

Efectos sísmicos de la componente vertical en edificios aportricados de acero

Vertical ground motion seismic effects on steel building frames

Vilera, Lucila

Postgrado en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería, ULA,
Mérida, 5101, Venezuela.
lucivd@ula.ve

Rivero, Pedro y Lobo, William

Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería, ULA,
Mérida, 5101, Venezuela.

Recibido: 23-02-2007

Revisado: 11-02-2008

Resumen

Este trabajo evalúa la influencia de la componente vertical del movimiento sísmico del terreno, en la respuesta dinámica de estructuras regulares de acero. Para un grupo de estructuras de planta regular, simétrica, de tres vanos de 6 metros de longitud en cada dirección, con alturas de entrepiso de 3 metros y de tres, nueve y dieciocho pisos. Estas edificaciones se someten a la acción de cinco registros acelerográficos provenientes de distancias epicentrales cortas, obtenidos sobre material rocoso y con diferentes relaciones entre las aceleraciones máximas verticales y horizontales (V/H). Se realizan análisis tridimensionales de historia de aceleraciones, considerando comportamiento no lineal según lo prescrito por la ATC-40 y la FEMA 273. Los resultados muestran que la componente vertical tiene marcada influencia sobre la demanda de fuerza axial en las columnas internas de las edificaciones. Además se nota como la historia de aceleraciones verticales en la base se mantiene prácticamente igual en la altura. Sobre las columnas se produce una mayor cantidad de ciclos de carga axial que cuando se considera solo la componente horizontal. Los desplazamientos laterales y las derivas de piso no se ven mayormente afectadas cuando se incluye la componente vertical del sismo. En general, los análisis muestran que el efecto de la componente vertical en la respuesta dinámica de estas estructuras depende principalmente de la cercanía a la fuente y de la relación entre la aceleración máxima vertical y la horizontal.

Palabras clave: Componente vertical, estructuras de acero, relación V/H.

Abstract

The influence of vertical earthquake component on regular and symmetrical steel structures is evaluated in this work. Regular and symmetrical steel structures of three spans with 6 meters in each direction, 3 meter of height of floor and 3, 9 and 18 floors levels are analyzed. The buildings are subject to 5 seismic acceleration records from short and intermediate epicentral distance obtained on rock and with different relations between the peaks acceleration vertical and horizontal (V/H). The pushover and history of accelerations analyzes are considered to evaluate the linear and nonlinear behavior from prescribed by ATC-40 and the FEMA 273. The results show that the vertical component has strong influence in the demand of axial force, especially in the interior columns of the building when are analyzed with nonlinear behavior. Moreover, it is interesting to observe as the vertical accelerations history in the level ground level is maintained with the height, approximately. In the interior columns there is a large quantity of cycles of load when is considered the component horizontal. The lateral displacement and the story drift are not affected when is including the component vertical of earthquake. In general, the analyses shown that the effect of the seismic component vertical in the response dynamic of this regulars structures de pend on the proximity to the seismic source and the relation between the peak acceleration vertical and the horizontal.

Key words: vertical ground motion, near source, steel buildings structures, V/H relation.

1 Introducción

Los terremotos son catástrofes naturales que han castigado a la humanidad durante su largo camino histórico y han traído en forma recurrente, destrucción, desolación y muerte. Por estas razones, el objetivo fundamental del diseño sismorresistente es impedir el colapso de las edificaciones para preservar la vida humana y reducir los daños materiales causados por este fenómeno. Esto constituye un reto en técnicas de modelado y simulación, que impone una gran responsabilidad y una obligación ética para alcanzar dicho propósito.

Diversos autores atribuyen parte de los daños ocasionados por terremotos como el de Mammoth Lakes (1983), Palm Spring (1986), Loma Prieta (1989), Cape Mendocino (1992), Northridge (1994), Kobe (1999), entre otros; al efecto sísmico de la componente vertical del movimiento del terreno ya que se registraron aceleraciones altas en esa dirección durante estos eventos. Los daños que se sucedieron han motivado a los investigadores a tomar en cuenta los efectos que esta componente induce en diferentes estructuras, tratando de identificar y cuantificar los elementos estructurales más afectados y las acciones responsables de las diversas escalas de daño.

Dentro del campo de la ingeniería sísmica de nuestro país y la de otros países, la componente sísmica vertical ha sido, durante muchos años, una de las variables menos estudiadas. Esto se refleja en la poca consideración que sobre este aspecto adoptan los códigos y normas de diseño en la respuesta dinámica de las estructuras; así como también en la nula o insuficiente documentación sobre el tema que presentan los comentarios de la norma.

Es entonces importante hacer énfasis en estudiar las características y los efectos que esta componente vertical ocasiona en la respuesta estructural, con la finalidad de comprender su importancia y realizar aportes que mejoren el desempeño de las nuevas edificaciones.

2 La componente sísmica vertical

La mayoría de las investigaciones dirigidas a interpretar el efecto de la componente vertical (V) predicen su intensidad a través de la componente horizontal (H), haciendo uso de las relaciones V/H en las aceleraciones, desplazamientos, velocidad máxima del terreno y/o espectrales; o tomando en cuenta su relación con otras variables como la magnitud, la distancia epicentral, la frecuencia o los períodos.

