

# Evaluación del comportamiento sismorresistente y diseño óptimo de un edificio existente de concreto armado de baja altura

Reyes Indira Herrera<sup>\*a</sup>, Juan Carlos Vielma<sup>a</sup>, Ronald Ugel<sup>a</sup>, Yolsanie Martínez<sup>b</sup>

<sup>a</sup>*Departamento de Estructuras, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela.*

<sup>b</sup>*Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.*

---

## Resumen.-

En éste trabajo se evalúa la respuesta sísmica de un edificio existente de concreto armado de dos niveles, utilizando métodos de análisis no lineal, el modelo inicial denominado edificio original, se redimensionó consiguiendo dos edificios diseñados bajo dos metodologías diferentes, proyectados con normas venezolanas y amenaza sísmica alta. En principio, un análisis elástico fue aplicado al edificio original para verificar las derivas de entrepiso, y con un diseño por requerimientos sismorresistentes se proyectó el segundo edificio bajo la condición columna fuerte-viga débil, mientras que el tercer edificio se proyectó con un enfoque de diseño sísmico por desplazamiento, seguidamente se realizaron análisis no lineal estático y dinámico en el plano y tridimensional, determinando curvas de capacidad, reserva de resistencia, ductilidad estructural, el punto de desempeño estructural, derivas globales y de entrepiso para cada edificio, y de forma singular efectos torsionales para el edificio redimensionado. Obteniendo en el edificio original un comportamiento sísmico desfavorable, mientras que los edificios redimensionados presentaron buen desempeño sísmico ante los Estados Límites considerados.

**Palabras clave:** Concreto armado, Análisis lineal, Análisis no lineal, Respuesta sísmica.

## Seismic performance evaluation and optimal design of reinforced concrete existing building of low height

### Abstract.-

In this paper we evaluate the seismic response of an existing building of reinforced concrete are two levels, using methods of nonlinear analysis, the initial model building called original, resized by grabbing two buildings designed under two different methodologies, projected with Venezuelan norms and high seismic hazard. In principle, elastic analysis was applied to the original building to verify the interstory drift, and a seismic-resistant design requirements are projected for the second building on the condition strong column-weak beam, while the third building was designed with a focus on seismic design displacement, then nonlinear analyzes were performed in static and dynamic three-dimensional flat, determining capacity curves, reserve strength, ductility structural point of structural performance, global and interstory drifts for each building , and singular form torsional effects for the building resizing. In the original building unfavorable seismic behavior, while the resized buildings presented good seismic performance before States limits considered.

**Keywords:** Reinforced concrete, Linear analysis, Nonlinear analysis, Seismic response.

Recibido: mayo 2012

Aceptado: octubre 2012.

---

\*Autor para correspondencia

Correo-e: hreyes@ucla.edu.ve (Reyes Indira Herrera)

## 1. Introducción

Venezuela ha sido afectada gravemente por terremotos destructivos durante su historia, Grases et al. [1], aproximadamente el 80 % de la población habita en regiones sísmicamente activas, donde se han generado terremotos destructores inclusive en tiempos recientes, Pérez [2]; La amenaza sísmica de la zona, el inadecuado diseño y construcción de edificios, así como los daños ocurridos por terremotos anteriores, evidencian la vulnerabilidad física de las edificaciones existentes. Considerando que los fenómenos sísmicos están aun fuera del alcance de la predicción, se requiere realizar continuamente avances o investigaciones en el campo de la ingeniería sísmica y cambios en los códigos de diseño sismorresistente. Las mejoras requieren de una evaluación del comportamiento sísmico, es decir, la predicción de los daños esperados en estructuras en el momento que ocurra un terremoto de una cierta severidad. A partir de dicha predicción pueden definirse soluciones para la reducción de la vulnerabilidad estructural, Barbat et al. [3].

La presencia del daño en edificaciones después de un terremoto, indica la necesidad de metodologías fiables para la evaluación del comportamiento sísmico de las construcciones existentes, teniendo en cuenta la interacción compleja entre elementos estructurales y no estructurales, para obtener un análisis más preciso de la respuesta dinámica de la construcción en su totalidad. De acuerdo con los actuales avances técnicos y científicos, la evaluación sísmica de estructuras de concreto armado se puede realizar por dos métodos diferentes: métodos empíricos y métodos mecánicos, Calvi et al. [4].

La tendencia de la ingeniería sísmica en la evaluación del comportamiento estructural es la aplicación de métodos mecánicos simplificados basados en desempeño y que involucran esencialmente espectro de capacidad, Fajfar [5], puesto que desarrollan análisis detallados y modelos refinados. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son: 1) el análisis lineal (estático y dinámico) y 2) el análisis no lineal (estático y dinámico). Algunos

ejemplos de amplia aceptación que involucran procedimientos de análisis estático no lineales se encuentran: El método del espectro de capacidad propuesto por Freeman et al. [6] incorporado en el ATC-40 [7]; El método basado en desplazamiento por Priestley et al. [8] y el método N2 desarrollado por Fajfar [5] implementado en el Eurocódigo 8.

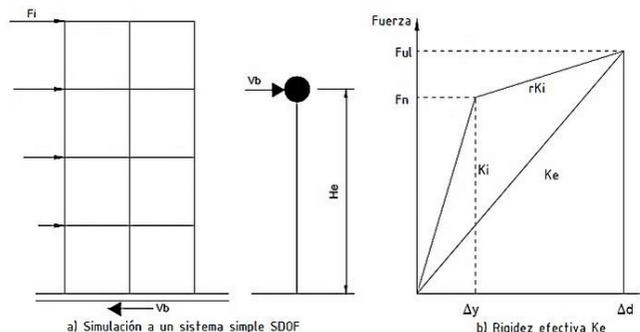


Figura 1: Fundamentos del DDBD, simulación de la estructura en SDOF y rigidez efectiva  $K_e$ . (Priestley et al. [8])

El método de evaluación basado en desplazamiento desarrollado por Priestley et al. [8]; proponen emplear el desplazamiento como indicador fundamental del daño y una representación espectral de la demanda sísmica. Es conocido también como Método directo de diseño basado en desplazamiento “Direct Displacement-based Design (DDBD)”, donde la respuesta de una estructura de múltiples grados de libertad se representa mediante un sistema de un grado de libertad equivalente a un oscilador con una masa efectiva  $m_e$ . La representación bilineal de fuerza-desplazamiento de la estructura se caracteriza en términos de la rigidez efectiva o secante ( $K_e$ ) en el desplazamiento máximo ( $\Delta_d$ ), según se muestra en la Figura 2.

