

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL HASTA COLAPSO DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA

Martín Domizio^{a,b}, Daniel Ambrosini^{a,b}, y Oscar Curadelli^{a,b}

^a*Maestría en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo Centro Universitario - Parque Gral. San Martín - 5500 Mendoza, mndomizio@conicet.gov.ar*

<http://fing.uncu.edu.ar/academico/posgrados/estructural/maestria-en-ingenieria-estructural>

^bCONICET

Palabras Claves: Análisis dinámico no lineal, Colapso, Efecto P-Delta, Ensayo experimental, Mesa vibratoria, Calibración de modelos

Resumen. El análisis numérico no lineal hasta colapso de estructuras civiles presenta varias dificultades, aún para materiales bien caracterizados mecánicamente, tal como el acero. Inclusive en el caso del acero, dónde la ecuación constitutiva no lineal es de las más sencillas y conocidas, en muchos casos se encuentran grandes diferencias cuando se compara el análisis numérico con resultados experimentales. Se presentan en el siguiente trabajo los resultados obtenidos de un análisis numérico-experimental realizado sobre estructuras aporticadas de 1 vano. Las estructuras son sometidas en este análisis a acciones dinámicas que provocan su ingreso en rango no lineal y en algunos casos su colapso. Se emplean en el análisis varias acciones, que surgen de diferentes escalamientos de los registros de aceleraciones del sismo de Northridge y de un registro de aceleraciones creado con una señal senoidal modulada, en resonancia con la frecuencia fundamental de la estructura. El modelo experimental es ensayado en una mesa vibratoria. Se realizan además ensayos para caracterizar al material empleado, y definir así los parámetros utilizados luego en la simulación numérica. El modelo numérico se elabora teniendo en cuenta no linealidades geométricas y del material. Se realiza finalmente una comparación entre los resultados experimentales y numéricos obteniendo, a través de la calibración, guías de modelación del fenómeno en estudio.

1 INTRODUCCION

Prevenir el colapso para preservar la vida de los ocupantes de una estructura es uno de los objetivos de la ingeniería estructural. Es por ello que conocer el margen de seguridad que existe frente a la posibilidad de colapso es importante tanto para el diseño de nuevas estructuras como para la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes.

El colapso se puede definir como la pérdida de la capacidad para resistir cargas verticales por parte de la estructura. En la práctica se han observado colapsos verticales directos y colapsos con grandes desplazamientos laterales. El primer tipo de colapso se da cuando uno o varios elementos estructurales pierden su capacidad portante de forma repentina, mientras que el segundo tipo se observa cuando se alcanza la inestabilidad dinámica con grandes desplazamientos y distorsiones entre pisos.

La acción gravitatoria produce una amplificación de las deformaciones cuando existen simultáneamente desplazamientos horizontales. Este proceso es conocido como efecto P-Delta, y es despreciable en general cuando las estructuras permanecen en rango elástico, pero puede llevar a la estructura a un estado de inestabilidad si esta ingresa en el rango de las deformaciones plásticas. Si la estructura es flexible el efecto puede aumentar notablemente los desplazamientos laterales aun cuando la misma se encuentra en rango elástico.

En la actualidad existen diversos métodos para evaluar la capacidad de las estructuras frente al colapso producido por acciones sísmicas. [Villaverde \(2007\)](#) realiza una completa revisión de estos métodos, y concluye que el análisis dinámico no lineal de la estructura completa, modelada en elementos finitos, es en la actualidad el método más confiable para evaluar el colapso. Sin embargo este método presenta el inconveniente de ser costoso computacionalmente. El autor también indica que al momento de realizar el análisis se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones: el modelo debe resolver la ecuación de movimiento sobre la configuración deformada, se deben usar para el cálculo elementos que sean compatibles con las grandes deformaciones, la malla debe ser lo suficientemente fina como para reproducir fielmente la propagación de las zonas plastificadas, y finalmente se deben realizar simulaciones con registros de varios sismos para obtener información significativa acerca del colapso estructural.

A nivel numérico y analítico, la inestabilidad dinámica bajo acción sísmica ha sido estudiada por varios autores ([Bernal, 1992, 1998](#); [Hjelmstad y Williamson, 1998](#); [Adam and Jäger, 2012](#)). [Adam y Jäger \(2011\)](#) proponen evaluar la vulnerabilidad de la estructura con el signo de la pendiente post-fluencia observada en un análisis estático no lineal. Los autores definen también un espectro de capacidad de colapso que permite estimar que intensidad de sismo produce el colapso de una estructura con un periodo fundamental y una rigidez post-fluencia determinados. El método presenta las restricciones de que la estructura debe ser regular, para ser bien representada por la estructura de un grado de libertad equivalente, y no debe presentar degradación de resistencia o rigidez.

[Williamson \(2003\)](#) analiza el efecto de la degradación y el daño, incorporándolos en los modelos histeréticos de estructuras de un grado de libertad. Este daño es función de la deformación máxima sufrida por la estructura, y de la energía disipada en forma plástica en la misma. El autor concluye que el efecto P-Delta, el daño con degradación de resistencia y

rigidez, y las propiedades del sismo son factores influyentes al momento de evaluar el colapso.

Miranda y Akkar (2003) estudian la inestabilidad en sistemas de un grado de libertad, con comportamiento histerético bilineal y pendiente negativa en la rama que sigue a la plastificación. Realizan análisis dinámicos no lineales hasta colapso, sobre estructuras con diversos periodos fundamentales y varias pendientes de post-fluencia negativas. Encuentran finalmente que la inestabilidad se produce para sismos de menor intensidad a medida que aumenta la pendiente negativa post-fluencia y a medida que disminuye el periodo de la estructura.

El colapso de estructuras inducido por sismos ha sido estudiado en menor medida a nivel experimental (Kanvinde, 2003; Wu y Loh, 2006; Xuewei et al., 2008; Yamada et al., 2008). Vian y Bruneau (2003) realizan ensayos experimentales sobre varias estructuras de un grado de libertad sometidas a acciones sísmicas que se incrementan hasta llevarlas a colapso. Las estructuras ensayadas poseen distintas esbelteces y masas, y no presentan degradación. De los ensayos se concluye que el tradicional factor de estabilidad (una medida de la importancia del efecto P-Delta) marca que estructuras son más vulnerables al colapso. Se observa de esta serie de ensayos que a medida que el efecto P-Delta es más importante el colapso se produce con desplazamientos, aceleraciones e incursiones en rango plástico menores.

