

# COMPORTAMIENTO SISMO-RESISTENTE DE TRES EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA PROYECTADOS SEGÚN LAS NORMAS VENEZOLANAS

## EARTHQUAKE-RESISTANT BEHAVIOR OF THREE MID-RISE BUILDINGS DESIGNED ACCORDING VENEZUELAN SEISMIC CODES

Ugel, R.\*, Herrera, R. I.\*\*

Recibido 10/09/2015: Aprobado: 03/12/2015

### RESUMEN

Se presenta un estudio de la vulnerabilidad sísmica de tres modelos estructurales de mediana altura proyectados según la norma venezolana Covenin 1756-01. Los modelos tienen similares configuraciones en planta y en alturas de entrepiso; en la acción sísmica se utilizaron acelerogramas híbridos, compatibles con el espectro de diseño característico de la zona metropolitana Barquisimeto-Cabudare. El daño se evaluó mediante curvas de fragilidad e índices de daño, incluido el enfoque probabilista. Algunos modelos mostraron altas probabilidades de daño severo o colapso, sufriendo deformaciones laterales y degradaciones de rigidez significativas más allá de límites aceptables normativos, evidenciando que los desplazamientos relativos, y la rigidez son indicadores fundamentales del daño estructural. Se concluyó que para evaluar el comportamiento de los modelos estructurales analizados, sometidos a la acción sísmica probable, se requiere de un detallado estudio de los desplazamientos horizontales, particularmente de los desplazamientos relativos entre niveles, y que las previsiones de la norma venezolana podrían no ser suficientes para la evaluación del desempeño sísmico de estos modelos.

**Palabras clave:** Estructuras compuestas, modelos de daño, análisis dinámico, Venezuela

---

\*Doctor en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural de la Universitat Politècnica de Catalunya, España. Adscrito al Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Correo: rugel@ucla.edu.ve

\*\*Doctorando en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural de la Universitat Politècnica de Catalunya, España; Especialista en Ingeniería Estructural de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Correo: hreyes@ucla.edu.ve.

## ABSTRACT

Here is presented a study on the seismic vulnerability of three mid-rise structural models projected according to Venezuelan seismic code Covenin 1756-01. Models have similar structural configurations in plant and in inter-story heights. Seismic action uses hybrid accelerograms compatible with the design spectrum characteristic of the metropolitan area Barquisimeto-Cabudare. Damage Evaluation is made through fragility curves and damage indices, including probabilistic approach. Some models showed high probability of severe damage or collapse, suffering significant stiffness degradation and lateral deformations beyond normative limits, showing that relative displacements and stiffness degradation are fundamental indicators for structural damage. It is concluded that to evaluate the behavior of the analyzed structural models subjected to probable seismic action, it's required a detailed study of the horizontal displacements, particularly relative displacements between levels and that the provisions of the Venezuelan seismic code may not be sufficient for evaluating the seismic performance of these models.

**Keywords:** *composite structures, damage models, dynamic analysis, Venezuela*

## 1. INTRODUCCIÓN

Actualmente la construcción de viviendas en Venezuela se ve afectada por algunas prácticas que pueden ser nocivas para las estructuras; en muchas ocasiones las construcciones existentes o proyectos en ejecución son modificados, teniendo como resultado edificaciones que no corresponden a las inicialmente proyectadas [1]. Además, frecuentemente se añaden niveles adicionales sobre los construidos originalmente, haciendo uso de materiales estructurales diferentes, siendo ésta una condición que no está prevista en la vigente normativa venezolana.

Por ello, es fundamental la evaluación del comportamiento sísmico de este tipo de edificaciones y en particular, aquellas constituidas por elementos estructurales compuestos de concreto armado (CA) y acero. Esto origina la necesidad de estudiar la respuesta estructural de esta tipología ante eventos sísmicos, lo que a su vez implica la importancia de investigar estas edificaciones con métodos de análisis que permitan caracterizar el comportamiento [2], [3]. Por todo lo anterior, esta investigación se enfocó en el análisis de vulnerabilidad sísmica de tres modelos de edificaciones; el primero denominado 6CA consta de seis niveles de CA; el segundo estimado como 7CA tiene 7 niveles de CA, y el tercero, 7M, está compuesto por siete niveles, los seis primeros de CA y el último de acero.

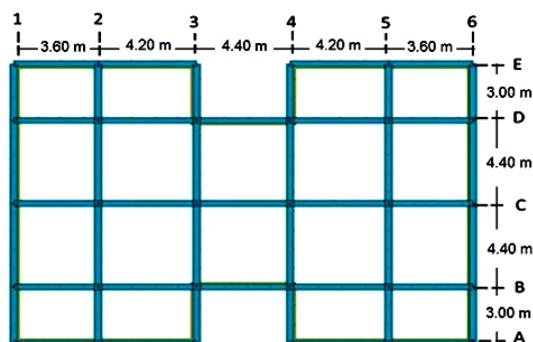
En el estudio se evaluó la integridad estructural de las edificaciones en términos de los estados de daño mediante análisis no lineales estáticos y dinámicos para establecer la respuesta estructural según sus gráficos de capacidad y fragilidad y los modelos de daño. En las diferentes fases de análisis se aplican los criterios planteados en los proyectos HAZUS-99 [4] y RISK UE nivel II [5], además del método de *Espectro-Capacidad*, [6] y [7], el *Análisis*

*Dinámico Incremental (IDA)* [8], y el modelo *Paramétrico de Capacidad* [9]. Todo ello con el propósito de asegurar que las estructuras tengan una respuesta adecuada ante una acción sísmica probable.

Por otro lado, actualmente para el diseño de edificaciones sismo-resistentes en Venezuela se establece el uso de la norma [10], de la cual [11] advierten que en esta normativa no están reflejados los principales parámetros que controlan los efectos de sitio; la norma aprueba la colocación de elementos estructurales que mejoren el comportamiento de una estructura ya proyectada ante los sismos, pero no existen criterios de aceptación o rechazo para su colocación, ni consideración alguna sobre los cambios en las solicitaciones que estas modificaciones producen en el diseño de la estructuras originales. Todo esto, conduce a la relevancia de las investigaciones que estudien la respuesta sísmica, y el comportamiento dinámico de estas edificaciones compuestas o modificadas, sobre todo si se utilizan diferentes materiales en los elementos estructurales.

## 2. DESARROLLO Y METODOLOGÍA

Los tres modelos estructurales mencionados en el espacio anterior, fueron simplificados e idealizados en lo posible a fin de obtener resultados que sean fácilmente susceptibles de comparación. La similitud de dimensiones en vigas y columnas está avalada por los criterios expresados por [12], entre otros, quienes plantearon que en el dimensionamiento previo de cualquier proyecto sismo-resistente de edificaciones porticadas de baja y media altura, las vigas deberían ser iguales en todas las plantas, debido a las acciones verticales, y las columnas deberían ser iguales en cada planta, debido a las acciones horizontales.

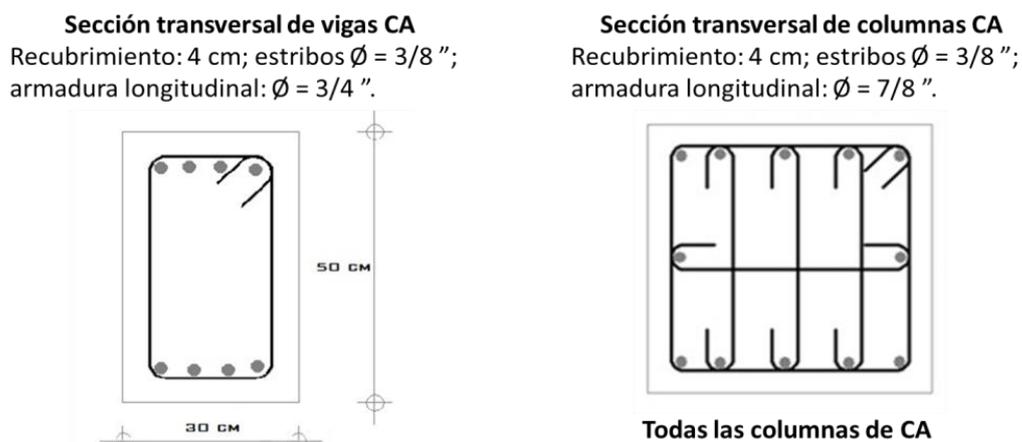


**Figura 1.** Vista en planta de los modelos. Fuente: los autores

De acuerdo a la Figura 1, los modelos 6CA y 7CA se proyectaron con pórticos ortogonales y de planta regular según [10], y se diferencian en el número de niveles 6 y 7 respectivamente. El modelo 7M, se generó cambiando la estructura de concreto armado del nivel 7 del modelo 7CA por pórticos de acero estructural. En todos los casos, los dos primeros niveles tienen uso

