

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS UTILIZANDO UN DISEÑO POR DESEMPEÑO

EVALUATION OF THE SEISMIC VULNERABILITY OF STRUCTURES USING A PERFORMANCE DESIGN

JULIÁN CARRILLO

Profesor Asistente Facultad de Ingeniería, Universidad Militar Nueva Granada, wcarrillo@umng.edu.co

Recibido para revisar Junio 12 de 2007, aceptado Diciembre 21 de 2007, versión final Diciembre 26 de 2007

RESUMEN: Debido a la actualización de los códigos de diseño sísmico, los requerimientos y la demanda sísmica con los cuales deben diseñarse las nuevas estructuras, comúnmente son mayores que los utilizados durante la etapa de diseño de edificaciones existentes. La mayoría de los estudios de vulnerabilidad que deben realizarse, se efectúan utilizando métodos simplificados incluidos en los códigos de diseño sísmico. Sin embargo, en la mayoría de los casos, son demasiado conservadores y poco representativos del comportamiento real de las estructuras. Usando un enfoque de diseño por desempeño, es posible tener una estimación más acertada de dicho comportamiento, permitiendo, en la mayoría de los casos, disminuir o eliminar los costos de una rehabilitación estructural. En el artículo se presenta la descripción detallada y un caso de estudio de una de las técnicas disponibles para la realización de un estudio de vulnerabilidad sísmica utilizando un enfoque de diseño por desempeño.

PALABRAS CLAVE: diseño sísmico, diseño por desempeño, método del espectro de capacidad, edificios de concreto reforzado, vulnerabilidad sísmica.

ABSTRACT: Due to the updating of the seismic design codes, the requirements and the seismic demand with which new structures should be designed, commonly are higher than those utilized during the design phase of existing buildings. The majority of the studies of vulnerability that should be carried out, are performed utilizing simplified methods included in the seismic design codes. Nevertheless, in most cases, they are too conservative and not quite representative of the real behavior of the structures. Using a performance design approach it is possible to have a better estimation of said behavior, permitting in most cases, to diminish or to eliminate the costs of a structural rehabilitation. In the article, the detailed description and a case of study of one of the available techniques for carrying out a study of seismic vulnerability utilizing a performance based design are presented.

KEYWORDS: seismic design, performance design, capacity spectrum method, reinforced concrete buildings, seismic vulnerability.

1. INTRODUCCIÓN

La práctica convencional del diseño y la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, comúnmente ha sido utilizar procedimientos simplificados basados principalmente en los conceptos de resistencia. Sin embargo, cuando una estructura es diseñada bajo esta concepción, la cual incluye de manera burda el concepto de ductilidad, no se garantiza que bajo una determinada sollicitación sísmica se desempeñe adecuadamente.

El concepto de diseño por desempeño va más allá de evitar el colapso de una estructura frente a un sismo de diseño. En esta metodología también se tienen en cuenta otros aspectos que pueden implicar la inutilización de la edificación debido a desplazamientos permanentes y/o graves daños en elementos no estructurales. No se debe olvidar, que estos elementos pueden representar gran parte del costo total de una edificación.

Una gran ventaja del diseño o la evaluación estructural basada en el desempeño, es la acertada estimación de la demanda en términos

de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. A partir de dicha estimación, es posible diseñar una edificación para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño para los cuales fue diseñada. De igual forma, es posible determinar la vulnerabilidad sísmica de estructuras que han sido diseñadas bajo criterios y demandas sísmicas diferentes a las estipuladas actualmente en un determinado código de diseño.

Utilizando las técnicas disponibles para evaluar el desempeño sísmico de una estructura existente, se puede determinar de una manera más confiable su vulnerabilidad frente a una determinada demanda sísmica. Adicionalmente, los costos asociados a la rehabilitación estructural, pueden disminuirse apreciablemente (o eliminarse), frente a los requeridos a partir de la utilización de las metodologías aproximadas incluidas en los códigos de diseño.

En el artículo se presenta la descripción detallada de una de las técnicas disponibles para realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica de estructuras bajo un enfoque de diseño por desempeño. También se muestra un caso de estudio donde se lleva a cabo la evaluación del desempeño de un edificio diseñado de acuerdo con un código de diseño. Adicionalmente, se realiza la revisión de la estructura (ya existente) debido a su cambio de uso. Se destacan las ventajas de la utilización del enfoque del diseño por desempeño en la revisión estructural, al momento de tomar decisiones sobre la necesidad de la rehabilitación estructural debido a mayores demandas sísmicas.

2. DISEÑO POR DESEMPEÑO

En los últimos 70 años, los conceptos de resistencia y desempeño se han considerado como sinónimos. Sin embargo, con las enseñanzas aprendidas de los sismos ocurridos durante los últimos 25 años, se ha generado un importante cambio sobre la concepción de que al incrementar la resistencia se aumenta la seguridad y se reduce el daño. Por lo tanto, algunos códigos de diseño sismo resistente han sido actualizados haciendo énfasis en cambiar la

concepción de resistencia por desempeño (Priestley, 2000).

En el diseño por capacidad se busca que en la condición de falla, la estructura tenga una redistribución de resistencia que lleve a un mecanismo de falla conocido y deseable, generalmente uno diferente al de cortante. Una aplicación de este concepto es la condición de diseño de diversos reglamentos, donde se busca diseñar para el mecanismo de falla de vigas y no de columnas (columna fuerte, viga débil). El diseño por desempeño es uno de los tipos de diseño por capacidad, donde se busca que la estructura tenga un desempeño adecuado, medido a partir de variables específicas, como por ejemplo la distorsión de entrepiso.