Lignos y Krawinkler (2011) realizan un análisis experimental y analítico sobre dos estructuras de 4 niveles, sometida a acciones sísmicas que inducen el colapso en las mismas. Las deformaciones plásticas de la estructura se concentran en rótulas especialmente diseñadas y caracterizadas a partir de ensayos cíclicos. De los resultados obtenidos se concluye que el efecto P-Delta y la degradación en las zonas plastificadas son los factores que definen el comportamiento de la estructura en la proximidad del colapso.

Lignos et al. (2012) realizan un estudio sobre los modelos analíticos empleados para reproducir el ensayo en escala real de una estructura metálica aporticada de 4 pisos. El ensayo se realizó en el E-Defense de Japón en 2007, y se abrió luego un concurso para evaluar las respuestas de los diversos modelos analíticos. Estas respuestas fueron ordenadas de acuerdo a la proximidad a la respuesta real de la estructura. De este ordenamiento se dedujo nuevamente que para obtener respuestas confiables se debe tener en cuenta explícitamente el efecto P-Delta y la degradación de resistencia y rigidez de los elementos estructurales. También mostró ser más efectivo considerar amortiguamiento de Rayleigh en lugar de tener en cuenta un amortiguamiento proporcional a la rigidez.

El objetivo del presente trabajo es evaluar la efectividad de una modelación numérica al momento de reproducir el colapso experimental de una estructura de un grado de libertad sin degradación de resistencia ni rigidez. Se intenta también determinar que parámetros de la modelación numérica son los más influyentes para el fin antes mencionado. Para ello se realizan 8 ensayos experimentales de estructuras aporticadas sobre una mesa vibratoria. En el trabajo se presenta una breve descripción de las acciones empleadas, de los ensayos adicionales realizados, de los modelos experimentales y numéricos, se presenta la calibración del modelo numérico y se comparan los resultados de ambos tipos de modelos.

2 MODELO EXPERIMENTAL

Los 8 ensayos experimentales analizados en este trabajo surgen de aplicar dos tipos de acciones dinámicas (una señal artificial y un registro sísmico) con diferentes escalamientos, sobre dos estructuras tipo. En la [Tabla 1](#) se muestra un resumen de los casos analizados.

Ensayo	Estructura Tipo	Acción	Factor de Escala
1	A	Senoidal Modulada	0,100
2	A	Senoidal Modulada	1,000
3	A	Senoidal Modulada	1,500
4	A	Sismo de Northridge (1994)	1,000
5	B	Senoidal Modulada	0,025
6	B	Senoidal Modulada	1,000
7	B	Sismo de Northridge (1994)	0,100
8	B	Sismo de Northridge (1994)	1,000

Tabla 1: Resumen de ensayos realizados.

Las dos estructuras tipo analizadas en este trabajo son pórticos de un vano. Las características de las mismas se resumen en la [Tabla 2](#). Estas características permiten observar la respuesta en estructuras con similares propiedades dinámicas pero con diferente influencia del efecto P-Delta. La influencia de este efecto es mayor en cuanto es mayor el factor de estabilidad de la estructura. Tradicionalmente este factor se define de acuerdo a la ecuación (1).

$$\theta = \frac{P}{K_0 \cdot L} \quad (1)$$

donde θ es el factor de estabilidad, P es la carga axial sobre las columnas, K_0 su rigidez elástica inicial a flexión y L la altura de las mismas.

La acción sísmica empleada es la registrada en la estación Newhall durante el sismo de Northridge de 1994. Este es un sismo de falla cercana, con una duración efectiva de 5,5 segundos. El contenido en frecuencia del registro sísmico muestra amplitudes máximas próximas en frecuencias cercanas a la del modo fundamental de la estructura.

Por otra parte, la señal artificial se elabora a partir de una señal senoidal modulada en amplitud al inicio y al final de la misma. La frecuencia de la señal senoidal se elige para que coincida con la del primer modo de la estructura y produzca grandes sollicitaciones en la misma.

Los registros de aceleraciones y amplitud de la transformada de Fourier de las dos acciones dinámicas se muestran en la [Figura 1](#) y en la [Figura 2](#) respectivamente.

En ambas estructuras las columnas se materializan con planchuelas de 1"x1/8 y el dintel con un caño estructural de 4x6cm relleno con plomo para alcanzar los valores de masas indicados. Esto da como resultado una gran diferencia entre las rigideces flexionales de los dos elementos estructurales, restringiendo el giro de los extremos de columnas y permitiendo únicamente la deflexión lateral de las mismas. El vínculo entre la mesa y la estructura se

realiza con el mismo tipo de planchuela que se emplea en la columna del pórtico. En la [Figura 3](#) se muestra un esquema de las estructuras ensayadas, y en la [Figura 4](#) se observa una foto de los dos modelos experimentales.

