

**JIFI2018**  
JORNADAS DE INVESTIGACIÓN  
ENCUENTRO ACADÉMICO INDUSTRIAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA UCV

## EVALUACIÓN DEL PROCEDIMIENTO 2 DE LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA NVF 1753:2006 PARA GENERAR LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEALES

Sigfrido Loges<sup>1</sup> y Angelo Marinilli<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción – IDEC – Facultad de Arquitectura.  
Universidad Central de Venezuela.

[sigfrido.loges@ucv.ve](mailto:sigfrido.loges@ucv.ve)

<sup>2</sup> Instituto de Materiales y Modelos Estructurales – IMME – Facultad de Ingeniería.  
Universidad Central de Venezuela.

[angelo.marinilli@ucv.ve](mailto:angelo.marinilli@ucv.ve)

### RESUMEN

En este trabajo, se discute y evalúa la eficacia del Procedimiento 2 de la Norma Venezolana Fondonorma NVF 1753:2006, para garantizar la condición columna fuerte - viga débil en pórticos de concreto reforzado de 3 niveles con y sin variación en la geometría de las columnas, mediante la aplicación de análisis no lineales (*pushover* e integración de la respuesta en el tiempo). Se comparan los desplazamientos laterales, derivas de piso, cortes basales y patrones de formación de rótulas plásticas de los análisis no lineales. Se pudo determinar que el cumplimiento del Procedimiento 2 permitió garantizar la condición columna fuerte - viga débil en la mayoría de los casos analizados. Sin embargo y especialmente al aplicar integración de la respuesta en el tiempo, en algunos registros se formaron articulaciones plásticas en extremos de algunas columnas.

*Palabras Clave:* pórtico, concreto reforzado, columna fuerte viga débil, Norma Venezolana NVF 1753:2006, análisis no lineal.

### ABSTRACT

In this work, the effectiveness of the Venezuelan Standard NVF 1753:2006 Procedure 2 is discussed and evaluated, to guarantee the strong column weak beam condition in structural concrete 3 levels frames with and without column geometry modification in height, using non-linear analysis (*pushover* and time history). Lateral displacements, story drift, seismic base shear and plastic hinges patterns from non-linear analysis were compared. It was concluded that, in the majority of the cases analyzed, compliance with procedure 2 was sufficient to guaranty the strong column weak beam condition. However, based on time history analysis results, it was observed that some of the ground motions records generated plastic hinges in several columns.

*Keywords:* frame, reinforced concrete, strong column weak beam, Venezuelan Standard NVF 1753:2006, non-linear analysis.

### INTRODUCCIÓN

#### SECRETARÍA DE LAS JORNADAS.

Coordinación de Investigación .Edif. Física Aplicada. Piso 2. Facultad de Ingeniería.

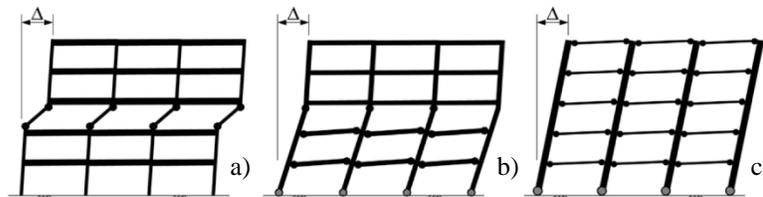
Universidad Central de Venezuela. Ciudad Universitaria de Caracas. 1053

Telf.: +58 212-605 1644 | <http://www.ing.ucv.ve>

La Norma Venezolana Fondonorma NVF 1753:2006 [1], establece dos procedimientos para la revisión de la condición columna fuerte – viga débil (en lo sucesivo, CFVD), denominados Procedimiento 1 y 2. En el primero, la revisión se hace por nodos mientras que en el segundo, por nivel. La mayoría de las normas de diseño estructural para concreto reforzado utilizan el Procedimiento 1, en donde la suma de las resistencias nominales a flexión de las columnas ( $\Sigma M_{nc}$ ) debe superar a la de las vigas ( $\Sigma M_{nv}$ ) en cada nodo de acuerdo a un factor  $\delta$  ( $\delta * \Sigma M_{nv}$ ), y que resulta igual a 1.20 [1], según se indica en la Ecuación 1.