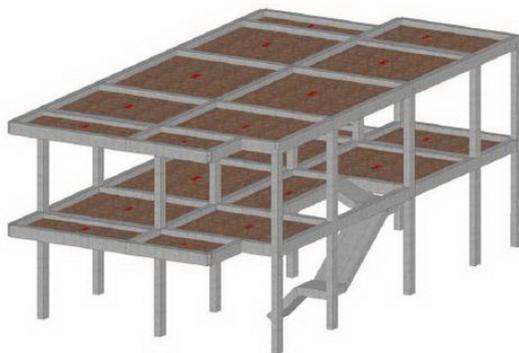
Con el desplazamiento de diseño determinado en la respuesta máxima y el correspondiente amortiguamiento estimado a partir de la ductilidad de demanda esperada, se obtiene el periodo efectivo ( $T_e$ ) de un grupo de espectros de desplazamiento de diseño. Esta fuerza de diseño de la estructura equivalente se distribuye en la estructura real y se dimensiona la estructura, a partir de aquí, se realiza un análisis estático no lineal para verificar que el amortiguamiento de partida se satisface dentro de

una tolerancia aceptable.

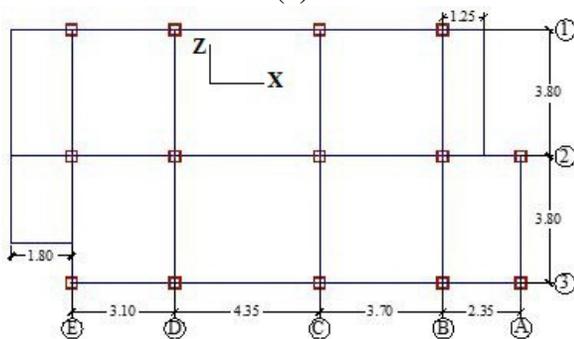
Intentando proporcionar soluciones prácticas y la aplicación de métodos avanzados, este trabajo empleó un método mecánico que involucra análisis no lineales con enfoque deterministas y probabilistas, así como procedimientos de análisis basado en Estados Límite gobernado por desplazamientos, Vielma [9], con el fin de evaluar el comportamiento sismorresistente de una edificación de concreto armado de baja altura, con asimetría en planta, proyectada con normas venezolanas como COVENIN [10]–[12] y sometida a efectos de acciones sísmicas; que a través del uso de modelos matemáticos y herramientas computacionales se obtiene el comportamiento de la edificación de forma realista.

## 2. Metodología

### 2.1. Caso de Estudio



(a)



(b)

Figura 2: Edificio de concreto armado de baja altura, (a) representado espacialmente, (b) representado en planta (longitudes en m)

Tabla 1: Características mecánicas de los materiales del edificio.

Material	Valor
Concreto	20,6 Mpa
Acero de refuerzo	412 Mpa

Se trata de una edificación existente de uso residencial de dos niveles con sistema aporticado de concreto armado (Figura 2a), que contiene una escalera interna y un área de 220 m<sup>2</sup>. Inicialmente se desarrolló un modelo matemático basado en ésta edificación denominado Edificio Original (EO), caracterizado por presentar asimetría en planta (Figura 2b), losas nervadas armadas en una dirección con espesor de  $e = 25\text{cm}$  compuesta por bloques de arcilla, con tabiquería de bloques de concreto simple de espesor  $e = 15\text{cm}$ . las características de los materiales que la conforman se presentan en Tabla 1, mientras que las dimensiones de vigas y columnas se especifican en la Tabla 2.

Tabla 3: Casos de cargas de servicio sobre edificios.

Cargas	Losa de Entrepiso	Losa de Techo	Escaleras
CP (Pa)	5052,15	3580,65	4905
CV (Pa)	1716,75	981	2943

El análisis de cargas establecido sobre el edificio considera, las cargas de servicio de peso propio, carga permanente y carga variable basado en los requerimientos del proyecto de vivienda establecido en la norma COVENIN [12] y se muestran en la Tabla 3. Posteriormente se distribuyen a los nervios que representan cada losa.

### 2.2. Métodos de Análisis

Los métodos de análisis de acuerdo a la propuesta de Elnashai y Di Sarno [13] para determinar la respuesta sísmica de edificios, se encuentran clasificados de acuerdo a la ley de comportamiento: elástica e inelástica, según el tipo de carga aplicada: estáticos y dinámicos, y

Tabla 2: Características geométricas de las secciones de cada edificio modelado (cm).

Edificio	Vigas de carga	Vigas de amarre	Columnas planta baja	Columnas planta alta
EO	20x35	20x35	20x30	20x30

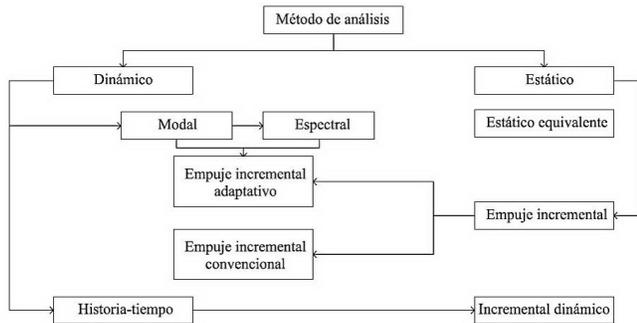


Figura 3: Métodos de análisis aplicados en ingeniería sísmica (Elnashai y Di Sarno [13])

conforme al tipo de regularidad estructural: análisis plano o tridimensional. Lógicamente, entre todas las posibilidades puede llegar a producirse diversas combinaciones del tipo de análisis. En la Figura 3 se pueden apreciar los tipos de análisis utilizados en la determinación de la capacidad y el proyecto de estructuras. El proceso de evaluación aplicado en este trabajo contempla el análisis elástico (modal y espectral), el análisis inelástico (estático y dinámico).

### 2.2.1. Análisis Elástico/lineal

El edificio EO fue modelado como pórtico espacial con el uso de un software de análisis estructural basado en elementos finitos, definiendo parámetros del proyecto y secciones originales. Posteriormente, se realizó el análisis modal para determinar los parámetros para los modos de vibración y análisis espectral con la finalidad de obtener las cargas sísmicas, para lo cual fue necesaria la incorporación del espectro de diseño correspondiente al suelo del lugar del emplazamiento.

El espectro inelástico de diseño se obtuvo a partir de la reducción de las ordenadas del espectro elástico mediante el factor de reducción de respuesta ( $R$ ). Se toma en cuenta algunas

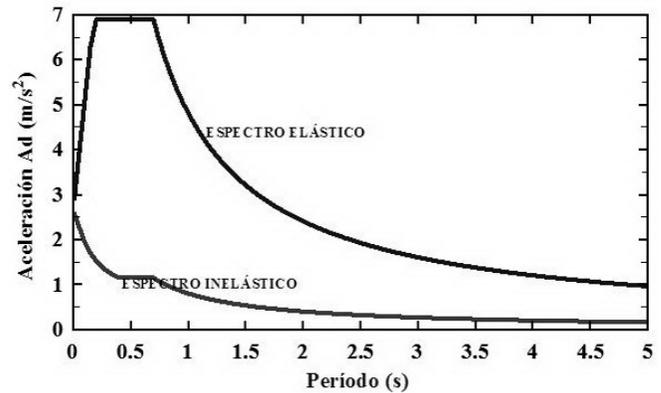


Figura 4: Espectro Elástico e inelástico de diseño

características propias de la edificación y los requerimientos prescritos en [10] para edificaciones sismorresistentes. El edificio EO se encuentra emplazado en la quinta zona sísmica que corresponde a la ciudad de Barquisimeto, Venezuela, con aceleración horizontal máxima de 0,3g, un suelo tipo S2 de  $V_{sp} > 400$  m/s, con un factor de reducción de 6. La estructura es tipo I y tiene un nivel de diseño 3 (ND3). Los valores de aceleración en las ordenadas ( $A_d$ ) y los valores de periodo ( $T$ ) en las abscisas se obtienen mediante las expresiones planteadas en [10]. El espectro elástico e inelástico de diseño obtenido se muestra en la Figura 4.