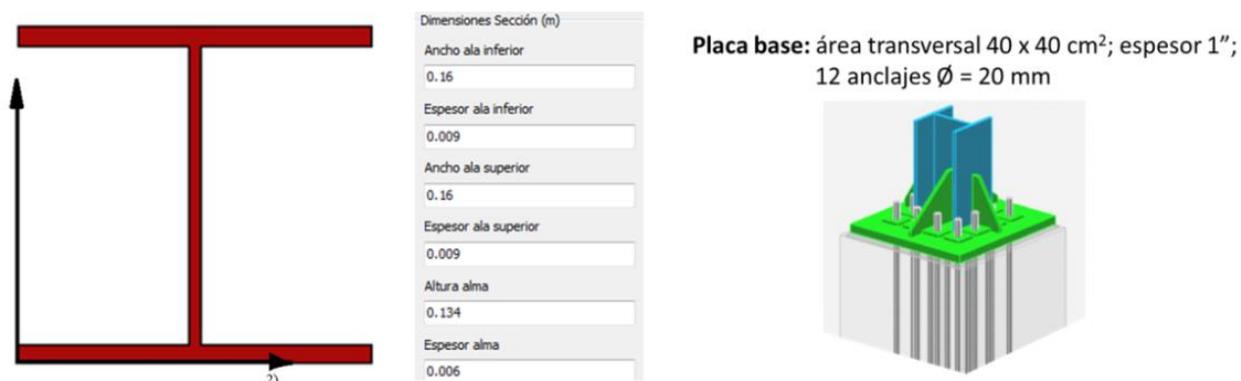
destinado a comercio y el resto de niveles tiene uso residencial. El techo se consideró inaccesible, y las losas de entrepiso son losas nervadas armadas en dos direcciones con espesores de 25.00 cm.

La altura de la planta baja es 4.00 m y todos los niveles superiores poseen 3.00 m de altura. La planta tiene seis pórticos en el sentido X y cinco pórticos en el sentido Y. La distribución de los mismos se muestra en el esquema de la vista en planta de las edificaciones, observado en la misma figura. En las edificaciones se utilizó una resistencia a la compresión  $f'c = 25$  MPa para el concreto y la resistencia de cedencia del refuerzo transversal y longitudinal  $f_y$  es de 412 MPa. En los perfiles de acero y placas de acero se utilizó una resistencia de cedencia  $F_Y$  de 345 MPa. En la Figura 2, se muestran las dimensiones de columnas y vigas de CA.



**Figura 2.** Dimensiones y refuerzo en columnas y vigas de CA.. Fuente: los autores

También se observa que el acero de refuerzo longitudinal en las columnas de concreto armado es simétrico con respecto a ambos ejes principales de esfuerzos internos y la asimetría polar se hace para cumplir lo previsto en el código venezolano sobre cuantía de refuerzo longitudinal. En la Figura 3 se observa la sección transversal del perfil de acero para columnas y vigas (figura izquierda), así como las características de la unión columna de concreto armado-columna de acero (figura derecha).



**Figura 3.** Dimensiones de perfil de acero y unión mixta CA-Hacer. Fuente: los autores

Este perfil es adecuado para el nivel de diseño ND3 según la normativa venezolana por cuanto la relación *ancho/espesor* de su sección transversal no excede lo previsto para *secciones compactas*, en el caso de columnas, y *secciones plásticas* en el caso de alma de vigas. Particularmente, para el ala comprimida de las vigas, la misma norma la dispensa de esta consideración si dicha ala está arriostrada continuamente, tal como está previsto en los modelos de este estudio. En la Figura 4 se muestran los pórticos del modelo 7M en ambos sentidos ortogonales.

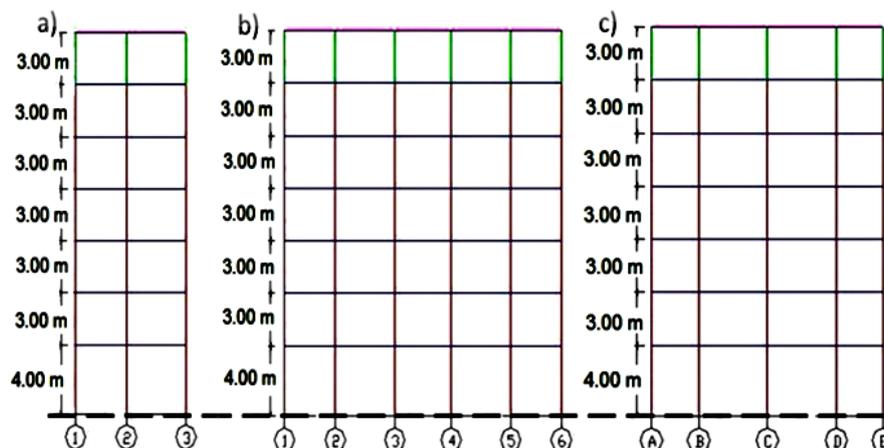


Figura 4. Modelo 7M. a) Pórticos A = E; b) Pórticos B = C = D; c) Pórticos 1 = 2 = 3 = 4 = 5 = 6. Fuente: los autores

## 2.1. Análisis Espectral

Las edificaciones están dentro del grupo B2, por la clasificación que presenta [10]. Esta clasificación permite la asignación de un factor de importancia = 1. La ubicación del emplazamiento, de acuerdo a lo establecido en la norma, indica un peligro sísmico elevado y una aceleración horizontal de 0.30 g. Se consideró una forma espectral S2 en base a las características del suelo (Figura 5).

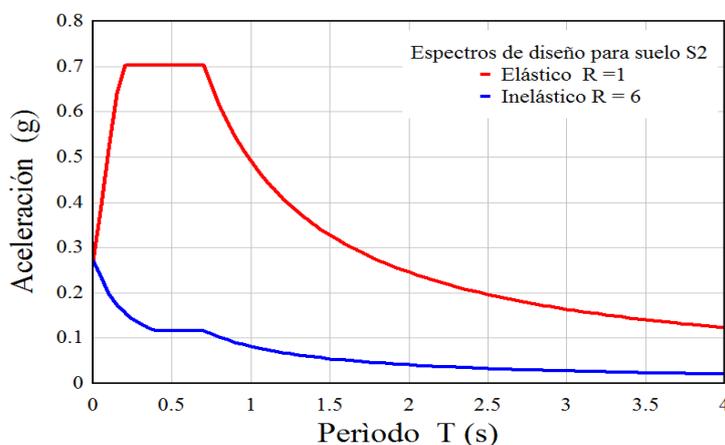


Figura 5. Espectros de diseño elástico e inelástico.

El uso de las edificaciones propone un nivel de diseño 3, que requiere la aplicación estricta de todas las disposiciones sismo resistente de COVENIN para el diseño y construcción en zonas sísmicas. Las estructuras son clasificadas como tipo I, por presentar elementos estructurales tipo pórticos rígidos en ambas direcciones resistentes. De todo esto se obtiene un Factor de Respuesta inelástica  $R = 6$ .

## 2.2. Control de desplazamientos relativos.

En [10] se establecen valores límites para la diferencia de los desplazamientos laterales de 2 niveles consecutivos. La norma establece que el desplazamiento lateral total  $\Delta_i$  se debe calcular:

$$\Delta_i = 0.8 * R * \Delta_{ei} \quad (1)$$

Siendo  $\Delta_i$  el desplazamiento lateral inelástico del nivel  $i$ ,  $R$  el factor de reducción de respuesta inelástica,  $\Delta_{ei}$  es el desplazamiento lateral elástico del nivel  $i$  y el factor de amplificación de desplazamiento es 0,8. Se determina la deriva de entrepiso  $\delta_i$  con la siguiente expresión:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (2)$$

El factor de reducción de respuesta inelástica  $R$ , la ductilidad estructural  $\mu$  y la reserva de resistencia  $\Omega$ , se expresan a su vez como:

$$R = \mu * \Omega \quad (3); \quad \mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (4); \quad \Omega = \frac{V_y}{V_p} \quad (5)$$

donde  $\mu$  = ductilidad estructural,  $\Delta u$  = desplazamiento último,  $\Delta y$  = desplazamiento correspondiente al punto de cedencia,  $\Omega$  = reserva de resistencia,  $V_y$  = cortante basal correspondiente al punto de cedencia y  $V_p$  = cortante basal en el que se produce la plastificación de la primera rótula plástica. Para edificaciones del grupo B2 se estableció como valor límite en la relación deriva/altura de entrepiso, 0.018 más allá del cual la edificación es susceptible de sufrir daños por deformaciones tanto en elementos estructurales como no estructurales; en este aspecto la norma no hace consideraciones adicionales sobre el nivel de amenaza o número de sismos a ser considerados. En [13] entre otros, se advierte que a partir de una deriva de planta de 1% - 1.5%, se producen daños en elementos estructurales de CA.