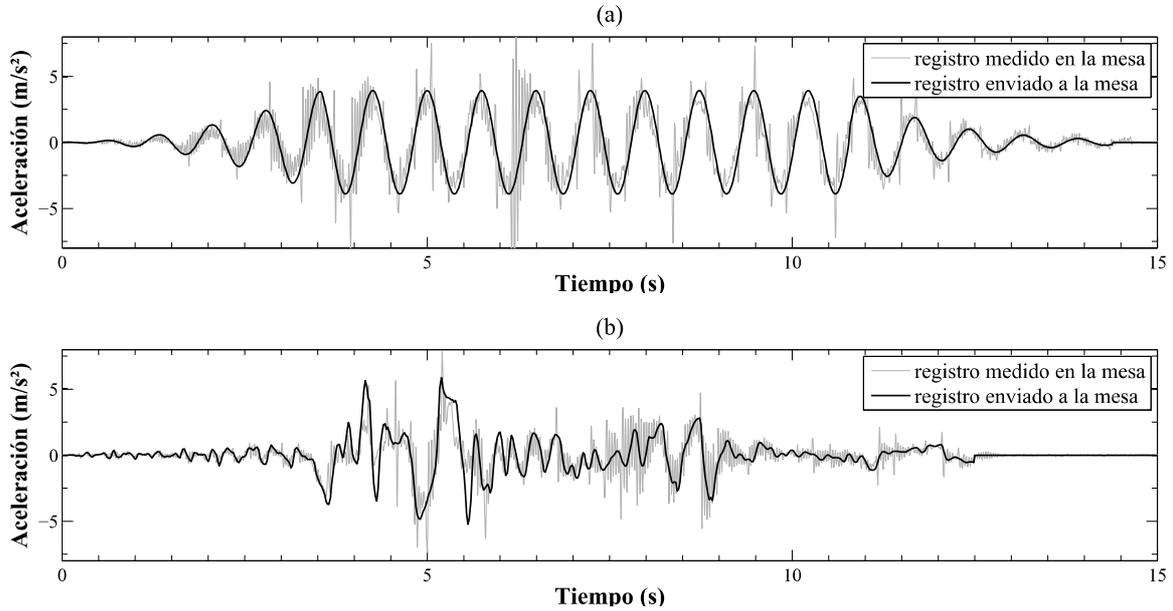


Figura 1: Registros de aceleraciones: a) señal senoidal b) Northridge 1994.

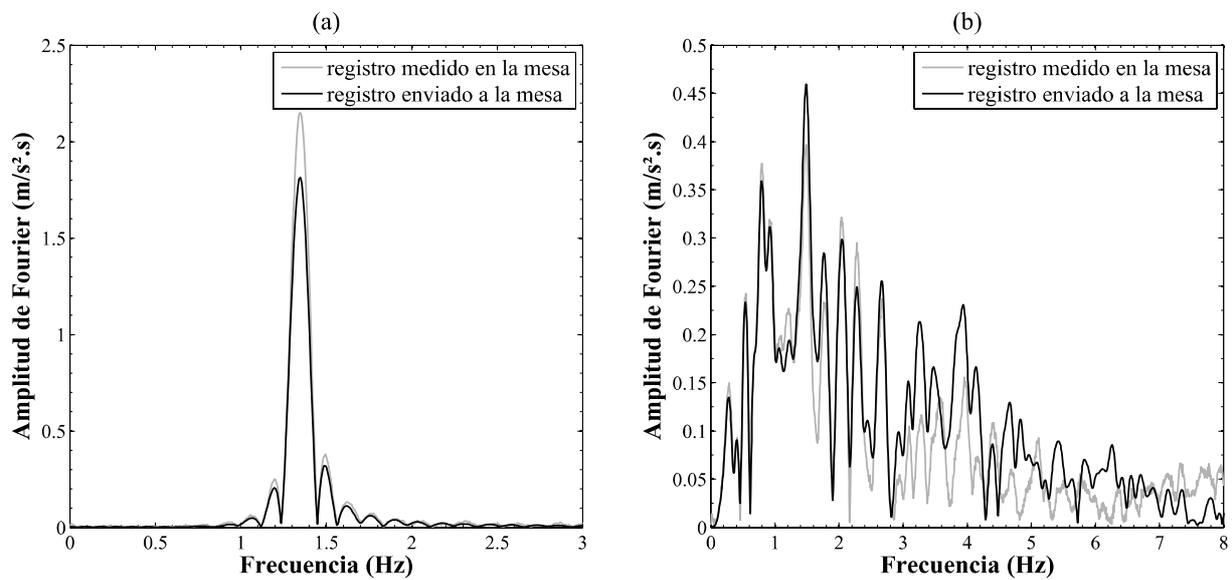


Figura 2: Contenido en frecuencia: a) señal senoidal b) Northridge 1994.

Estructura Tipo	Altura de columna (m)	Masa del dintel (kg)	Frecuencia modo fundamental (Hz)	Rigidez lateral (N/m)	Factor de estabilidad (adim.)
A	0,65	12,9	1,34	914	0,21
B	0,52	25,4	1,36	1855	0,26

Tabla 2: Resumen de propiedades de estructuras analizadas.

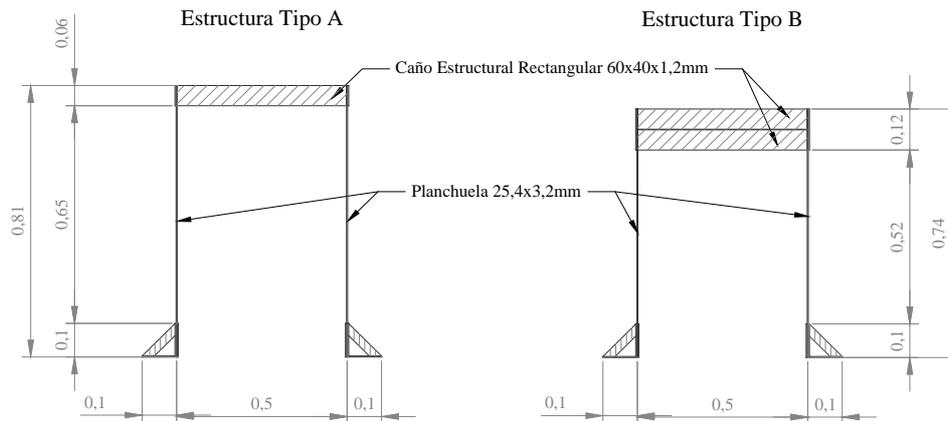


Figura 3: Geometría de las estructuras ensayadas.

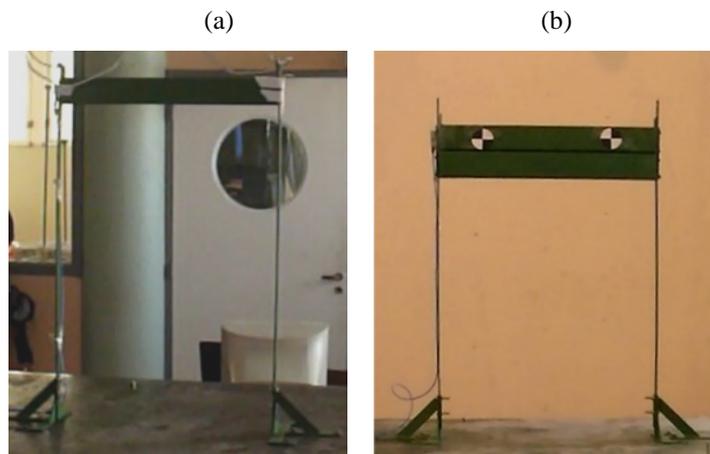


Figura 4: Modelos experimentales: a) estructura tipo A b) estructura tipo B

Los ensayos se realizan en una mesa vibratoria de 6 grados de libertad. Los parámetros medidos en los distintos ensayos son las aceleraciones en la base y en el dintel de la estructura. Estas variables son medidas con acelerómetros piezoeléctricos, con una resolución de 600mV/g, y una aceleración máxima de 3g.