Una vez realizado el análisis modal, espectral, y los resultados obtenidos de períodos, velocidades, aceleraciones y desplazamientos, se realizaron las verificaciones de derivas de entrepiso tomando en cuenta lo establecido en la norma [10], donde el desplazamiento lateral inelástico de un determinado nivel se calcula por la Ecuación (1)

$$\Delta_i = 0,8 \times R \times \Delta_e, \quad (1)$$

donde  $\Delta_i$  = Desplazamiento lateral inelástico del nivel  $i$ ,  $R$  = Factor de reducción de Respuesta,  $\Delta_e$  =

Desplazamiento lateral elástico del nivel  $i$ , Factor de amplificación de desplazamiento = 0,8-

### Edificaciones redimensionadas

A fin de proporcionar un diseño ajustado a requerimientos de sismorresistencia, se creó un segundo modelo matemático, denominado Edificio Redimensionado (ER), el cual presentaba las mismas características geométricas y mecánicas del modelo inicial, pero considerando el principio “columna fuerte-viga débil” (ver Tabla 4). Y aplicando el diseño sísmico por desempeño se utilizó el Método basado en Desplazamiento [8] para el diseño de un tercer modelo matemático denominado Edificio método por desplazamiento (EBD). Se trata de una estructura similar a los dos modelos anteriores pero difieren en las dimensiones de sus elementos estructurales (Tabla 4).

Para el Edificio EBD se determinaron cargas sísmicas para cada pórtico de la edificación a través del programa DPD, Vielma [14], considerando parámetros de entrada específicos y la deriva de diseño como el valor límite de 0,018 establecido en [10]. A través de ésta consideración se ajustan las cargas sísmicas para que no sobrepasen el desplazamiento límite. Asimismo, se toma en cuenta la masa concentrada por nivel para cada pórtico. Finalmente se obtuvieron las fuerzas sísmicas y se combinan con las componentes horizontales, para dos casos de cargas: un sismo 100 % (X) y 30 % (Z), el segundo un sismo 100 % (Z) y 30 % en (X).

### 2.2.2. Análisis Inelástico/no lineal

Se llevó a cabo una segunda etapa aplicando el análisis inelástico, utilizando el software ZEUS-NL desarrollado por Elnashai et al. [15], el cual permite modelar estructuras complejas con “n” cantidad de elementos finitos, y así conocer los elementos en la edificación que son más vulnerables a sufrir daños. Para el análisis inelástico se modeló cada edificio en dos dimensiones, tomando en cuenta de manera separada cada pórtico para obtener una respuesta más detallada de su comportamiento, y de formar singular, se aplicó un análisis dinámico en tres dimensiones al modelo ER; En las siguientes secciones se

especifican los análisis empleados.

### Análisis no lineal con empuje incremental:

El “Pushover Estático” se realiza una vez que los pórticos han sido sometidos a la acción de las cargas de gravedad. El fundamento es la aplicación pseudo-estática de fuerzas laterales equivalentes a los desplazamientos producto de la acción sísmica. El patrón de fuerzas laterales representativo de las cargas sísmicas es de fuerzas crecientes con la altura (distribución triangular) y aplicado de forma monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima, tal como expone en los trabajos de Fajfar [5], Marinilli [16] y Papanikolaou et al. [17].

En este procedimiento de análisis se aplica una solución iterativa incremental de las ecuaciones de equilibrio. Para pequeños incrementos de carga de forma lineal, se puede expresar el equilibrio por la Ecuación (2)

$$K_t \Delta_x + R_t = \Delta F, \quad (2)$$

donde:  $K_t$  = matriz de rigidez tangente,  $R_t$  = fuerzas restauradoras al inicio del incremento de carga, Las fuerza restauradoras se calculan a partir de la Ecuación (3)

$$R_t = \sum_k^{j-i} K_t, K \Delta_u. \quad (3)$$

Partiendo de la curva de capacidad que proporciona este análisis, es posible determinar la Ductilidad Estructural ( $\mu$ ), mediante el cociente entre el desplazamiento último y el desplazamiento para el punto de plastificación, como se muestra en la Ecuación (4)

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}, \quad (4)$$

donde:  $\Delta_u$  = desplazamiento último,  $\Delta_y$  = desplazamiento correspondiente al punto de plastificación.

Igualmente, se determinó la Reserva de Resistencia ( $\Omega$ ) para cada pórtico, calculado mediante la Ecuación (5)

$$\Omega = \frac{V_{ult}}{V_p}, \quad (5)$$

Tabla 4: Características geométricas de las secciones de cada edificio modelado (cm).

Edificio	Vigas de carga	Vigas de amarre	Columnas planta baja	Columnas planta alta
ER	20x45	20x35	30x30	30x30
EBD	20x40	20x40	35x35	30x30

donde:  $V_{ult}$  = cortante basal último,  $V_p$  = Cortante basal de proyecto.

A través de este análisis, es posible obtener el punto de desempeño, mediante superponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda, representado por los espectros elásticos e inelásticos. Para esto se aplicó el método N2 formulado por [4]. Este procedimiento requiere que el espectro de capacidad se calcule a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis no lineal de un sistema de múltiples grados de libertad, mientras que los espectros son la idealización de los promedios de los espectros de respuesta, por lo que es necesario convertir la curva de capacidad a su equivalente de un sistema de un grado de libertad, Vielma et al. [16]. Esto es posible calculando los pseudo-desplazamientos ( $S_d$ ) del sistema de un grado de libertad de acuerdo con la Ecuación (6)

$$S_d = \frac{\Delta}{FPM}, \quad (6)$$

donde  $\Delta$  representa los desplazamientos del sistema de múltiples grados de libertad a nivel de techo y  $FPM$  es el factor de participación modal correspondiente al primer modo de vibración del edificio, determinado según la Ecuación (7)

$$FPM = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}^2}, \quad (7)$$

siendo  $n$  el número de niveles del edificio,  $m_i$  la masa concentrada en la planta  $i$ ,  $\phi_{1,i}$  el desplazamiento normalizado de la planta  $i$  del primer modo de vibración. Las ordenadas del espectro de capacidad se expresan en función de pseudo-aceleración normalizada ( $S_a$ ) respecto a la gravedad, las cuales se consiguen al transformar

los valores del cortante en la base de la Ecuación (8)

$$S_a = \frac{V/W}{CME}. \quad (8)$$

Aquí  $V$  es el cortante en la base,  $W$  el peso sísmico y  $CME$  es el coeficiente de masa efectiva determinado con la Ecuación (9)

$$CME = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i})^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}^2}. \quad (9)$$

