

DAÑO EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE VARIOS NIVELES

Alberto Vásquez Martínez¹ y Orlando Javier Díaz López¹

RESUMEN

Se desarrollan funciones de daño acumulado para estructuras de marcos convencionales dado un daño inicial cuando son sometidas a excitaciones sísmicas de diversas intensidades. Se define un índice de daño global por fatiga que mide el daño en la estructura al ser sometida a un sismo. Se estudian dos edificios de concreto reforzado de 6 y 10 niveles diseñados de acuerdo al RCDF2004. Se hace un análisis de optimización basado en el costo esperado de daño durante un ciclo de vida y se obtienen umbrales de reparación de daño óptimos.

ABSTRACT

Damage accumulation functions for conventional structures with an initial damage when they are under seismic excitations of different intensities are developed. A fatigue global damage index is defined, which measures the system damage when it is under earthquakes. Two reinforced concrete office building six and ten stories high are studied. The buildings are designed in accordance with the specifications of the Federal District Building Code (RCDF-2004). An optimization analysis is performed based on the expected cost of damage during a life cycle, and thresholds for optimum damages repairing are obtained.

INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de excitaciones sísmicas durante la vida útil de una estructura de concreto reforzado, conlleva a una degradación de rigidez y resistencia de los elementos que la conforman. Esta evolución del daño depende de la intensidad sísmica y de las características de rigidez y resistencia del sistema estructural. Varios autores han estudiado el tema de daño de las estructuras (García (2001), Stephens y Yao (1987), Cruz (2007), Ruiz M. (2000), Tolentino López (2009). Todos estos estudios han estado enfocados a la obtención de índices de medición del daño y de funciones de la evolución del daño ante eventos sísmicos, con el fin de estimar la confiabilidad de las estructuras.

En este trabajo se estudia la respuesta sísmica de marcos convencionales de concreto reforzado, de varios niveles considerando diversas incertidumbres. Los objetivos que se persiguen son el de establecer un índice de daño global a través de un índice de daño local (Índice de Fatiga) que muestre el deterioro de edificios de concreto reforzado, así como el de proponer funciones de daño acumulado en función del daño inicial que presenta la estructura y la intensidad sísmica del evento a la que es sometida. Los resultados se utilizan para desarrollar criterios de optimización y políticas de reparación y mantenimiento con base en un análisis de costos futuros esperados.

EDIFICIOS ESTUDIADOS

Los sistemas estudiados son dos edificios de concreto reforzado de 6 y 10 niveles (figuras 1 y 2). Estos edificios están compuestos por marcos estructurales ortogonales en ambas direcciones y plantas cuadradas. El sistema de seis niveles presenta dos crujiás en cada dirección y el de 10 niveles tres crujiás. El ancho de las crujiás en los dos casos es de 6m. Las alturas en planta baja para ambos edificios son de 4m, en los demás

¹ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, Coyoacán, 04510 México, D.F. Teléfono, (55) 5623-3600 Ext-8472; fax: (55) 5623-3600; odil@pumas.iingen.unam.mx

entrepisos las alturas son de 3m. Se componen de un sistema de losa maciza con vigas secundarias que idealizan el diafragma rígido. Los elementos muros y cancelería se consideran desligados de la estructura principal.

Los edificios se analizaron y diseñaron de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias. Se consideraron dos factores de comportamiento sísmico: $Q=2$ y $Q=4$. Para el análisis estructural se consideran los efectos dinámicos debidos a la interacción suelo estructura según lo marca el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCDS, 2004). Los edificios se clasifican como construcciones del Grupo B y para uso de oficinas.

Se considera que los edificios se encuentran desplantados en la zona del valle de México de terreno compresible (Zona IIIb) correspondiente al sitio de SCT, en donde el periodo predominante del suelo, T_s , es igual a 2s y la profundidad de los depósitos firmes profundos H_s es igual a 32m. Para el edificio de 6 niveles se consideró una cimentación compensada (cajón de cimentación, figura 1); mientras que, para el edificio de 10 niveles, se consideró compuesta de una cimentación mixta (cajón y pilotes de fricción, figura 2). Para el análisis y diseño de las cimentaciones se siguieron los procedimientos presentados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004).

Las propiedades de resistencia de los materiales utilizados son: para el concreto una resistencia a la compresión de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y para el acero un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se toma para el análisis estructural los efectos por agrietamientos en vigas suponiendo una inercia de la sección agrietada igual a 0.5 de la inercia bruta de la sección. Para el diseño estructural se consideraron todos los requerimientos que marcan las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC2004), tanto para las estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, como las diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ (marco dúctil). Para el análisis y diseño estructural de los edificios se utilizó el programa de análisis y diseño de ECOgeW (Corona, 2004).