Teniendo en cuenta lo anterior, en los últimos años se ha intensificado la reevaluación de los conceptos fundamentales del diseño sísmico. En algunos casos se ha encontrado que las diferencias entre las dos concepciones de diseño (resistencia y desempeño) son fundamentales, pero en otros, sólo se debe a diferencias conceptuales. El documento *Vision 2000* (Priestley, 2000) define claramente los objetivos de comportamiento sísmico, para lo cual relaciona los niveles de comportamiento con los niveles esperados de movimientos sísmicos. En el documento se definen cuatro niveles de comportamiento (totalmente operacional, operacional, seguridad de vida y cercano al colapso) y cuatro niveles de amenaza sísmica.

Actualmente existen dos técnicas para determinar el desempeño sísmico de estructuras existentes, o para diseñar nuevas estructuras en las que se asegure un criterio particular de desempeño. Estos métodos son: el espectro de capacidad y el método directo basado en desplazamientos. Debido a su mejor enfoque y práctica aplicación, a continuación se presentan los conceptos y el procedimiento del método del espectro de capacidad.

3. ESPECTRO DE CAPACIDAD

El método del espectro de capacidad es un procedimiento gráfico donde se compara la

capacidad de una estructura con las demandas que le impone un determinado movimiento sísmico (ver Figura 1). El método se basa en relacionar la respuesta de una estructura de un grado de libertad (1GDL) equivalente, con la de una estructura de varios grados de libertad (VGDL). La representación gráfica permite la evaluación visual de cómo la estructura se desempeñará cuando se somete a un movimiento sísmico. La capacidad de la estructura está representada por una curva fuerza-desplazamiento, obtenida a partir de un análisis estático no lineal (“pushover”). Las fuerzas cortantes en la base y los desplazamientos de la azotea son convertidos en aceleraciones y desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de 1GDL. Estos valores espectrales definen el espectro de capacidad. El método utiliza el espectro de respuesta en formato aceleración-desplazamiento, en el cual las aceleraciones espectrales se dibujan contra los desplazamientos espectrales, con los periodos, T , representados por líneas radiales (Fajfar, 1999).

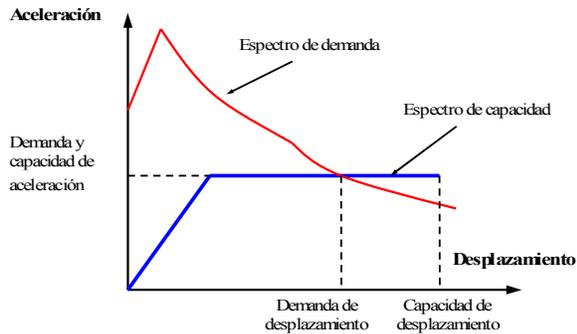


Figura 1. Método del espectro de capacidad
Figure 1. Capacity spectrum method

En el método originalmente propuesto del espectro de capacidad, la demanda sísmica inelástica es definida por medio de un espectro elástico altamente amortiguado. Sin embargo, al calcular la demanda sísmica de esta manera, se presentan dos inconvenientes fundamentales. La primera de ellas, es la carencia de un principio físico que justifique la existencia de una relación estable entre la disipación de energía histerética y el amortiguamiento viscoso equivalente, particularmente para sistemas altamente inelásticos. La segunda deficiencia es que el periodo asociado con la intersección de la curva

de capacidad, puede tener poco significado de la respuesta dinámica del sistema inelástico para un espectro altamente amortiguado. Teniendo en cuenta lo anterior, Fajfar y Gaspersic (1996) proponen evaluar directamente la demanda de desplazamiento a partir del espectro de demanda inelástico, utilizando factores de reducción que relacionan el espectro inelástico con el espectro elástico básico. Este nuevo enfoque se ha denominado el “Método N2”.

3.1 Demanda sísmica

Para un sistema elástico de 1GDL se cumple la siguiente relación:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \tag{1}$$

donde S_{ae} y S_{de} son los valores en el espectro inelástico de la pseudo-aceleración y el desplazamiento, respectivamente. En la Figura 2 se muestra un espectro elástico típico de aceleración con 5% de amortiguamiento, y el correspondiente espectro de desplazamiento elástico (Fajfar, 1999).

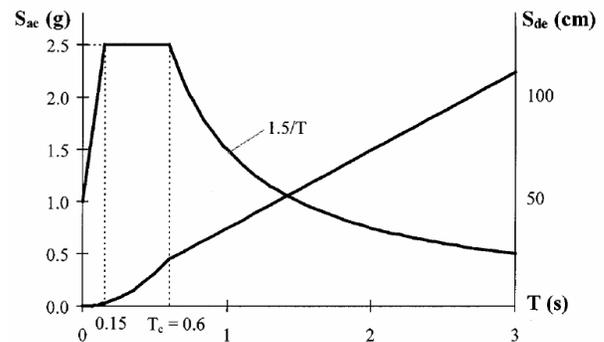


Figura 2. Espectro elástico típico de aceleración y desplazamiento

Figure 2. Typical elastic acceleration and displacement spectrum

Para un sistema inelástico de VGDL con una relación fuerza-desplazamiento bilineal, la aceleración, S_a , pueden determinarse de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \tag{2}$$

El desplazamiento espectral de fluencia, S_y , se calcula como:

$$S_y = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3)$$

y el desplazamiento máximo inelástico, S_d , es igual a:

$$S_d = \mu S_y \quad (4)$$

Combinando la Ec. (3) y (4):

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (5)$$

De la Ec. (2) y (5):

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (6)$$

donde μ es el factor de ductilidad definido como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, y R_μ es el factor de reducción debido a la ductilidad (por ejemplo, debido a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles). Es importante mencionar que R_μ no es equivalente al factor de reducción R o Q utilizado en los códigos de diseño. El factor de reducción de los códigos tiene en cuenta tanto la disipación de energía, R_μ , como la sobrerresistencia, Ω .