Los espectros de demanda se presentan en formato de  $T$  vs  $S_a$ , por tanto, es necesario transformarlos a un formato de pseudo-desplazamientos contra pseudo-aceleraciones ( $S_d - S_a$ ), para esto se aplicó la expresión

$$S_d = \frac{S_a \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2}. \quad (10)$$

En la Ecuación (10),  $T$  y  $\mu$  es el período y ductilidad de la estructura, una vez efectuadas las transformaciones se superpone el espectro de capacidad con los espectros de demanda elástico e inelástico en formato  $S_d - S_a$ . Seguidamente se obtiene el espectro de capacidad idealizado, que es una forma bilineal obtenida mediante la rigidez secante entre el punto de origen y el 60% de la aceleración espectral equivalente. El punto de desempeño se obtiene mediante la intersección del espectro de capacidad idealizado con el espectro de demanda o inelástico reducido mediante un factor de reducción por ductilidad  $R_\mu$ , definido como

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & \text{para } T \leq T_c \\ \mu & \text{para } T > T_c. \end{cases} \quad (11)$$

En la Ecuación 11,  $T_c$  es el período esquina del espectro de diseño a partir del cual la aceleración

deja de ser constante,  $\mu$  es la ductilidad de desplazamiento calculada como la relación que hay entre el desplazamiento espectral para el cual la secante del espectro idealizado intersecta al espectro elástico y el desplazamiento espectral de plastificación global.

#### *Análisis dinámico no lineal en el plano:*

En el ámbito de la ingeniería sísmica basada en desempeño, una evaluación adecuada de la demanda y capacidad se lleva a cabo mediante los estudios del análisis dinámico incremental (IDA). Es un método de análisis que puede ser utilizado para estimar la capacidad estructural bajo cargas sísmicas. Proporciona la respuesta continua del sistema, desde la etapa elástica, pasando por la plastificación hasta que alcanza el colapso. El método consiste en someter la estructura a uno o más registros sísmicos escalados a niveles de intensidad que se incrementan progresivamente. Los máximos valores de la respuesta son graficados contra la intensidad del registro sísmico. El procedimiento para obtener un IDA a partir de un registro sísmico, se presentan en Mwafy y Elnashai [19] y Vamvatsikos y Cornell [20].

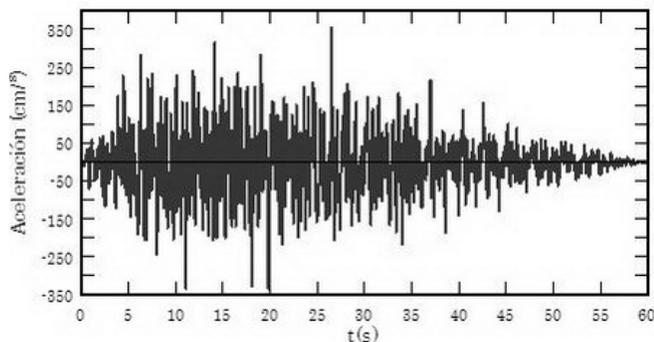


Figura 5: Acelerograma sintético de 60 segundos de duración

Los acelerogramas denominados “acelerogramas sintéticos” son generados mediante la aplicación de un conjunto de sismos con amplio contenido frecuencial, haciendo uso del programa PACED [21], basados en los espectros elásticos de diseño de la norma [10] y generados mediante procesos iterativos para obtener un terremoto compatible. Por tanto, para el análisis dinámico de los edificios, se dispuso de 3 acelerogramas

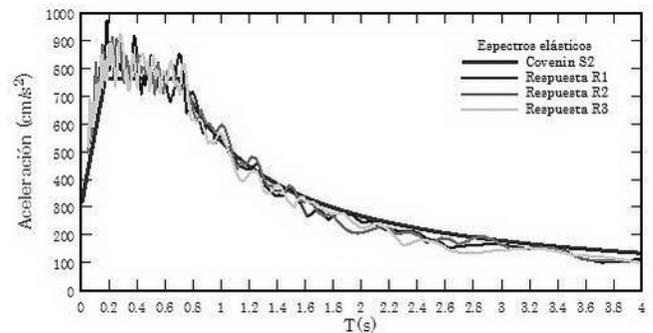


Figura 6: Espectro de diseño de la norma y espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos

sintéticos con duración de 60, 80 y 100 segundos (Ver Figura 5). Asimismo en la Figura 6 se muestra los espectros de diseño y respuesta para un suelo rígido tipo S2.

Los acelerogramas (Figura 5) a su vez se han escalado con la finalidad de reproducir tres eventos de diferente magnitud, los mismos se encuentran definidos en la Tabla 5 y se encuentran asociados a la verificación de tres Estados Límites, mediante correlacionarse a un rango de valores de las derivas de entrepiso para cada Estado Límite.

Finalmente, estos tres terremotos con características propias fueron aplicados a todos los pórticos de los tres edificios evaluados, con el fin de obtener los desplazamientos máximos que estos alcanzan, esto es posible a través de la utilización del programa de elementos finitos [15] para cada pórtilo, los cuales requirieron la aplicación de cargas dinámicas en dirección X, de tipo aceleración en todos los nodos empotrados y la asignación de un nodo de control ubicado en el centro de gravedad de la planta de cubierta.

#### *Análisis dinámico no lineal tridimensional:*

El análisis dinámico no lineal en 3D está sustentado en el procedimiento planteado en Kappos et al. [22]. Para este análisis se utilizó el modelo edificio ER en tres dimensiones, definiendo su geometría, materiales y secciones, las cargas de servicio en dirección Y en todos los nodos juntas viga-columna y cargas dinámicas en los nodos empotrados con dirección y combinación expuesta en la Tabla 6. Las losas nervadas armadas en una dirección fueron modeladas como diafragmas

Tabla 5: Estados Límites y niveles de amenaza.

Sismo de análisis	Estado Límite	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años	Deriva de entrepiso $\delta$ (%)
Frecuente	Servicio	95	50 %	0,5
Raro	Daños Reparables	475	10 %	1,5
Muy Raro	Prevención de Colapso	2475	2 %	3,0

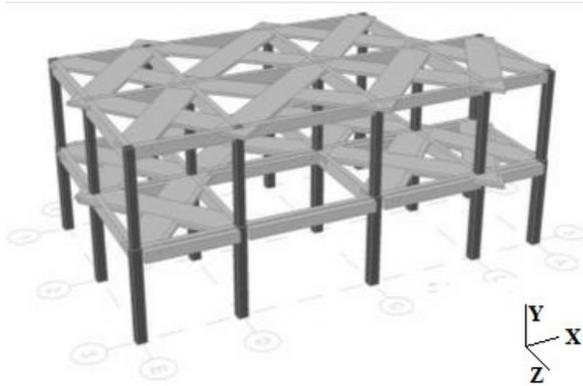


Figura 7: Edificio ER en tres dimensiones con losas modeladas como diafragma rígido

rígidos en su plano, (ver Figura 7).