## 2.3. Cargas actuantes

Para determinar las cargas actuantes sobre las estructuras se utilizaron los valores propuestos en [14] y [15], donde se plantea análisis de cargas para edificaciones de uso residencial que presentaban configuraciones geométricas y constitutivas similares. Para las losas de entrepiso

se tomó una carga permanente  $C_p = 5346$  Pa; la carga variable  $C_v$  para el nivel 1 es 2453 Pa (uso oficinas) y para el resto de niveles es 2943 Pa (uso residencial). En las losas de techo se consideró  $C_p = 3188$  Pa y  $C_v$  para techo inaccesible de 1472 Pa; en todo esto se aplicaron las prescripciones previstas en [16].

Los valores de carga para las vigas fueron constantes en las tres estructuras y las combinaciones de carga de naturaleza sísmica son las prescritas en [10]. En relación a las cargas nodales para los análisis dinámicos, las cargas sísmicas son distribuidas según el área tributaria nodal siguiendo los criterios de varios de los impulsores, [17] y [18], del método de análisis *Pushover Adaptativo* utilizado en este estudio. Estos investigadores insisten en este criterio pues, entre otras razones, las condiciones de rigidez de los pórticos cambian durante la aplicación de este tipo de análisis. Así, en el sentido X, los pórticos externos A y E tienen menor carga (8.9 kN/m) que los pórticos internos B y D (22 kN/m).

El pórtico central C es el que tiene mayor carga en la dirección X (26.2 kN/m). En la dirección Y todos los pórticos tienen igual número de vanos (4 cada uno) y los pórticos externos 1 y 6 son los de menor carga sísmica (10.8 kN/m). Los pórticos internos 3 y 4 son los que soportan mayor carga (25.6 kN/m) pues tienen mayor área contribuyente que los internos 2 y 5 (23.2 kN/m) tal como se mostró en la Figura 1.

Las Tablas 1, 2 y 3, muestran los períodos y modos de vibración de los modelos 6CA, 7CA y 7M, respectivamente, así como la cantidad de modos necesarios para llegar al 90% normativo del porcentaje de masa participativa acumulada.

**Tabla 1. Modos Propios Modelo 6CA**

Modo	Período (s)	% Masa Participativa (X)	% Masa Participativa (Y)
1	0.67	82.81	0.00
2	0.65	82.81	82.80
3	0.60	82.81	82.80
4	0.23	94.44	82.80
5	0.22	94.44	94.69

**Tabla 2. Modos Propios Modelo 7CA**

Modo	Período (s)	% Masa Participativa (X)	% Masa Participativa (Y)
1	0.79	81.24	0.00
2	0.76	81.24	81.07
3	0.70	81.24	81.07
4	0.27	93.26	81.07
5	0.27	93.26	93.50

**Tabla 3.** Modos Propios Modelo 7M

Modo	Período (s)	% Masa Participativa (X)	% Masa Participativa (Y)
1	0.73	81.44	0.00
2	0.71	81.44	79.34
3	0.65	81.44	79.34
4	0.40	81.44	83.72
5	0.30	81.44	83.72
6	0.29	87.10	83.72
7	0.23	87.10	94.74
8	0.22	94.61	94.74

## 2.4. Modelos de comportamiento de los materiales

En los modelos de comportamiento para el concreto, se definieron dos zonas en cada miembro: una confinada correspondiente a zonas que se proyectan con confinamiento especial (proximidades de los nudos viga-columna), y no confinadas que corresponden a los tramos centrales de vigas y columnas en los que los requisitos de armado transversal son menos exigentes. Las longitudes de las zonas confinadas se han determinado conforme a las disposiciones de la norma [19]. En el caso del acero de refuerzo se utilizó el modelo propuesto en [20] mejorado con las leyes de endurecimiento isotrópico desarrolladas en [21]. Para el concreto se utilizó un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante. Los efectos del confinamiento provisto por el refuerzo transversal son incorporados mediante las leyes propuestas por [22], en las cuales se supone una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones. Para los perfiles de acero se consideró el modelo propuesto en [21].

## 2.5 Análisis no lineal

En el estudio inelástico, tanto los análisis estáticos como dinámicos, usan principios de equilibrio y compatibilidad siendo la principal diferencia que el equilibrio dinámico incluye el amortiguamiento y los efectos inerciales. En el análisis estático no lineal las variables principales a considerar son el desplazamiento o las fuerzas, mientras que en el análisis dinámico la variable independiente fundamental es el tiempo. Para llevar a cabo los respectivos análisis han sido utilizados programas de elementos finitos basados en fibras que están específicamente desarrollados para aplicaciones de ingeniería sísmica [23].

## 2.6. Análisis estático.

La capacidad de los edificios para resistir cargas laterales, se expresa mediante una curva de capacidad que se define como la relación de la fuerza lateral o cortante de base contra el

desplazamiento de la cubierta o techo. En ésta se evidencia el comportamiento lineal de los modelos en la fase inicial, el comienzo de la plastificación, el progreso de ésta y el arribo a la máxima o última resistencia, después de lo cual ocurren grandes deformaciones sin aumento del cortante de base. Por tanto, la curva de capacidad muestra la degradación de la resistencia a causa del comportamiento frágil de los miembros estructurales o de sus conexiones cuando se sobrepasa la capacidad de deformación de dichos elementos. En la construcción de la curva de capacidad se considera la respuesta no lineal de los materiales.

Muchas metodologías establecen que las características no lineales fuerza - deformación de la estructura son representadas por una curva de capacidad estática, construida por el llamado *Análisis Estático Incremental (Pushover)*. En el mismo es utilizado el procedimiento *Espectro-Capacidad* [6] y el criterio expresado en [24], donde se consideró que si la aplicación del patrón de cargas laterales en el empuje incremental es adaptada a la gradual degradación y pérdida de rigidez de los elementos estructurales (Adaptive Pushover), la curva de capacidad y los resultados obtenidos serán más representativos de las fuerzas sísmicas y de la capacidad última de la estructura.

## 2.7. Espectro de capacidad

A partir de la curva de capacidad se construye el espectro de capacidad, que es una gráfica derivada de ella y cuyo propósito es facilitar la comparación directa con el espectro de demanda. El cortante de base se convierte en aceleración espectral y el desplazamiento de techo en desplazamiento espectral usando para ello propiedades modales que representan la respuesta al empuje incremental. Aquí, es utilizado el *Método del Espectro Capacidad (MEC)* [6], que es la metodología principal utilizada en [7]. Para obtener el espectro de capacidad, se transforma punto a punto la curva de capacidad a coordenadas espectrales. Se obtiene así la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocido como *ADRS (Acceleration-Displacement-Response-Spectra)*. Dicha curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral. Para llevar a cabo la transformación se requiere conocer las propiedades dinámicas de la estructura: modos de vibración y el factor de participación modal. Por lo que es necesario hacer un análisis modal de los modelos. Según [7], la transformación se efectúa por medio de las siguientes ecuaciones:

$$Sa_1 = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (6) \qquad d_1 = \frac{\delta_i}{PF_1} \quad (7)$$

donde  $Sa_1$  y  $Sd_1$  son la aceleración y el desplazamiento espectral, respectivamente,  $V$  es el

cortante en la base,  $W$  es la masa total,  $\alpha_1$  es la masa efectiva del primer modo de vibración,  $\delta_i$  es el desplazamiento en el nivel  $i$  y  $PF_1$  es el factor de participación modal del primer modo de vibración, que a su vez se expresa:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1} / g}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}^2 / g} \quad (8)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1} / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^n w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}^2 / g \right]} \quad (9)$$

siendo  $\phi_{i1}$  el primer desplazamiento modal en la última planta del edificio, mientras que  $\alpha_1$  es la masa participativa asociada a la respuesta en el modo 1.

Las ecuaciones (8) y (9) son equivalentes a las ecuaciones 9.12 y 9.16, respectivamente de [10] en su sección 9.4: *Método de superposición modal con un grado de libertad por nivel*. La representación espectral de la aceleración y el desplazamiento obtenida en la transformación representa la aceleración que sufre la masa desplazada según un modo fundamental, y el desplazamiento generalizado del primer modo en el techo.

## 2.8. Análisis dinámico

42

Para la respuesta sísmica en base a las características dinámicas de los modelos y la acción sísmica, se simuló ambos factores utilizando el *Análisis Dinámico Incremental IDA* [8] requiriendo un análisis no lineal de respuestas en función del tiempo (Time History Analysis o THA), de los modelos con una selección de registros sísmicos, cada uno de ellos escalado a varios niveles de intensidad que abarquen la totalidad del rango de la respuesta estructural, desde el comportamiento elástico hasta la inestabilidad dinámica global.