Para evaluar el factor de reducción, R_μ , es posible utilizar la propuesta de Miranda y Bertero (1994):

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1, \quad T < T_c \quad (7)$$

$$R_\mu = \mu, \quad T \geq T_c \quad (8)$$

donde T_c es el periodo característico del movimiento sísmico, y típicamente se define como el periodo de transición donde el segmento de la aceleración constante del espectro de respuesta cambia al segmento de velocidad constante (ver Figura 2). De manera burda

corresponde al periodo donde se imparte la mayor energía a la estructura.

Por lo tanto, a partir de un espectro elástico de diseño típico y utilizando las Ec. (2), (6), (7) y (8), puede obtenerse el espectro de demanda para un factor de ductilidad constante, μ , en formato aceleración-desplazamiento.

3.2 Resumen del procedimiento

El procedimiento se basa en estimar la demanda de desplazamiento de la estructura de VGDL, mediante el empleo de la respuesta espectral de una estructura de 1GDL con comportamiento elastoplástico, considerando una configuración modal, por ejemplo la del primer modo. Esta demanda de desplazamiento se compara con los resultados de un análisis estático no lineal (“pushover”) de la estructura de VGDL. En este análisis se supone una distribución de fuerzas laterales estáticas, en lo posible, compatible con el perfil de desplazamiento lateral que tendría la estructura bajo acciones sísmicas.

El método del espectro de capacidad modificado por Fajfar y Gaspersic (1996), básicamente consiste en los siguientes pasos:

- a. Se evalúa la relación cortante basal-desplazamiento de azotea mediante un análisis de “pushover”. Se admite que la fuerza lateral en el nivel i es proporcional a la componente del perfil desplazamiento supuesto, multiplicado por la masa del nivel i . Es decir:

$$P_i = m_i \Phi_i \quad (9)$$

En el método se supone que para Φ se admite cualquier forma, puede ser la del primer modo, pero no necesariamente en la respuesta no lineal esta configuración sería la misma. En la Figura 3 se muestran algunas recomendaciones para la evaluación de Φ (Fajfar y Gaspersic, 1996). En esta figura μ representa la máxima ductilidad global supuesta.

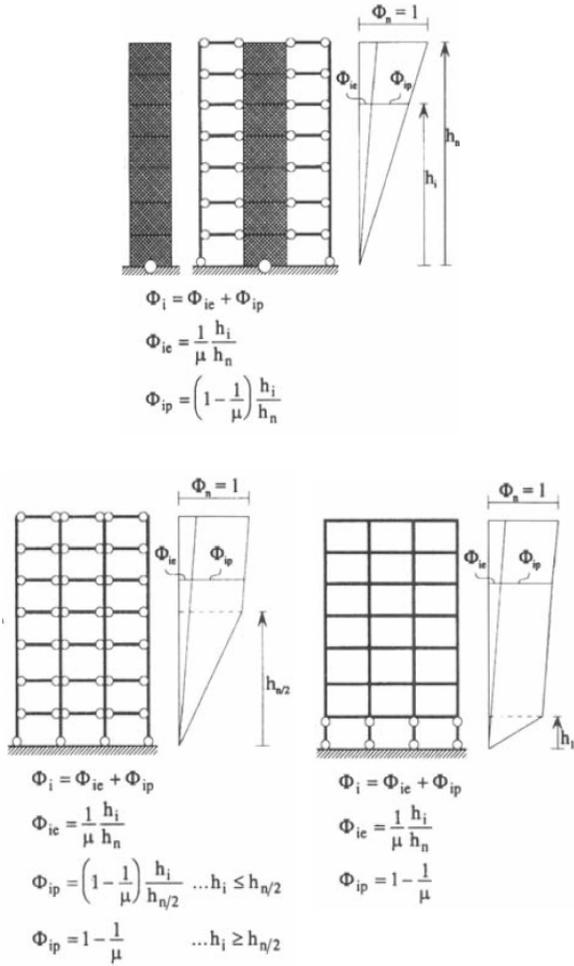


Figura 3. Perfiles de desplazamiento supuestos para diferentes tipos de edificios
Figure 3. Assumed displacement shapes for different types of buildings structures

b. Se transforma la relación fuerza-desplazamiento de la estructura de VGDL en un sistema equivalente de 1GDL, por medio de la siguiente expresión:

$$Q = \gamma Q^* \tag{10}$$

donde Q^* representa las cantidades del sistema equivalente de 1GDL (fuerza F^* , desplazamiento D^* , etc.), y Q representa las cantidades de la estructura de VGDL (cortante basal V , desplazamiento de azotea D_b , etc.). La constante γ usualmente es llamado el factor de participación modal y se define como:

$$\gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \tag{11}$$

El numerador de la Ec. (11) corresponde a la masa efectiva del sistema de 1GDL, la cual se calcula como:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \tag{12}$$

c. Se idealiza la relación fuerza-desplazamiento del sistema equivalente de 1GDL en una envolvente elastoplástica. El periodo elástico del sistema de 1GDL se calcula como (es igual al de la estructura de la estructura de VGDL):

$$T^* = T = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \tag{13}$$

donde F_y^* y D_y^* son la resistencia y el desplazamiento de fluencia, respectivamente, del sistema equivalente de 1GDL. Los parámetros F_y^* , D_y^* y S_{ay} se calculan como:

$$F_y^* = \frac{F_y}{\gamma} \tag{14}$$

$$D_y^* = \frac{D_{ty}}{\gamma} \tag{15}$$

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \tag{16}$$

d. Se evalúa la demanda sísmica del sistema equivalente de 1GDL. Dependiendo del periodo elástico, T y el periodo característico del movimiento sísmico, T_c , la demanda de desplazamiento inelástico se determina como sigue:

$$D^* = \mu D_y^*, \mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T} + 1, T < T_c \tag{17}$$

$$D^* = S_{de}, \mu = R_\mu, T \geq T_c \tag{18}$$

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (19)$$

En los dos casos, la demanda inelástica en términos de aceleración y desplazamiento, corresponde al punto de intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda para la demanda de ductilidad.