Tabla 6: Combinaciones sísmicas aplicadas.

N°	Combinación del Sismo
1	100 % (X)
2	100 % (Z)
3	100 % (X) y 30 % (Z)
4	100 % (Z) y 30 % (X)

Las combinaciones de la Tabla 6 se fundamentan en lo establecido en la norma [10], donde las estructuras deben ser diseñadas para la acción sísmica simultánea de las dos componentes horizontales, cada solicitud debida a una componente sísmica horizontal en un 100 % combinada con la misma solicitud debida a la componente sísmica ortogonal en un 30 %. De esta forma, se conoce la respuesta sísmica de estos sistemas estructurales asimétricos en el rango

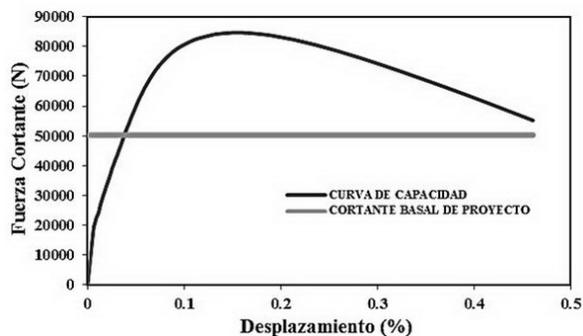
inelástico, Fajfar *et al.* [23] y las acciones sísmicas que conducen a la torsión accidental de estos sistemas estructurales, Hernández *et al.* [24].

### 3. Resultados y discusión

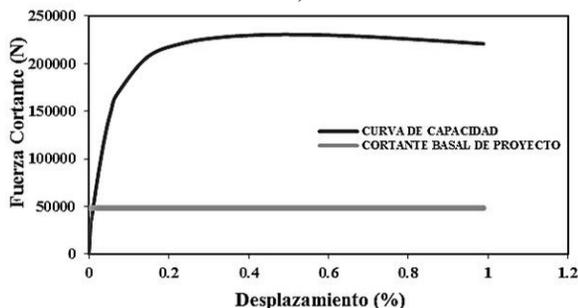
A continuación se exponen los resultados obtenidos del análisis elástico e inelástico de los tres modelos de edificios evaluados. A partir del análisis estático no lineal, se presentan las curvas de capacidad con los valores del cortante basal de proyecto, los valores de la reserva de resistencia y ductilidad estructural de cada pórtilo. Del análisis dinámico no lineal se presentan las derivas globales y las derivas de entrepiso por pórtilo. Asimismo, se muestran las derivas de entrepiso y los máximos momentos torsores proporcionados por el análisis dinámico no lineal tridimensional.

#### 3.1. Análisis elástico.

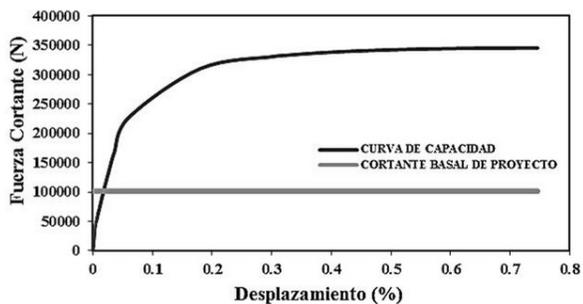
Al realizar la verificación de derivas de entrepiso del edificio EO, resultó que estas no cumplían, sobrepasando el valor límite establecido en [10]. No obstante, en el edificio ER se obtuvo que las dimensiones de los elementos del edificio si satisfacen la deriva límite de 0,018 resultando que todas las derivas calculadas estaban por debajo de dicho valor. Por otro lado en el edificio EDB no se realizaron verificaciones de derivas, puesto que se diseñó basándose en el método formulado por Priestley *et al.* [8], donde las fuerzas sísmicas generadas están originalmente limitadas a no sobrepasar el valor límite de deriva especificada en la norma.



a)



b)



c)

Figura 8: Curvas de capacidad y cortante basal del pórtico de carga C de: a) EO, b) ER, c) EBD

### 3.2. Análisis no lineal con empuje incremental

En la Figura 8, se muestran las curvas de capacidad normalizadas de los pórticos de carga C de los tres edificios evaluados, de forma similar se determinaron para los pórticos de amarre.

Los valores de reserva de resistencia y ductilidad se calcularon mediante las Ecuaciones (2)–(3), mientras que para determinar los valores de ductilidad estructural fue necesario graficar una curva idealizada en función de la curva de capacidad normalizada, con la finalidad de conocer el punto en que la estructura comienza a plastificar. En la Figura 9 se muestra un ejemplo de la curva de capacidad normalizada con la curva idealizada de los pórticos de carga C del EO,

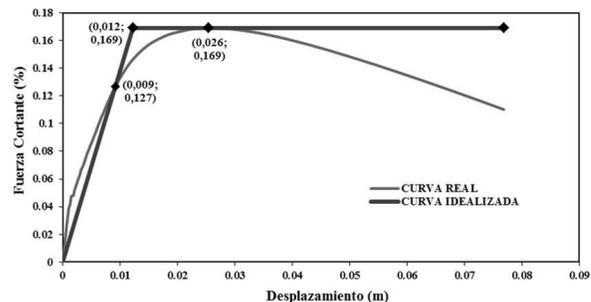


Figura 9: Curva de capacidad normalizada y curva idealizada del pórtico de carga C del EO

asimismo, se determinó para los edificios ER y EBD.

Tabla 7: Reserva de resistencia y ductilidad estructural.

Pórtico	Reserva de Resistencia		
	Edificio		
	EO	ER	EBD
A	2,01	2,91	1,53
B	1,67	4,42	3,21
C	1,68	4,77	3,40
D	1,62	4,67	2,94
E	1,90	5,93	3,58
1	1,65	4,16	2,96
2	1,54	4,37	2,99
3	2,02	4,94	4,01
Pórtico	Ductilidad ( $\mu$ )		
	Edificio		
	EO	ER	EBD
A	5,56	5,52	4,77
B	2,22	6,04	5,38
C	2,17	4,69	5,25
D	2,21	5,54	5,59
E	2,23	7,07	6,06
1	2,66	5,29	6,69
2	2,20	4,17	5,92
3	2,83	5,95	6,24

La curva idealizada está constituida por dos rectas tangentes, donde la primera recta tangente representa el comportamiento elástico del pórtico y la segunda representa el comportamiento plástico de la misma. A continuación se muestran en la Tabla 7 los valores de reserva de resistencia y ductilidad estructural para todos los pórticos de los

tres edificios evaluados.

Tabla 8: Punto de desempeño (Pd) de pórticos de edificios evaluados.