$$\Sigma M_{nc} = 1.20 * \Sigma M_{nv} \quad (1)$$

El Procedimiento 2, indicado por vez primera en el comentario del libro azul de la SEAOC (*Blue Book*) del año 1999 [2], en cambio, permite evaluar la CFVD mediante la sumatoria de resistencias nominales a flexión de todas las columnas y de todas las vigas en cada dirección de análisis y en cada nivel de la edificación, en donde igualmente, las resistencias de las columnas deben superar a la de las vigas de acuerdo a un factor  $\sigma$  ( $\sigma * \Sigma M_{nv}$ ), y que tiene un valor de 1.20 [1]. El objetivo principal de esta verificación, empleando cualquiera de los dos procedimientos anteriores, es evitar la formación de mecanismos de piso, como el indicado en la Figura 1 (a).



**Figura 1:** Mecanismos de Piso: a) De piso, b) Intermedio, c) Ideal [4].

En el presente estudio, se evaluaron pórticos de concreto reforzado regulares de 3 niveles, los cuales fueron analizados sísmicamente siguiendo los lineamientos de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001 [3] y el diseño de los aceros de refuerzo longitudinales fue realizado de acuerdo con lo indicado en la NVF 1753:2006 [1]. El objetivo fundamental fue evaluar la eficacia de la aplicación del Procedimiento 2 para generar la condición CFVD mediante análisis no lineales (*pushover* e integración en el tiempo), considerando el efecto de la variación de la geometría de las columnas con la altura. Igualmente, se compararon las variaciones en los valores de los desplazamientos laterales de cada nivel, derivas y cortes basales, así como el patrón de formación de rótulas plásticas en las vigas y columnas.

## METODOLOGÍA

Para los análisis sísmicos de los distintos casos de estudio, se siguieron los lineamientos establecidos en COVENIN 1756-1:2001 [3], con lo cual y mediante un análisis espectral, fue posible verificar si las derivas de piso cumplían con lo establecido en su Capítulo 10, al igual que los valores mínimos de los cortes basales (estático versus dinámico). Se ratificó en los análisis, igualmente, el importante efecto que la carga axial tiene en la resistencia nominal a flexión de las columnas [4], lo cual se evidenció en los resultados de las resistencias nominales a flexión de las columnas, obtenidas de aplicar las combinaciones de carga indicadas en la NVF 1753:2006 [1], que incluyeron variación en el signo de la componente del sismo vertical (SV), calculada como una fracción de la carga permanente (CP), resultando  $SV = \pm 0.1404CP$ . Las combinaciones de

carga empleadas fueron las mostradas en la Ecuación 2.

$$\begin{aligned}
 C1 &= 1.4CP \\
 C2 &= 1.2CP + 1.6CV + 0.5CVt \\
 C3 &= 1.2CP + 0.5CV + 1.6CVt \\
 C4 &= 1.2CP + 0.5CV \pm SH \pm SV \\
 C5 &= 0.9CP \pm SH \pm SV
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

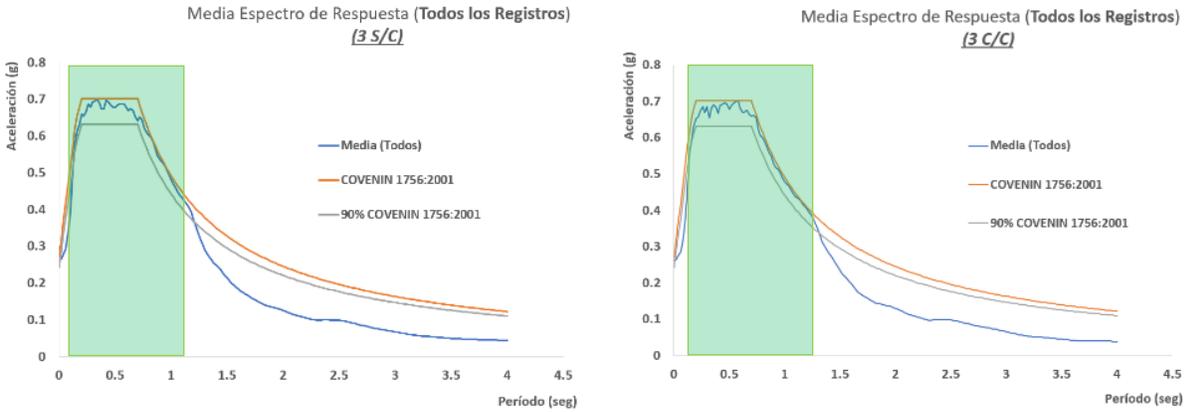
La combinación de cargas que resultó más desfavorable para la resistencia nominal a flexión de las columnas (aquella que arrojó los valores menores) resultó la C5.