- e. Se revisa el comportamiento para el desplazamiento máximo esperado. Una vez el desplazamiento sea transformado a la estructura de VGD_L (D_i) por medio de la Ec. 10, se debe evaluar el comportamiento a nivel local y global de la estructura (rotaciones, distorsiones de piso, etc.).

4. CASO DE ESTUDIO

Con el propósito de ilustrar las ventajas de la utilización del diseño por desempeño en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, se presenta a continuación un caso de estudio donde se estima la capacidad esperada de una estructura diseñada de acuerdo con el reglamento Mexicano. Adicionalmente se realiza la revisión de la estructura debido a su cambio de uso.

4.1 Características de la estructura

La estructura corresponde a un edificio de concreto reforzado de seis niveles a base de marcos ubicada en la Ciudad de Acapulco, Estado de Guerrero (México). El uso del edificio es el de oficinas (ver Figura 4). Para las acciones sísmicas se considera el Reglamento de Acapulco (RCA, 2002) y para el diseño de elementos estructurales se emplean las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Distrito Federal Mexicano (NTC-C, 2004).

El espectro elástico y el espectro de diseño (reducido por el factor Q'), de acuerdo con las características anteriores y el RCA (2002), se muestran en la Figura 5.

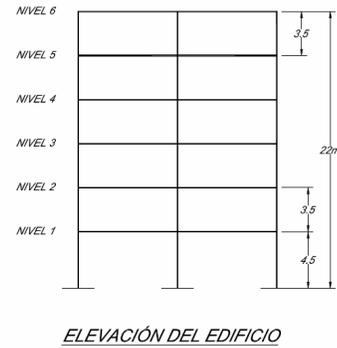
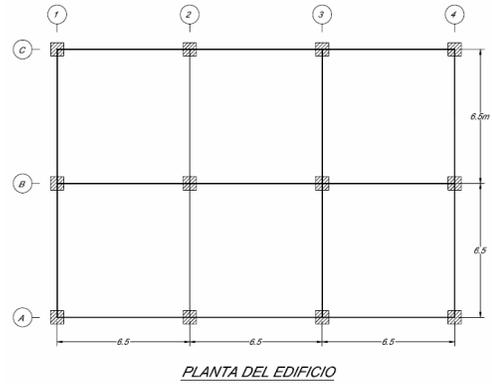


Figura 4. Planta y elevación del edificio
Figure 4. Plan and elevation of the building

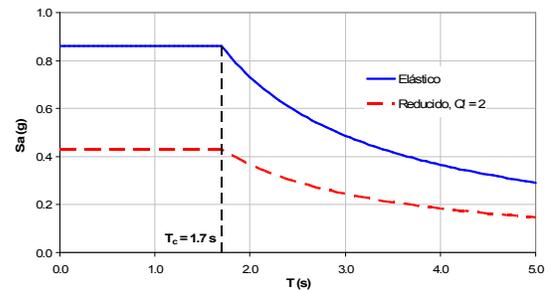


Figura 5. Espectro de aceleración elástico y de diseño

Figure 5. Elastic and design acceleration spectrum

De acuerdo con la evaluación de cargas del edificio y los criterios de la NTC-Cr (2004), las cargas de servicio son las siguientes:

Carga muerta: 620 kg/m^2
Carga viva máxima: 250 kg/m^2
Carga viva instantánea: 180 kg/m^2

La resistencia nominal a la compresión, f'_c , y el módulo de elasticidad del concreto, E_c , son de 400 kg/cm^2 y 280000 kg/cm^2 , respectivamente. El esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo, f_y , es de 4200 kg/cm^2 .

4.2 Modelo de análisis

Para realizar el análisis del edificio se utilizó el programa ETABS Nonlinear v9 (2005). Las columnas y vigas tendrán igual geometría en todo la altura del edificio (columnas con $b=h=0.75m$, y vigas con $b=0.40m$ y $h=0.75m$), pero se dispondrán dos configuraciones de refuerzo, una para las columnas y vigas del nivel uno al tres y otra para las del nivel cuatro al seis. Todos los elementos se modelaron como tipo “frame”. Se incluyeron zonas rígidas en los extremos de acuerdo con la geometría de los elementos que llegan a cada nudo (se utilizó un factor de rigidez de $\frac{1}{2}$).

Todos los apoyos del edificio fueron modelados de forma empotrada. Cada uno de los niveles se modeló por medio de un diafragma rígido, localizando el centro de masas en el centro geométrico de cada losa. Las masas fueron aplicadas en este centro de masa y debido a la regularidad de la estructura y la simplificación del ejercicio, no se tuvo en cuenta el efecto de la torsión accidental. En el modelo de análisis se incluyeron los efectos de segundo orden utilizando la carga muerta y la carga viva instantánea con un factor de carga de 1.1. En la Figura 6 se muestra la geometría general del modelo de análisis.