A través de los diversos ensayos, se realizan cambios solamente de las columnas, manteniendo la masa y los soportes en todos los casos estudiados.

3 MODELO NUMÉRICO

Las estructuras analizadas en forma experimental en este trabajo son modeladas numéricamente con el software **ANSYS**. El modelo completo se representa con elementos finitos de placa del tipo SHELL181, con una malla de cuadrados de 6,125mm de lado.

El modelo de material se define como acero con endurecimiento cinemático y una relación tensión-deformación bilineal. Los valores utilizados del módulo de elasticidad y de la tensión de fluencia del acero son obtenidos de los ensayos adicionales explicados más adelante. La rigidez post-fluencia se define a partir de una calibración detallada posteriormente.

El amortiguamiento asignado al modelo es proporcional a la rigidez, y definido para el primer modo de vibración de la estructura. El valor empleado es 0,78% que es el obtenido a partir de los ensayos de oscilaciones libres de la estructura.

En el modelo numérico se tienen en cuenta además de la no-linealidad del material y la no-linealidad geométrica proveniente de los grandes desplazamientos que sufre la estructura.

Las acciones empleadas en los modelos numéricos son las aceleraciones registradas en la mesa vibratoria durante cada uno de los ensayos, que difieren ligeramente de los registros enviados a la misma como se puede ver en la [Figura 1](#) y en la [Figura 2](#).

4 ENSAYOS ADICIONALES

Con el fin de caracterizar el material empleado, se realizan ensayos adicionales que permiten conocer el módulo de elasticidad y la tensión de fluencia.

El módulo de elasticidad se calcula a partir de una serie de ensayos de vibración libre de una barra de longitud y masa conocida, empotrada en un extremo y libre en el otro. Con un sensor de desplazamiento láser se miden los desplazamientos en el extremo libre y se determina la frecuencia del primer modo. Se calcula luego el módulo de elasticidad con la ecuación (2), obtenida a partir la expresión de la frecuencia del primer modo de la barra (Clough y Penzien 2003).

$$E = \omega^2 \cdot \frac{m \cdot L^4}{I} \cdot \frac{1}{1,875^4} \quad (2)$$

donde E es el módulo de elasticidad, m es la masa distribuida de la planchuela, L es su longitud, I el momento de inercia de la sección y ω es la frecuencia medida del primer modo de vibración. Los resultados para varias longitudes se muestran en la [Tabla 3](#).

Para conocer la tensión de fluencia del acero utilizado, se realizan ensayos a tracción de tres probetas de 30 cm. Los resultados en términos de fuerza y desplazamiento se muestran en la [Figura 5](#). Se observa en la figura un escalón de fluencia a una fuerza de 29kN, que para la sección nominal de la planchuela da una tensión de fluencia de 360MPa.

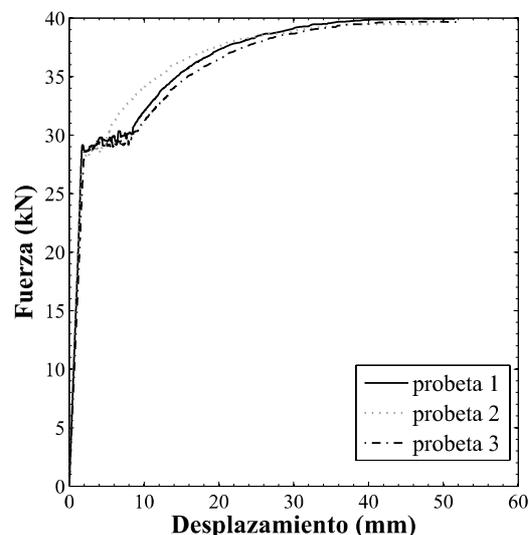


Figura 5: Resultados de ensayos a tracción.

Longitud libre (m)	Frecuencia medida (Hz)	Módulo de elasticidad (GPa)
0,931	3,07	211
0,991	2,69	208
1,048	2,41	208
1,101	2,17	206
1,186	1,88	208

Tabla 3: Resultados de ensayo de vibraciones libres para determinar el módulo de elasticidad.

Se realizan además ensayos de vibraciones libres de forma previa y posterior a cada uno de los ensayos de vibraciones forzadas. Con esto se determina el amortiguamiento de la estructura y se verifica la frecuencia de su modo fundamental. Como ejemplo se muestra en la [Figura 6](#) los resultados en aceleraciones de los ensayos de vibraciones libres previo y posterior al ensayo 8 definido en la [Tabla 1](#). En ambos ensayos de vibraciones libres se tiene la misma frecuencia y el mismo amortiguamiento, sin observar degradación en la rigidez de la estructura a pesar de presentar deformaciones remanentes.