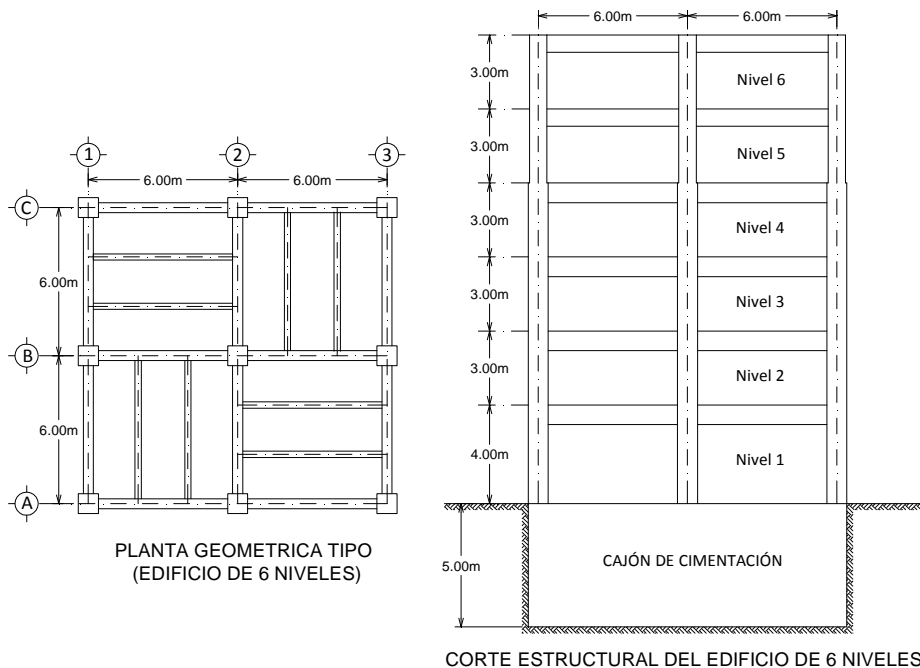


Figura 1 Estructura estudiada de 6 niveles

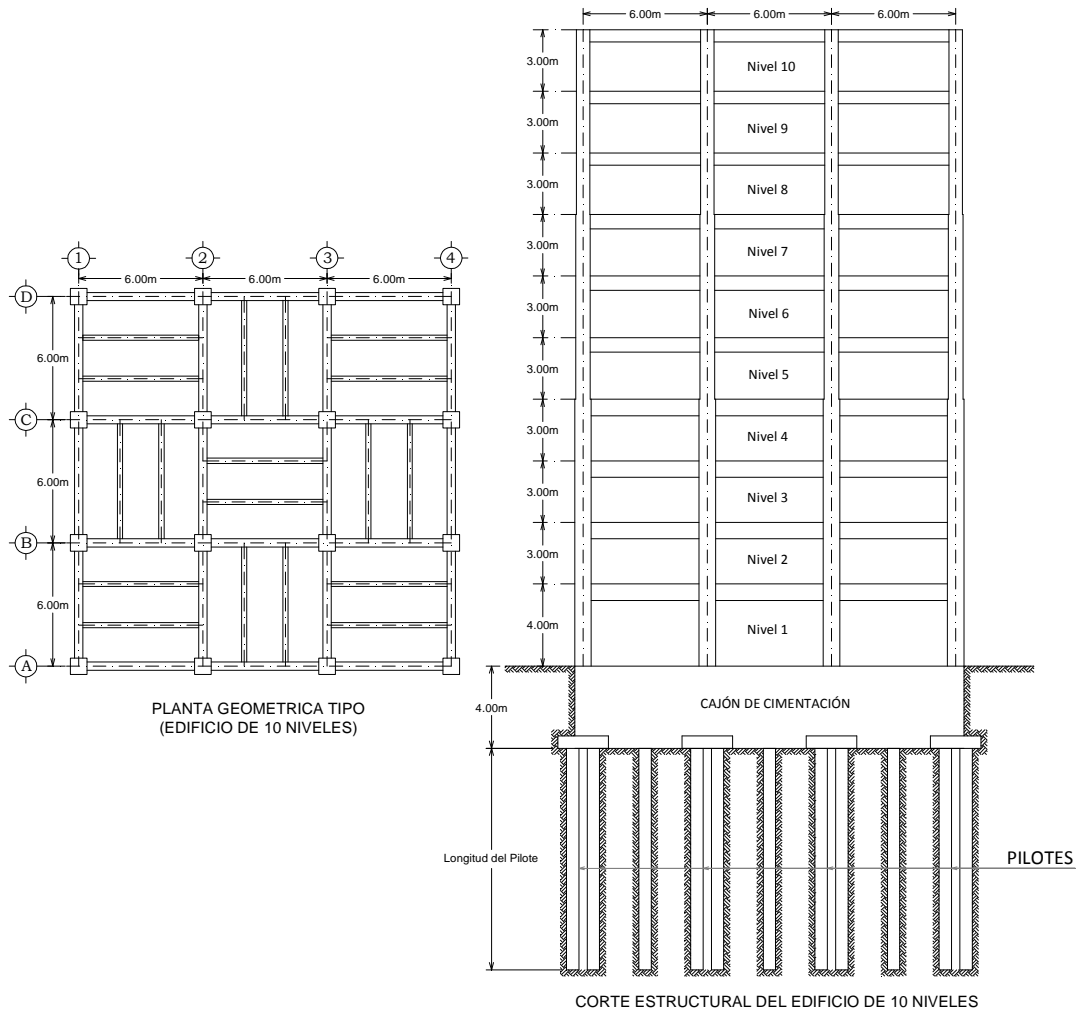


Figura 2 Estructura estudiada de 10 niveles

INCERTIDUMBRES ASOCIADAS A LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES Y MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO UTILIZADO

INCERTIDUMBRE

Las propiedades geométricas, resistentes y de carga que se utilizan y obtienen en el diseño de las estructuras, corresponden a combinaciones de factores de carga, resistencia y valores nominales de diseño. Estos se consideran para tomar en cuenta las incertidumbres asociadas a tales propiedades debidas a los procesos de construcción y fabricación de los mismos.

En los estudios de confiabilidad estructural es importante conocer las propiedades reales de las estructuras para hacer una estimación adecuada de su respuesta. Es por lo tanto necesario incorporar en dichos estudios la incertidumbre en sus propiedades mecánicas y de carga. Debido a lo anterior, se simuló un conjunto de estructuras considerando las incertidumbres mecánicas, geométricas y de cargas que actúan sobre ellas. Las variables que se consideraron inciertas fueron: cargas vivas, cargas muertas, características geométricas de los

elementos estructurales, resistencia a compresión del concreto, resistencia a tensión del concreto, módulo tangente del concreto, comportamiento mecánico del acero. En Vásquez (2010) se pueden ver los valores que se tomaron para la incertidumbre en las variables anteriores, así como los modelos y procedimientos que se usaron para la simulación. Con el fin de incorporar esta incertidumbre en la estimación de la confiabilidad de las estructuras, en este trabajo se hace uso del método de simulación de Montecarlo, ya que con ello es posible tomar en cuenta tales incertidumbres y hacer una buena estimación de la distribución probabilística de la respuesta estructural.

MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

Para los casos en estudio el modelo de comportamiento histerético de los elementos estructurales que se utiliza es el desarrollado por Campos y Esteva (1997), basado en el modelo de Wang-Shah (1987).

El modelo de Campos-Esteva considera que la degradación de rigidez y resistencia del elemento está definida con base en un índice de daño λ (ec. 1), el cual es asociado con la resistencia residual de la sección crítica en cada una de las direcciones de carga. Este índice es función del parámetro D dado por la ec. 2 el cual depende de las deformaciones máximas que sufre el elemento en cada ciclo de carga.

$$\lambda = 1 - \exp(-\kappa D) \quad (1)$$

$$D = \sum \left(\frac{\theta}{\theta_F} \right) \quad (2)$$

Donde θ es la rotación máxima en la articulación plástica en el ciclo i y θ_F es la rotación a la falla bajo condiciones de carga monotónica. El valor de κ es igual a 0.067 (Campos y Esteva, 1997). El efecto del daño en un elemento bajo la acción de carga cíclica (figura 3), se obtiene a través de una disminución del momento asociado a una cierta rotación del elemento. Los valores reducidos y originales son relacionados por:

$$M'(\theta) = M(\theta) \cdot (1 - \lambda) \quad (3)$$

Donde $M(\theta)$ es el momento correspondiente a la rotación θ en la curva primaria de la relación momento-rotación plástica y $M'(\theta)$ es el momento reducido con daño acumulado, asociado a la misma rotación θ .

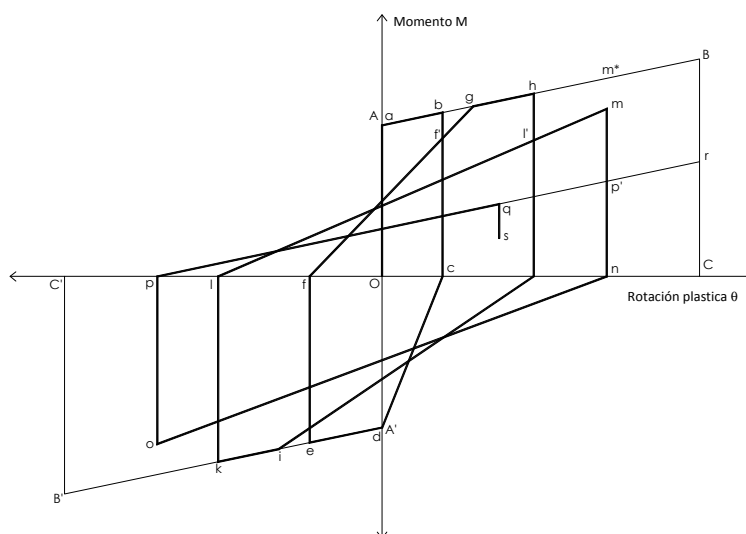


Figura 3 Modelo de Histéresis Campos-Esteva (deterioro de rigidez y resistencia)

El modelo de Campos-Esteva fue incorporado al programa de análisis no lineal DRAIN2D (Powell, 1973). El modelo supone que el diagrama de momento-curvatura se caracteriza por una curva envolvente bilineal, donde aparecen solamente los puntos de fluencia (punto A) y de falla (punto B), el punto de agrietamiento no es tomado en cuenta, ya que se considera que el daño en el intervalo lineal de deformación es nulo. En la figura 3 se muestra una caracterización de las reglas de histéresis que presenta el modelo.