## 2.9. Empuje incremental adaptativo

Para el estudio inelástico se consideró lo señalado en [25] y [26] para la construcción de las curvas de capacidad de las 3 edificaciones. De las curvas de capacidad se han determinado los parámetros ductilidad ( $\mu$ ), reserva de resistencia ( $\Omega$ ), factor de reducción de respuesta ( $R$ ), así como los valores correspondientes a fuerzas y desplazamientos últimos y cedentes, ( $V_u$ ,  $V_y$ ,  $u_u$ ,  $u_y$ ) con los procedimientos indicados en [25]. Los resultados se compararon con lo previsto en [10] para estos casos.

Considerando lo señalado por [24], [27] y [28], el uso del Empuje Incremental Adaptativo (Adaptive Pushover) ha permitido incorporar características dinámicas en el estudio al considerar amplificaciones espectrales generadas por los periodos inelásticos en los pórticos.

De esta forma en las curvas de capacidad son consideradas las contribuciones de los modos altos de vibración así como la resistencia localizada y características modales de los pórticos, inducidas por la acumulación progresiva del daño.

Posteriormente las curvas de capacidad son transformarlas a formato pseudo-aceleración pseudo-desplazamiento (sa-sd) para ubicar el punto de desempeño (punto de intersección de la curva de capacidad espectral y el espectro de demanda) a fin de evaluar la integridad estructural de la edificación. Las curvas idealizadas son constituidas a partir de dos rectas que definen el comportamiento elástico y plástico de la capacidad, tal como lo propone, entre otros en [6].

### **2.10. Modelo Paramétrico de capacidad**

Desarrollado por [9] para curvas de capacidad e índice de daño, es formulado directamente desde la capacidad de las edificaciones y estudia la degradación de rigidez y disipación de energía consideradas en el punto de capacidad última. La metodología se plantea como el ajuste paramétrico de las curvas o espectros de capacidad a través de funciones Beta y Lognormales, haciendo énfasis en el comportamiento matemático de tales curvas en su dominio no lineal. Los autores formularon un Índice de Daño (IDcc), el cual incluye y relaciona los conceptos de degradación de rigidez y disipación de energía, combinándolos bajo el criterio de la contribución porcentual al daño de cada uno de ellos.

En el proceso, se proponen umbrales de daño que permiten construir curvas de fragilidad y gráficas de evolución de la probabilidad de daño, estimando dichos umbrales con los valores límites 0.05, 0.20, 0.40 y 0.65 para los estados de daños leve, moderado, severo y completo, respectivamente. Considerándose el estado de daño completo, como la condición en la cual se hace más caro reparar el edificio que demolerlo y reconstruirlo.

### **2.11. Señales sísmicas**

El modelado de la acción sísmica se realizó mediante la introducción de curvas de carga de aceleración híbridos (acelerogramas), generados en base a sismos reales que hayan producido daños en edificaciones con consecuencias relevantes en esta investigación, y/o con características geotécnicas similares a la zona de estudio, siempre que los acelerogramas híbridos resultantes tengan espectros de respuesta compatibles con el espectro de diseño, tal como lo prescribió [10] en el artículo 9.8.4. (ver Figura 6).

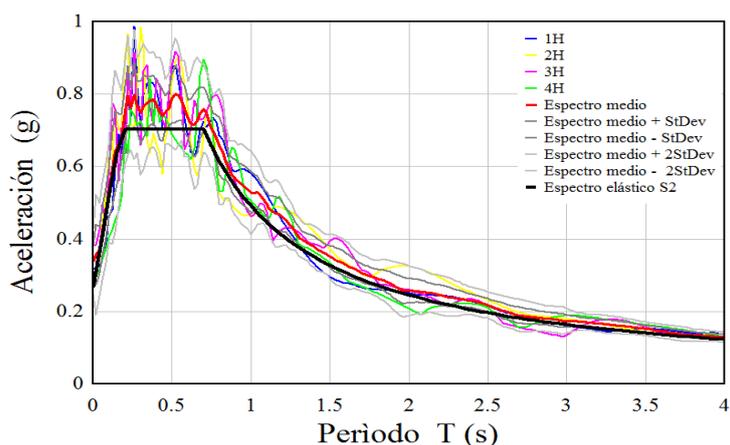


Figura 6. Espectros de las señales sísmicas híbridas utilizadas en el estudio

En el estudio inicialmente se examinaron registros de datos de [29] y de FUNVISIS, con acelerogramas de magnitudes  $5.5 \leq Mw \leq 7.0$  y  $400 \leq Vs30 \leq 600$  m/s. De igual forma, se analizaron más de 20 sismos históricos, seleccionándose 4 registros originales con los cuales se construyeron los acelerogramas híbridos compatibles con el espectro de diseño normativo, del tipo de suelo predominante en la zona de estudio. Estos registros fueron seleccionados considerando los criterios: características geológicas y de magnitud de señal como el de Trinidad (Colorado USA, 1983) para generar el acelerograma híbrido 1H; daños producidos en edificaciones, como el caso de los sismos Loma Prieta, 1989, para acelerograma híbrido 2H, y NorthRidge en 1994 en California para acelerograma híbrido 3H, los cuales generaron daños masivos en uniones columna-viga sobre todo en las conexiones soldadas [13] y [14].

Otro criterio estimado en la selección de los registros, fue la cercanía a la zona de estudio y similitud en cuanto a zona de peligrosidad sísmica, como es el caso del sismo de Tucacas, Venezuela en 2009, para acelerograma híbrido 4H. Los acelerogramas híbridos generaron espectros de respuesta mucho más compatibles con el espectro objetivo, sin cambiar significativamente la forma general de la señal. En la Tabla 4 se detallan los parámetros principales de cada acelerograma híbrido.

Tabla 4. Parámetros característicos de los acelerogramas

Acelerograma	1H	2H	3H	4H
Aceleración máx. (g)	0.32	0.29	0.38	0.30
Desplazamiento máx. (cm)	27.55	24.64	33.69	28.74
Intensidad Arias (m/s)	1.29	1.32	1.66	1.80
Aceleración máx sostenida (g)	0.28	0.24	0.24	0.25
Aceleración de diseño Efectiva (g)	0.30	0.27	0.38	0.30
Parámetro A95 (g)	0.31	0.29	0.38	0.29
Período predominante (s)	0.26	0.30	0.52	0.70
Duración significativa (s)	9.85	12.30	12.68	14.40

## 2.12. Revisión por desempeño

En esta investigación se analizó el desempeño estructural fundamentado en los desplazamientos relativos de entrepiso ante la acción sísmica, a través de los gráficos *THA* y las envolventes *IDA*. Para ello se realizaron 144 gráficos *THA* que correspondieron a: 3 pórticos por cada dirección resistente (X y Y), 2 gráficos de deriva global y deriva de entrepiso por cada pórtico, 4 acelerogramas para cada análisis, y 3 modelos de edificaciones. De aquí se evaluó el comportamiento de la edificación en base a lo planteado en [10], recomendado por [30] y el Euro Código 8 [31], entre otros. En particular para este estudio se consideró lo estimado en *VISION 2000* [13] (ver Tabla 5).

*Tabla 5. Propuesta de VISION 2000 para estados de daño*

Desplazamiento relativo máximo	Características de desempeño	Períodos de retorno	Probabilidad de ocurrencia
±0.2%	Totalmente Operacional	43 años	50% en 30 años
±0.5%	Operacional	72 años	50% en 50 años
±1.5%	Seguridad vital	475 años	10% en 50 años
±2.5%	Expectativa de colapso	970 años	10% en 100 años

Los resultados de esta evaluación por desplazamientos y deformaciones laterales, se compararon con los índices de daño resultantes de la evaluación de la edificación en términos de capacidad, y lo previsto en [10] en términos de derivas locales y globales.

## 2.13. Análisis dinámico incremental

Se han ejecutado 72 análisis *IDA* correspondientes a la aplicación de los 4 acelerogramas en 3 pórticos por cada dirección resistente (X y Y), así como en los 3 modelos de edificaciones. Se utilizaron factores de escala normalizados con incrementos de 0.03 con una aceleración normalizada mínima de 0.03 g y máxima de 0.36 g. La envolvente de los puntos correspondientes a los valores máximos en cada escala es la respuesta dinámica de los pórticos y es comparada con las curvas de capacidad obtenidas del *Pushover Adaptativo*.

## 2.14. Punto de máxima capacidad por demanda

En [32] se explica que el método *Espectro-Capacidad* permite calcular la exigencia de desplazamiento y aceleración que una determinada acción sísmica, definida mediante su espectro de respuesta elástica, va a producir en un edificio o estructura definida mediante su espectro de capacidad. El punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda o punto de desempeño (*Performance Point*), representa el punto de máxima capacidad de la estructura por parte de la demanda a que se ve so-metida. Este punto es determinado usando la metodología explicada en [7] tomando como espectro de demanda el espectro medio de los 4

acelerogramas utilizados.