Pórtico	Pd (cm)		
	EO	ER	EBD
A	5,94	2,42	2,52
B	13,89	9,47	7,43
C	15,22	9,5	9,38
D	14,01	9,5	7,57
E	13,45	9,55	6,6
1	12,62	9,35	6,07
2	15,74	11,48	9,29
3	10,92	7,57	4,23

A partir de las curvas de capacidad obtenidas del análisis estático no lineal, se determinó aplicando el método N2 y las Ecuaciones (6)–(11) el punto de desempeño de los pórticos correspondientes de cada edificio evaluado, donde se obtuvo el FPM, CME y sucesivamente el espectro de capacidad, el espectro elástico e inelástico en formato de  $S_d$  vs  $S_a$ . En la Tabla 8 se presentan los valores del (Pd) para los pórticos de los edificios evaluados.

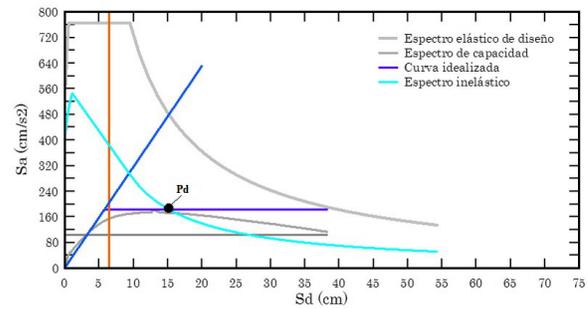
En la Figura 10 se muestra la representación gráfica para el cálculo del mismo, donde el punto de intersección entre la curva idealizada y el espectro inelástico corresponde al punto de desempeño.

### 3.3. Análisis dinámico no lineal en el plano

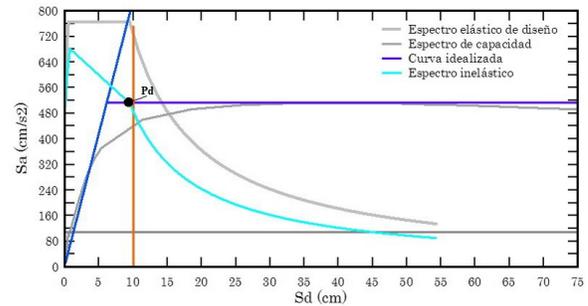
A través de este análisis se pudo determinar las derivas globales para cada pórtico de los tres edificios estudiados, mediante el desplazamiento máximo del nivel de cubierta producto de la acción sísmica. De igual manera se pudo determinar las derivas de entrepiso de cada pórtico.

Ambos tipos de derivas fueron calculadas en base a la aplicación de acelerogramas sintéticos con diferentes intensidades, que representaban las fuerzas laterales aplicadas a los pórticos, finalmente para generar sus respectivos desplazamientos.

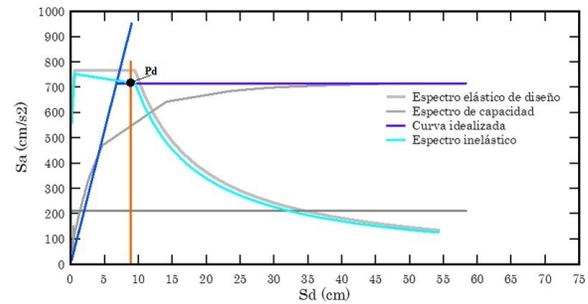
La Figura 11 muestra las gráficas con la evolución de las derivas globales ( $\Delta/H$ ) expresadas en porcentaje con respecto al tiempo (s) de los



a)



b)

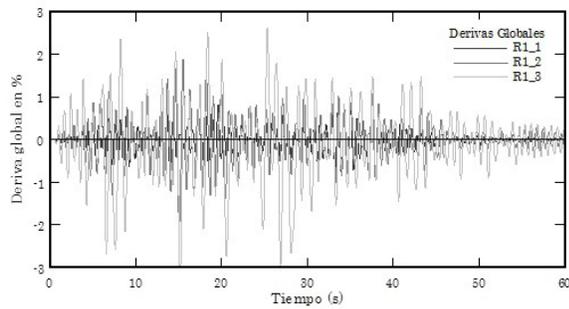


c)

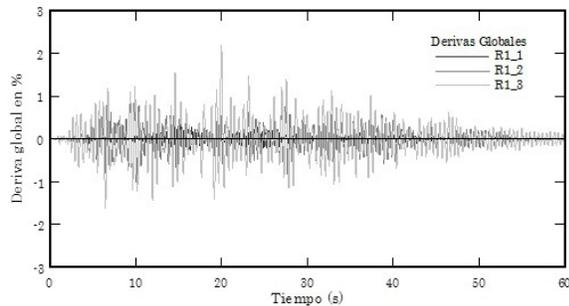
Figura 10: Punto de Desempeño (Pd) para el pórtico de carga C del edificio: a) EO, b) ER, c) EBD

pórticos de carga C del EO, ER, EMB para una amenaza de 0,3g.

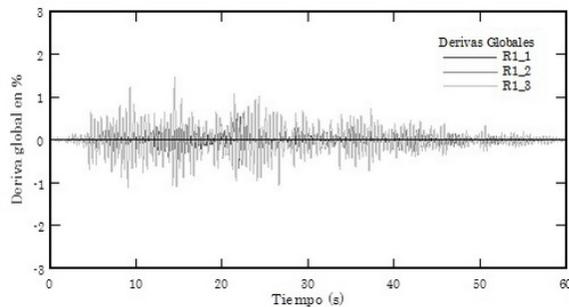
En la Figura 12, se presentan los resultados obtenidos correspondientes a las derivas de entrepiso de los pórticos de carga C del EO, ER y EMD, tomando en cuenta el sismo R1\_3 con un tiempo de duración de 60 seg. De forma similar, se determinaron las derivas de entrepiso para los sismos aplicados, R1, R2 y R3 con sus tres intensidades, las mismas fueron verificadas para cada Estado Límite considerado en este trabajo. En la Tabla 9 se refleja de forma resumida el resultado perteneciente a las derivas de entrepiso del edificio EO para el sismo R\_1, considerando los tres niveles de amenaza, 0,5 %, 1,5 % y 3 %



a)



b)



c)

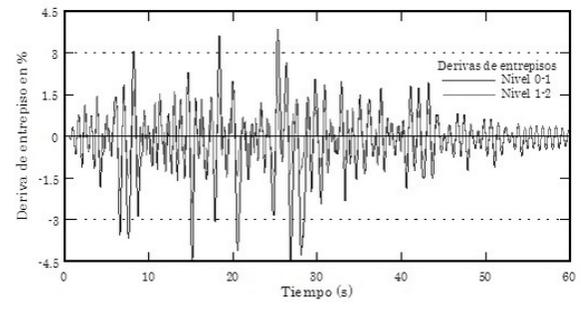
Figura 11: Derivas globales para el sismo R1 del pórtico de carga C del: a) EO, b) ER, c) EBD

para los tres Estados Límite.