EXCITACIÓN SÍSMICA

INTENSIDAD SÍSMICA

En este trabajo, se toma como medida de la intensidad sísmica, Y , el valor de la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura para un porcentaje de amortiguamiento del 5% del

crítico. En lo que sigue esta intensidad está representada por $y = \frac{Y}{g}$, donde g es la aceleración de la gravedad.

TEMBLORES

Para el análisis de confiabilidad se toma una familia de temblores simulados para el sitio de SCT. Para su obtención utiliza el método de simulación de temblores desarrollado por Ismael y Esteva (2006). Los sismos simulados correspondieron a sistemas estructurales con un periodo de vibración fundamental de 0.965 s., y para una intensidad correspondiente a un periodo de recurrencia de 485 años ($Y= 490 \text{ cm/s}^2$). En la figura 4 se muestran los espectros lineales de pseudo-aceleración para un porcentaje del amortiguamiento crítico igual al 5%, para algunos de los sismos simulados.

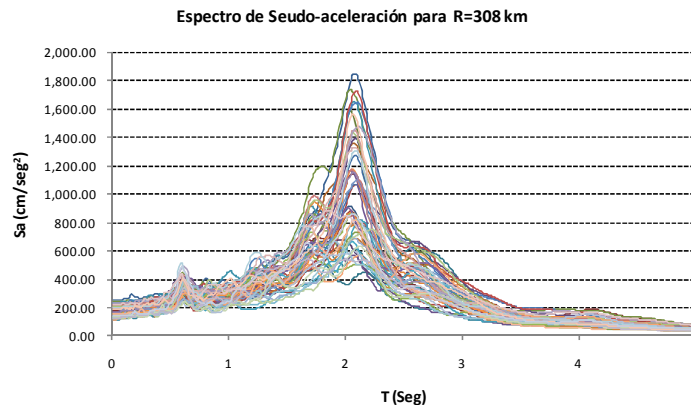


Figura 4 Espectros de seudo-aceleración para los registros sintéticos

ÍNDICE DE DAÑO

Para cuantificar el daño en las estructuras de concreto reforzado cuando son sometidas a excitaciones sísmicas, se debe de establecer un indicador de daño. En este trabajo se propone un índice de daño global, basado en un índice de daño a nivel local del elemento estructural. El índice de daño local o índice de fatiga, se establece a partir del deterioro de la capacidad resistente del elemento, y está asociado a los ciclos de carga y descarga generado en las secciones del elemento que presentan comportamiento plástico. El índice de daño local utilizado en este trabajo es el índice λ (ec. 1). Este índice se calcula para ambos sentidos (momento positivo (inferior) y negativo (superior)) de la sección del elemento (viga y columna). Se considera que las

articulaciones plásticas se forman en los extremos del elemento estructural en una longitud plástica (figura 5).

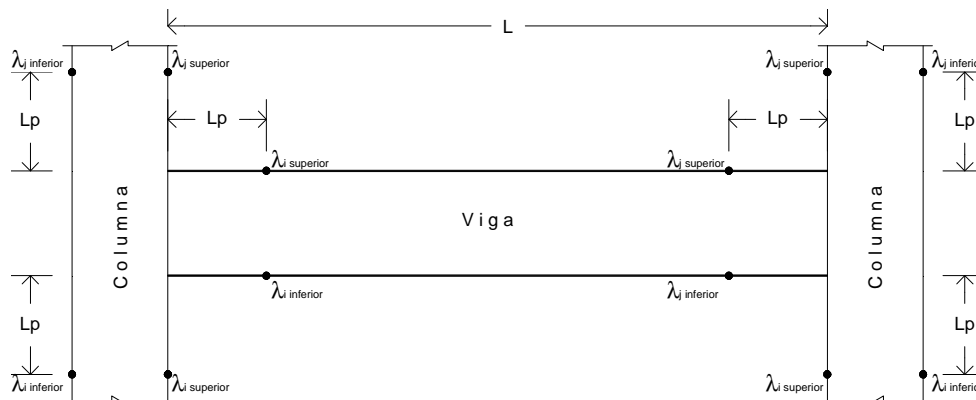


Figura 5 Ubicación de los índices de daño locales en los elementos estructurales

El índice de daño de todo el elemento estructural se evalúa tomando el máximo valor de λ (superior o inferior) en cada extremo (i, j); posteriormente se realiza un promedio de los dos valores máximos de λ y el resultado es el índice de fatiga del elemento. La expresión que evalúa el índice de fatiga del elemento es:

$$I_{DF} = \frac{\text{Max}(\lambda_{i\text{superior}}, \lambda_{i\text{inferior}}) + \text{Max}(\lambda_{j\text{superior}}, \lambda_{j\text{inferior}})}{2} \quad (4)$$

El índice de daño global del sistema, $I_{DF\text{global}}$, se obtiene a partir del índice de daño local, I_{DF} , de cada uno de los elementos.

$$I_{DF\text{global}} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{DFi}}{n} \quad (5)$$

Donde n es el número total de elementos estructurales (vigas y columnas) del sistema.

El índice de daño global obtenido con la ecuación anterior toma valores de 0 a 1. El valor de 0 corresponde al caso de una estructura con comportamiento elástico. El valor de 1 se presenta cuando todos los elementos de la estructura han fallado. Sin embargo no es necesario que suceda lo anterior para que la estructura falle, ya que es más real que antes de que suceda eso ($I_{DF\text{global}}=1$), se formen mecanismos de falla locales que provoquen el colapso de la estructura. Debido a lo anterior es posible que este índice tome valores menores que 1 cuando se presente la falla de la estructura.

Con el fin de definir un indicador de daño que varíe entre 0 y 1, de tal forma que en la falla de la estructura este índice tome el valor de 1, el indicador de daño propuesto (ec. 5) se normaliza con respecto al valor que toma ese indicador cuando se presenta la falla de la estructura (I_{FE})

$$I_{DFN} = \frac{I_{DF\text{global}}}{I_{FE}} \quad (6)$$

Para una estructura ante un sismo dado, el valor de I_{FE} se calcula sometiendo a esa estructura a ese mismo sismo, pero con una intensidad suficiente para que la lleve a la falla. Obtener el valor del índice de daño global normalizado de la forma anterior es bastante laborioso, ya que es necesario realizar una serie de análisis para obtener el valor I_{FE} para cada estructura analizada. Por lo anterior, en este trabajo se opta por

utilizar un valor de I_{FE} igual para todos los casos, el cual se obtiene considerando a la estructura con propiedades medias. Esta estructura se analiza ante una familia de temblores y el promedio del valor del índice de daño global cuando la estructura falla se toma como el valor de normalización para todos los casos.