Pocos códigos de diseño actuales consideran el efecto de la carga sísmica vertical, excepto para los elementos en voladizo o luces largas. En general, en las normas que tienen en cuenta las cargas verticales, especifican que sea de 1/2 a 2/3 de las cargas sísmicas horizontales. Uno de los primeros trabajos realizados sobre el particular, analizó 33 registros de eventos en los Estados Unidos y obtuvo los cocientes de la aceleración máxima de la componente

vertical entre la componente horizontal, dejando un promedio $V/H=2/3$ (Newmark, 1973). Esta relación ha sido adoptada en códigos y normas de diseño sismorresistente en países tales como, Costa Rica, Ecuador, El Salvador, Hungría, entre otros, ante la ausencia de otro tipo de información. En Venezuela, esta misma relación se incluye dentro de la Norma COVENIN 1756-2001 "Edificaciones Sismorresistentes".

Sin embargo, el uso de 2/3 podría resultar poco razonable en sitios cercanos a la fuente de la falla. El terremoto de Northridge en California (1994), produjo relaciones de V/H tan altas como 1.79, y el terremoto de Hyogo-Ken Nanbu en Japón (1995), también registró relaciones de V/H elevadas que alcanzaron a 1.63.

Haciendo uso de esta relación, diversos autores han propuesto valores distintos utilizando dependencias sobre los tipos de suelo con datos de registros sísmicos diferentes. En la Tabla 1, se muestran algunos valores propuestos para la relación entre la componente vertical y la horizontal.

Tabla 1. Relaciones de aceleración vertical a horizontal propuestos (Perea y Esteva, 2005).

Referencia	Características de los registros	V/H
Newmark <i>et al.</i> , 1973	33 registros de EE.UU	2/3
Kawashima <i>et al.</i> , 1985	Registros del Japón	1/5
Marshall Lew, 1992	Dependiendo del período estructural de interés	1/2 o 2/3
Ambrasays y Simpson, 1995	104 registros mundiales, $R < 15\text{km}$, $M > 6$, $v > 0.1\text{g}$	1.75
Boomer y Martínez, 1996	130 registros, $A > 0.2\text{g}$	1.00
Mohammadioun, 1996	Suelos aluviales cercanos a la falla	0.75

Algunos trabajos destacan que la relación V/H depende significativamente de la distancia epicentral, ya que suelen observarse valores altos para distancias cercanas y bajos para distancias lejanas a la fuente, tal como se muestra en la Fig. 1. Allí se observa como las relaciones entre V/H son mayores para sismos con magnitudes más grandes y para distancias más cercanas a la fuente de origen del evento. Sin embargo, estas mismas relaciones muestran un decrecimiento a medida que aumenta la distancia epicentral del sismo.

Otros resultados muestran que la relación espectral V/H es fuertemente dependiente del período y la distancia

epicentral. A altas frecuencia, la relación espectral V/H excede significativamente el valor de relación $V/H=2/3$ para distancias epicentrales inferiores a 40 km. A distancias más cercanas a la fuente de origen del sismo, más alto es el valor de excedencia. Para períodos grandes, la relación V/H demuestra ser más bajo, tal como muestra la Fig. 2.

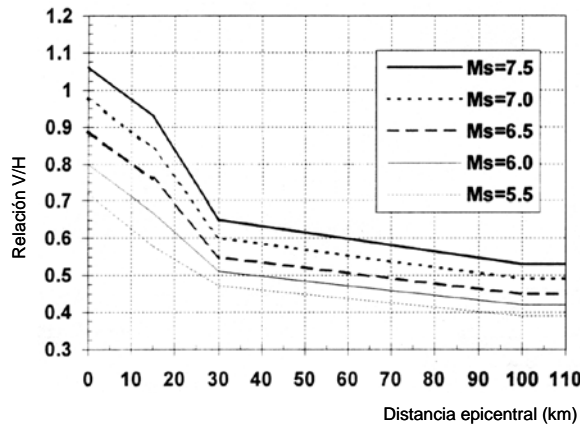


Fig. 1. Relación V/H respecto a la distancia epicentral (Elnashai and Papazoglou, 1997).

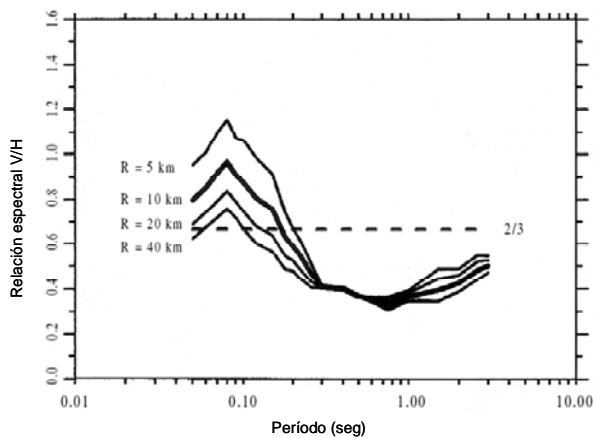


Fig. 2. Relación espectral V/H respecto al período para Northridge (Borzornia et al., 2000).