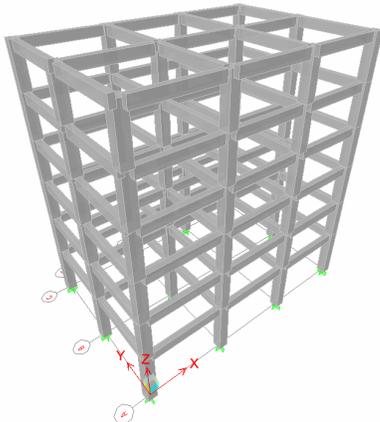


Figura 6. Geometría general del modelo de análisis
Figure 6. General geometry of the analysis model

4.3 Modos de vibración y distorsiones de entrepiso

En la Tabla 1 se muestran los periodos de vibración y la participación de masa de la estructura. La estructura cumple con el

porcentaje mínimo de participación de masa estipulado en el reglamento NTC-S (2004), (90%).

Tabla 1. Periodos de vibración y participación de masa

Table 1. Vibration periods and mass participation

Modo	Periodo seg.	Participación de masa acumulada	
		x	y
1	0.69	0.0	82.9
2	0.65	83.4	82.9
3	0.48	83.4	82.9
4	0.20	83.4	93.8
5	0.20	94.0	93.8
6	0.14	94.0	93.8
7	0.10	94.0	97.7
8	0.10	97.8	97.7
9	0.07	97.8	97.7
10	0.06	97.8	99.3
11	0.06	99.4	99.3
12	0.04	99.4	99.3
13	0.04	99.4	99.9
14	0.04	99.9	99.9
15	0.03	99.9	100.0
16	0.03	100.0	100.0
17	0.03	100.0	100.0
18	0.02	100.0	100.0

Las distorsiones máximas de entrepiso se muestran en la Tabla 2. En esta tabla, h_i es la altura de entrepiso, y $\gamma_{elas\ rel}$ y $\gamma_{inel\ rel}$ son el desplazamiento elástico e inelástico relativo, respectivamente, calculados de acuerdo con los requerimientos de la NTC-S (2004). Como se observa en la tabla, con las dimensiones proporcionadas a la estructura se está cumpliendo con la distorsión máxima permitida de entrepiso (1.2%).

Tabla 2. Distorsiones máximas de entrepiso

Table 2. Maximun story drift

Piso	h_i cm	$\gamma_{elas\ rel}$ cm	$\gamma_{inel\ rel}$ cm	Distorsión %
6	350	0.69	1.38	0.40
5	350	1.01	2.02	0.58
4	350	1.32	2.65	0.76
3	350	1.54	3.09	0.88
2	350	1.57	3.14	0.90
1	450	1.30	2.60	0.58
	Max		3.14	0.90

4.4 Configuración de refuerzo

De acuerdo con los resultados obtenidos del modelo de análisis y los requisitos de las NTC-C (2004), el refuerzo de columnas y vigas se muestran en la Figura 7 y en la Figura 8, respectivamente.

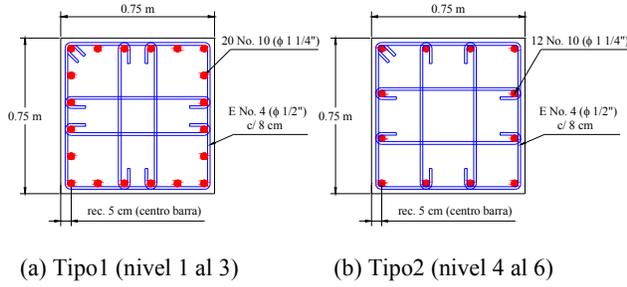


Figura 7. Refuerzo de columnas (en extremos)
Figure 7. Columns reinforcement (ends)

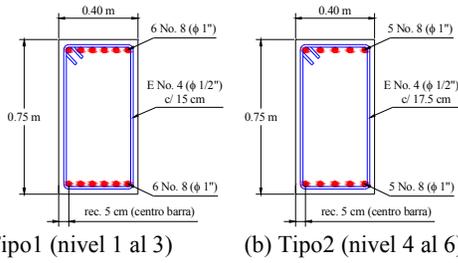


Figura 8. Refuerzo de vigas (en extremos)
Figure 8. Beams reinforcement (ends)

Es posible optimizar la configuración geométrica y de refuerzo de los elementos. Sin embargo, para efectos prácticos se consideran adecuadas las secciones y el refuerzo proporcionado.

4.5 Curva de capacidad

Para obtener la curva de capacidad de la estructura diseñada, se realizó un análisis estático no lineal (“pushover”) empleando el programa ETABS Nonlinear v9 (2005). El análisis se realizó en las dos direcciones principales de la estructura. Sin embargo, sólo se muestran los resultados en el sentido de los ejes con números de la Figura 4 (sentido corto), ya que es el que gobierna la revisión. Los diagramas momento curvatura de las secciones se calcularon con la ayuda del programa BIAx (Wallace e Ibrahim, 1996), utilizando las resistencias nominales de los materiales ($f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$). Para la aplicación de carga horizontal del análisis se adoptó un perfil de deformaciones lineal (ver Figura 9 y Tabla 3) de acuerdo con las recomendaciones de Fajfar y Gaspersic (1996). La curva de capacidad (“pushover”) y su

idealización bilineal se muestran en la Figura 10.

