



COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA DE UN EDIFICIO CONSTRUIDO CON PANELES DE ACERO ROLADO EN FRIO UTILIZANDO EL METODO DE EVALUACION SISMICA BASADA EN DESEMPEÑO Y EL METODO ESTATICO

Joel Martínez Martínez<sup>1</sup>

**RESUMEN**

En este artículo se presenta una comparación de la respuesta sísmica de un edificio construido con paneles de acero rolado en frío utilizando el método de evaluación sísmica basada en desempeño y el método estático lineal. Esto con el objetivo de mostrar las ventajas y desventajas de utilizar el la evaluación sísmica basada en desempeño en edificios de este tipo para la obtención de su respuesta sísmica. En el ejemplo se muestra que el método estático es apropiado para el diseño de elementos pero no para evaluar el comportamiento del edificio, ya que los desplazamientos son subestimados.

**ABSTRACT**

Presented in this paper is a comparison of the seismic response of a building built with panels made out of cold formed steel using performance-based design and the linear static method. The purpose of the comparison is to show the advantages and disadvantages of using the performance-based design method to design this type of buildings. The examples show that the building behavior obtained with static method underestimates the building lateral displacements, however, the members' forces obtained are very similar with both methods.

**INTRODUCCION**

Uno de los principales problemas que enfrentan los ingenieros en la elaboración del diseño estructural de edificios con paneles de acero rolado en frío es el desconocimiento del comportamiento que tendrá el edificio cuando se vea sometido a un sismo. Esto se debe principalmente a la falta de información experimental y teórica tanto del comportamiento como de métodos apropiados para la evaluación sísmica. El principal factor que afecta el desempeño sísmico de estos edificios es el comportamiento no lineal de los paneles de cortante, estos paneles están formados por postes metálicos espaciados uniformemente y cubiertos en una o ambas caras con placas de tablaroca, durock, acero, madera o algún otro material.

La evaluación sísmica basada en desempeño es de gran utilidad para determinar realísticamente el comportamiento de cualquier estructura, ya que generalmente se contempla el comportamiento no lineal de los elementos estructurales que afectan la respuesta del edificio. Es común encontrar en la literatura publicaciones con métodos para realizar la evaluación sísmica basada en desempeño de estructuras de acero, concreto, y madera, pero no de acero rolado en frío, en parte esto se debe a que en la actualidad no hay documentos que consideren explícitamente el procedimiento de análisis para este tipo de estructuras. Además, de que se requiere la caracterización del comportamiento no lineal de los paneles de cortante. Martínez (2007) presentó un método para la evaluación sísmica de este tipo de edificios, donde se incluye un modelo no lineal para los paneles hechos con postes de acero rolado en frío, así como un ejemplo de un edificio de tres niveles, En este artículo se presenta dicho ejemplo y los resultados obtenidos se comparan contra los

---

<sup>1</sup> Director General, MM Engineers SC, Americas 1386, Col. San Gabriel, 21210 Mexicali, B.C. Teléfono: (686)565-3558; EU: (310) 889-0530; [j-martinez@mm-eng.com](mailto:j-martinez@mm-eng.com)

resultados obtenidos con el método estático el cual es incluido en los reglamentos de construcción actuales. El método estático es más simple de utilizar en comparación con el método no lineal (pushover) que se emplea para la evaluación sísmica basada en desempeño presentada en Martínez (2007), sin embargo, es importante conocer cuál será la variación en la respuesta que se obtenga, de esta manera el ingeniero estructurista pueda estar consciente de las diferentes respuesta que obtendrá dependiendo del método que emplee para el análisis del edificio.

### EJEMPLO

En esta sección se presenta el ejemplo del edificio de tres niveles presentado por Martínez (2007) donde se realiza la evaluación sísmica basada en desempeño. Sin embargo, no se describe el procedimiento de análisis, ya que este se describe ampliamente en el artículo antes mencionado. Asimismo, se presentan los resultados del análisis del mismo edificio utilizando el método estático, y posteriormente se comparan los resultados.