3 Metodología

El estudio contempla el análisis de tres (3) estructuras de acero de planta regular, simétrica, con tres vanos de 6 metros de longitud en cada dirección, alturas de entrepiso de 3 metros y de tres (3), nueve (9) y dieciocho (18) pisos, tal como se muestra en la Fig. 3.

El diseño de las edificaciones se efectúa en un todo de acuerdo a la norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes” y a la norma COVENIN 1618-98 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites”. El análisis sísmico se lleva a cabo mediante el programa IP3-Edificios V7.0, que permite considerar todos los parámetros de la norma sísmica

venezolana. El dimensionamiento de las secciones estructurales de vigas y columnas son revisados y modificados hasta alcanzar una desplazabilidad cercana al valor de la deriva permisible igual a $\delta=0.018$ para cada entrepiso, para lograr la optimización del diseño estructural en cada uno de los edificios y evitar sobrerresistencias excesivas. Estos análisis se realizan sin tomar en cuenta la componente vertical y, además, se verifica el cumplimiento de la condición viga débil-columna fuerte.

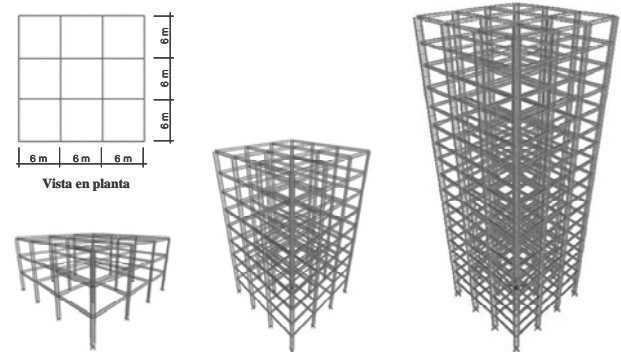


Fig. 3. Edificios regulares de 3, 9 y 18 pisos (altura de entrepiso= 3 m.)

Para estimar la capacidad estructural bajo análisis no lineal se utiliza como base el diagrama simplificado mostrado en la Fig. 4 que aparece en el programa SAP2000 (V8.2.3), con criterios de aceptación del comportamiento, en relación con los niveles de desempeño, recomendados por la ATC-40 y el reporte FEMA 273. Con esto se caracteriza el desempeño de los elementos del sistema resistente a sismos (vigas y columnas), bajo un diagrama momento-curvatura que sintetiza el comportamiento no lineal esperado en cada punto de plastificación (rótula), en términos relativos a los respectivos valores cedentes. En particular, se considera la posibilidad de formación de rótulas plásticas a flexión, en los extremos de vigas (M3 hinge) y a flexocompresión, en los extremos de columnas (PM2M3 hinge)

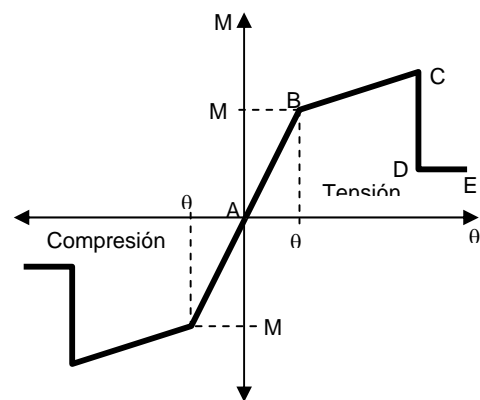


Fig. 4. Diagrama momento-curvatura (M-θ), viga-columna

Se realiza un análisis dinámico no lineal 3D con historia de aceleraciones e integración directa en el tiempo mediante parámetros dados por el método Hilbert-Hugnes-Taylor (HHT), e incluyendo efectos P-Delta para grandes desplazamientos.

Las edificaciones se someten a la acción de cinco sismos de fuente cercana. Los acelerogramas corresponden a registros obtenidos para condiciones locales del suelo que cumplen con la tipificación de roca o suelo firme que conlleva a una clasificación Tipo S1 de la norma

venezolana COVENIN 1756-2001.

Un aspecto que vale la pena tomar en cuenta en la escogencia de los acelerogramas, es que exista poca diferencia de fase entre la ocurrencia de las máximas aceleraciones entre las componentes horizontales y verticales.

Las características generales de los sismos donde se indica la magnitud, distancia a la falla, tipo de suelo, etc., se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Características de los registros seleccionados.