FUNCIONES DE DAÑO ACUMULADO

ESTRUCTURAS SIN DAÑO INICIAL

Las funciones de daño acumulado en edificios sin daño inicial se obtienen seleccionando una muestra de 100 estructuras simuladas (Alamilla, 2001, programa SIMESTRU) para cada uno de los edificios estudiados (Edificio 6 y 10 niveles con $Q=2$, Edificio 6 y 10 niveles con $Q=4$). A cada estructura simulada se le asignó un temblor simulado (sección Excitación Sísmica) en forma aleatoria. La intensidad del sismo para cada estructura simulada, fue tal que se cubriera un intervalo de intensidad, y , lo suficientemente amplio para tener una buena representación de su respuesta sísmica. Los análisis dinámicos paso a paso se realizaron con el programa DRAIN2D (Powell, 1973). Los valores del factor de normalización del índice de daño global para cada edificio estudiado se dan en la tabla 1

Tabla 1 Valores de la media de I_{FE} , para las estructuras estudiadas

Valores de la media I_{FE}		
Edificio	Factor Q	Media I_{FE}
6 Niveles	2	0.3167
6 Niveles	4	0.3398
10 Niveles	2	0.1629
10 Niveles	4	0.1711

Los valores de I_{FE} para los edificios de 10 niveles son menores en comparación con los obtenidos para los edificios de 6 niveles. Lo anterior se debe al mecanismo de falla que presenta cada uno de los edificios. En el edificio de 10 niveles el mayor comportamiento inelástico se concentra en los niveles inferiores, con poco comportamiento plástico en los niveles superiores. En el caso del edificio de 6 niveles, se tiene una mayor distribución del daño en todos los elementos de la estructura, y por lo tanto un mayor número de elementos se dañen antes de la formación del mecanismo que lo lleva a la falla.

En las figuras 6 a 9 se muestra el daño (I_{DFN}) en la estructura en función de la intensidad sísmica y . Las figuras 6 y 7 corresponden al caso de los edificios de 6 niveles con $Q=2$ y $Q=4$, respectivamente, y las figuras 8 y 9 al edificio de 10 niveles con $Q=2$ y $Q=4$, respectivamente. Los resultados muestran un incremento del daño más lento con respecto a la intensidad para los casos estudiados con $Q=2$. Sin embargo, a partir de una cierta intensidad, el daño sube más rápidamente para las estructuras diseñadas con $Q=2$, que para las diseñadas con $Q=4$.

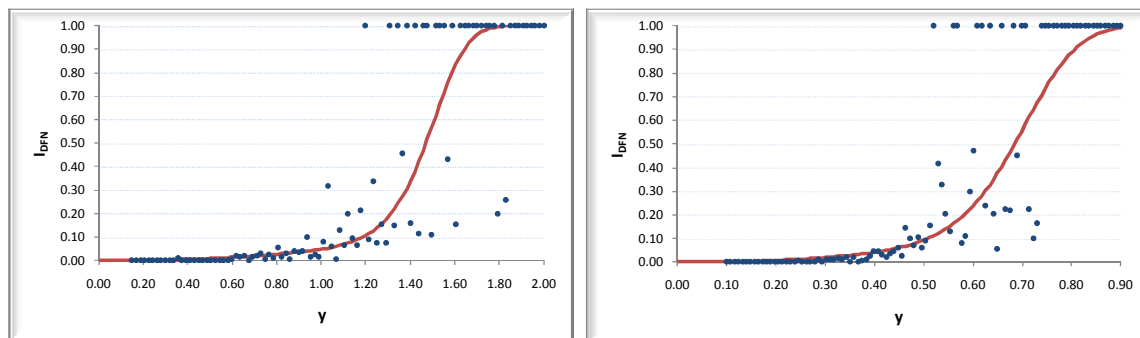


Figura 6 I_{DFN} vs. y . Edificio 6 niveles con $Q=2$.

Figura 7 I_{DFN} vs. y . Edificio 6 niveles con $Q=4$.

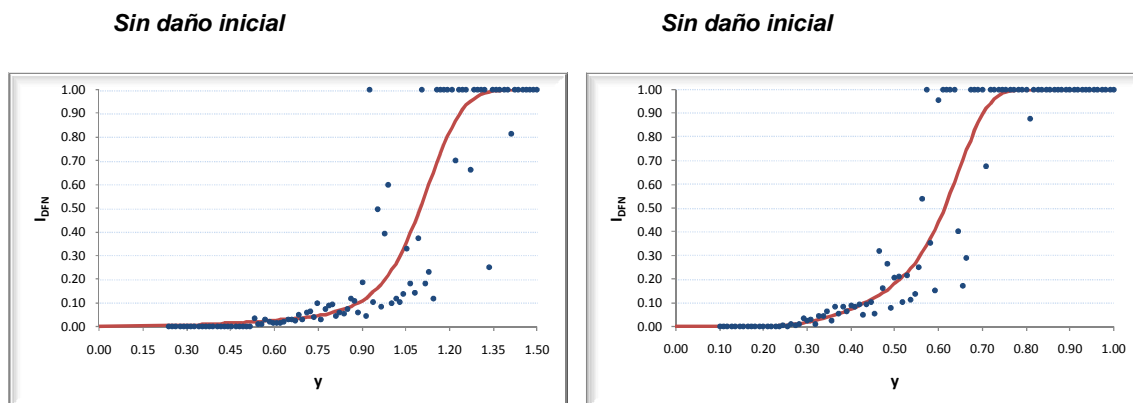


Figura 8 I_{DFN} vs. y . Edificio 10 niveles con $Q=2$.
Sin daño inicial

Figura 9 I_{DFN} vs. y . Edificio 10 niveles con $Q=4$.
Sin daño inicial

ESTRUCTURAS CON DAÑO INICIAL

El incremento en el daño en las estructuras cuando tienen un cierto daño inicial y son sometidas a sismos de diferentes intensidades se realiza de la siguiente forma:

1. Se seleccionan estructuras con cierto daño inicial de los análisis realizados a los edificios sin daño inicial (figuras 6 a 9).
2. Cada caso de daño inicial se analiza ante temblores de diversas intensidades sísmicas. Para cada intensidad se realizaron diez análisis de respuesta ante sismos elegidos en forma aleatoria escalados a dicha intensidad.
3. En análisis se realiza aplicando dos sismos secuenciales; el primero de ellos es el que origina en la estructura el daño inicial seleccionado. El segundo sismo se escala a la intensidad, y , deseada. Entre el primer y segundo sismo existe un tiempo corto de estabilización de la estructura con aceleración cero.
4. De los análisis de respuesta de se obtiene el índice daño, I_{DFN} , final del sistema.

En la figuras 10 y 11 se presentan algunos resultados de los análisis de respuesta para las para los diferentes casos de daño inicial que se tomaron, para los edificios estudiados, La figura 10 corresponde al caso del edificio de 6 niveles con $Q=2$ y la figura 11 corresponde al caso del edificio de 10 niveles con $Q=4$.