### EVALUACION SISMICA BASADA EN DESEMPEÑO

En esta sección se realiza la evaluación sísmica basada en desempeño del edificio de tres niveles mostrado en la Figura 1, y en la Figura 2 se muestra la planta del mismo. Todos los paneles están compuestos por postes metálicos 152S51-1.73 mm (600S200-68 mil<sup>1</sup>), cubiertos en ambos lados con madera tipo Douglas Fir Plywood (DFP) de 12.5 mm (1/2 in) de espesor. Los postes en el panel con el número 2 (ver Figura 2) tienen una separación de 650 mm al centro, mientras que los postes en el resto de los paneles tienen una separación de 600mm. Las cubiertas están sujetas a los postes con tornillos No. 8, con separación de 102 mm en el perímetro y 305 mm en el centro. La información del espaciamiento de los tornillos es necesaria para evaluar la resistencia lateral de los paneles. Además, Los paneles del primer nivel tienen apoyos fijos. El entrepiso está compuesto por una losa de concreto de 127 mm de espesor, soportada por polines de 254 mm (10 in) de peralte con nomenclatura 254S64-1.37 mm (1000S250-54 mil). La altura de cada entrepiso es 2850 mm, y la cubierta tiene el 17% de pendiente. Para este caso, los paneles de la cubierta son iguales a los de los muros. En la Tabla 1 se listan las propiedades de los postes y cubiertas de madera, calculadas de acuerdo con el S136-02 (2002), donde E es el módulo de elasticidad del material en la dirección x y y, G es el módulo de elasticidad al corte, t es el espesor del forro,  $\nu$  es el módulo de Poisson, A es el área de la sección transversal, I es el momento de inercia, Pn es la resistencia a la compresión, y Tn es la resistencia a la tensión. Además, en la Tabla 2 se muestran las propiedades equivalentes de los paneles calculadas de acuerdo con el método presentado por Martínez y Xu (2006), donde  $E_{eq}$  es el módulo de elasticidad equivalente (de todo el panel),  $G_{eq}$  es el módulo de elasticidad al cortante equivalente y  $t_{eq}$  es el espesor equivalente del panel.

La evaluación sísmica del edificio se realizó mediante la ayuda de un programa de cómputo elaborado por el autor, dicho programa emplea el método de empuje lateral sostenido (pushover) para el análisis no lineal, así como la degradación de rigidez de los muros conforme. El análisis estructural es realizado mediante un método simplificado de elementos finitos el cual transforma los paneles con todos sus componentes en elementos placa equivalentes, esto es, un panel compuesto por postes metálicos y la cubierta (cartón de yeso, madera, durock, o cualquier otro material) se analiza como una placa ortotrópica de propiedades equivalentes, este procedimiento se describe ampliamente en Martínez (2007b).

---

<sup>1</sup> La nomenclatura del poste metálico va de acuerdo con el uso común de este tipo de perfiles donde los tres primeros dígitos representan el peralte sin punto decimal (ej. 600 = 6.00in), la letra indica el tipo de sección (S = Poste, T = Canal), los siguientes tres dígitos indican el ancho del patín sin punto decimal (ej. 162 = 1.62in)