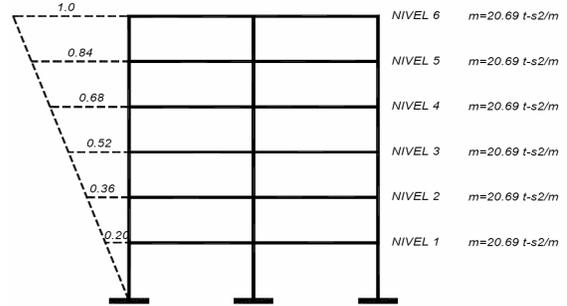


Figura 9. Perfil de desplazamiento adoptado
Figure 9. Adopted displacement shape

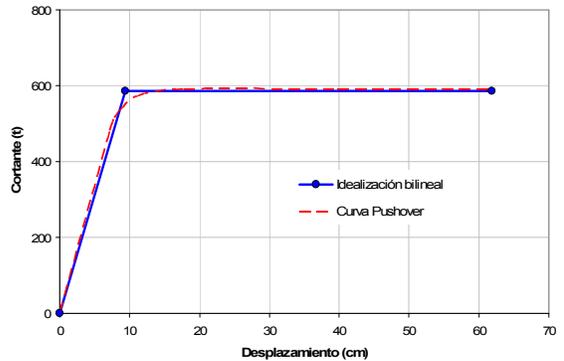


Figura 10. Curva de capacidad (curva “pushover”)
Figure 10. Capacity curve (pushover curve)

Tabla 3. Cálculo del perfil lineal de desplazamiento
Table 3. Calculation of displacement lineal shape

Piso	h (m)	H (m)	Φ_i	m (t-s ² /m)
6	3.5	22.0	1.00	20.69
5	3.5	18.5	0.84	20.69
4	3.5	15.0	0.68	20.69
3	3.5	11.5	0.52	20.69
2	3.5	8.0	0.36	20.69
1	4.5	4.5	0.20	20.69

De acuerdo con las Ec. (11) y (12), la constante de transformación y la masa efectiva del sistema equivalente de 1GDL son: $\gamma = 1.38$ y $m^* = 74.8 \text{ t-s}^2/m$.

De la idealización de la curva “push-over” se obtiene una resistencia y un desplazamiento de fluencia de $F_y^* = 425.0 \text{ t}$ ($586.3/1.38$) y $D_y^* = 6.8 \text{ cm}$ ($9.4/1.38$). De acuerdo con la Ec. (13), el periodo elástico $T^* = T = 0.69 \text{ s}$. Tal como se esperaba, debido a la regularidad de la estructura y a la alta participación del primer modo de vibración, este periodo es igual al periodo

encontrado por medio del modelo de análisis, (ver Tabla 1). La curva de capacidad se obtiene dividiendo las fuerzas de la idealización bilineal

de la curva “pushover” por la masa equivalente. La aceleración en el punto de fluencia es $S_{ay} = F_y^*/m^* = 425.0/74.8 = 5.68 \text{ m/s}^2 = 0.58 \text{ g}$.

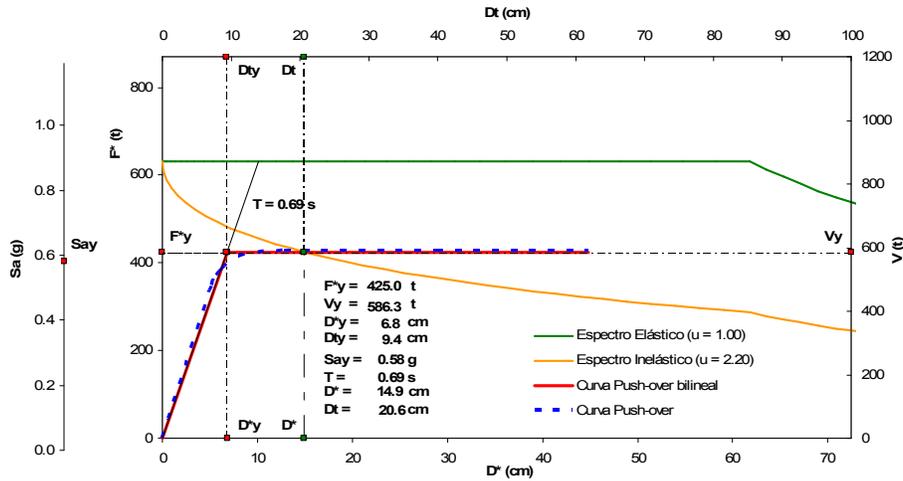


Figura 11. Espectro de demanda y capacidad del edificio
Figure 11. Demand and capacity spectrum of the building

La curva de capacidad y el espectro de demanda se muestran en la Figura 11. Las Ec. (7) y (8) se utilizaron para obtener el espectro de demanda inelástico ($T_c=1.7 \text{ s}$, ver Figura 5).

Para el caso de comportamiento elástico de la estructura, la demanda sísmica está representada por la intersección del espectro de demanda elástico y la línea correspondiente al periodo elástico ($T^*=T=0.69 \text{ s}$). De esta manera se obtienen los valores de $S_{ae}=0.86 \text{ g}$ y $S_{de}=10.1 \text{ cm}$. Utilizando la Ec. (19), el factor de reducción $R_\mu = 1.48 (0.86/0.58)$. Debido a que $T < T_c$, de acuerdo con la Ec. (17), el factor de ductilidad $\mu = 2.20$ y $D^*=14.9 \text{ cm}$. La demanda sísmica para el sistema equivalente de 1GDL se representa gráficamente por la intersección de la curva de capacidad y el espectro de demanda para $\mu = 2.2$. Ahora se calcula el desplazamiento en la azotea de la estructura de VGDL por medio de la Ec. (10), $D_t = 20.6 \text{ cm} (14.9*1.38)$.

Para este desplazamiento en la azotea de la estructura, se revisaron las demandas sísmicas locales y globales, comparando con la capacidad de cada elemento y los requerimientos del código de diseño (rotaciones, distorsiones, etc.). Es decir, se obtuvieron los índices locales y globales de flexibilidad y resistencia. Para la demanda sísmica de diseño (ver Figura 5), el

comportamiento sísmico de la estructura es adecuado.

4.6 Revisión por cambio de uso

Ahora se considera que el edificio ya fue construido con el diseño presentado anteriormente. Sin embargo, se ha cambiado el uso del edificio al de hospital.