AJUSTE DE LAS FUNCIONES DE DAÑO ACUMULADO

A los resultados como los presentados en las figuras 6 a 11 se les ajustó una expresión para la función de daño final F_{DF} , dado un daño inicial y una intensidad sísmica, del tipo:

$$F_{DF}(D_I, y) = D_I + e^{\left((-A \cdot y^{-B}) e^{-C \cdot y^D} \right)} \cdot (I - D_I) \quad (7)$$

con $A = C_1 e^{(C_2 D_I)}$, $B = C_3 e^{(C_4 D_I)}$, $C = C_5 e^{(C_6 D_I)}$, $D = C_7 e^{(C_8 D_I)}$, D_I es el daño inicial de la estructura y y es la intensidad sísmica del evento.

Los ajustes hechos con la ecuación 7 se realizaron con base en el algoritmo de Levenberg-Marquardt (OriginPro v8, 2007) basado en una combinación de los métodos de Gauss-Newton y el método descendente para ajustes de funciones no lineales. En la tabla 2 se presentan los valores de los parámetros ajustados para cada uno de los edificios estudiados. En las figuras 6 a 11 se presentan en forma gráfica los ajustes realizados a los casos en ellas presentados.

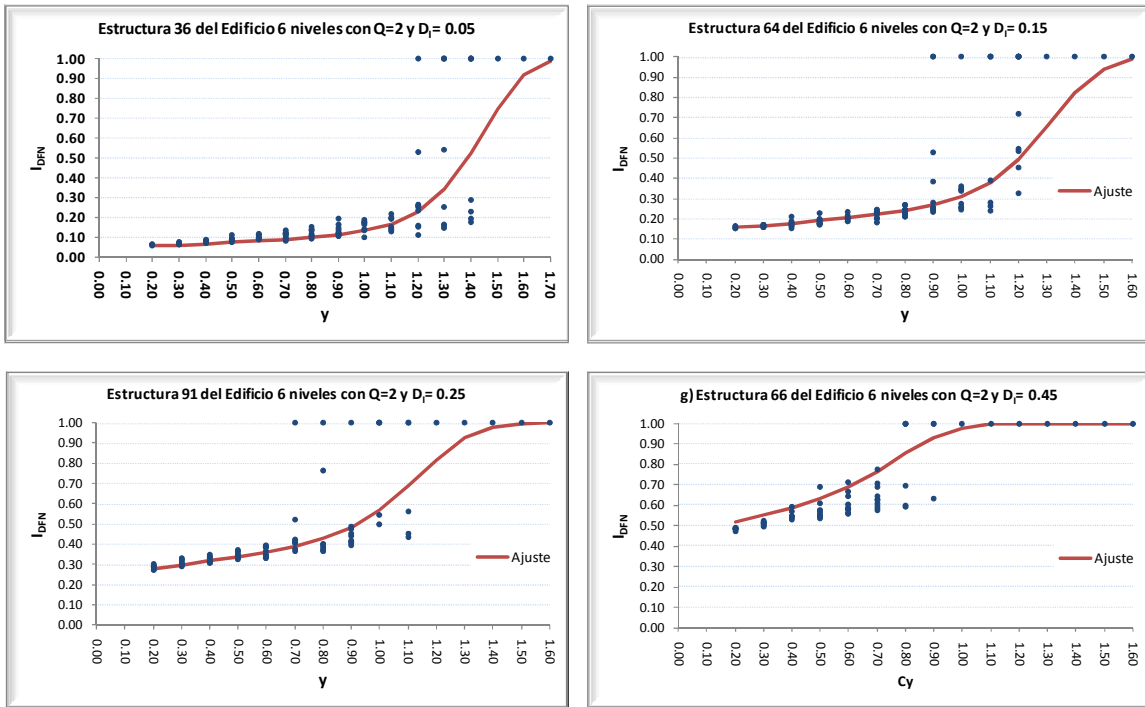


Figura 10 I_{DFN} vs. y para el edificio de 6 niveles con $Q=2$, para diferentes daños iniciales

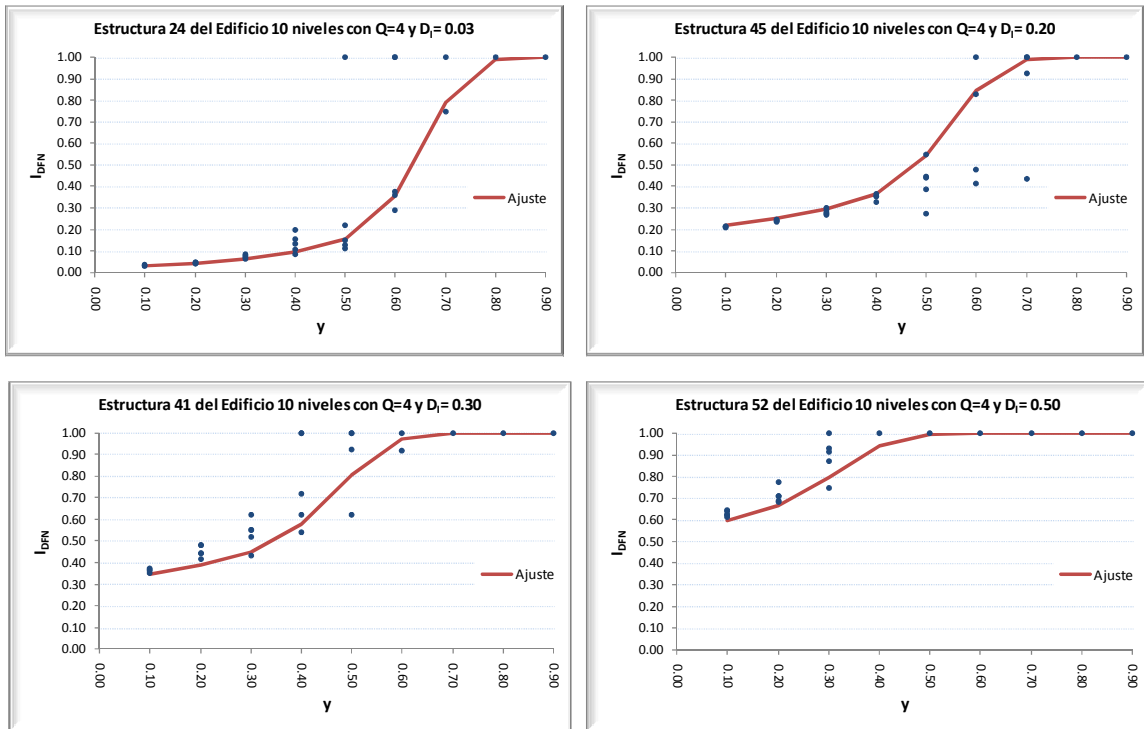


Figura 11 I_{DFN} vs. y para el edificio de 10 niveles con $Q=4$, para diferentes daños iniciales

En este trabajo se supone que la función de densidad de probabilidad del daño final en una estructura, dado un daño inicial y una intensidad, puede representarse como una distribución tipo Beta (ec. 8). Esta distribución está definida por dos parámetros q y r y se limita al intervalo (a, b) . En el caso de las estructuras con daño inicial cero, este intervalo está entre 0 y 1. Para las estructuras con un daño inicial el intervalo de incremento de daños estará entre 0 y $1-D_I$.

$$f(x) = \frac{1}{\beta(q,r)} \frac{(x-a)^{q-1}(b-x)^{r-1}}{(b-a)^{q+r-1}}; \quad a \leq x \leq b \quad (8)$$

Para definir la forma de la distribución Beta es necesario estimar los valores q y r . Estos parámetros están en función de la media, μ_x , y desviación estándar, S_x , de la variable aleatoria dados por:

$$r = \frac{((b-\mu_x)^2(\mu_x-a)) - ((b-\mu_x)S_x^2)}{S_x^2(b-a)} \quad (9)$$

$$q = \frac{r(\mu_x-a)}{b-\mu_x} \quad (10)$$

Aplicando las ecuaciones 9 y 10 se pueden calcular los valores de q ó r para la muestra de valores que se tienen y ajustar una expresión a ellos. Con ello se tendrá definida la función de densidad de probabilidades del daño.