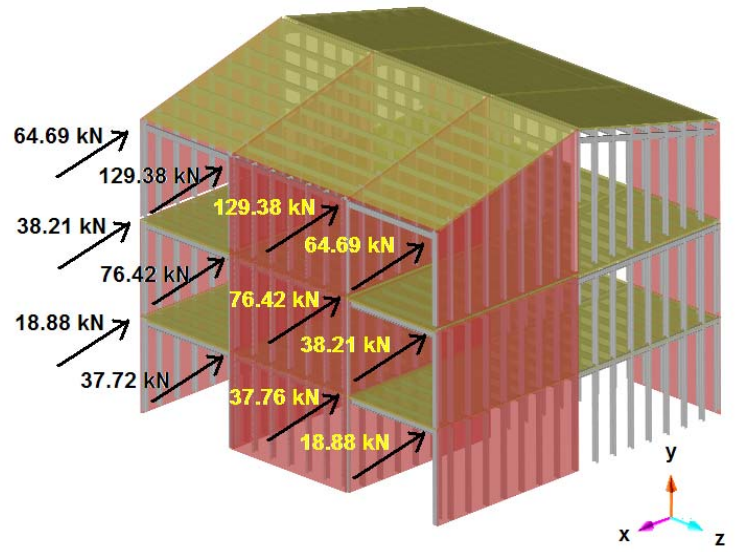


Figura 1 Edificio de 3 niveles

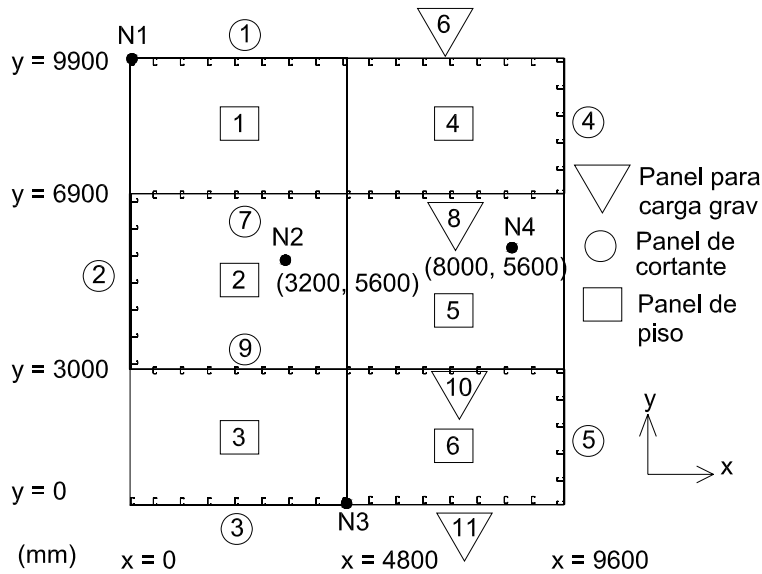


Figura 2 Planta del edificio de tres niveles

Tabla 1 Propiedades de los forros del panel y postes metálicos

Propiedades	Forros		Propiedades		Poste	Polín
$E_x$	(MPa)	1167	E	(MPa)	203000	
$E_y$		10445	G		77000	
G		825	$F_y$		345	
t	(mm)	12.7	t	(mm)	1.73	1.37
$v_x$		0.23	A	(mm <sup>2</sup> )	472	515
$v_y$		0.23	I	(mm <sup>4</sup> )	$1.63 \times 10^6$	$4.5 \times 10^6$
Tornillo	(mm)	4.06	$P_n$	(kN)	60.03	No aplica
			$T_n$		97.38	

**Tabla 2 Propiedades constitutivas de los paneles equivalentes**

Panel	Panel en muros				Entrepiso			
	$E_{xeq}$	$E_{yeq}$	$G_{eq}$	$t_{eq}$	$E_{xeq}$	$E_{yeq}$	$G_{eq}$	$t_{eq}$
	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm
	Niveles 1 y 2							
1, 3	159.03	1482.85	52.69	195.72	5054.47	5057.21	1986.36	652.66
2	153.85	1432.09	52.11	197.89				
7, 9	159.03	1482.85	52.69	195.72				
5, 6	167.19	1563.08	53.58	192.48				
	Nivel 3							
1, 3	155.41	1447.33	52.29	197.22	5041.63	5044.27	1984.67	653.21
2, 4, 5, 6	Igual que para los niveles 1 y 2							