Evento Sísmico	Estación	Magnitud	Tipo de suelo	Distancia Epicentral (km)	Aceleración		
					PGA _V (g) UP	PGA _H (g) NS	PGA _V /PGA _H
Cape Mendocino	Cape Mendocino	7,1	A	8,5	0,754	1,497	0,503
Loma Prieta	Gilroy Array # 1	6,9	A	11,2	0,209	0,411	0,508
Mammoth Lakes	54214 Long Valley Dam	6,1	A	19,7	0,119	0,484	0,246
Palm Sprigs	12206 Silent Valley Poppet	6,0	A	25,8	0,095	0,139	0,679
Northridge	24399 Mt Wilson	6,7	A	37,8	0,087	0,234	0,372

4 Resultados

4.1 Historia de aceleraciones en el nivel de techo

La Fig. 5 muestra las historias de aceleraciones con sus respectivos espectros de respuesta y de amplitudes de Fourier, obtenidas en el nivel de techo para la estructura de dieciocho pisos bajo análisis dinámico con el registro de Northridge, considerando comportamiento no lineal. Los resultados muestran que las amplitudes de los niveles de aceleraciones no se ven mayormente afectadas por la incorporación de la componente vertical. En este mismo sentido, el contenido frecuencial resultante en el mismo nivel cuando se considera o no la componente vertical tampoco observa una variación significativa, tal como puede verse en los espectros de respuesta de aceleraciones y de amplitudes de Fourier.

Resultados similares arrojan los análisis efectuados considerando la acción sísmica de los otros registros sísmicos utilizados en este trabajo, por lo que puede señalarse que, en general, a nivel de aceleraciones horizontales, la respuesta estructural mantiene similares amplitudes y contenido frecuencial cuando se incluye o no la componente vertical del movimiento del terreno, en los edificios estudiados.

4.2 Desplazamientos y derivas de piso

Los desplazamientos horizontales evaluados a nivel de techo (nodo 181) y a un nivel intermedio (nodo 51) tampoco

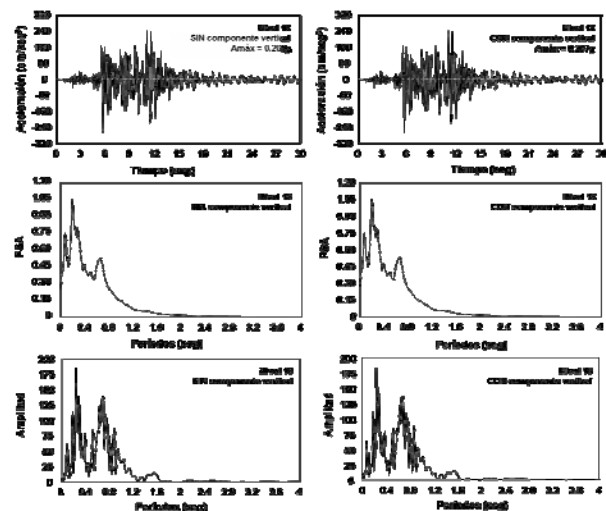


Fig. 5. Historia de aceleración, espectro de respuesta y espectro de amplitudes de aceleración de Fourier, para la estructura de 18 pisos, comportamiento no lineal, sometida al registro de Northridge.

muestran mayor diferencia entre los análisis efectuados sin la componente vertical, con los obtenidos al incluir la componente vertical del sismo. Tales resultados que se muestran en la Fig. 6, permiten apreciar como el desplazamiento lateral bajo análisis no lineal y con la componente horizontal únicamente, alcanza a ser de 15.76 cm en el nodo 181 (nivel techo); cuando se incorpora la componente vertical este desplazamiento alcanza a ser de 15.10 cm, reflejándose una deformación permanente igual a

7.38 cm. La misma Fig. 6 incluye la historia de las derivas de piso calculadas, tomando en cuenta la deformación axial de las columnas. En este caso particular, la deriva máxima excede la deriva de diseño (señalada con líneas segmentadas), producto de la alta demanda que el sismo impone a la estructura y no parece ser como consecuencia de la incorporación de la componente vertical.

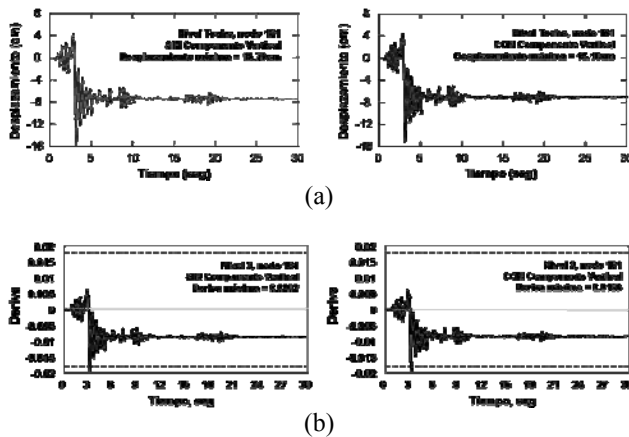


Fig. 6. (a) Historia de desplazamientos y (b) Derivas de piso en el edificio de 3 pisos sometido a la acción del registro de Cape Mendocino.

Los resultados obtenidos de valores máximos en las historias de aceleración y desplazamientos para los modelos analizados bajo la acción de los restantes registros dieron resultados similares cuando se analizaban las edificaciones sin considerar la componente vertical y cuando ésta se incluía en el análisis. Esto muestra que, al parecer, la presencia de la componente vertical no afecta, significativamente, los desplazamientos laterales, ni las amplitudes de aceleraciones horizontales, que aparecen en el nivel de techo de las edificaciones estudiadas.