Seguidamente, se procedió a la evaluación del comportamiento sismorresistente de las estructuras mediante análisis no lineales, de acuerdo a los lineamientos establecidos en los documentos ASCE 7-16 [5] y ASCE 41-17 [6], aplicando análisis estáticos no lineales (*pushover*) e integración de la respuesta en el tiempo (*time history analysis*). Para la integración de la respuesta en el tiempo, se obtuvieron 10 registros de aceleraciones del terreno de la base de datos del PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*), cuyos parámetros de selección se basaron en sismos con fallas del tipo transcurrente (*strike slip*), magnitudes de 6 a 7 Mw, velocidades de las ondas de corte en los primeros 30m (Vsp) de 250 a 400 m/s y factores de escala de 1 a 2. Los registros obtenidos fueron los indicados en la Tabla 1, con sus aceleraciones espectrales máximas (Sa), expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad.

**Tabla 1:** 10 Registros de aceleraciones obtenidos del PEER, para el caso sin cambio de geometría de columnas 3 (S/C) y con cambio de geometría en columnas 3 (C/C).

<u>Nombre del Registro, #</u>	<u>Magnitud (Mw)</u>	<u>Año</u>	<u>Sa(g) máx. 3 (S/C)</u>	<u>Sa(g) máx. 3 (C/C)</u>
Supersticion Hills-02, 722	6.54	1987	0.247	0.256
Big Bear-01, 902	6.46	1992	0.272	0.281
Kobe, 1100	6.90	1995	0.335	0.326
Kobe, 1115	6.90	1995	0.224	0.219
Parkfield-02, 4113	6.00	2004	0.269	0.251
Parkfield-02, 4117	6.00	2004	0.238	0.256
Big Bear-01, 6059	6.46	1992	0.208	0.204
Big Bear-01, 6060	6.46	1992	0.303	0.291
Darfield, 6952152	7.00	2010	0.220	0.220
Darfield, 6971	7.00	2010	0.208	0.210

De cada registro, se obtuvo el espectro de respuesta y se escaló para compararlo con el espectro de respuesta normativo, para edificaciones aporricadas del grupo B2, Zona Sísmica 5, aceleración horizontal del terreno (A<sub>o</sub>) de 0.30g, factor de corrección de la aceleración horizontal (φ) de 0.90, de acuerdo a los lineamientos establecidos en COVENIN 1756-1:2001 [3], obteniéndose luego las medias de los espectros de los 10 registros empleados, ajustándolos de manera que se encontraran por encima del 90% de los valores del espectro de respuesta normativo. El proceso de escalado de los espectros de respuesta se hace para el rango de períodos comprendido entre 0.2 y 2 veces el valor del período fundamental de cada estructura analizada [5] (zona de color verde en la Figura 2). Los períodos fundamentales resultaron iguales a 0.582s y 0.633s, para el pórtico de 3 (S/C) y 3 (C/C), respectivamente.