Para el cálculo de la función de distribución del daño, se ajustó el parámetro q , a partir de los resultados que se tenían. Se eligió este parámetro pues con él se encontraron mejores ajustes para definir, de una manera adecuada, la función de distribución del daño. La expresión de ajuste propuesta para el parámetro q es la siguiente:

$$q(D_I, y) = 1 + A \cdot y^{-B} \quad (11)$$

$$\text{con } A = C_1 e^{(C_2 D_I)} \text{ y } B = C_3 e^{(C_4 D_I)}$$

En la tabla 3 se dan los valores de los parámetros C_1 , C_2 , C_3 y C_4 que se ajustan, para cada uno de los casos estudiados.

Tabla 2 Valores de los parámetros de ajustes de la ecuación 7 para los edificios estudiados

Edificio	A		B		C		D	
	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7	C_8
6 niveles con Q=2	3.2161	-2.731	0.5275	-0.007	0.0653	8.4837	7.8095	-1.328
6 niveles con Q=4	2.1612	-1.365	0.5077	-1.509	9.702	6.6808	5.243	-0.81
10 niveles con Q=2	2.9334	-3.143	0.4591	0.0522	0.7112	4.3363	7.1703	-1.043
10 niveles con Q=4	1.7345	-1.614	0.5819	-0.471	25.224	1.4208	7.3115	-1.338

Tabla 3 Valores de los parámetros de ajustes de la ecuación 11 para los edificios estudiados

Edificio	A		B	
	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄
6 niveles con Q=2	4.9272	-7.42E-14	0.7075	1.2217
6 niveles con Q=4	7.3263	-6.4244	1.2413	1.6858
10 niveles con Q=2	17.3878	-2.6902	0.7549	1.0047
10 niveles con Q=4	13.7129	-4.3451	0.4367	2.2156

ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

PROBABILIDAD DE FALLA

Para obtener la probabilidad de falla del sistema se utilizó un planteamiento distinto para establecer la función de densidad de probabilidades del daño en la estructura. En este planteamiento se considera que la función de densidad de probabilidades del daño es del tipo Normal. En él se aplicaron criterios de máxima verosimilitud para establecer los parámetros probabilísticos (media y varianza) que definen a la función de densidad de probabilidad del daño en la estructura. Utilizar este procedimiento permite tomar en cuenta los casos en que la estructura falla (Esteve e Ismael, 2004). El cálculo de la probabilidad de falla con el criterio de máxima verosimilitud se hizo en forma individual para cada caso de edificio estudiado y cada valor de daño inicial.

De acuerdo con este planteamiento, defínase la variable $Z = \ln(I_{DFN})$. Z no puede tomar valores más grandes que 0. Esto genera una concentración discreta de su función de probabilidades para ese valor, por lo tanto para un valor de intensidad dada, y , la función de densidad de probabilidades de Z es igual a $f_Z(z)$, la cual es continua para $z < 0$ y presenta una concentración en $z = 0$, por lo que $P_F(y) = P[Z = 0 | y]$, la probabilidad de falla para una intensidad y . Con el fin de incluir, en el análisis de los resultados la información completa (casos de falla y no falla), defínase una variable auxiliar U , tal que $Z = U$ para $Z < 0$ y $Z = 0$ para $U \geq 0$. De acuerdo con lo anterior la función de densidad de probabilidades de U , $f_U(\cdot)$ y su función de distribución acumulada $F_U(\cdot)$ (figura 12), están caracterizadas por un conjunto de parámetros $\{\epsilon\}$ que determinan sus propiedades básicas tales como la media, desviación estándar, etc. Estos parámetros pueden ser expresados como función de la intensidad, y , $H(y | \alpha_p)$, con forma dada y parámetros desconocidos, α_p .

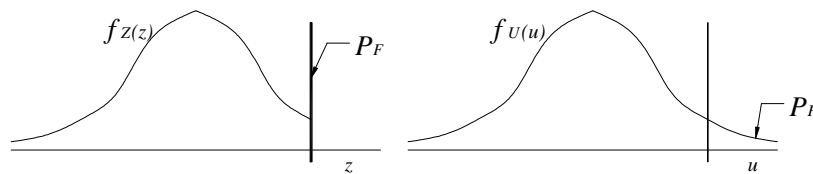


Figura 12 Representación de la función de densidad de probabilidades de Z y U.

Por lo anterior, para un conjunto de pares de valores (y, Z) , compuesto por m pares de valores para los que $Z < 0$ y n pares de valores para los que $Z = 0$, la función de verosimilitud se expresa como:

$$L(\alpha) = \prod_{i=1}^m f_U(u | y_i, \alpha_p) \prod_{j=1}^n [1 - F_U(0 | y_j, \alpha_p)] \quad (12)$$

De la expresión anterior la primera productoria toma en cuenta los m casos sin falla; mientras, la segunda productoria toma en cuenta los n casos que fallan. El problema por lo tanto es maximizar la ecuación 12 para los parámetros $\{\alpha_p\} = A, B, C, D, E, F, G$.

Como se dijo anteriormente en este trabajo se consideró que la función de densidad de probabilidad de U tenía una f_{dp} del tipo normal. Se supuso una media μ_z y desviación estándar σ_z con las siguientes expresiones:

$$\mu_z = -Ay^{-B} + Cy^D \tag{13}$$

$$\sigma_z = Ey^F e^{(Gy)} \tag{14}$$

Teniendo los parámetros de ajuste, podemos obtener la probabilidad de falla de la estructura

$$P_F = 1 - P(u = 0) \tag{15}$$

En la figura 13 se presenta la probabilidad de falla obtenida para cada estructura y daño inicial correspondiente.

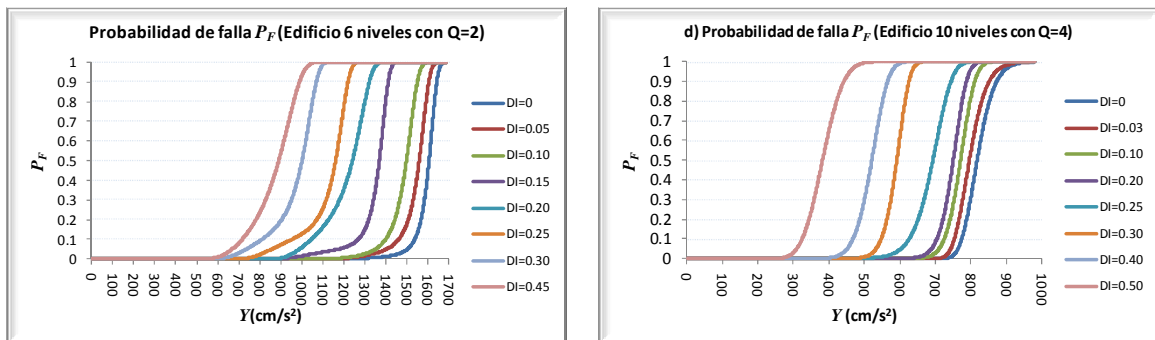


Figura 13 Probabilidad de falla para algunos de los sistemas estudiados. Edificio 6 niveles Q=2 y Edificio 10 niveles Q=4.