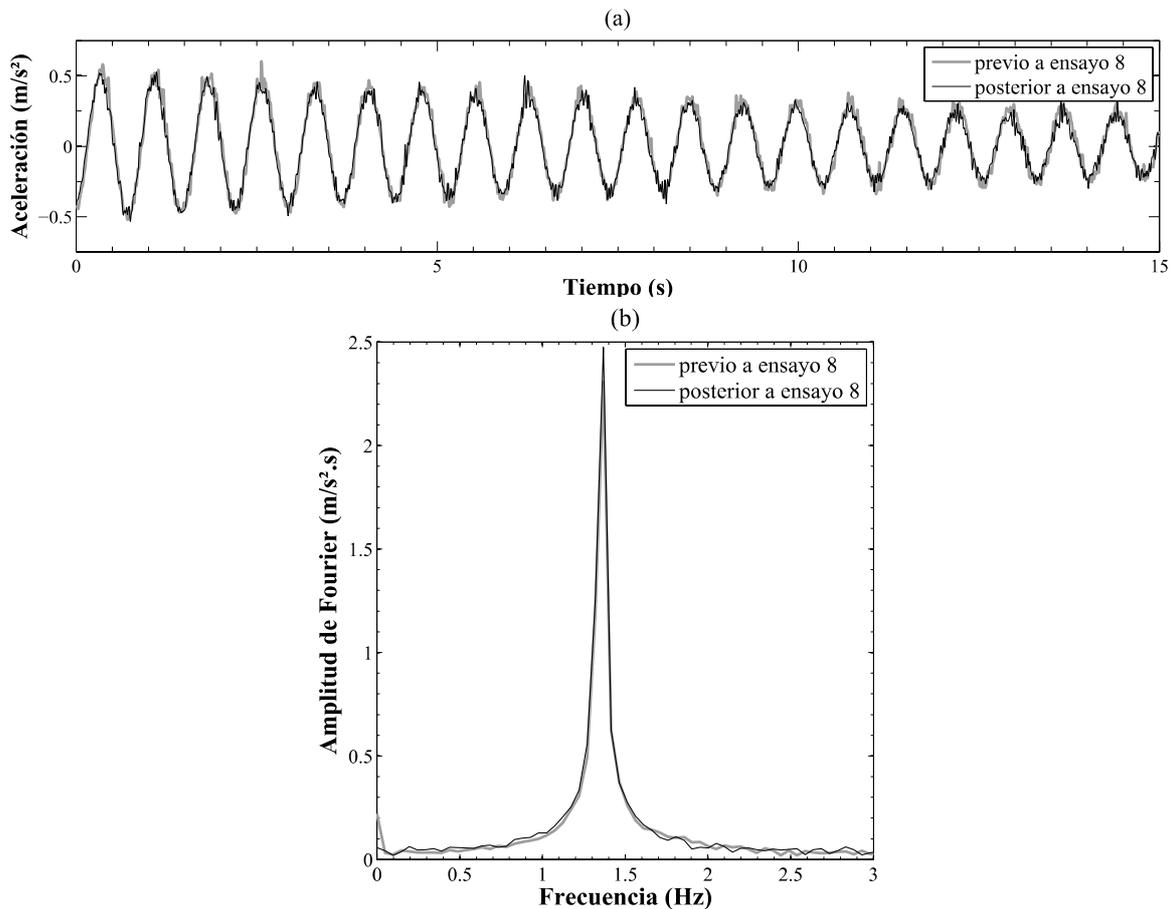


Figura 6: Aceleraciones medidas en ensayos libre previo y posterior al ensayo 8: a) historia en el tiempo b) contenido en frecuencia.

En los modelos numéricos la rigidez post-fluencia se define como un porcentaje α respecto de la rigidez que posee el acero en su rango elástico inicial. Finalmente para la calibración del

parámetro se compara la respuesta experimental con la de 15 modelos numéricos, donde α varía del 0 al 14%.

En la **Figura 7** se observa la variación de la respuesta en el tiempo para tres de los modelos empleados en la calibración. El momento en el que se produce el colapso muestra ser altamente dependiente del parámetro analizado.

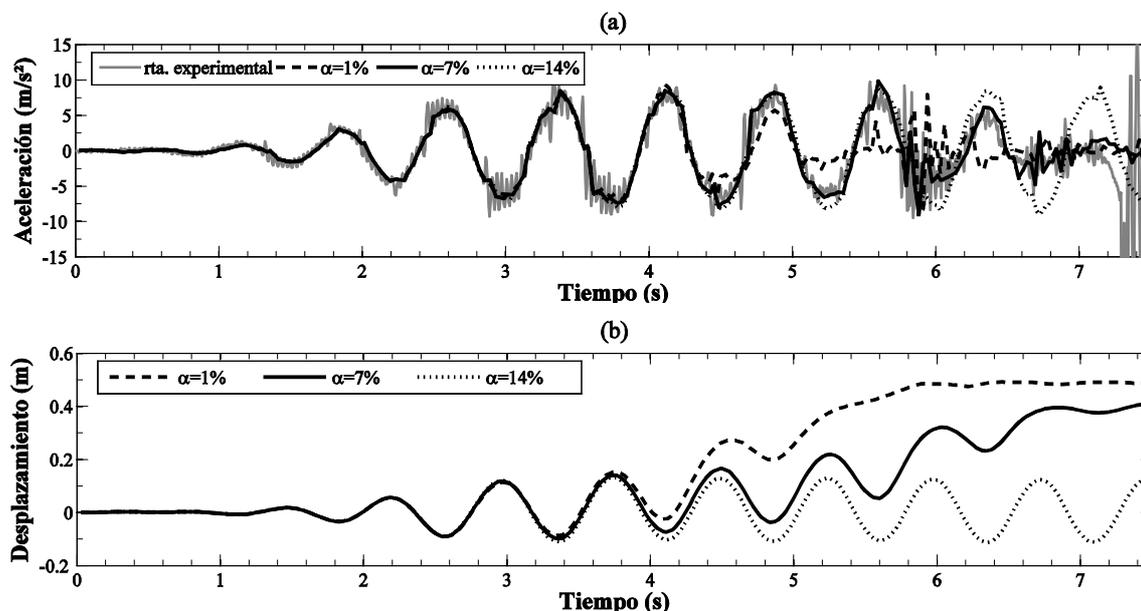


Figura 7: Respuesta en el tiempo frente a variación de rigidez post-fluencia: a) Aceleración b) Desplazamiento.

En la **Figura 8** se grafica la respuesta en términos de la raíz cuadrada del valor cuadrático medio (RMS) al cabo de los primeros 7,5 segundos de registro. Se observa en la figura que los valores RMS de la respuesta se estabilizan a partir de que α toma el valor del 11%, que es la rigidez post-fluencia para la cual la estructura ya no colapsa.