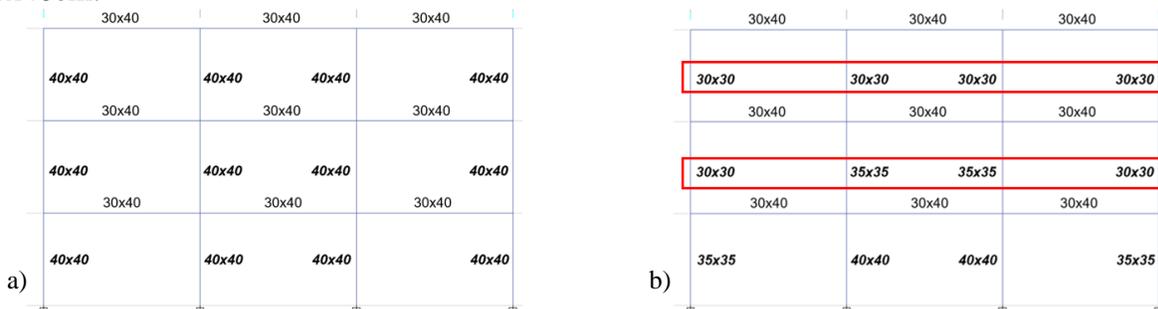


**Figura 2:** Media de espectros de respuesta para los 10 registros considerados: para 3 (S/C) (izquierda) y para 3 (C/C) (derecha).

Finalmente, los 10 registros de aceleraciones escalados ( $S_a(g)$  en la Tabla 1) fueron ingresados al programa de análisis estructural ETABS v.16.2.1 [7], con lo cual, se realizaron los análisis no lineales aplicando el *pushover* y la integración de la respuesta en el tiempo. En la integración de la respuesta en el tiempo y para tener resultados con una precisión suficiente, es necesario alcanzar una conveniente convergencia en la solución de los sistemas de ecuaciones diferenciales para cada instante de tiempo, para lo cual fue necesario en algunos registros variar el factor alfa ( $\alpha$ ) del método de integración Hilber – Hudges – Taylor, logrando así el menor número de pasos nulos en cada caso, de acuerdo con lo indicado por Amaya, C. (2010) [8]. Se obtuvieron, para cada registro, los patrones de formación de rótulas plásticas, cortes basales y derivas de piso junto a los desplazamientos laterales máximos del nivel techo.

### CASOS DE ESTUDIO

Los casos de estudio, consistieron de dos edificaciones regulares de concreto reforzado de tres niveles, con alturas de entrepiso de 2.80m y tres tramos con luces iguales de 5m, cuatro pórticos en dirección X y cinco en dirección Y de cada una de las edificaciones para los análisis. En el primer caso de estudio, se mantuvo la geometría de las columnas en toda su altura (40x40cm), mientras que en el segundo fue afectada con variaciones progresivas con la altura (Figura 3). La geometría de todas las vigas fue de 30x40cm.



**Figura 3:** Casos de Estudio. Pórticos de 3 niveles: a) 3 (S/C) sin cambio y

b) 3 (C/C) con cambio de geometría.

Las propiedades nominales de los materiales consideradas fueron las siguientes: resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ) de 250 kgf/cm<sup>2</sup> y tensión cedente del acero de refuerzo ( $f_y$ ) de 4200 kgf/cm<sup>2</sup>, este último con un comportamiento elástico perfectamente plástico. Es de hacer notar, que estas propiedades fueron modificadas para considerar sus valores de resistencia esperada, de acuerdo con los lineamientos establecidos en ASCE 41-17 [6], resultando valores de 375 kgf/cm<sup>2</sup> y 5250 kgf/cm<sup>2</sup> para  $f'c$  y  $f_y$ , respectivamente. Los valores de las sobrecargas permanentes (SCP) y variables (CV, CVt) fueron obtenidos de la Norma COVENIN 2002-88 [9] y aplicados directamente sobre las vigas como cargas verticales uniformes de acuerdo al ancho tributario de cada pórtico analizado (5m).

## RESULTADOS

### a) Relación de resistencias a flexión:

La relación de resistencias a flexión de las columnas y vigas, aplicando el Procedimiento 2 [1], se indican en la Tabla 2.