4.3 Historia de fuerza axial en columnas externas e internas.

Un escenario diferente aparece cuando se analizan las amplitudes de fuerza axial en las columnas. La Fig. 7 muestra la historia tiempo de fuerza axial en las columnas internas del edificio de tres pisos, en el nivel 1 y nivel techo, con y sin la consideración de la componente vertical.

En este caso, los valores de fuerza axial se ven incrementados en un 73.69% cuando se incluye en el análisis la componente vertical. Sin embargo, el aspecto más relevante viene dado por el hecho de que se incrementa la cantidad de ciclos de carga sobre las columnas, bajo un registro que intenta parecerse al registro de la componente vertical inducida a la estructura. Evidentemente, esto puede llegar a alterar el período de vibraciones verticales y modificar las características de diseño de la sección, resultando en una mayor demanda que puede provocar la falla por fatiga en las columnas.

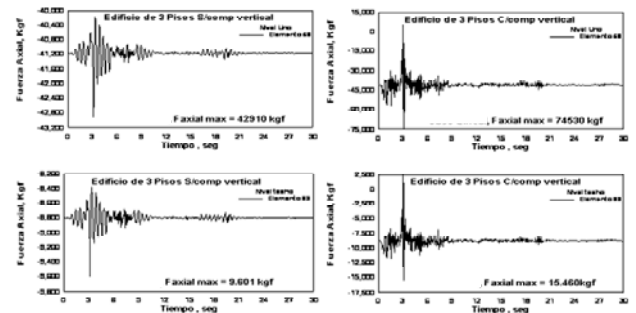


Fig. 7. Historia de fuerza axial de columnas internas en los niveles 1 y techo, SCV y CCV, bajo la acción del registro de Cape Mendocino.

En la Fig. 8 se muestra la historia tiempo de fuerza axial en las columnas externas en el nivel 1 y nivel techo para el edificio de tres pisos, con y sin la inclusión de la componente vertical del registro de Cape Mendocino, bajo análisis no lineal. La respuesta sobre las columnas externas no guarda las mismas características que sobre las columnas internas, el aumento en éstas, al incluir la componente vertical, es de apenas un 0.23%, aproximadamente y, además, los ciclos en la historia de fuerza axial sobre las columnas externas, no tiene ninguna variación importante respecto a la historia que se registra cuando se tiene solamente la componente horizontal.

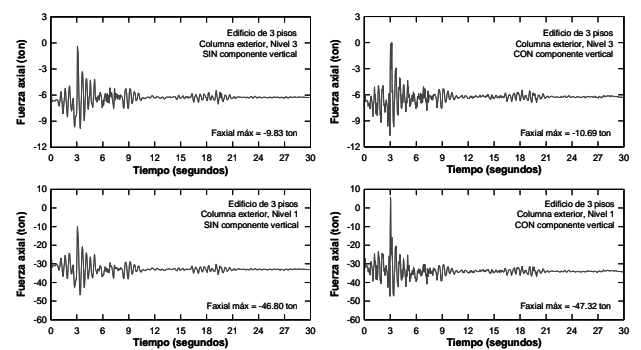


Fig. 8. Historia de fuerza axial columnas externas en el nivel 1 y techo, SCV y CCV.

Las mayores demandas se tuvieron al analizar los edificios con el sismo de fuente mas cercana (Cape Mendocino), donde el porcentaje de incremento en las columnas internas del primer piso fue de 72% para el edificio de tres pisos; en el edificio de nueve pisos el mayor porcentaje de incremento de la fuerza axial en las columnas internas se dio en el nivel seis, siendo un 139 %; y para el edificio de dieciocho pisos, el mayor porcentaje para las columnas internas se dio en el nivel techo, con un 167% para análisis no lineal.

La menor demanda se tuvo para el registro de Palm Springs (DE= 25.8 km, V/H= 0.679), magnitud 6, siendo el porcentaje de incremento de las columnas internas del primer piso 14% para el análisis lineal y de 0% para el

análisis no lineal del edificio de tres pisos; en el edificio de nueve pisos el menor porcentaje de incremento de la fuerza axial de las columnas internas se dio en el nivel uno, siendo un 13% para el análisis lineal y de 0 % para análisis no lineal; para el edificio de dieciocho pisos, el menor porcentaje para las columnas internas se dio en el nivel uno, siendo del orden de 0% para el análisis lineal y de 0% para análisis no lineal, con lo que podemos notar que la demanda del porcentaje de incremento de la fuerza axial, se ve afectada por la distancia epicentral, la relación de V/H y la magnitud del evento sísmico.