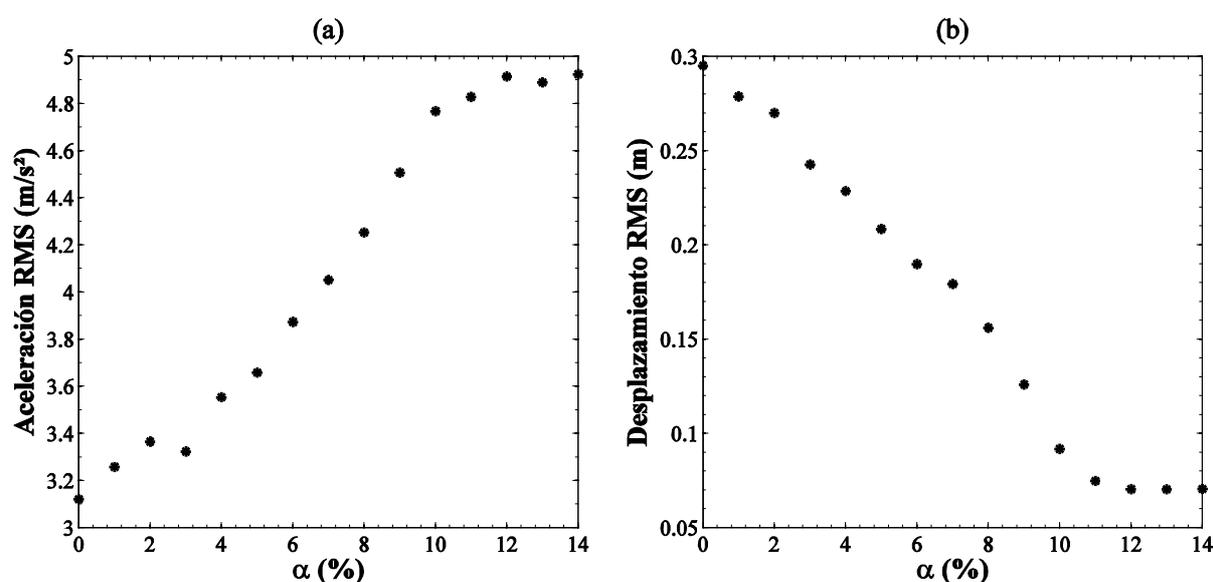


Figura 8: Respuesta RMS frente a variación de rigidez post-fluencia: a) Aceleración b) Desplazamiento

Con base en la semejanza de las respuestas en el tiempo, y en que el registro experimental tiene un valor de aceleración RMS de $4,05\text{m/s}^2$, se adopta como valor para la rigidez post fluencia para el acero un 7,5% de la rigidez elástica inicial, lo que equivale $13,5\text{GPa}$.

5 COMPARACIÓN ENTRE RESULTADOS NUMÉRICOS Y EXPERIMENTALES

Los registros de aceleraciones relativas en el dintel de los modelos numéricos y su comparación con las aceleraciones registradas durante los ensayos experimentales se muestran desde la [Figura 9](#) hasta la [Figura 16](#).

A nivel experimental el colapso se observó en el ensayo 6, y la estructura presentó deformaciones permanentes posteriores al ensayo 8, y en menor medida de forma posterior al ensayo 3. En el resto de los casos la estructura retoma su configuración inicial una vez terminado el ensayo. Se observa que ante iguales acciones, la estructura tipo B (empleada en los ensayos del 5 al 8) tiene mayores solicitaciones y se acerca más rápido a la inestabilidad dinámica que la estructura tipo A.

En los casos donde la excitación es la señal senoidal modulada aplicada sobre la estructura tipo A ([Figura 9](#) hasta [Figura 11](#)) se observan diferencias en el decaimiento final de la aceleración, siendo menor en el modelo numérico. Se ven además amplitudes menores en el resultado numérico cuando el factor de escala es 0,1 ([Figura 9](#)). Cuando la señal se aplica sobre la estructura tipo B con factor de escala 1 ([Figura 14](#)), el modelo numérico reproduce la señal registrada en el ensayo experimental hasta el momento del colapso. En la [Figura 17](#) se muestran las configuraciones finales de ambos modelos. Se observa que en la configuración final del modelo numérico, una vez ocurrido el colapso, las columnas tienen un radio de curvatura y una zona plastificada por flexión algo mayor que en el modelo experimental.

Cuando se emplea como acción el registro sísmico sobre la estructura tipo A ([Figura 12](#)), se observa una buena correlación del modelo numérico respecto del experimental al inicio, pero se produce un desfase en el tiempo entre las respuestas una vez que pasa el pulso de aceleración máxima del registro. Este efecto se observa también cuando el registro se emplea con factor de escala 1 sobre la estructura tipo B ([Figura 16](#)). En ambos casos los modelos numéricos muestran entrada en rango plástico.