**Tabla 2:** Relación de resistencias a flexión de columnas y vigas.

Nivel	$\Sigma Mc / \Sigma Mv \geq 1.20$	
	3 (S/C)	3 (C/C)
Techo	1.59	1.31
Piso 2	1.27	1.25
Piso 1	1.27	1.24

### b) Cortes basales y desplazamientos máximos:

En la Tabla 3 se muestran los valores de los cortes basales y desplazamientos máximos en el techo, resultado de los análisis no lineales (*pushover* e integración de la respuesta en el tiempo).

**Tabla 3:** Cortes basales ( $V_{basal}$ ) y desplazamientos máximos en el techo ( $D_{m\acute{a}x}$ ).

Análisis	3 (S/C)		3 (C/C)	
	$V_{basal}$ (kgf)	$D_{m\acute{a}x}$ (cm)	$V_{basal}$ (kgf)	$D_{m\acute{a}x}$ (cm)
<i>Pushover</i>	40855	9.29	35683	10.84
Supersticion Hills-02, 722	57121	7.67	47798	8.84
Big Bear-01, 902	46914	5.84	42696	6.78
Kobe, 1100	55547	8.66	48595	8.79
Kobe, 1115	49726	5.76	45876	6.01
Parkfield-02, 4113	56915	7.81	49414	9.25
Parkfield-02, 4117	52590	5.84	45183	6.20
Big Bear-01, 6059	53397	6.00	46941	6.80
Big Bear-01, 6060	55559	7.11	45553	7.43
Darfield, 6952	52183	5.98	45061	7.04
Darfield, 6971	53374	6.16	47986	7.16
<b>Promedio Registros</b>	<b>53333</b>	<b>6.68</b>	<b>46510</b>	<b>7.43</b>

### c) Derivas normalizadas y daño esperado:

De acuerdo con la metodología indicada en el documento HAZUS [10], es posible relacionar los valores de las derivas de piso normalizadas con el daño esperado para sismos en estructuras de

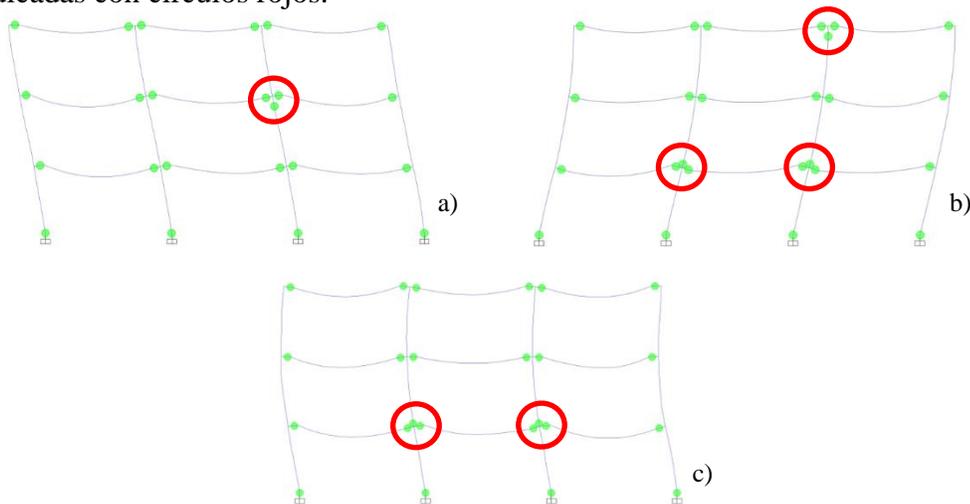
acuerdo con su tipología, con lo cual, se definen cuatro rangos para considerar daño Leve (L), Moderado (M), Extenso (E) y Colapso (C). Para pórticos de concreto reforzado, diseñados y construidos de acuerdo con normas modernas, se proponen los siguientes rangos:  $0.005 \leq L$ ,  $0.005 < M \leq 0.010$ ,  $0.010 < E \leq 0.030$  y  $0.030 < C \leq 0.080$ . Para los casos de estudio, resultaron los valores de las derivas de piso normalizadas y el tipo el daño esperado asociado a cada una de ellas que se muestran en la Tabla 4.