Estos incrementos de la fuerza axial de la estructura que se dan al incluir la componente sísmica vertical, disminuye su capacidad. En la Fig. 9, se muestra el espectro de capacidad del edificio, en la cual se aprecia la disminución de la capacidad de resistencia de la estructura

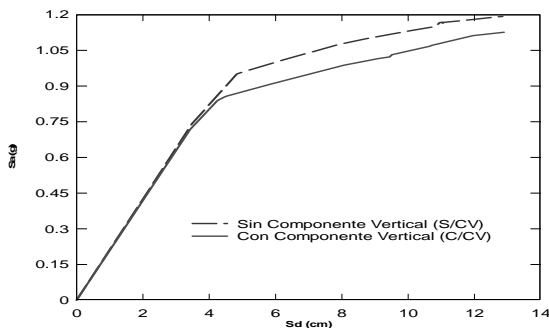


Fig. 9. Espectro de capacidad para el edificio de 3 pisos.

Esto demuestra la necesidad de que se incluya en la construcción de curvas de capacidad el incremento en la carga axial por efectos de la componente vertical.

Una manera gráfica de observar la variación del factor de amplificación de la fuerza axial en un eje de columna interna del edificio de nueve y dieciocho pisos, cuando se analiza para los diferentes registros sísmicos, se muestra en las Figs. 10 y 11, respectivamente.

Es notorio que la mayor demanda la ejerce el registro de Cape Mendocino, el cual fue obtenido para una distancia epicentral corta de 8.5 km, pero además guarda una amplitud de aceleración vertical y horizontal muy elevada (0.754g y 1.497 g, respectivamente), que dan una relación V/H igual a 0.503. Al parecer, estos niveles de aceleraciones máximas que poseen ambas componentes sísmicas, son los que mayor influencia tiene en los niveles de respuesta alcanzados por los edificios. Esto debe ser así, ya que cuando se compara con la respuesta obtenida ante el registro de Loma Prieta que tiene una misma relación V/H, los factores de amplificación de la fuerza axial, para los mismos elementos, son menores.

Los porcentajes de incremento de la fuerza axial muestran una tendencia a disminuir conforme aumenta la distancia epicentral, aunque también depende de la amplitud de la aceleración que tenga el registro.

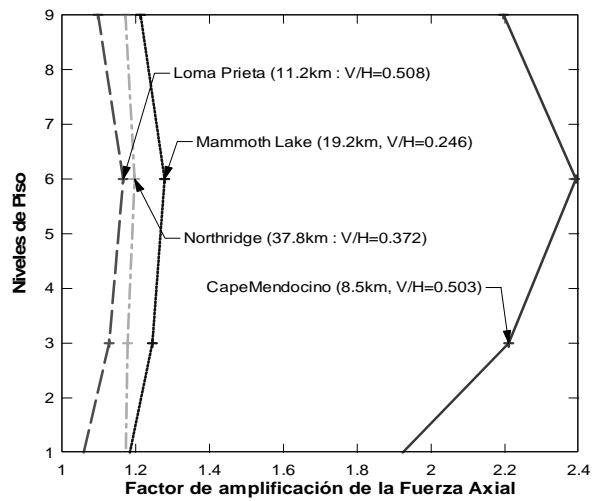


Fig. 10. Amplificación de la fuerza axial, en columnas internas del edificio de 9 pisos.

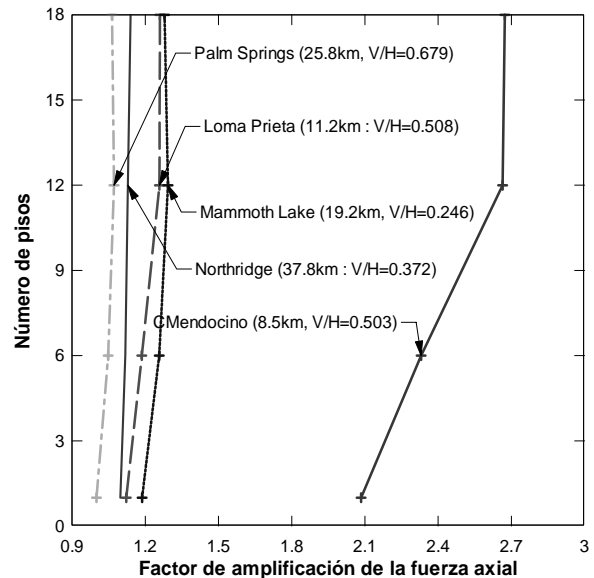


Fig. 11. Amplificación de la fuerza axial, en columnas internas del edificio de 18 pisos.

Así mismo, fue registrado que las columnas de borde son susceptibles de presentar una disminución de las cargas axiales de compresión, pudiendo llegar incluso a condiciones de tracción debido a la poca carga permanente superior.

4.4 Espectro de respuesta de aceleración vertical

Para observar los cambios que afectan la respuesta de la estructura en base a los espectros de aceleración vertical que se incorpora a la estructura mediante el espectro del sismo de entrada y el espectro de aceleración vertical de salida en el nivel de techo, se generaron las funciones de transferencia para cada uno de los edificios analizados,

utilizando el registro de Cape Mendocino, tal como presenta la Fig. 12.