TASA ANUAL DE FALLA v_F

De Esteva y Ruiz (1989) la tasa media anual de falla v_F de una estructura se puede obtener por la siguiente expresión:

$$v_F = \int_0^{\infty} -\frac{dv_Y(y)}{dy} P_F(y) dy \tag{16}$$

Donde $v_Y(y)$ es la tasa media anual de excedencia de intensidades y $P_F(y)$ es la probabilidad de que la estructura falle ante una intensidad, y , dada. Para el cálculo de $v_Y(y)$, utilizó la metodología desarrollada por Alamilla (2001) y corresponde a la del periodo de vibración de la estructura con propiedades medias.

En la figura 14 se muestran los valores de las tasas de falla y los ajustes realizados a los edificios de 6 niveles con Q=2 y de 10 niveles con Q=4. A estos valores se les ajustó una expresión de la forma

$$v_{FAjuste}(D_i) = Ae^{(B \cdot D_i)} \tag{17}$$

Donde: A y B son parámetros de ajuste de la función de tasa de falla y D_I es el daño inicial de la estructura.

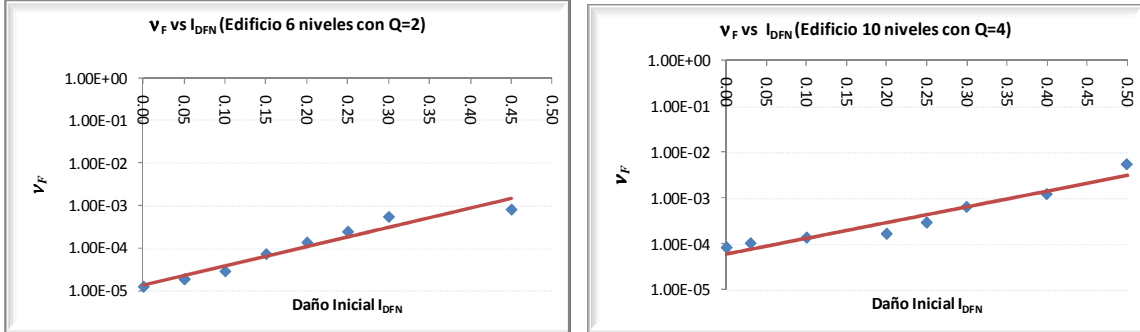


Figura 14 Tasas de falla para los edificios estudiados. Edificio de 6 niveles con Q=2 y Edificio de 10 niveles con Q=4.

ANÁLISIS DE OPTIMIZACIÓN

La acumulación del daño estructural producido por una historia de excitaciones sísmicas de intensidades, y , a través del tiempo, produce en ellas ciertos daños visibles o no en la estructura. La medición del daño a través del índice de daño global nos permite establecer políticas de reparación a través de umbrales de daño con el cual se toma la decisión de reparar o no la estructura.

El análisis de decisiones nos permite establecer criterios de diseño y políticas de reparación bajo un esquema de optimización de un ciclo de vida.

De estudios anteriores (Ruiz M., 2000), para establecer una estrategia óptima de diseño y reparación es necesario establecer parámetros de diseño y umbrales de daño para el cual la estructura se repara, que minimicen la suma de los costos iniciales, de reparación y mantenimiento, todos estos costos actualizados a un mismo instante de referencia. Lo anterior se puede expresar como:

$$U = C_0 + E \left[\sum_{i=1}^{\infty} L_i e^{-\gamma T_i} \right] \quad (18)$$

Donde T_i son los instante en que ocurren los sismos que afectan al sistema estructural, C_0 es el costo inicial de la estructura, L_i son cantidades que incluyen consecuencias de fallo o daño, como son los costos de reparación asociados a un umbral de daño establecido, $E[\cdot]$ significa la esperanza y γ es un factor de tasa de descuento. U es la función a minimizar.

En este trabajo para minimizar los costos futuros y establecer políticas de reparación se utiliza el método de simulación de Montecarlo, empleando las funciones de daño obtenidas para cada edificio. Se considera un ciclo de vida de la estructura de 150 años y una tasa de descuento γ de 0.05. El procedimiento usado es el siguiente:

- a) Se simula una secuencia de intensidades sísmicas y tiempos de ocurrencia.
- b) Se supone una estrategia de umbral del nivel de daño U_{dm} para el cual se repara el marco.
- c) Para cada evento de la secuencia sísmica
 - i. Se simulan valores de daño en la estructura (en función de su daño inicial y la intensidad del sismo).

- ii. Se decide con base en el daño simulado y en la estrategia supuesta, si se necesita reparar el marco.
 - iii. Se determinan los costos de daño.
 - iv. Se definen nuevas propiedades del marco para el siguiente temblor (daño con el que queda).
- d) Se calculan las utilidades U .

Se repite los incisos a) al d) para varias secuencias sísmicas de historias sísmicas cubriendo el ciclo de vida de la estructura.

El proceso de simulación de los tiempos de ocurrencia de los temblores, sus intensidades sísmicas, los daños estructurales y el costo inicial de la estructura y los costos de reparación se pueden ver en Vásquez (2010).

En las figuras 15 y 16 se presentan los resultados que se obtienen para el caso del edificio de 6 niveles con $Q=2$ y el edificio de 10 niveles con $Q=4$, respectivamente, al aplicar el procedimiento anteriormente descrito, para diferentes valores del umbral de daño, U_{dm} . En estas figuras el costo de daño está normalizado con respecto al costo inicial de la estructura.

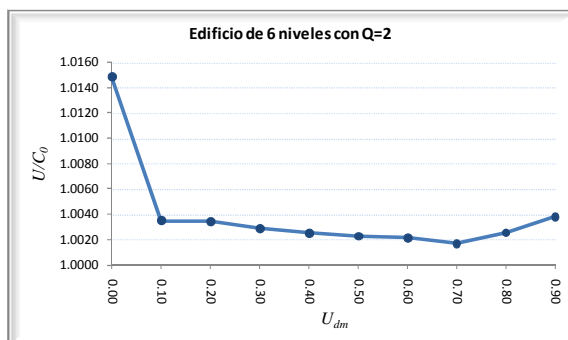


Figura 15 Costos para el edificio de 6 niveles con $Q=2$

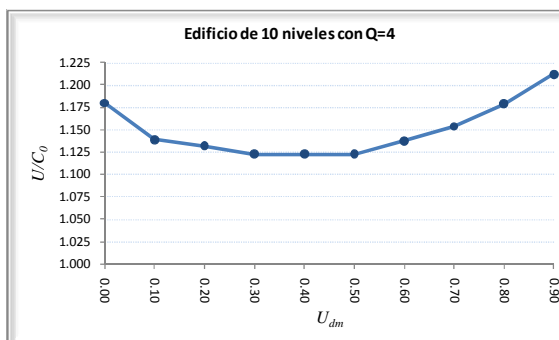


Figura 16 Costos para el edificio de 10 niveles con $Q=4$

Para el edificio de 6 niveles diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q=2$ (figura 15), se aprecia la tendencia a decrecer en la utilidad hasta un umbral de daño para reparación de 0.7. A partir de este umbral se la utilidad se incrementa conforme el umbral aumenta. También se aprecia que los valores de la utilidad son muy pequeños. Lo anterior nos indica que la estructura es muy resistente y que en las historias sísmicas simuladas se presentan muy pocos casos en los cuales la intensidad sísmica es lo suficientemente alta para generar daños que permitan alcanzar el umbral de daño, U_{dm} , para el cual se repara. De los resultados observados para este caso la utilidad óptima corresponde cuando el umbral de daño, U_{dm} , toma el valor de 0.7 con un valor de 1.001675 del costo inicial de la estructura.