### 2.15. Curvas de fragilidad

Las coordenadas espectrales del *Performance Point* permiten definir las probabilidades de exceder ciertos estados de daño en la edificación [32]. Para ello se han considerado 4 umbrales que definen 5 posibles estados de daño: No daño, Leve, Moderado, Severo y Completo. Para generar las curvas de fragilidad se ajustaron los resultados a una distribución de probabilidad log normal a través de una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño, según la ecuación 10.

$$pdf_{\varepsilon k}(x) = \frac{1}{\beta_{\varepsilon k} x \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{1}{\beta_{\varepsilon k}} \ln \frac{x}{x_{\varepsilon k}} \right)^2 \right] \quad (10)$$

Siendo  $x$  la variable que define la acción entre el sismo y el elemento expuesto  $e$ ,  $x_{ek}$  es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual la estructura alcanza el umbral del estado de daño,  $\beta_{ek}$  es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño;  $e$  y  $k$  se refiere al elemento expuesto y al estado de daño respectivamente. De esta forma, la probabilidad que el elemento  $e$  sufra un nivel de daño mayor o igual que el estado de daño  $k$ , en función de la acción  $x$ , está dada por la unidad menos la relación representada por una integral entre cero (0) y  $x$  que define la distribución acumulada de probabilidad (ecuación 11).

$$F_{\varepsilon k}(x) = P[x \geq k] = 1 - P[x < k] = 1 - \int_0^x pdf_{\varepsilon k}(\varepsilon) d(\varepsilon) = \varphi \left[ \frac{1}{\beta_{\varepsilon k}} \ln \left( \frac{x}{x_{\varepsilon k}} \right) \right] \quad (11)$$

Por lo tanto, las curvas de fragilidad quedan definidas mediante dos parámetros: el valor medio  $x_{ek}$ , y la desviación típica  $\beta_{ek}$ . El primero define el punto  $x$  para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%, el segundo da una idea de la dispersión. Así, para cada estado de daño se tienen cuatro puntos, definiéndose la curva resultante con el mejor ajuste posible a través de la técnica estadística de los mínimos cuadrados.

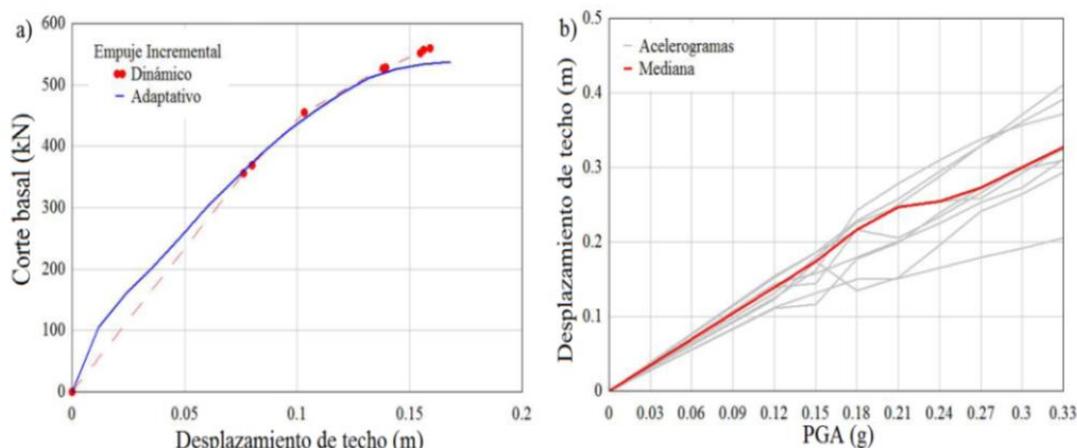
### 2.16. Índice de daño

La probabilidad de alcanzar un estado de daño para distintos niveles de aceleración permite la evaluación de los edificios ante cada escenario sísmico y para cada estado de daño a través del parámetro ponderado de daño medio ( $I_{dm}$ ). Así, la estimación de daño se hace utilizando este índice  $I_{dm}$  y el modelo de daño IDcc [9] que determina el índice de daño tomando como referencia fundamental la curva de capacidad de las edificaciones.

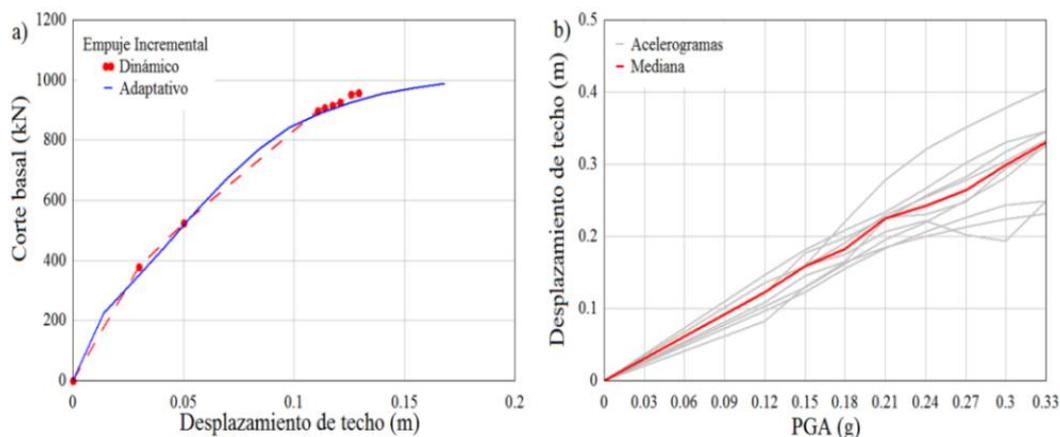
### 3. RESULTADOS

En cada edificio se seleccionaron 6 pórticos, 2 por cada dirección resistente; en la dirección X se estudiaron los pórticos A, B y C, puesto que por efectos de simetría en planta, los pórticos D y E son similares a los pórticos B y A, respectivamente. En forma similar, en la dirección Y se estudiaron los pórticos 1, 2 y 3 que son idénticos a los pórticos 6, 5, y 4 respectivamente. Así, se analizaron un total de 18 pórticos. De las curvas de capacidad idealizadas se determinó que los valores de ductilidad estructural ( $\mu$ ) estuvieron en el intervalo 1.98 y 2.80, quedando la mediana en 2.32. En la reserva de resistencia ( $\Omega$ ) los valores se situaron entre límites entre 1.31 y 2.49 quedando la media en 1.89.

Como resultado, el factor de reducción de respuesta inelástica, no alcanzó en ningún caso el valor previsto de  $R = 6.00$ , quedando como valor medio para las edificaciones  $R = 4.38$ . En las Figuras 7 y 8 se muestran respectivamente: a) las curvas de capacidad estática (Pushover adaptativo) y dinámica (IDA) de algunos pórticos del modelo 6CA; y b) para esos mismos pórticos, los desplazamientos laterales máximos en función de la aceleración de los registros utilizados incluyendo sus correspondientes desviaciones típicas.



**Figura 7.** Pórtico A = E Modelo 6CA. a) Curvas de capacidad; b) Desplazamientos dinámicos



**Figura 8.** Pórticos 1 = 6 Modelo 6CA. a) Curvas de capacidad; b) Desplazamientos dinámicos

Estudiando los desplazamientos últimos (du) se observan en las Figuras 9 y 10: a) los desplazamientos relativos por nivel; b) los desplazamientos absolutos por nivel hasta alcanzar el desplazamiento correspondiente al techo.

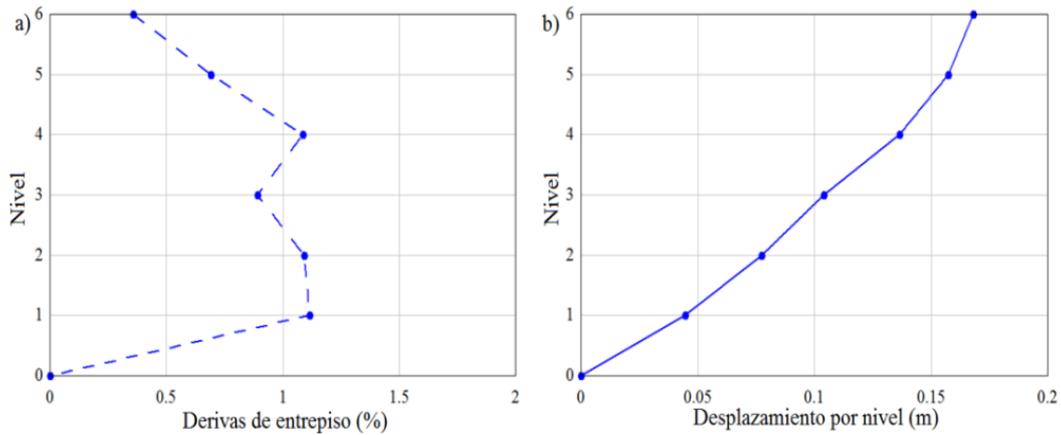


Figura 9. Pórticos A= E Modelo 6CA. Desplazamientos laterales por nivel. a) Relativos; b) Absolutos