El edificio es considerado como ordinario de acuerdo a las categorías definidas por SEAOC (1995), entonces se tienen que satisfacer cuatro objetivos de desempeño. Se asume que el edificio estará ubicado en California, latitud 41.0° N y longitud 115.2°W en suelo tipo B. El cálculo del espectro de diseño asociado con cada nivel de desempeño va de acuerdo con el procedimiento establecido por FEMA 450 (2003) y el ASCE/SEI 7 (2005), donde los valores espectrales de corta duración y de 1 segundo se pueden obtener de la página de USGS (2008) aunque solamente se publican valores espectrales para 2% y 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años. Sin embargo, los valores espectrales para riesgos de 25% y 50% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años pueden calcularse con las ecuaciones incluidas en FEMA 273 (1997). Los objetivos de desempeño a revisar en el edificio serán operacional (OP) para un sismo de 50%/50 años, ocupación inmediata (OI) para un sismo de 25%/50 años, seguridad de vida (SV) para un sismo de 10%/50 años, y prevención de colapso (PC) para un sismo de 2%/50 años.

La carga muerta es obtenida del peso propio del edificio y la carga viva se determino en base al ASCE/SEI 7 (2005) para edificios residenciales: carga muerta ( $D$ ) = 1.1 kN/m<sup>2</sup> ; carga viva ( $L$ ) = 1.92 kN/m<sup>2</sup> ; carga viva de cubierta ( $L_r$ ) = 0.96 kN/m<sup>2</sup>

El ASCE/SEI 7 (2005) indica las siguientes dos combinaciones de carga que incluyen sismo:

$$1.2(D)+1.0(E)+L+0.2S \quad (1)$$

$$0.9(D)+1.0(E)+1.6H \quad (2)$$

donde  $H$  es la carga debida a la presión del terreno, o material almacenados, y  $S$  se refiere a la carga por nieve, en este caso ninguna de estas cargas aplica. La combinación más crítica de carga a ser aplicada en el edificio es,

$$1.2(1.1)+1.92 = 3.24 \text{ kN/m}^2$$

La combinación más crítica de carga a ser aplicada en la cubierta el edificio es,

$$1.2(1.1)=1.32 \text{ kN/m}^2$$

El peso sísmico del edificio es  $W=405$  kN. El periodo natural de vibración se puede calcular utilizando valores característicos, o el método aproximado presentado en ASCE/SEI 7 (2005), en este caso se utilizo el método simplificado para este tipo de edificios que se describe en Martinez (2007b), el cual arrojo un periodo  $T=0.324$  en la dirección  $x$ . En la Tabla 3 se presentan los cortantes basales asociados a cada objetivo de desempeño, calculados a partir de los parámetros sísmicos de la zona utilizando el procedimiento descrito en ASCE/SEI 7 (2005).  $S_s$  y  $S_1$  son las aceleraciones máximas consideradas para una respuesta espectral de 0.2 segundos y 1 segundo, respectivamente,  $S_{MS}$ ,  $S_{M1}$   $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$  son calculados de acuerdo a las ecuaciones que se incluyen en



FEMA 450 (1997), y  $T_o$  y  $T_s$  son los periodos característicos del suelo. Después de calcular los cortantes basales el cortante máximo es obtenido  $V_{b\ max}=730.70$  kN. Las fuerzas laterales se aplican en el edificio en intervalos de 1%, esto es, 7.307 kN, hasta alcanzar el cortante basal máximo o al colapso. En la Tabla 4 se listan las fuerzas laterales que serán aplicadas en cada nivel, distribuidas en base a al coeficiente  $C_{vx}$  calculado con  $\kappa = 1.0$  (FEMA 450, 2003) ya que el periodo del edificio es menor a 0.5 segundos, lo cual presume que la estructura estará regida por el primer modo de vibrar.