El edificio fue diseñado inicialmente para uso de oficinas (Clasificación Tipo B). Al cambiar su uso al de hospital, la clasificación de la estructura cambia a Tipo A. Por lo tanto, el coeficiente sísmico se debe incrementar en un 50%, de acuerdo con el RCA (2002). Los espectros elásticos para el uso actual y el uso anterior se muestran en la Figura 12.

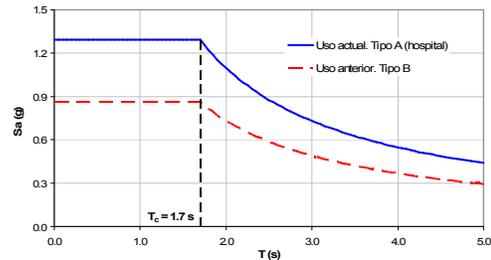


Figura 12. Espectros elásticos para el uso actual y el uso anterior del edificio

Figure 12. Elastic spectrums for current and previous use of the building

Aunque debido al nuevo uso del edificio el espectro elástico se aumenta en un 50%, las cargas vivas máxima e instantánea se reducen a 170 y 90 kg/m², respectivamente, de acuerdo con la NTC-Cr (2004). La geometría y el refuerzo de las secciones permanecen iguales a las del diseño original. Por lo tanto, la curva de capacidad (“pushover”) del edificio es la que se muestra en

la Figura 10. La resistencia de fluencia ($F_y^*=425.0$ t), el desplazamiento de fluencia ($D_y^*=6.8$ cm) y el periodo elástico ($T^*=T=0.69$ s) de la estructura equivalente de 1GDL no varían, ya que son características propias de la estructura y no dependen de la demanda sísmica. De igual manera ocurre con la aceleración en el punto de fluencia ($S_{ay}=0.58$ g).

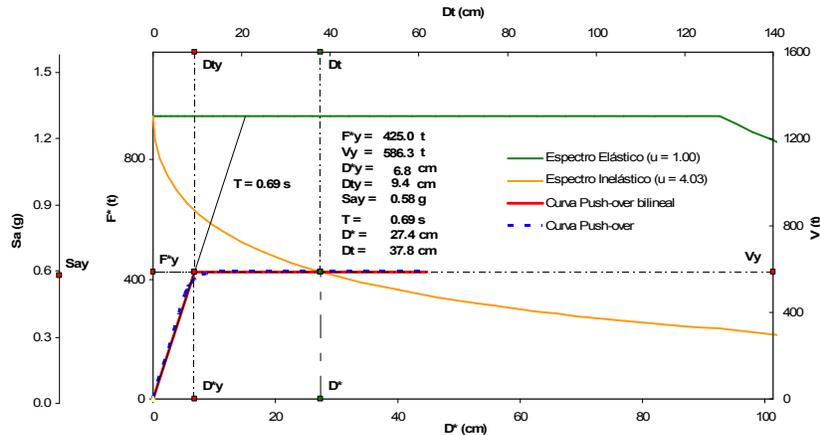


Figura 13. Espectro de demanda y capacidad del edificio para el uso actual
Figure 13. Demand and capacity spectrum of the building for the current use

La curva de capacidad y el espectro de demanda para el uso actual de la edificación, se muestran en la Figura 13. Para el caso de comportamiento elástico de la estructura, se obtienen los valores de $S_{ae}=1.29$ g y $S_{de}=15.15$ cm. Utilizando la Ec. (19), el factor de reducción $R_\mu = 2.23$ ($1.29/0.58$). De acuerdo con la Ec. (17), el factor de ductilidad $\mu = 4.03$ y $D^*=27.4$ cm. De esta manera, el desplazamiento en la azotea de la estructura de VGDL, $D_t = 37.8$ cm ($27.4*1.38$). Para el desplazamiento en la azotea de la estructura debido al nuevo espectro de demanda sísmica, nuevamente se revisaron las demandas sísmicas locales y globales. De acuerdo con los requerimientos de la NTC-C (2004), se encontró que el desempeño sísmico de la estructura es adecuado en términos de resistencia, pero no cumple con los requisitos de flexibilidad, ya que la distorsión máxima de entrepiso es mayor al límite establecido de 0.012 (1.2%).

4.7 Comparación y discusión de resultados

En la Tabla 4 se presentan los resultados principales obtenidos de acuerdo con la

metodología del espectro de capacidad, para la estructura anterior y para la estructura actual.

Tabla 4. Comparación de resultados principales
Table 4. Comparison of main results

Estructura	Uso	D_t cm	R_μ	μ
Anterior	Oficinas	20.6	1.48	2.20
Actual	Hospital	37.8	2.23	4.03

Como se observa en la Tabla 4, al cambiar de uso la edificación, la demanda de ductilidad (μ) y de desplazamiento (D_t) son mayores en la estructura actual. Aún cuando el edificio fue diseñado inicialmente para una sollicitación sísmica 50% menor a la sollicitación sísmica actual, la capacidad de resistencia de los elementos estructurales cumple con los requisitos del código de diseño. Sin embargo, los desplazamientos en la estructura son mayores a los estipulados en dicho código. Por ejemplo, para la distribución de desplazamientos lineal en la altura del edificio (como la utilizada para el análisis estático no lineal), el desplazamiento

máximo permitido es aproximadamente de 26.4 cm [$0.012 \times (450 + 350 \times 5)$], el cual es mayor que la demanda de desplazamiento para la demanda sísmica correspondiente al nuevo uso de la edificación ($D_t = 37.8$ cm).

Teniendo en cuenta lo anterior, el edificio será capaz de resistir la nueva demanda sísmica, pero los daños que se pueden presentar en la estructura son importantes. Este tipo de edificaciones (hospital), deben permanecer en servicio aún después del evento sísmico. Por lo tanto, es necesario sólo aumentar la rigidez del mismo por medio de muros de concreto ó diagonales en el sentido corto y verificar nuevamente el comportamiento global de la estructura.