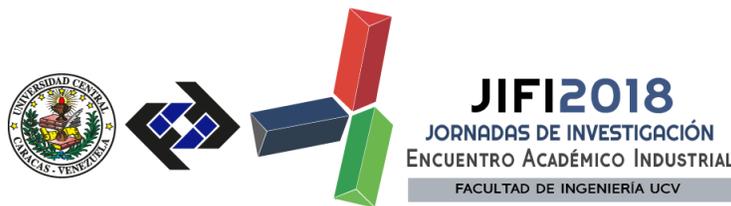
**Tabla 4:** Derivas máximas de piso normalizadas y nivel de daño esperado.

Análisis	Derivas máximas de piso (T=Techo, P2=Piso 2, P1=Piso 1)					
	T-P2	3 (S/C) P2-P1		T-P2	3 (C/C) P2-P1	
<i>Pushover</i>	0.0096, M	0.0113, M	P1-Base	0.0095, M	0.0138, E	P1-Base
Supersticion Hills-02, 722	0.0081, M	0.0099, M	0.0110, E	0.0068, M	0.0119, E	0.0013, E
Big Bear-01, 902	0.0062, M	0.0078, M	0.0067, M	0.0072, M	0.0095, M	0.0080, M
Kobe, 1100	0.0091, M	0.0109, E	0.0118, E	0.0056, M	0.0119, E	0.0138, E
Kobe, 1115	0.0059, M	0.0079, M	0.0075, M	0.0060, M	0.0083, M	0.0078, M
Parkfield-02, 4113	0.0080, M	0.0101, E	0.0109, E	0.0067, M	0.0125, E	0.0143, E
Parkfield-02, 4117	0.0046, L	0.0076, M	0.0087, M	0.0039, L	0.0088, M	0.0096, M
Big Bear-01, 6059	0.0056, M	0.0080, M	0.0089, M	0.0064, M	0.0088, M	0.0098, M
Big Bear-01, 6060	0.0070, M	0.0093, M	0.0103, E	0.0057, M	0.0101, E	0.0108, E
Darfield, 6952	0.0059, M	0.0077, M	0.0084, M	0.0056, M	0.0098, M	0.0098, M
Darfield, 6971	0.0064, M	0.0080, M	0.0086, M	0.0048, L	0.0099, M	0.0113, E
<b>Promedio Registros</b>	<b>0.0067, M</b>	<b>0.0087, M</b>	<b>0.0093, M</b>	<b>0.0059, M</b>	<b>0.0101, E</b>	<b>0.0097, M</b>

**d) Patrones de formación de rótulas plásticas:**

En todos los casos se obtuvieron patrones de formación de rótulas plásticas ideales para el caso 3 (S/C), sin la aparición de rótulas plásticas en los extremos de las columnas, salvo en la base de las columnas del Piso 1. Sin embargo, para el caso 3 (C/C) y para los análisis por integración de la respuesta en el tiempo de los registros 722, 1100 y 4117, se formaron rótulas plásticas en algunos extremos de ciertas columnas de los niveles superiores, como se aprecia en la Figura 4 donde son indicadas con círculos rojos.





**Figura 4:** Patrones de formación de rótulas plásticas de los análisis por integración de la respuesta en el tiempo para los registros (a) 722, (b) 1100 y (c) 4117 del caso 3 (C/C).

## DISCUSIÓN

En vista de que los casos analizados no corresponden a edificaciones existentes, es posible realizar todas las modificaciones necesarias tanto en la geometría de los miembros estructurales como en sus áreas de acero longitudinales, lográndose, por lo tanto, el fiel cumplimiento del Procedimiento 2 en todos los casos y con valores cercanos al mínimo recomendado para el factor  $\sigma$  (1.20) [1].

Al realizar los análisis no lineales, se verificó el cumplimiento normativo en todos los casos de estudio, relacionados particularmente con cortes basales mínimos (estático versus dinámico) y derivas máximas de piso (0.018), de acuerdo con los artículos 9.6 y 10.2 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001 [3].