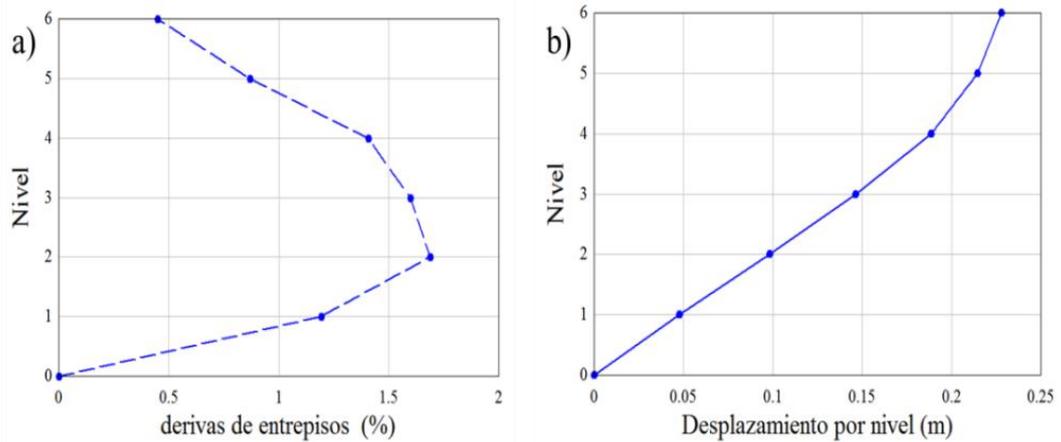


Figura 10. Pórticos I = 6 Modelo 6CA. Desplazamientos laterales por nivel. a) Relativos; b) Absolutos

De la misma forma antes descrita, se muestran las Figuras 11 y 12.

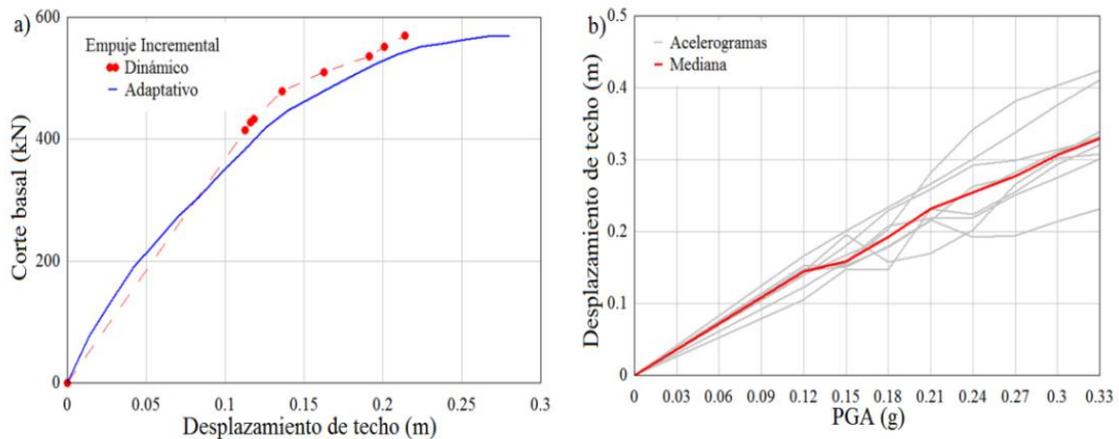
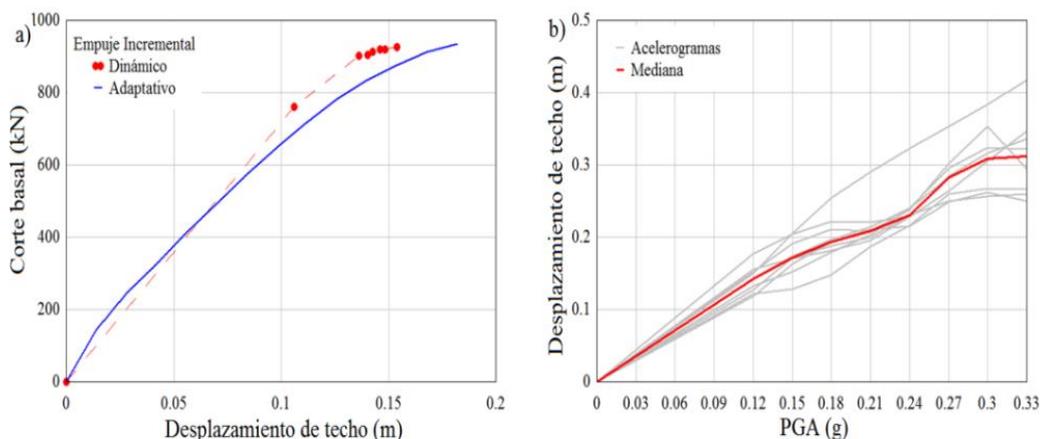


Figura 11. Pórtico A = E Modelo 7M. a) Curvas de capacidad; b) Desplazamientos dinámicos

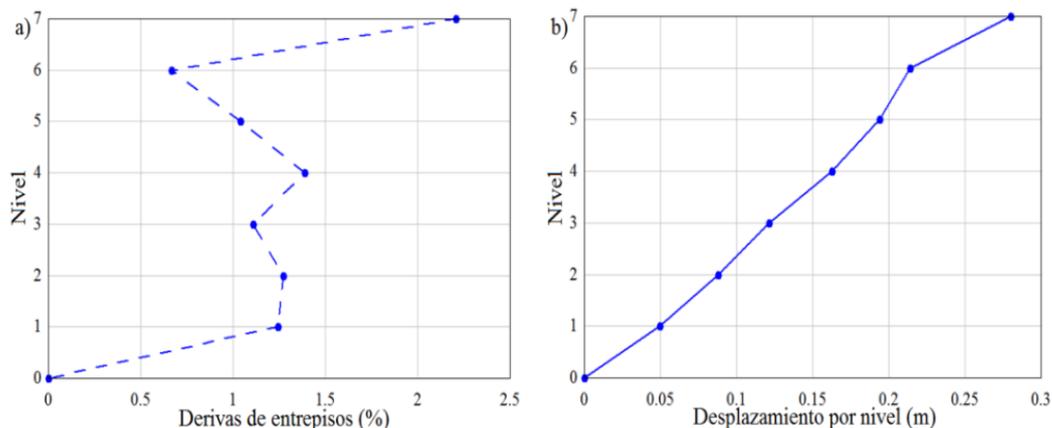
Donde se corresponden: a) las curvas de capacidad estática (*Pushover adaptativo*) y dinámica

(IDA) de algunos pórticos del modelo 7M; y b) los desplazamientos laterales máximos en función de la aceleración de los registros utilizados, incluyendo sus desviaciones típicas.

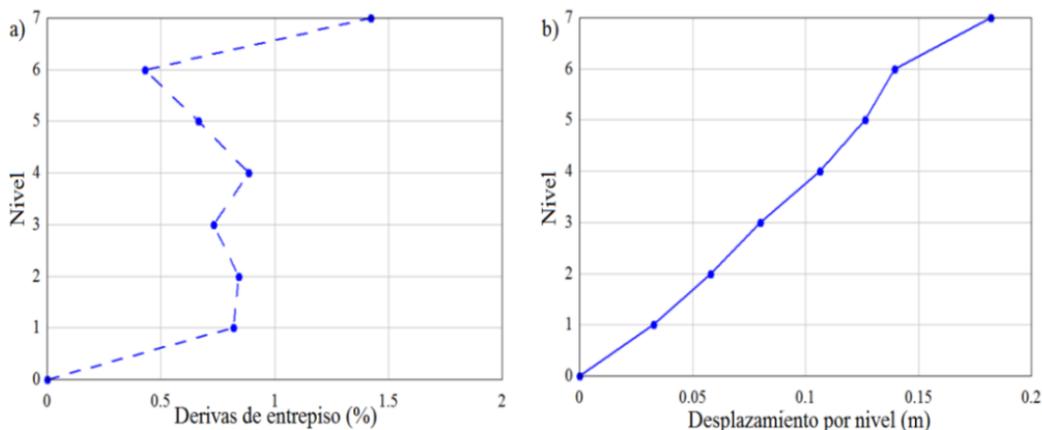


**Figura 12.** Pórtico 1 = 6 Modelo 7M. a) Curvas de capacidad; b) Desplazamientos dinámicos

Los desplazamientos últimos (du) se observan en las Figuras 13 y 14: a) los desplazamientos relativos por nivel; b) los desplazamientos absolutos por nivel hasta alcanzar el desplazamiento correspondiente al techo.