**Tabla 3 Cortantes basales**

PO	$S_s$	$S_1$	$S_{MS}$	$S_{M1}$	$S_{DS}$	$S_{D1}$	$T_o$	$T_s$	$S_a$	$V_b$
	(g)						(seg.)		(g)	(kN)
<b>OP</b>	0.109	0.035	0.109	0.035	0.073	0.023	0.064	0.321	0.073	<b>71.75</b>
<b>OI</b>	0.180	0.058	0.180	0.058	0.120	0.039	0.064	0.322	0.120	<b>118.91</b>
<b>SV</b>	0.250	0.080	0.250	0.080	0.167	0.053	0.064	0.320	0.167	<b>164.01</b>
<b>PC</b>	1.100	0.410	1.100	0.410	0.733	0.273	0.075	0.373	0.733	<b>730.70</b>

**Tabla 4 Fuerzas laterales en el edificio**

Nivel, x	h (m)	w (kN)	$C_{vx}$	$F_x$ (kN)
1	2.85	309.23	0.16	<b>113.29</b>
2	5.70	312.91	0.31	<b>229.27</b>
3	8.55	309.69	0.53	<b>388.14</b>
$\Sigma$		<b>931.83</b>	<b>1.00</b>	<b>730.70</b>

En la Tabla 5 se presentan las deformaciones laterales de los muros en su parte superior en la dirección x de cada nivel, así como el límite de deformación asociada a cada objetivo de desempeño, calculada como un porcentaje de la altura: 0.2%, 1.0%, 2.1% y 2.5% de la altura, para los cuatro niveles de desempeño, respectivamente. Las deformaciones máximas permitidas para cada nivel de desempeño se obtuvieron utilizando información experimental y las ecuaciones que presenta FEMA 273 (1997) donde se relacionan los niveles de desempeño con la curva normalizada fuerza-deformación del elemento. En Martinez (2007b) se muestra detalladamente la obtención de estos límites de deformación.

**Tabla 5 deformaciones de entrepiso en la parte superior de los paneles, mm**

PANEL	Objetivo de desempeño											
	OP (limite=4.8)			OI (limite=24.0)			SV (limite=50.4)			PC (limite=60.0)		
	Nivel			Nivel			Nivel			Nivel		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	0.34	0.39	0.43	0.76	0.77	0.76	1.22	1.19	1.10	21.40	14.84	9.44
3	0.36	0.40	0.43	0.78	0.78	0.76	1.25	1.20	1.11	21.50	14.89	9.46
7	0.35	0.39	0.43	0.76	0.77	0.75	1.23	1.19	1.10	21.43	14.85	9.41
9	0.35	0.39	0.43	0.77	0.77	0.75	1.24	1.19	1.10	21.47	14.87	9.41

En la Tabla 6, se listan las resistencia lateral de los paneles,  $P_R$ , así como las fuerzas actuantes en los mismos,  $P_a$ . La resistencia lateral de los paneles se calculo en base al método presentado en Xu y Martinez (2006b). Debido a que las fuerzas laterales son menores a la resistencia del panel, y las deformaciones menores a los límites establecidos los objetivos de desempeño son considerados como satisfechos. Las fuerzas y desplazamientos de mayor magnitud son obtenidos para el nivel de desempeño de prevención de colapso, ya que este nivel se asocia el cortante basal máximo. Por otro lado, la sumatoria de fuerzas en los muros en la dirección x, que se presentan en

la Tabla 6, es diferente a las fuerzas aplicadas en la estructura, esto se debe a que los paneles en la dirección perpendicular están tomando una pequeña parte del cortante.

**Tabla 6 Resistencia lateral de los paneles  $P_R$ , y fuerza lateral actuante, kN.**

PANEL	$P_R$	Fuerza Lateral $P_a$											
		OP			OI			SV			PC		
		NIVEL			NIVEL			NIVEL			NIVEL		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	212.80	9.14	7.66	4.31	17.89	14.77	8.60	26.66	21.91	12.89	171.46	140.23	85.71
3	212.80	9.29	7.77	4.18	18.13	14.92	8.47	26.97	22.08	12.76	171.71	140.41	85.66
7	212.80	8.14	6.62	4.47	16.93	14.02	9.10	25.64	21.34	13.67	166.81	138.51	87.89
9	212.80	8.43	6.75	4.43	17.23	14.16	9.06	25.95	21.49	13.64	167.02	138.67	87.86