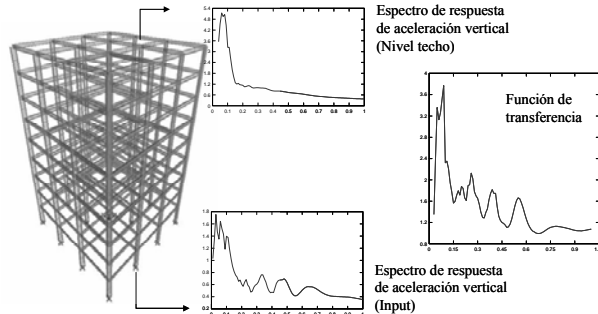


Fig. 12. Procedimiento para obtener la función de transferencia.

Los resultados son mostrados en la Fig. 13, mediante la función de transferencia obtenida al dividir las ordenadas espectrales de la respuesta de aceleraciones verticales observadas en el nivel de techo entre las ordenadas del espectro de respuesta vertical del sismo de entrada.

Las amplitudes de amplificación de las aceleraciones verticales obtenidas para los edificios de tres, nueve y dieciocho pisos, muestran mayores niveles en estos dos últimos edificios donde, incluso, se observa que la amplificación se sucede para una ventana de períodos cortos más amplia que la que presenta el edificio de tres pisos. De esta manera, la mayor amplificación espectral para el edificio de tres pisos se da fundamentalmente en torno a un periodo de 0.05 seg y disminuye rápidamente para periodos mayores. En cambio, la función de transferencia para el edificio de nueve y dieciocho pisos se muestran muy parecidas, con una máxima amplificación alrededor de 0.10 seg y presentando picos menos pronunciados en torno a 0.26, 0.39 y 0.55 seg.

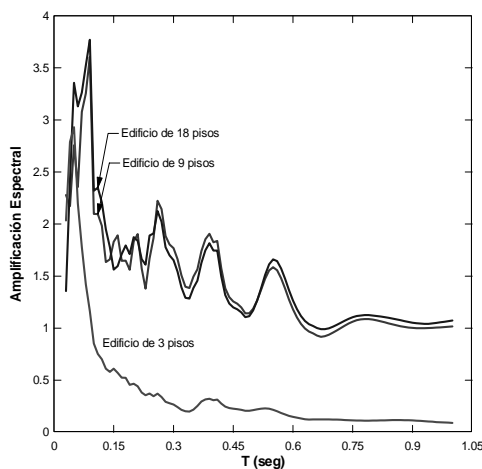


Fig. 13. Función de transferencia de aceleraciones espectrales verticales.

4.5 Relaciones de V/H

Para comparar las acciones previstas por la norma venezolana para la consideración de la componente vertical del sismo, se ha definido un parámetro mediante la siguiente relación:

$$\left(\frac{H + (2/3)H}{H} \right) \Rightarrow f_v = 1.67 \tag{1}$$

Este valor es comparado con los resultados obtenidos para los tres edificios, bajo la acción de la componente horizontal únicamente (H) y luego bajo la acción de la componente horizontal y vertical (H+V), actuando simultáneamente. La comparación se hace para la demanda de fuerza axial en columnas internas y externas.

Los resultados se dan en las Tablas 3, 4, y 5 en las cuales se representan los valores definidos por la demanda de (H+V)/H, de manera que puedan ser confrontados con el valor de 1.67 estipulado por la norma venezolana.

Tabla 3. Relación (V/H) de fuerza axial máxima para el edificio de tres pisos

Tres Pisos	Columna	Cape Mendocino (DE=8.5 km)	Loma Prieta (DE=11.2k m)	Mammoth Lakes (DE=19.7k m)	Palm Springs (DE=25.8k m)	Northridge (DE=37.8k m)
		(V+H)/H	(V+H)/H	(V+H)/H	(V+H)/H	(V+H)/H
N1	Externa	1,01	1,02	1,03	1,00	1,05
		NT	1,09	0,97	1,04	1,00
N1	Interna	1,72	1,00	1,00	1,00	1,16
		NT	1,59	1,00	1,00	1,00

Tabla 4. Relación (V/H) de fuerza axial máxima para el edificio de nueve pisos.

Nueve Pisos	Columnas	Cape Mendocino (DE=8.5 km)	Loma Prieta (DE=11.2km)	Mammoth Lakes (DE=19.7 km)	Palm Springs (DE=25.8k m)	Northridge (DE=37.8k m)
		(V+H)/H	(V+H)/H	(V+H)/H	(V+H)/H	(V+H)/H
N1	Externa	1,20	1,02	1,09	1,00	1,05
N3		1,21	1,02	1,08	1,00	1,04
N6		1,38	1,02	1,08	1,00	1,04
N9		1,42	0,99	1,07	1,00	1,05
N1	Interna	1,92	1,21	1,18	1,00	1,17
N3		2,21	1,27	1,24	1,00	1,18
N6		2,39	1,29	1,28	1,00	1,20
N9		2,20	1,23	1,21	1,00	1,17

Tabla 5. Relación (V/H) de fuerza axial máxima para el edificio de dieciocho pisos.