**Figura 13.** Pórticos A= E Modelo 7M. Desplazamientos laterales por nivel. a) Relativos; b) Absolutos



**Figura 14.** Pórticos 1 = 6 Modelo 7M. Desplazamientos laterales por nivel. a) Relativos; b) Absolutos

Punto de máxima capacidad: se determinó el *Performance Point* según el procedimiento expuesto en [32], los resultados mostraron que todos los modelos tienen puntos de capacidad máxima muy similares. En los Modelos 6CA y 7CA la media de los puntos fue 7.75 cm y 9.00 cm, respectivamente. El Modelo 7M (mixto) tuvo una media de 6.25 cm.

Determinación del daño: a partir de las curvas de fragilidad (Figura 15) se calculó el índice de daño según dos metodologías: a) se consideraron los criterios definidos por [33] y [34] resultando un *Índice de daño probable severo o extensivo* (Tabla 6); y b) se utilizó el criterio postulado por [9], con este modelo de daño *IDcc*, la probabilidad de daño también alcanzó el estado severo (Tabla 7).

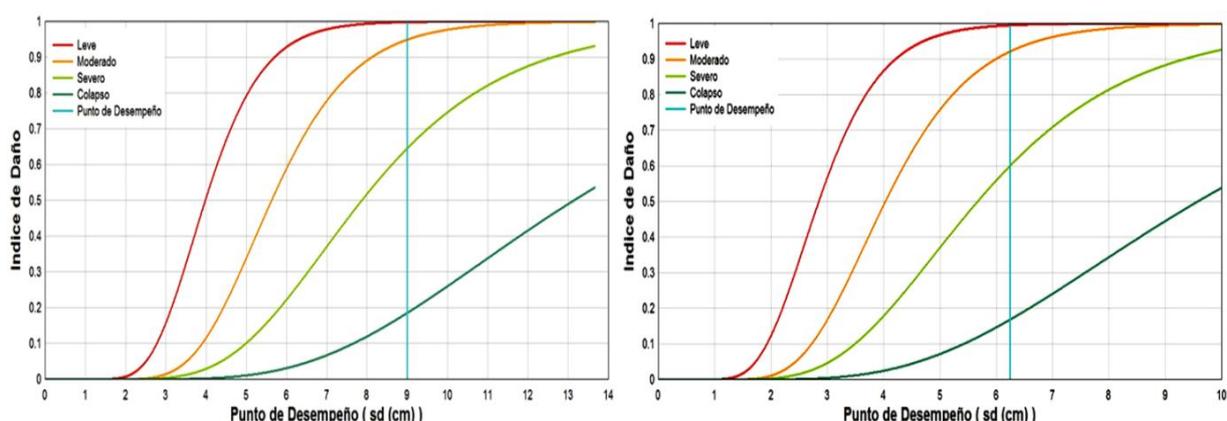


Figura 15. Curvas de Fragilidad de modelos 7 niveles: Izq: concreto armado; Der: mixto

Tabla 6. Matriz de Probabilidad de Daño

Modelo	Porcentajes para cada tipo de daño					Calificación del daño	
	Ninguno	Leve	Moderado	Severo	Colapso	Índice de daño	Daño probable
6CA	0.68%	9.52%	37.18%	40.38%	12.24%	0.635	Severo
7CA	0.18%	4.91%	30.39%	46.00%	18.52%	0.694	Severo
7M	0.48%	7.38%	32.11%	43.22%	16.81%	0.671	Severo

Tabla 7. Umbrales de daño según modelo de daño *IDcc*

Edificio	dmax (cm)	Leve	Moderado	Severo	Completo
6CA	12.25	0.8	3.2	3.9	7.9
7CA	13.11	1.1	3.4	4.5	9.1
7M	11.28	2.0	3.7	4.7	7.4

Desplazamientos dinámicos: en todos los modelos se alcanzó al menos el *Estado Límite de Seguridad Vital* (0.5 - 1.5 %) y se sobrepasó el *Alerta de Colapso* (1.5 - 2.5 %) en por lo menos un pórtilo con alguno de los acelerogramas utilizados; esto es consistente con los índices de daño probable del análisis estático. En general, las mayores derivas se produjeron en los niveles 1, 2 y 3 con la excepción del modelo 7M, donde hubo desplazamientos significativos en el último nivel de acero. Las Tablas 8 y 9 resumen los *Estados Límite* alcanzados con los 4 acelerogramas en algunos de los pórticos de los modelos de 7 niveles.

**Tabla 8.** Resumen de Desplazamientos Relativos en Modelo 7CA

Sismo	Estado Limite	Rangos (%)	Pórticos sentido X		Pórticos sentido Y	
			A	B	1	3
1H	Seguridad vital	0.5 - 1.5	x	✓	x	✓
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5	✓		✓	
2H	Seguridad vital	0.5 - 1.5	x	✓	x	✓
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5	✓		x	
3H	Seguridad vital	0.5 - 1.5	x	✓	x	✓
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5	✓		x	
4H	Seguridad vital	0.5 - 1.5	✓	x	x	✓
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5		✓	✓	

x: Supera el umbral del Estado Límite. ✓: Alcanza el Estado Límite

**Tabla 9.** Resumen de Desplazamientos Relativos en Modelo 7M

Sismo	Estado Limite	Rangos (%)	Pórticos sentido X		Pórticos sentido Y	
			A	B	1	3
1H	Seguridad vital	0.5 - 1.5	x	✓	x	✓
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5	✓		✓	
2H	Seguridad vital	0.5 - 1.5	x	✓	x	✓
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5	✓		x	
3H	Seguridad vital	0.5 - 1.5	x	✓	x	x
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5	✓		x	✓
4H	Seguridad vital	0.5 - 1.5	✓	x	x	x
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5		✓	✓	✓

x: Supera el umbral del Estado Límite. ✓: Alcanza el Estado Límite

#### 4. CONCLUSIONES

Los modelos estructurales cumplieron todos los requerimientos normativos vigentes en los códigos venezolanos. El método de análisis normativo utilizado considera condiciones modales y espectrales que simulan el efecto sísmico sobre las edificaciones. Sin embargo, el análisis de empuje incremental adaptativo, y los análisis dinámicos generan resultados que evidencian la necesidad de evaluar en forma rigurosa y detallada los desplazamientos laterales horizontales, puesto que este parámetro es fundamental en la determinación del daño y el desempeño sismo-resistente, sea usando las norma venezolana o comparando con criterios internacionales como el *VISION 2000* [13].

Los pórticos con mayor cantidad de líneas de resistencia verticales (ejes de columnas), mostraron mayor capacidad ante cargas laterales. En cuanto a los valores medios de ductilidad ( $\mu = 2.32$ ) y reserva de resistencia ( $\Omega = 1.89$ ), según el criterio de [34] la ductilidad podría considerarse “intermedia”, pues consideran una ductilidad “baja” valores menores a 2 y ductilidad “alta” valores mayores a 3; la reserva de resistencia, según los criterios expresados

en [7] y [26] puede considerarse adecuada. Por otra parte, el factor de reducción de respuesta  $R$  no ha generado los resultados que se podría esperar desde el punto de vista normativo, pues al ser comparado con el considerado para el estudio, resultó ser menor en todos los casos.

Esto debe ser considerado con cuidado, pues es importante señalar que los valores normativos en este aspecto específico generalmente han sido formulados a través de juicio de expertos, y muchas veces son empleados sin considerar o incluir parámetros como la ductilidad y la reserva de resistencia o factores como la redundancia estructural y la hiperestaticidad. Los resultados muestran que se están reduciendo las resistencias de este tipo de estructuras a valores cuya demanda sísmica es superior, la estructura se quedaría sin reserva en el caso de que actúe un sismo superior al propuesto por la normativa.

En las derivas de entrepiso se evidenció la importancia de verificar las derivas locales (entrepiso) puesto que su análisis permite estimar los niveles más propensos a sobrepasar los *Estados Límite* previstos; bajas deformaciones en ciertos pisos podrían compensar deformaciones excesivas en otros, obteniendo valores globales por debajo del rango límite, pero aun así alcanzando el colapso de la estructura. Las mayores derivas locales estuvieron consistentemente entre los niveles 2 y 3, o los niveles 6 y 7, lo que concuerda con lo concluido por [35] y [36] quienes afirmaron que en edificios de baja y mediana altura, los niveles superiores generalmente tienen su máximo desplazamiento en el rango elástico de respuesta, mientras que existe una alta concentración de inelasticidad en los niveles bajos, pero en edificios altos la influencia de los modos superiores de vibración puede dar lugar a derivas en los niveles superiores mucho mayores que en los inferiores.