En la Tabla 7 se listan los valores del coeficiente de degradación de la rigidez, representada por  $\lambda$ , para cada panel, donde 0 significa que el panel ha fallado ya que la fuerza ultima a sobrepasado su resistencia y 1.0 representa la rigidez del panel antes de ser cargado lateralmente. En esta tabla se observa que los paneles con mayor desgaste son el 1, 3, 7, y 9, sin embargo después de aplicar la totalidad de las cargas les queda un poco de resistencia lateral (0.08). Este coeficiente es útil para determinar cuáles paneles requerirán de un mayor refuerzo.

**Tabla 7 Coeficiente de degradación de rigidez  $\lambda$**

PANEL	OP			OI			SV			PC		
	NIVEL			NIVEL			NIVEL			NIVEL		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	0.69	0.71	0.77	0.60	0.63	0.71	0.54	0.57	0.66	0.08	0.14	0.30
2	0.93	0.95	0.93	0.92	0.95	0.91	0.91	0.94	0.90	0.85	0.90	0.80
3	0.69	0.71	0.78	0.60	0.63	0.71	0.54	0.57	0.66	0.08	0.14	0.30
4	0.82	0.76	0.75	0.82	0.76	0.75	0.82	0.76	0.75	0.79	0.74	0.75
5	0.84	0.77	0.75	0.84	0.77	0.74	0.84	0.77	0.74	0.85	0.75	0.71
7	0.70	0.73	0.77	0.61	0.64	0.70	0.55	0.58	0.65	0.09	0.15	0.30
9	0.70	0.72	0.77	0.61	0.64	0.70	0.54	0.58	0.65	0.09	0.15	0.30

## METODO ESTATICO

El análisis estático se elaboro en el software comercial SAP2000 (2006), donde las fuerzas sísmicas que se le aplicaron a la estructura son las que se muestran en la figura 1 y también se listan en la Tabla 4. A diferencia de la evaluación sísmica basada en desempeño donde las fuerzas laterales son aplicadas en intervalos pequeños, en este caso las fuerzas laterales son aplicadas en su totalidad antes del análisis ya que se realiza análisis lineal elástico. En la Tabla 9 se muestran las deformaciones por relativos por nivel en la parte superior de cada panel en la dirección x. en la Tabla 10 se presenta la relación de deformaciones obtenidas con el método de evaluación sísmica basada en desempeño y el método estático lineal. Puede observarse que existe una diferencia significativa en las deformaciones obtenidas con ambos métodos.



**Tabla 9 Deformaciones laterales por nivel de los paneles, mm**

PANEL	Nivel		
	1	2	3
1	5.94	5.84	4.82
3	6.03	5.89	4.83
7	5.97	5.85	4.92
9	6.00	5.87	4.92

**Tabla 10 Relación de deformaciones: evaluación sísmica basada en desempeño / método estático**

PANEL	Nivel		
	1	2	3
1	3.60	2.54	1.96
3	3.56	2.53	1.96
7	3.59	2.54	1.91
9	3.58	2.53	1.91

En la Tabla 11 se lista la resistencia de los paneles así como la fuerza cortante última, donde se observa que ninguno de los paneles ha fallado, lo cual es consistente con los resultados obtenidos con el método de evaluación sísmica basada en desempeño. En la Tabla 12 se muestra la relación de fuerzas últimas obtenida con ambos métodos. En este caso, la diferencia en las fuerzas laterales de los paneles es relativamente pequeña.