Es importante mencionar, que los diagramas momento curvatura de la secciones de los elementos, se calcularon teniendo en cuenta las resistencias nominales de los materiales. Sin embargo, es posible obtener la curva de capacidad (“*pushover*”) incluyendo el aumento de resistencia y capacidad de deformación, debido al confinamiento de los elementos de concreto. De igual forma, se podría utilizar la resistencia probable del acero de refuerzo, recurriendo a resultados de investigaciones como las realizadas por Rodríguez y Botero (1996), donde se estudió la sobrerresistencia de aceros Mexicanos de diferentes diámetros. Por lo tanto, la capacidad probable de la edificación puede ser mayor a la presentada en el artículo, ya que se utilizaron las características y resistencias nominales estipuladas en el código de diseño.

5. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

-Debido a los cambios recientes de los reglamentos de diseño sísmico, gran parte de la estructuras deben ser revisadas para demandas sísmicas mayores a las utilizadas en su diseño original. La mayor parte de los ingenieros realizan estas revisiones (evaluación de la vulnerabilidad sísmica) basados en criterios simplificados que se incluyen en los códigos de diseño. Sin embargo, por medio de dichos procedimientos no es posible estimar adecuadamente el comportamiento de la estructura frente a las nuevas demandas sísmicas, ya que estos se fundamentan en la utilización de

factores a partir de los cuales se estima comportamiento inelástico de la estructura. En la mayoría de los casos, estos procedimientos son bastante conservadores, arrojando resultados que obligan a la rehabilitación en términos tanto de resistencia, como de la flexibilidad de la estructura.

-Por medio de un procedimiento basado en un enfoque de diseño por desempeño, es posible estimar de una forma más realista las demandas sísmicas locales y globales en una estructura. De esta manera se pueden tomar decisiones más acertadas sobre la necesidad de llevar a cabo un reforzamiento en una estructura particular. Lo anterior puede tener como resultado, la disminución o la eliminación de los costos de la rehabilitación estructural, necesaria para cumplir con las nuevas demandas sísmicas estipuladas en un código de diseño.

-En el caso de estudio analizado, se realizó la evaluación del desempeño de una estructura existente. Sin embargo, es posible utilizar la metodología del espectro de capacidad para diseñar una estructura bajo un enfoque de desempeño. Simplemente el procedimiento es inverso y se conoce como un diseño directo basado en desplazamientos. Por ejemplo, para el edificio analizado se parte de un desplazamiento objetivo (máximo permitido) y se utilizan las bases del procedimiento para encontrar las características de la estructura para la demanda del sismo de diseño.

-El enfoque del espectro de capacidad propuesto por Fajfar y Gaspersic (1996), llamado el Método N2”, permite representar la demanda sísmica a partir de un espectro inelástico más realista al utilizado en el método originalmente propuesto, donde la demanda sísmica inelástica es representada artificialmente por medio de un espectro elástico altamente amortiguado.

REFERENCIAS

[1] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS. Normas Colombianas de diseño y construcción sismo resistente (NSR-98). Bogotá D.C., Colombia, 1998.

- [2] Applied Technology Council - ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Volumen 1. California, USA, 1996.
- [3] BAZÁN, E. Y MELI, R. Diseño sísmico de edificios. Editorial Limusa S.A. México, 2003.
- [4] CARRILLO, W. J. Y GONZÁLEZ, N. G. Evaluación de la demanda sísmica fuera del plano en edificios. Revista Ciencia e Ingeniería Neogranadina. No. 15. Bogotá D.C., 2005.
- [5] CHOPRA A. "Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering". Segunda Edición. Editorial Printice-Hall. New Jersey, USA, 2001.
- [6] Computers and Structures, Inc. ETABS Nonlinear V9.0. Extended 3D Analysis of Buildings Systems. Berkeley, CA, 2005.
- [7] FAJFAR, P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 28. pp. 979-993, 1999.
- [8] FAJFAR, P Y GASPERSIC, P. The N2 method for the seismic damage analysis of RC Buildings. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 25. pp. 31-46, 1996.
- [9] Federal Emergency Management Agency - FEMA. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Publicación 356. Washington DC, 2000.
- [10] Federal Emergency Management Agency - FEMA. Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Publicación 274. Washington DC, 1997.
- [11] Federal Emergency Management Agency - FEMA. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Publicación 273. Washington DC, 1997.
- [12] Gobierno del Distrito Federal. Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (NTC-Cr). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, 2004.
- [13] Gobierno del Distrito Federal. Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-C). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, 2004.
- [14] Gobierno del Distrito Federal. Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTC-S). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, 2004.
- [15] Gobierno del Municipio Acapulco de Juárez - Guerrero. Reglamento de construcciones (RCA). Acapulco de Juárez, Guerrero. México, 2002.
- [16] MIRANDA, E. Y BERTERO V. Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistance design. Journal of Earthquake Spectra. Vol. 10. pp. 357-379, 1994.
- [17] PRIESTLEY, M. J. N. Performance based seismic design. 12th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 2831. New Zealand, 2000.
- [18] RODRÍGUEZ, M. Y BOTERO J. Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México. Publicación Series Instituto de Ingeniería – UNAM. No. 575. México DF, 1996.
- [19] SARRIA, A. Ingeniería Sísmica. Ediciones Universidad de los Andes - UNIANDÉS. Bogotá D.C., Colombia, 1995.
- [20] WALLACE, J. E IBRAHIM Y. BIAX for MS Windows – Strength análisis of reinforced concrete sections. Universidad de California en Berkeley, USA, 1996.