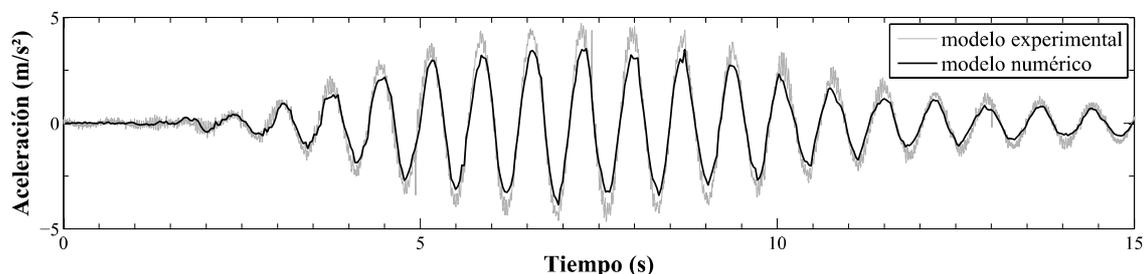


Figura 9: Respuesta en aceleración relativa del ensayo 1

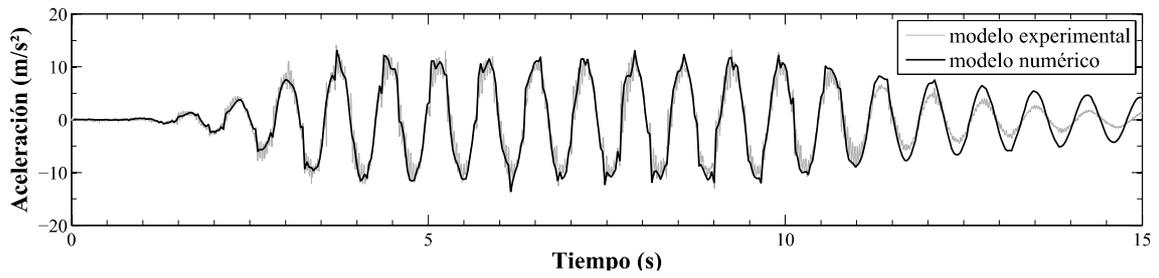


Figura 10: Respuesta en aceleración relativa del ensayo 2

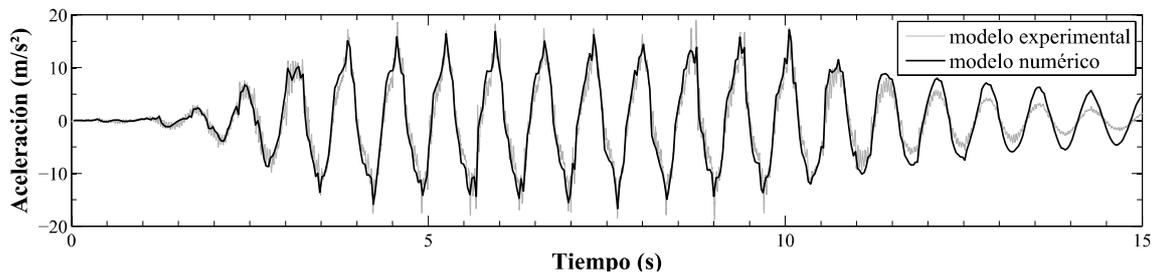


Figura 11: Respuesta en aceleración relativa del ensayo 3

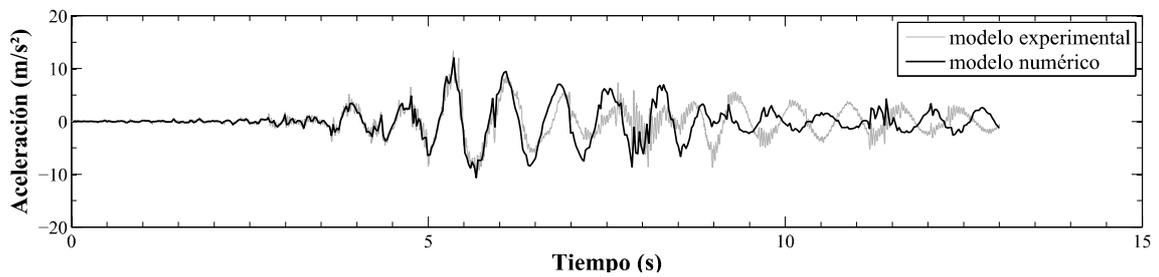


Figura 12: Respuesta en aceleración relativa del ensayo 4

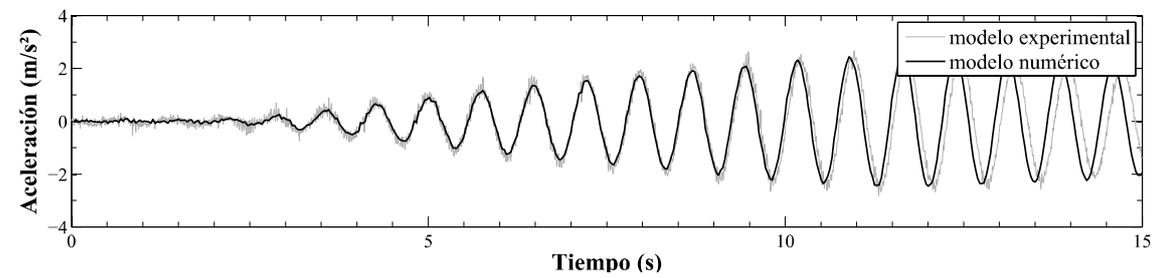


Figura 13: Respuesta en aceleración relativa del ensayo 5

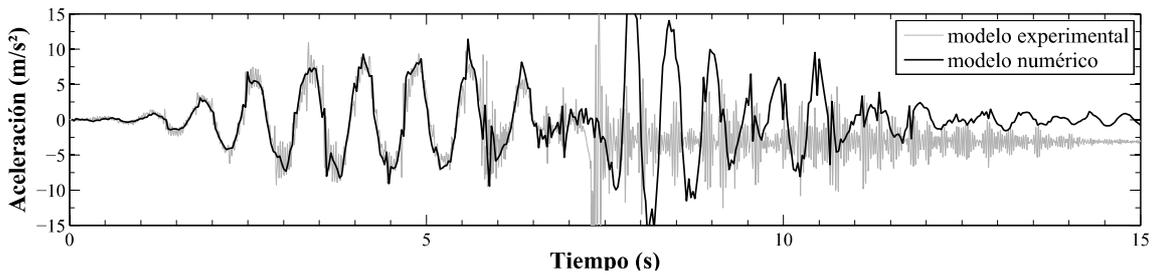


Figura 14: Respuesta en aceleración relativa del ensayo 6

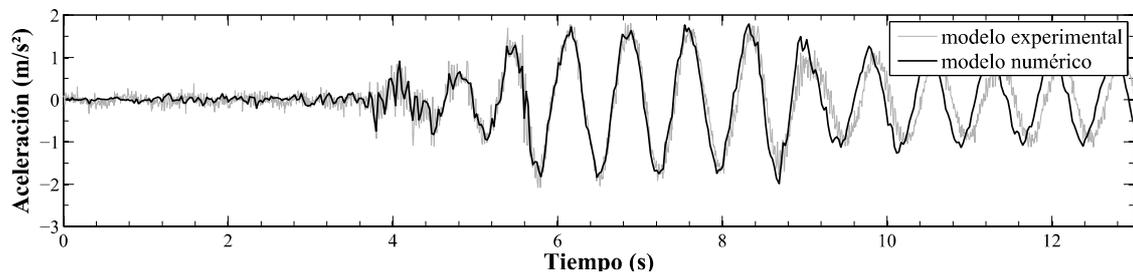


Figura 15: Respuesta en aceleración relativa del ensayo 7

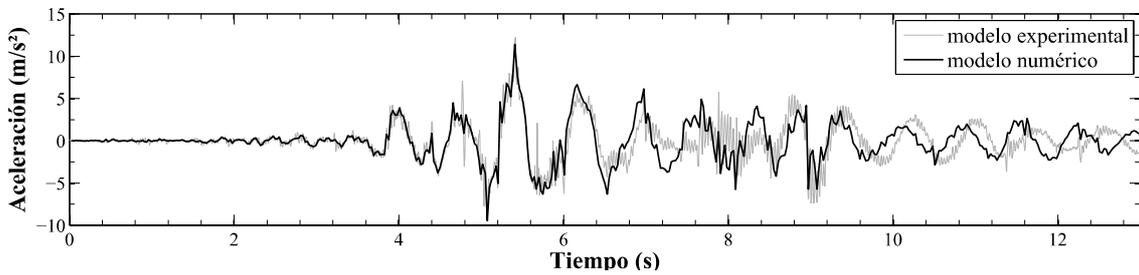


Figura 16: Respuesta en aceleración relativa del ensayo 8

(a)

(b)

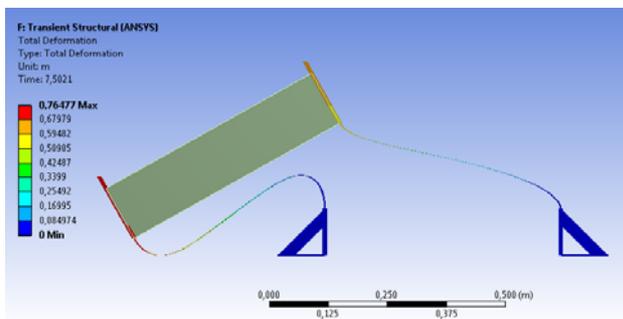


Figura 17: Configuración deformada final: a) modelo numérico b) modelo experimental

En la [Tabla 4](#) se muestra la comparación en términos de aceleraciones de las respuestas de los modelos numéricos y experimentales, mostrando una buena correlación entre los resultados de ambos modelos y confirmando las observaciones hechas sobre las figuras de los registros temporales.

Ensayo	Valor máximo (m/s ²)		
	numérico	experimental	dif. relativa
1	3,53	4,73	-25,41%
2	13,12	14,12	-7,10%
3	17,21	18,98	-9,30%
4	12,05	13,37	-9,89%
5	2,51	2,75	-8,83%
6	11,44	11,00	4,06%
7	1,79	1,80	-0,81%
8	11,40	12,21	-6,60%

Tabla 4: Comparación en aceleraciones de resultados numéricos y experimentales

6 CONCLUSIONES

A lo largo del presente trabajo se analiza en forma numérica y experimental la respuesta frente acciones dinámicas de estructuras aperticadas, en las que no se observa degradación de sus propiedades dinámicas. Los efectos de las acciones dinámicas muestran ser mayores en las estructuras donde es más influyente el efecto P-Delta, mostrando deformaciones permanentes mayores que en el caso de las otras estructuras, e incluso alcanzando el colapso.

De la comparación numérico-experimental se concluye que es posible modelar aceptablemente el comportamiento de la estructura con un modelo de elementos finitos que tiene en cuenta la no linealidad geométrica y del material.

El modelo de material, que es definido con endurecimiento cinemático y relación tensión deformación bilineal, se calibra con uno de los ensayos experimentales realizados. Se observa en esta calibración que la respuesta en las proximidades del colapso es altamente influenciada por los parámetros definidos en el modelo de material.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo económico de CONICET y SECTyP (Universidad Nacional de Cuyo).