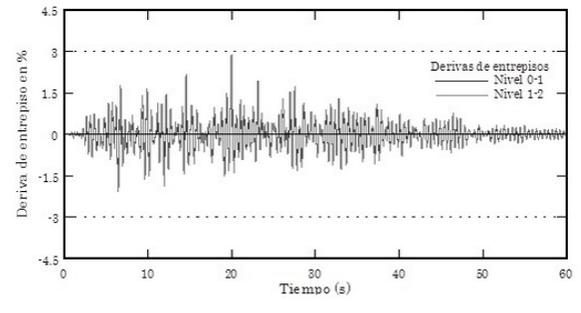
### 3.4. Análisis dinámico no lineal tridimensional

En este análisis se obtuvieron las derivas de entrepiso en los pórticos del ER, aplicando el sismo R1\_3 para las combinaciones 1 y 2 (Tabla 6), en la Figura 13 se muestran las derivas del pórtico C, el resto de los pórticos mostraron un resultado similar.

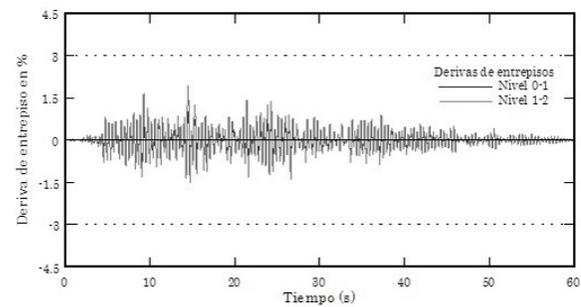
Con base en los resultados obtenidos de este análisis tanto para el edificio plano como tridimensional, las derivas de entrepiso se diferencian notablemente, siendo el análisis dinámico del edificio plano el que proporciona derivas mayores. Véase por ejemplo las Figura 12b y Figura 13a,



a)



b)



c)

Figura 12: Derivas de entrepiso para el sismo R1\_3 del pórtico de carga C del edificio a) EO, b) ER, c) EBD

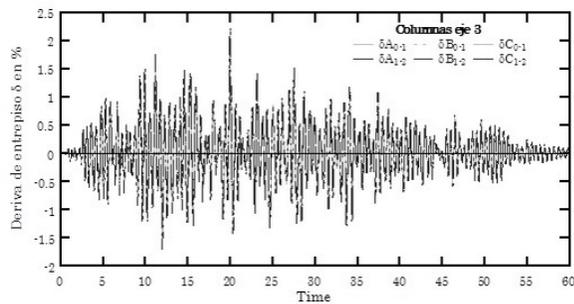
ambas contienen las derivas de entrepiso del pórtico de carga C del edificio ER para el sismo R1\_3 de combinación 1, pero la primera en representación plana y la segunda en representación tridimensional.

Asimismo se determinaron los máximos momentos torsores en cada columna, ante la aplicación del sismo R1\_3 en todos los nodos empotrados para las cuatro combinaciones descritas en la Tabla 6. En la Figura 14a se han graficado los momentos torsores en función del tiempo ante las cuatro combinaciones, donde los nodos designados por n111 hasta el n513 corresponden a los apoyos de empotramiento, mientras que la Figura 14b muestra el máximo momento torsor para

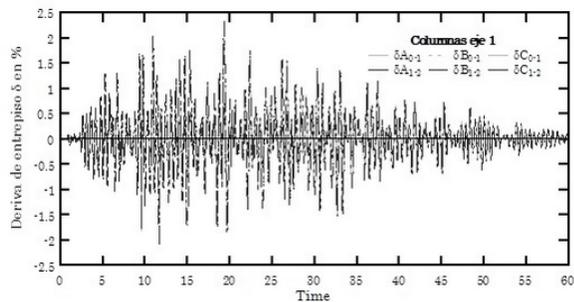
Tabla 9: Resultados de las derivas de entrepiso del EO, ER, EBD para el sismo R\_1.

Pórtico	Estados Límites								
	EO			ER			EBD		
	SE	DR	PC	SE	DR	PC	SE	DR	PC
A	X	X	X	X	✓	✓	✓	✓	✓
B	X	X	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓
C	X	X	X	✓	✓	✓	✓	✓	✓
D	X	X	X	X	✓	✓	✓	✓	✓
E	X	X	X	X	✓	✓	✓	✓	✓
1	X	X	X	X	✓	✓	✓	✓	✓
2	X	X	X	X	✓	✓	✓	✓	✓
3	X	X	X	X	✓	✓	✓	✓	✓

SE: Servicio, DR: Daños reparables, PC: Prevención de colapso; X: No Cumple, ✓: Cumple



a)

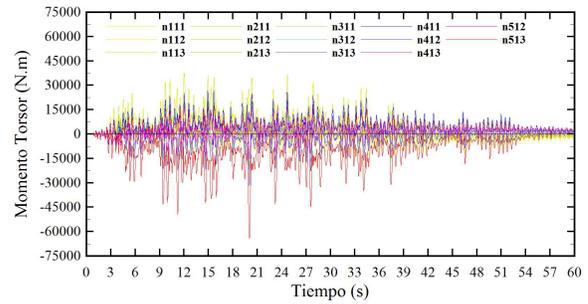


b)

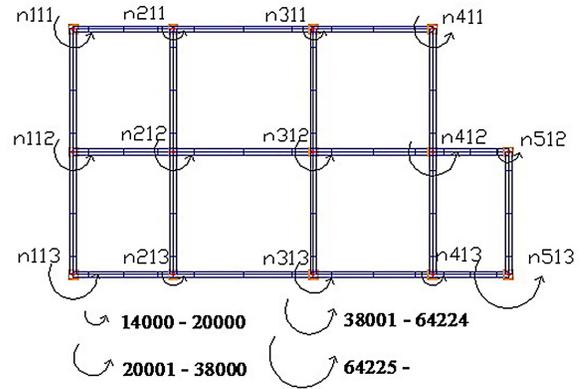
Figura 13: Derivas de entrepiso de Pórtico C del Edificio ER: a) sismo 100 % (X), b) sismo 100 % (Z)

Tabla 10: Máximo momento torsor para las combinaciones sísmicas.

Combinación del Sismo	Descripción Nodo- Columna	Momento Torsor Máx (N.m)
1	n513	64225
2	n512	76000
3	n513	41000
4	n512	65000



a)



b)

Figura 14: Momento torsor para el sismo 100 % (X): a) Gráfica momento torsor vs tiempo, b) Detalle en planta

cada columna producto del análisis tridimensional. De forma similar se determinaron para las otras combinaciones sísmicas (Tabla 10).

#### 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para conocer la respuesta sísmica de esta edificación, se emplearon métodos analíticos que fueron considerados en base a dos parámetros importantes como lo son la regularidad estructural y el nivel de amenaza sísmica. Los análisis a los que se hace referencia son el análisis elástico y no lineal tanto con empuje incremental como dinámico, estas técnicas de análisis permiten representar de forma más realista y calibrar directamente las características estructurales de los edificios en estudio; asimismo el comportamiento sísmico se puede cuantificar de forma objetiva en base a parámetros con significado físico medidos cuantitativamente.