Para el edificio de 10 niveles diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q=4$ (figura 16), se aprecia la tendencia a decrecer en la utilidad hasta un umbral de daño para reparación de 0.5. A partir de este umbral la utilidad se incrementa conforme el umbral aumenta. Lo anterior nos indica que para valores muy altos de daño, aunque se presenten pocas reparaciones, estas corresponden a la falla total de la estructura por lo que el costo de reparación es igual al costo inicial total de la estructura más los costos indirectos que esto genera. Para este caso la utilidad óptima corresponde cuando el umbral de daño U_{dm} toma el valor de 0.5, con un valor de 1.1225 del costo inicial de la estructura.

CONCLUSIONES

- Las funciones de daño se basan en un índice de daño por fatiga, que toma en cuenta la capacidad del elemento a soportar ciclos de carga.
- Los edificios diseñados con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, presentan un lento incremento en el daño para intensidades bajas a moderadas y daños inicial no muy altos. Se aprecia que las intensidades que causan la falla ($I_{DFN}=1$) en estos edificios son altas.
- Los edificios diseñados con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$, muestran un incremento más rápido en el daño al aumentar la intensidad sísmica y el daño inicial
- Las estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, presentan menor requerimiento en el diseño y detallado de los elementos estructurales, sin embargo al ser diseñadas para un coeficiente de diseño sísmico mayor, los resultados muestran que este tipo de estructuras presentan una menor degradación de la rigidez y pérdida de resistencia que, las estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$.
- El costo inicial del edificio de 6 niveles con $Q=2$ es un 9.74% mayor al costo inicial del edificio de 6 niveles con $Q=4$. La utilidad óptima para el edificio de 6 niveles con $Q=4$ corresponde a un umbral de reparación de daño, U_{dm} , entre 0.1 y 0.2 con una utilidad de 1.079 del costo inicial de la estructura. Para el edificio de 6 niveles con $Q=2$ la utilidad óptima corresponde a un umbral de reparación de daño, U_{dm} , igual a 0.7, con una utilidad del 1.0017 del costo inicial de la estructura. Esto parece indicar que económicamente es más factible diseñar a este edificio con factor de comportamiento sísmico $Q=4$.
- El costo inicial del edificio de 10 niveles con $Q=2$ es un 6.15% mayor al costo inicial del edificio de 10 niveles con $Q=4$. La utilidad óptima para el edificio de 10 niveles con $Q=4$ corresponde a un umbral de daño, U_{dm} , igual a 0.5 con una utilidad de 1.123 del costo inicial de la estructura. Para el edificio de 10 niveles con $Q=2$ la utilidad óptima corresponde a un umbral de reparación de daño, U_{dm} , igual a 0.8 con una utilidad del 1.00265 del costo inicial de la estructura. En este caso, para este edificio es económicamente más factible diseñarlo con factor de comportamiento sísmico $Q=2$.
- Se recomienda realizar un análisis de optimación donde se tomen en cuenta la distribución del daño global en los entrepisos; es decir, en este trabajo se supone que no hay variación de costos en cada nivel. Al incluir la distribución del daño se involucrarían ciertas variables, que incluirían la variación del costo entre los entrepisos (por ejemplo, no es lo mismo reparar en el primer nivel que en el último), involucrar víctimas heridas o pérdidas humanas, interrupción de actividades, pérdidas de equipo y contenidos. Esto permitiría hacer un estudio más completo de optimación.
- Desde el punto de vista práctico, para la aplicación de las políticas de reparación es necesario conocer las condiciones en las que se encuentra la estructura después de la ocurrencia de un sismo o una secuencia de ellos, esto con el fin de decidir si es conveniente realizar una acción de reparación o no. Esto se puede hacer realizando una inspección a la estructura después de un temblor, pero no es fácil establecer el daño que tiene un elemento mediante un simple reconocimiento visual. Otra forma de resolver esto es haciendo uso de los resultados que se obtienen aquí sobre las funciones de daño acumulado. Esto se puede hacer considerando, por ejemplo, que la acumulación del daño ante secuencias de sismos se puede modelar como un proceso de Markov. De esa forma es posible, a partir de las funciones de daño acumulado, obtener funciones de probabilidades de transición de un estado de daño a otro, en función de la intensidad sísmica del evento. La probabilidad que se tenga de sobrepasar el umbral de daño elegido, se puede utilizar para tomar la decisión de reparar o no la estructura. Estudios adicionales deberán hacerse sobre esta línea.

REFERENCIAS

- Alamilla, J.L. (2001), "**Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aperticadas**" Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Campos-Arias D. y Esteva L. (1997), "**Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado**", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, pp. 567- 573.

Corona, G. (2004), "**Programa de análisis y diseño para edificios de concreto ECOgcW**", Ingeniería y Diseño, S. C.

Cruz J. (2007), "**Análisis de confiabilidad de edificios de concreto reforzado en zonas sísmicas considerando la acumulación del daño estructural durante la vida de servicio**" Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Esteva L. e Ismael E. (2004), "A **maximum likelihood approach to system reliability with respect to seismic collapse**", Proc. International Federation for Information Processing, WG7. 5 Working Conference, Banff, Canada.

Esteva, L. y Ruiz S.E. (1989), "**Seismic Failure Rates of Multistory Frames**", Journal of structural Engineering (ASCE), vol. 115, No.2, Febrero, pp. 268-284.

García F. (2001), "Daño **acumulado y confiabilidad estructural en marcos de edificios**", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Ismael E. y Esteva L. (2006), "**A hybrid method for simulating strong ground motions records**", First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva Switzerland, Paper Number: 1265.

NTCC (2004), "Normas **Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto**", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.

NTCS (2004), "**Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo**", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.

NTCDCC (2004), "**Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones**", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.

OriginPro v8 (2007), "**Programa de análisis de datos estadístico y gráficos**", OriginLab Corporation.

Powel G. H. (1973), "**DRAIN-2D user's guide**", Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, EERC 73-22,

RCDF (2004), "**Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.

Ruiz, M. (2000), "**Confiabilidad de marcos simples con disipadores**", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Stephens, J.E. y Yao J.T.P. (1987), "**Damage assessment using response measurements**", Journal of Structural Engineering (ASCE), vol. 113, No. 4, pp. 787-801.

Tolentino L.D. (2009), "**Confiabilidad en edificios considerando la influencia del daño acumulado causado por sismos**", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Vásquez A. (2010), "**Funciones de daño acumulado para edificios de concreto reforzado**", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Wang M.L. y Shah S.P. (1987), "**Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept**", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 15, pp. 993-1003.