REFERENCIAS

- Adam, C., Jäger, C., Seismic Induced Global Collapse of Non-deteriorating Frame Structures. *Computational Methods in Earthquake Engineering*, 21:21-40, 2011.
- Adam, C., Jäger, C., Dynamic Instabilities of Simple Inelastic Structures Subjected to Earthquake Excitation. *Advanced Dynamics and Model-Based Control of Structures and Machines*, 11-18, 2012.
- ANSYS User's Manual*, ANSYS Inc. PA, USA.
- Bernal, D., Instability of buildings subjected to earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 118:2239-2260, 1992.
- Bernal, D., Instability of buildings during seismic response. *Engineering Structures* 20:496-502, 1998.
- Clough, R.W., Penzien, J., *Dynamics of Structures*, 3rd Edition. Computers & Structures, Inc. Berkeley, USA, 2003.
- Hjelmstad, K., Williamson, E.B., Dynamic stability of structural systems subjected to base excitation. *Engineering structures*, 20: 425-432, 1998.
- Kanvinde, A., Methods to evaluate the dynamic stability of structures-shake table tests and nonlinear dynamic analyses. *EERI Paper Competition* 1-12, 2003.
- Lignos, D., Krawinkler, H., Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4-story steel moment frame. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40:807-825, 2011.
- Lignos, D.G., Hikino, T., Matsuoka, Y., Nakashima, M., Collapse Assessment of Steel Moment Frames based on E-Defense Full-Scale Shake Table Collapse Tests. *Journal of Structural Engineering*, 40:461, 2012..
- Miranda, E., Akkar, S., Dynamic instability of simple structural systems. *Journal of Structural Engineering*, 129: 1722-1727, 2003.
- Vian, D., Bruneau, M., Tests to structural collapse of single degree of freedom frames subjected to earthquake excitations. *Journal of Structural Engineering*, 129:1676-1686, 2003.
- Villaverde, R., Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 133:57,66, 2007.
- Williamson, E., Evaluation of damage and P- Δ effects for systems under earthquake excitation. *Journal of Structural Engineering* 1036-1047, 2003.
- Wu, C., Loh, C.-hsiung, Shake table tests on gravity load collapse of low-ductility RC frames under near-fault earthquake excitation. *Advances in Experimental Structural* 725-732, 2006.
- Xuwei, C., Xiaolei, H., Cheang, J., Shengyi, L., Guiniu, M., Dynamic inelastic numerical simulation for a shaking table test of a full scale steel moment frame structure based on OpenSEES, in: *Proceedings of 14WCEE*, Beijing, 2008.
- Yamada, S., Suita, K., Tada, M., Kasai, K., Collapse experiment on 4-story steel moment frame: Part 1 Outline of test results, in: *Proceedings of 14WCEE*, Beijing, 2008.