Los valores de cortes basales obtenidos por integración de la respuesta en el tiempo resultaron siempre superiores a los obtenidos mediante *pushover*, siendo la diferencia de un 23% para ambos pórticos 3 (S/C) y 3 (C/C), al comparar los valores promedio de los 10 registros considerados con los del *pushover*. En cuanto a los desplazamientos máximos en el techo, en el *pushover* resultaron siempre superiores, con valores de 39% y 46% para los casos 3 (S/C) y 3 (C/C), respectivamente.

Las derivas de piso normalizadas presentaron siempre valores mayores en el caso del *pushover* al compararlos con el valor promedio de los registros para el caso de integración de la respuesta en el tiempo, sin embargo, algunos valores individuales de ciertos registros resultaron superiores a los del *pushover*, no coincidiendo necesariamente todos estos valores en un mismo nivel y para un mismo registro. Se pudieron asociar estas derivas con el daño esperado en los pórticos analizados 3 (S/C) y 3 (C/C), según la metodología indicada en HAZUS [10], observándose en la mayoría de los casos daños moderados (M) y extensos (E), estos últimos en algunos registros de forma individual y en ambos pórticos. Igualmente, para el promedio de los 10 registros considerados, se aprecia daño extenso justamente entre los niveles P2 y P1 del caso 3 (C/C), coincidiendo con las ubicaciones en las cuales se formaron rótulas plásticas en las bases y topes de algunas columnas (registros 722, 1100 y 4117).

## CONCLUSIONES

Cumplir con el Procedimiento 2 de la NVF 1753:2006 garantizó, en el caso 3 (S/C) para los dos tipos de análisis no lineal (*pushover* e integración de la respuesta en el tiempo), la generación de la condición columna fuerte - viga débil en todos los niveles, y con mecanismos “ideales” de disipación de energía inelástica. Sin embargo, para el caso 3 (C/C), en tres de los registros del análisis con integración de la respuesta en el tiempo (722, 1100 y 4117), se formaron rótulas plásticas en algunos extremos de ciertas columnas de los niveles superiores, especialmente en el segundo nivel (P2). Se destaca, que no todas las columnas de un mismo nivel presentaron rótulas plásticas en sus dos extremos al final de dichos análisis (mecanismos de piso), apareciendo la mayoría de ellas en el extremo inferior de algunas columnas y coincidiendo con la reducción de su sección transversal. La aplicación del Procedimiento 2 no incluye la evaluación de la condición CFVD en el extremo inferior de las columnas de un nivel, por lo tanto, no es posible concluir si existirá posibilidad de formación de rótulas plásticas en esos extremos, sino solamente

en los superiores o aquellos que se encuentran justamente por debajo del nivel que se analiza. Se asociaron las derivas de piso al daño esperado en los dos casos de estudio, 3 (S/C) y 3 (C/C), y se pudo constatar la mayor posibilidad de alcanzar daños extendidos (E) para el caso 3 (C/C) que para el 3 (S/C), apareciendo el posible inicio de mecanismos de piso en los análisis correspondientes a los registros 722, 1100 y 4117.

## REFERENCIAS

- [1] Fondonorma. *Norma Venezolana NVF 1753:2006 (2006). Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Caracas.
- [2] Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. California.
- [3] Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (2001). *Edificaciones Sismorresistentes 1756-1:2001*. Caracas.
- [4] Moehle, J. P., Hooper, J. D., Lubke, C. D. (2008). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. NIST GCR 8-917-1. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg.
- [5] American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures ASCE/SEI 7-16*. Virginia.  
 American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-17*. Virginia.
- [6] American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-17*. Virginia.
- [7] CSI (2006). *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures. Basic Analysis Reference Manual*. Computers and Structures, Inc., Berkeley.
- [8] Amaya, C. (2010). *Estabilidad del Método  $\alpha$  en Presencia de Sismos de Fuente Cercana Aplicado a Estructuras de Período Largo*. Trabajo Final de Grado. Facultad de Ciencias de la Ingeniería. Universidad Austral de Chile.
- [9] Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (1988). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones 2002-88*. Caracas.
- [10] FEMA-NIBS (2012). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model. HAZUS-MH 2.1, Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C.