Dieciocho pisos	Columna	Cape Mendocino (De=8.5 km)	Prieta (DE=11.2 km)	Mammoth Lakes (DE=19.7 km)	Palm Springs (DE=25.8 km)	Northridge (DE=37.8 km)
		(V+H)/H	(V+H)/H	(V+H)/H	(V+H)/H	(V+H)/H
Externa	N1	1,12	1,00	1,02	1,01	1,04
	N6	1,20	1,05	1,02	1,03	1,04
	N12	1,26	1,09	1,02	1,04	1,03
	N18	1,10	1,04	1,03	1,02	1,04
Interna	N1	2,08	1,12	1,19	1,00	1,10
	N6	2,33	1,19	1,26	1,05	1,12
	N12	2,66	1,26	1,29	1,07	1,13
	N18	2,67	1,26	1,28	1,06	1,04

Se observa como las demandas de fuerza axial se ven incrementadas, fundamentalmente, en las columnas internas de los edificios, bajo la acción del registro con distancia epicentral más corta y mayores aceleraciones. Las acciones previstas por la norma para la consideración de la componente vertical, no alcanzan a estimar acertadamente las demandas que son impuestas a algunas columnas en las edificaciones, bajo la acción de fuertes sismos cercanos, como el caso del registro Cape Mendocino. Para los registros de Loma Prieta, Mammoth Lakes, Palm Springs y Northridge, las previsiones de la norma alcanzan a estimar las demandas de carga axial que impone la inclusión de la componente vertical en el análisis dinámico.

Asimismo se observa un incremento en la relación V/H que se alcanza en las demandas de los sismos, especialmente con el Cape Mendocino, en los niveles superiores de los edificios analizados.

Esto muestra que los efectos de la componente vertical dependen fundamentalmente de su cercanía, amplitudes de aceleración y de la relación V/H. Es importante observar que estas consideraciones se hacen para edificaciones sin irregularidades geométricas y de rigidez. Seguramente aquellas estructuras que tengan algún tipo de irregularidad geométrica en vertical y se encuentren situadas en sitios próximos a fuentes sísmicas importantes, pueden verse mayormente castigadas.

5 Conclusiones

La componente sísmica vertical tiene marcada influencia sobre la demanda de fuerza axial que experimentan las columnas interiores de los edificios analizados, incrementando sus amplitudes y la cantidad de ciclos de carga, que guardan fuertes similitudes con el

registro sísmico vertical. Este fenómeno no sucede en las columnas externas. Sus efectos dependen de la cercanía del evento, de la magnitud, de la amplitud de aceleraciones del evento sísmico y de la relación V/H.

Las amplitudes de desplazamientos y derivas laterales de piso no se ven alteradas por la presencia de la componente vertical, así como tampoco, las amplitudes de los niveles de aceleración horizontal.

El valor sugerido por la Norma venezolana referido a tomar un factor de 2/3 para las amplitudes de las acciones sísmicas en la dirección vertical respecto a la dirección horizontal, parece ser suficiente en varios casos, pero depende de la cercanía a la fuente sísmica y de la amplitud de aceleraciones de sus componentes. Para proveer un mayor margen de confiabilidad es aconsejable incluir en los análisis dinámicos, a la componente vertical cuando las edificaciones estén próximas a la fuente y que se analicen bajo comportamiento no lineal.

Debe considerarse para la construcción de la curva de capacidad, los incrementos de carga que puedan ser demandados por las vibraciones verticales. Un punto de partida puede ser la consideración de los valores normativos con su correspondiente signo.

Las demandas que pueden imponer sismos cercanos a estructuras que guarden algún tipo de irregularidad geométrica o de rigidez en vertical, pueden ser sustancialmente diferentes a los que se reflejan en los análisis sobre las estructuras regulares, como las estudiadas en este trabajo.

Referencias

- ATC, 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete building, Technical report, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Bozorgnia Y, Campbell K y Niazi M, 2000, Observed spectral characteristics of vertical ground motion recorded during worldwide earthquake from 1957 to 1995, XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda, Paper No, 2671.
- Elnashai A y Papazoglou J 1997, Procedures and spectra for the analysis of RC structures subjected to strong vertical earthquake loads, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 121-155.
- FEMA 273, 1996, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, DC.
- IP3-Software, IP3 Edificios Análisis y Diseño V7.20, Caracas, Venezuela.
- Newmark N, 1973, A study of vertical and horizontal spectra, Report WASH-1255, Washington, D.C. U.S. Atomic Energy Commission, Directorate of Licensing.
- Norma COVENIN 1756-2001, Edificaciones Sismorresistentes, Fondonorma, Caracas, Venezuela.
- Norma COVENIN 1618-98, Estructuras de acero, Método de los Estados Límites, Fondonorma, Caracas, Venezuela.

Perea T y Esteva L, 2005, Componente vertical de registros sísmicos en México y su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 72, pp. 45-79.

SAP2000, 2002, Linear and nonlinear static and dynamics analysis and design of three-dimensional structures, Versión 8.2.3, Computers and Structures, INC, Berkeley, California, USA.