**Tabla 11 Resistencia lateral de cortante,  $P_R$ , y fuerza última de los paneles de cortante,  $P_a$**

Panel		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
	$P_R$	$P_a$		
1, 3	<b>212.80</b>	160.80	122.40	84.12
7, 9	<b>212.80</b>	163.20	120.00	87.12
4,5	<b>128.21</b>	0.48	1.92	3.36

**Tabla 12 Relación de fuerza en los paneles: evaluación sísmica basada en desempeño / método estático**

Panel	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
	$P_a$	$P_a$	$P_a$
1, 3	1.07	1.15	1.02
7, 9	1.02	1.17	1.01

### CONCLUSIONES

En este artículo se hizo una comparación de la respuesta sísmica de un edificio de tres niveles construido con paneles de cortante fabricados con postes de acero rolado en frío y forrados con hojas de cartón de yeso, de acuerdo a las prácticas comunes de este tipo de material. La respuesta sísmica se obtuvo con el método de evaluación sísmica basada en desempeño así como con el método estático.

El método de evaluación sísmica basada en desempeño conlleva una mucho mayor cantidad de cálculos que el método estático, lo que lo hace menos práctico, sin embargo, ya que cada día se

construyen estructuras de acero rolado en frío de mayor altura es de vital importancia poder hacer evaluaciones sísmicas de forma más precisa. Por el contrario, el método estático requiere menor cantidad de cálculos, aunque de acuerdo a los resultados que se presentan en este artículo las deformaciones obtenidas son mucho menores a las del método de evaluación sísmica basada en desempeño. En estructuras de mediana altura esta diferencia puede impactar significativamente en el comportamiento de la estructura, y un edificio que sea analizado y diseñado con el método estático pueda tener una respuesta diferente a la esperada. Por otro lado, también se observó que las fuerzas en los paneles de cortante son muy similares, esto nos dice que el diseño por resistencia puede ser efectuado con cualquiera de los métodos.

A partir de estos resultados, se recomienda realizar el análisis de los elementos en el edificio por resistencia utilizando el método estático, y una vez que el edificio haya sido diseñado, realizar la evaluación sísmica basada en desempeño. De esta forma se puede ahorrar tiempo en el proceso de diseño de los elementos, y la evaluación sísmica se realizaría para conocer el comportamiento del edificio, y si este es satisfactorio el diseño se habrá completado o de lo contrario tendrá que modificarse la geometría o propiedades de los elementos estructurales.

#### REFERENCIAS

- ASCE 7/05. (2005). **“Minimum design loads for buildings and other structures”**, ASCE Standard, American Society of Civil Engineers.
- FEMA 273. (1997). **“NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”**, Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 450. (2003). **“NEHRP Recommended provisions for Seismic Regulations for new Buildings and other Structures”**, Federal Emergency Management Agency.
- Martinez M. J. (2007). **“Evaluación Sísmica Basada en Desempeño de edificios con paneles de acero rolado en frío”**, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Noviembre 2007, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero.
- Martinez M. J. (2007b). **“Seismic Performance Assessment of Multi-Storey Buildings with Cold-Formed Steel Shear Wall Systems”**, Tesis doctoral, University of Waterloo, Marzo 2007: <http://www.uwspace.uwaterloo.ca/handle/10012/3080>
- Martinez M. J. y Xu L. (2006). **“Análisis simplificado de edificios construidos con acero rolado en frío utilizando el método de elementos finitos”**, XV Congreso Nacional de Ingeniería estructural, Puerto Vallarta, México, noviembre 2006 .
- S136-01. (2002). **“North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members”**, Canadian Standards Association.
- SAP2000. (2006). **“Integrated software for structural analysis and design”**, Computers and Structures Inc. Berkeley, California.
- SEAOC. (1995). **“VISION 2000 – A Framework for Performance Based Earthquake Engineering”**, Structural Engineers Association of California; Vol. 1.
- USGS. (2002). **“Interpolated Probabilistic Ground Motion for the Conterminous 48 States, 2002 Data”**, U.S. Geological Survey Earthquake Hazards program. Descargado en agosto 2, 2006, del sitio <http://earthquake.usgs.gov/research/hazmaps/>.
- Xu L, y Martinez M.J. (2006). **“Strength and Stiffness determination of shear wall panles in cold formed steel framing”**, Thin Walled Structures 44(10), pp 1084-1095, Octubre 2006