Del análisis elástico aplicado al edificio EO, se

obtuvieron los desplazamientos elásticos con los que luego se calcularon las derivas de entrepiso utilizando un coeficiente de 0,8, y al verificar el valor de las mismas, éstas sobrepasan el valor establecido en la norma para edificaciones sismorresistentes [10]. De aquí surgió la necesidad de redimensionar el Edificio Original, concibiendo un segundo modelo (ER), que al aplicarle el análisis elástico se obtuvieron los desplazamientos laterales, y posteriormente las derivas de entrepiso que cumplen con el valor de deriva establecida en la norma, por lo cual las secciones de los elementos estructurales del EO son insuficientes para controlar adecuadamente los daños producidos por las fuerzas sísmicas.

Los pórticos del edificio EO presentaron valores muy bajos de reserva de resistencia en comparación con los edificios ER y EBD que presentaron valores elevados, indicando que luego de haber alcanzado el cortante de plastificación estos edificios siguen desarrollando satisfactoriamente su resistencia. Esto es favorable, puesto que esta propiedad mejora el comportamiento cuando se sobrepasa el límite elástico. De igual manera se concluye con respecto a la ductilidad estructural, donde los pórticos del edificio original mostraron una baja ductilidad y los edificios redimensionados mostraron una ductilidad estructural satisfactoria.

El mecanismo de colapso de los edificios evaluados, se encuentra asociado a los Estados Límites en los que incursionan las derivas de entrepiso y globales obtenidas del análisis dinámico no lineal. En base a éste análisis y partiendo de los resultados obtenidos, se determina la respuesta dinámica de las estructuras y se controla los daños alcanzados por las mismas. Las derivas globales permiten evaluar el umbral del Estado Límite de colapso a partir del desplazamiento alcanzado por el nivel de cubierta de una estructura. Para la verificación de estas derivas se consideró el Estado Límite de prevención de colapso, el cual corresponde al 2,5 %, donde el edificio ER y el EBD presentaron valores de derivas inferiores a éste valor límite, evidenciando el buen desempeño sísmico de ambos edificios, no obstante, el edificio original presentó valores de derivas que sobrepasaron el 2,5 %. Siguiendo estos

lineamientos para la verificación de las derivas de entrepiso consideraron los tres niveles de amenaza y Estados Límites, se observó de forma general que las derivas de entrepiso del edificio EO sobrepasaban los niveles de amenaza considerados, mientras que los dos edificios redimensionados presentaron derivas de entrepiso dentro de los valores establecidos para cada Estado Límite.

Del análisis dinámico tridimensional aplicado al ER, con el sismo R1\_3 para las combinaciones 1 y 2, se obtuvo que los valores correspondientes a las derivas de entrepiso no sobrepasaron los valores de los Estados Límite considerados. Por otro lado, con la finalidad de conocer los máximos momentos torsores para cada columna que conforma el edificio se aplicaron las cuatro combinaciones sísmicas 1 al 4, donde notablemente se observó que existe mayor torsión en el caso de la componente del sismo actuando en dirección Z. A partir de estos resultados se comprobó la asimetría estructural del edificio evaluado, debido a que el centro de masa no coincide con el centro de rigidez, y observando que los grandes momentos torsores actúan sobre las columnas de fachada y los pórticos entrantes.

De los resultados de derivas de entrepiso del edificio ER, obtenidos del análisis dinámico no lineal en dos y tres dimensiones se observó, que el modelo plano proporcionó derivas mayores que el modelo tridimensional, éste es un resultado lógico, puesto que el análisis dinámico tridimensional considera diafragma rígido que introduce restricciones a los grados de libertad de la estructura.

## Referencias

- [1] Grases J., Altez R, Lugo M., (1999). Catálogo de Sismos Sentidos o Destruidores Venezuela 1530/1998. Universidad Central de Venezuela/Academia de Ciencias Física, Matemáticas y Naturales. Facultad de Ingeniería, Caracas, Venezuela.
- [2] Pérez O., Mendoza J. (1998). Sismicidad y Tectónica en Venezuela y Áreas Vecinas, Física de la Tierra, no. 10, pp. 87-110.
- [3] Barbat A., Mena U, Yépez F. (1998). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, vol. 14, no. 2, pp. 247-268.

- [4] Calvi, G., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J., Restrepo, L., Crowley, H. (2006). Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 472, vol. 43, no.3, pp. 75-104
- [5] Fajfar P. (2000). Nonlinear analysis method for performance based seismic design. Earthquake Spectra, EERI, United States of America, vol. 16, no. 3, pp. 573-591.
- [6] Freeman S., Nicoletti J., Tyrell J. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, U.S.A, pp. 113-122.
- [7] Applied Technology Council (ATC). (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, ATC-40, Seismic Safety Commission, SSC Rep. 96-01, 1-2, California, U.S.A.
- [8] Priestley M., Calvi G., Kowalski M. (2007). Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press. Pavia. Italia.
- [9] Vielma J., Barbat A., Oller S. (2011). Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas. Monografía CIMNE IS, Monografías de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- [10] COVENIN. (2001). Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, Edificaciones Sismorresistentes, Requisitos y Comentarios, FONDONORMA, Caracas.
- [11] COVENIN. (2006). Norma Venezolana COVENIN 1753:2006, Proyecto, Construcción de Obras en Concreto Estructural, FONDONORMA, Caracas.
- [12] COVENIN. (1988). Norma Venezolana COVENIN 2002:1988, Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones, FONDONORMA, Caracas.
- [13] Elnashai A., Di Sarno L. (2008). Fundamentals of Earthquake Engineering. John Wiley and Sons. Chichester. United Kingdom.
- [14] Vielma, J. (2010). DPD: Programa para el diseño basado en desplazamiento. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto.
- [15] Elnashai A., Papanikolaou V., Lee, D. (2011). ZEUS-NL, A system for Inelastic Analysis of Structures. User Manual. Mid-America Earthquake Center report no. MAE, Illinois University. Urban, Champagne, Illinois.
- [16] Marinilli, A. (2009). Análisis probabilístico simplificado de pórticos de concreto reforzado ante acciones sísmicas, Boletín Técnico IMME, vol. 47, no. 2, pp. 27-36.
- [17] Papanikolaou, V., Elnashai, A. (2005). Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis i: methodology, Journal of Earthquake Engineering, vol. 9, no. 6, pp. 923-941
- [18] Vielma, J., Barbat A., Oller, S. (2007). Procedimiento de evaluación de edificios de concreto armado mediante un índice de daño sísmico objetivo, Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, Passo Fundo, vol. 4, no. 3, pp. 7-32.
- [19] Mwafy, A., Elnashai, A. (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings, Engineering Structures, no. 23, pp. 407-424.
- [20] Vamvatsikos, D., Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, no. 31, pp. 491-514.
- [21] PACED. (2009). Programa para generación de acelerogramas compatibles con espectros elásticos de diseño. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto.
- [22] Kappos, A. y Stefanidou, S. (2010). A deformation-based design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis. Bulletin of earthquake engineering. vol. 8, no. 4, pp. 875-895.
- [23] Fajfar, P., Marusic, D., Perus, I. (2005): Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings, Journal of Earthquake Engineering, vol.9, no. 6, pp. 831-854.
- [24] Hernández, J., López, O. (2007). Investigación de respuestas sísmicas críticas incorporando la torsión accidental, IMME [online], vol. 45, no. 3, pp. 22-51.