A pesar que el modelo 7M (mixto) presentó diferencias significativas en las derivas de entrepiso del nivel superior, los modelos 6CA y 7M presentaron, en general, comportamientos similares en cuanto a fuerzas y desplazamientos; en el modelo 7CA (7 pisos de concreto armado) con fuerzas laterales menores se alcanzaron mayores desplazamientos. Esto significa que en lo referente a fuerzas estáticas laterales de empuje, este modelo tiene menor resistencia. Esto se observa en la revisión de los valores de ductilidad, pues posee algunos pórticos con un valor de ductilidad menor a 2. Previsiblemente los mayores valores de ductilidad se alcanzaron en el modelo de estructura mixta.

En los gráficos en función del tiempo se evidenció que el modelo con estructura mixta, incursiona en modos superiores de vibración, mientras que los otros modelos se comportan fundamentalmente dentro del primer modo de vibración. En los 3 modelos las mayores derivas de entrepiso se alcanzan en los niveles donde existen cambios de rigideces, sea entre elementos de acero y concreto armado, por disminución de secciones en las columnas de

concreto o entre la base y las columnas de planta baja. Además, en la estructura mixta el nivel de acero desarrolla grandes derivas locales en comparación a los niveles inferiores de concreto armado. A pesar que ante casi todos los sismos los modelos incursionan en el estado límite de alerta de *colapso*, los modelos de 7 pisos tienden a acercarse más al límite superior del rango o llegar al *colapso*, particularmente el modelo de concreto armado.

El punto de desempeño para todos los pórticos se ubica en la zona inelástica del espectro de capacidad, por lo que es clara la respuesta inelástica de las edificaciones. En este sentido, los índices de daño obtenidos por dos metodologías: la probabilidad de daño resultante del análisis inelástico estático, y los *Estados Límite* en los análisis dinámicos, coinciden en calificar el daño esperado como *Severo*, por lo que ante la ocurrencia de un evento sísmico probable, las edificaciones de la región con características similares a los modelos evaluados tienen alta probabilidad de presentar daños que comprometen la capacidad resistente del sistema estructural y la propia estabilidad de la estructura.

Por último, para los ejemplos aquí estudiados, los resultados obtenidos permiten concluir o apuntan, a que el cumplimiento de las normas venezolanas podría no ser suficiente para garantizar que las edificaciones se comporten adecuadamente ante la acción de sismos de ocurrencia probable en la zona de estudio. Sin embargo es importante resaltar, por un lado, la necesidad de evaluaciones adicionales con otras caracterizaciones estructurales, tipos de suelo y niveles de amenaza sísmica a fin de hacer evaluaciones considerando más variables sobre el comportamiento de esta tipología estructural, mientras que por otra parte tal vez sea prudente considerar como muy rigurosas algunas previsiones de la norma venezolana, particularmente lo referente a la sección 9.8.4 acerca de la aproximación de los espectros elásticos de los acelerogramas, al espectro elástico de diseño.

## 5. REFERENCIAS

- [1] J. L. Alonso. “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones”. Fondo Editorial SIDETUR, Octubre 2007. Caracas. Segunda edición. 2012.
- [2] W. Li, Q. Li, W.Jiang y L. Jiang. “Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures–state-of-the-art”. *Composites: Part B* 42 (2011) 190–206. Doi.org/10.1016. 2011.
- [3] R. Melchers. “Structural Reliability Analysis & Prediction”. Wiley Inc. New York, 2002.
- [4] HAZUS-99. “Earthquake Loss Estimation Methodology”. Technical Manual Vol 1. Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington. 1999.
- [5] Z. Milutinovic y G. Trendafolosky. “WP04 Vulnerability of current buildings”. RISK-UE Project. Bruselas, 2003.
- [6] S. Freeman. “Development and use of capacity spectrum method”. *Proceedings of 6<sup>th</sup>*

- U.S. National Conference on Earthquake Engineering. 1998.
- [7] ATC 40. "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures". Applied Technology Council (ATC). Report No. FEMA-440, Washington, DC, 2005.
- [8] D. Vamvatsikos y A. Cornell. "Incremental dynamic analysis". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; 31:491–514. 2002.
- [9] L. Pujades, Y. Vargas, A. Barbat y J. González. "Parametric model for capacity curves". *Bulletin of Earthquake Engineering*. (Published online 13.sept. 2014). DOI 10.1007/s10518-014-9670-5. 32 p. 2014.
- [10] COVENIN 1756:01. "Edificaciones sismo resistentes". FondoNorma. Caracas. 2001.
- [11] M. Schmitz, J.J. Hernández, C. Morales y otros. "Proyecto de Microzonificación Sísmica en las ciudades de Caracas y Barquisimeto". FONACIT. Informe Técnico Final. Volumen 1. Caracas. FUNVISIS. 2009.
- [12] F. López-Almansa, y A. Benavent. "Vulnerability Analysis of RC buildings located in moderate seismic regions". *Engineering Structures*, Vol.46 pp 687-702. 2013.
- [13] SEAOC. "Vision 2000. A framework for performance-based engineering". Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA. 1995.
- [14] R. Ugel. "Vulnerabilidad sísmica en edificaciones porticadas compuestas de acero y hormigón armado". Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España. 2015.
- [15] R. Ugel, R. Herrera, A. Dorante y M. Machado. "Análisis y Respuesta Sismo-Resistente en Edificaciones Aporticadas Compuestas ubicadas en Barquisimeto". Memorias del II Congreso Internacional de Ingeniería Estructural & Sismorresistente. Valencia, 2014
- [16] COVENIN 2002-1988. "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones". FondoNorma, Caracas.1988.
- [17] C. Bhatt y R. Bento. "The extended adaptive capacity spectrum method for the seismic assessment of plan asymmetric buildings". *Earthquake Spectra*. doi:10.1193/022112EQS048M. 2013
- [18] R. Pinho, M. Marques, R. Monteiro y C. Casarotti. "Using the adaptive capacity spectrum method for seismic assessment of irregular frames". In: *Proceedings 5th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*, Italy. 2008
- [19] COVENIN 1753-2006. "Proyecto y construcción de obras en concreto estructural". FondoNorma. Caracas. 2006.
- [20] M. Menegotto y P. Pinto. "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending". *Symposium: Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*. Zurich, Switzerland, pp. 15-22. 1973.
- [21] F. Filippou, E. Popov y V. Bertero. "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints". Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. 1983.
- [22] J. Mander, N. Priestley y R. Park. "Observed stress-strain behavior of confined concrete". *Structural Engineering*, ASCE, 114(8), 1827-1849. 1988.
- [23] SEISMOSOFT. "SeismoStruct. A Computer Program for Static and Dynamic

- Nonlinear Analysis of Framed Structures”. Available from: <http://www.seismosoft.com>. 2014.
- [24] S. Antoniou y R. Pinho. “Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures”. *Jour. of Earthq. Engineering*, Vol. 8 No. 4. pp 497/522. 2004.
- [25] FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program. “Improvement of non linear static seismic analysis procedures”. Applied Technology Council (FEMA 440). ATC-55 Project. 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, California, 2005.
- [26] A. Mwafy y A. Elnashai. “Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings”. *Journal of Earthquake Engineering*, 6: 2, 239 - 273. 2002.
- [27] V. Papanikolau y A. Elnashai. “Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I: Methodology”. *Journal of Earthquake Engineering*, 9: 6, 923- 941. 2005
- [28] A. Chopra y R. Goel. “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for unsymmetric-plan buildings”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2004; 33(8):903–927. 2004.
- [29] PEER. NGA Database. “Pacific Earthquake Engineering Research Center”. CEE 227 – Earthquake Engineering. University of California. Berkeley. UC Regents. 2013.
- [30] G. Calvi. “Alternative Choices and Criteria for Seismic Strengthening”. *Proceedings in 15<sup>th</sup> World Conference Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal. 2012.
- [31] EUROPEAN COMMITTEE OF NORMALIZATION. “Design of structures for earthquake resistance—part 3: assessment and retrofitting of buildings. European Standard EN 1998–3 Eurocode 8”. Brussels, 2005.
- [32] L. Pujades, A. Barbat y N. Lantada. “Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas: desarrollo de escenarios”. *Revista internacional de Ingeniería de Estructuras*. Vol. 12, 1. 1 – 28. ISSN 1390-0315. ESPE, Quito – Ecuador. 2007.
- [33] A. Ang, W. Kim y S. B. Kim. “Damage estimation of existing bridge structures”. Technical Report, *Structural Engineering in Natural Hazards*. Vol. II. John Wiley and Sons, New York. ASCE Structures Congress. Irvine. California. 1993.
- [34] EUROPEAN COMMITTEE OF NORMALIZATION. “Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings”. Brussels, 1998.
- [35] C. Bermúdez. “Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero”. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Catalunya. España. 2010.
- [36] M. Gunay y H. Sucuoglu. “An improvement to linear-elastic procedures for seismic performance assessment”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Published online in Wiley InterScience. DOI: 10.1002/eqe.980. 2011.