

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO SUJETAS A LA ACCIÓN SÍSMICA

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 Clave: Columnas; Hormigón; Sismo; Degradación, Análisis dinámico no-lineal; Modelación numérica; Calibración; Correlación.

Resumen. La modelación del comportamiento dinámico no lineal de estructuras sujetas a la acción sísmica es de gran importancia dentro del contexto de la ingeniería sismorresistente. Esta herramienta permite establecer el margen de seguridad frente al colapso estructural, así como estimar los distintos niveles de daño que puede inducir el movimiento sísmico en la estructura. Sin embargo, en el caso de estructuras de hormigón armado, la modelación numérica presenta dificultades debido al complejo comportamiento no lineal del material. El objetivo de este estudio es evaluar la capacidad de la modelación numérica mediante el método de elementos finitos para reproducir la respuesta experimental de estructuras de hormigón armado que sufren degradación de rigidez y resistencia bajo la acción sísmica. Como referencia se emplean los resultados experimentales de ensayos dinámicos de estructuras de hormigón armado realizados en mesa vibratoria. El modelo de elementos finitos está compuesto por elementos sólidos, utilizando un esquema explícito de integración en el tiempo. En el presente trabajo se presenta la calibración de los parámetros del modelo numérico que definen la respuesta estructural y se establece el grado de correlación numérico-experimental que es posible alcanzar.

1 INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de la ingeniería sismorresistente es el reducir la vulnerabilidad de las estructuras frente a la acción sísmica. Para alcanzar este objetivo es preciso establecer el margen de seguridad frente al colapso estructural, utilizando modelos que sean capaces de predecir el comportamiento no lineal de las estructuras de manera precisa y confiable. En el caso particular de estructuras de hormigón armado, la modelación del comportamiento no lineal presenta una complejidad elevada, siendo objeto de un área de investigación donde se realizan desarrollos e innovaciones constantemente.

Con el objetivo de modelar el comportamiento no lineal de estructuras de hormigón armado se han planteado múltiples enfoques que utilizan el método de elementos finitos. El uso de los modelos de plasticidad concentrada representa la manera más simple de reproducir este tipo de comportamiento no lineal. Estos modelos son computacionalmente eficientes y estables, siendo estudiados hasta el día de hoy por varios autores (Hatzigeorgiou y Liolios, 2010; Lepage et al., 2010; Babazadeh et al., 2016; Borghini et al., 2016; López-López et al., 2016; Shayanfar et al., 2016). Un modelo de plasticidad concentrada representado por una rotula plástica que tiene en cuenta la interacción entre el esfuerzo de corte, axial y flexión fue propuesto por (Xu y Zhang, 2012). Los autores demuestran que el modelo propuesto es capaz de reproducir la degradación, el ablandamiento y estricción de columnas de hormigón armado de columnas sujetas a la acción sísmica. Más allá de las ventajas de este tipo de modelación, es importante tener en cuenta que su uso puede ser limitado debido a que las simplificaciones adoptadas pueden no representar la realidad del problema que se busca reproducir.

Otro tipo de elementos, actualmente utilizados en la práctica y en la investigación, son aquellos que emplean un enfoque de plasticidad distribuida, como en el caso del uso de elementos de fibra. En estos modelos, las solicitaciones en la sección transversal se obtienen a partir de la integración de las tensiones de cada fibra. Las tensiones en las fibras se obtienen a su vez a partir de la relación constitutiva del material y de las hipótesis de deformación de la sección transversal. Al igual que los modelos de plasticidad concentrada, los modelos con elementos de fibra también son eficientes en términos de costo computacional, siendo al mismo tiempo capaces de resolver problemas más generales. Este enfoque de modelación es estudiado en la actualidad por varios autores (Ravi Mullanpudi y Ayoub, 2010; Li y Hatzigeorgiou, 2012; Nguyen, 2014; Arshian et al., 2016; Kashani et al., 2016; Li et al., 2016). Martinelli et al. (2013) estudiaron la capacidad de los elementos de fibra para reproducir la respuesta experimental de un tabique de hormigón armado de 5 pisos, el cuál fue ensayado en mesa vibratoria. Los autores proponen el uso de un elemento basado en desplazamiento que tiene en cuenta la interacción entre la flexión y el corte, mostrando una buena correlación con la respuesta experimental. El elemento de fibra propuesto por Silva Lobo y Almeida (2015) tiene en cuenta la posibilidad de deslizamiento del acero de refuerzo respecto del hormigón. Este elemento de fibra basado en fuerzas demostró ser capaz de reproducir de manera precisa el comportamiento experimental frente a cargas cíclicas de un conjunto viga-columna con longitud reducida de anclaje en el acero de refuerzo. El uso de estos modelos de plasticidad distribuida está limitado a aquellos casos donde se puede verificar la deformación de la sección transversal y donde los elementos pueden ser representados por su eje longitudinal.

Los estados triaxiales de tensión y deformación en estructuras de hormigón armado causados por la acción sísmica se pueden obtener directamente a partir de modelos de elementos finitos sólidos, en función de las leyes constitutivas no-lineales adoptadas para representar al material. Debido a esto, el uso de elementos finitos sólidos representa el método

más general y directo para simular el comportamiento dinámica de las estructuras. Cabe mencionar que para representar correctamente el comportamiento no lineal de las estructuras es preciso utilizar una cantidad relativamente grande de elementos, lo que conlleva un elevado costo computacional. Por otro lado, el intento de simular la respuesta dinámica de estructuras de hormigón armado puede acarrear problemas de convergencia. Esto se debe al comportamiento dinámico fuertemente no lineal que experimentan las estructuras que sufren degradación de resistencia y rigidez bajo la acción sísmica. Debido a esto, para simular la respuesta de hormigón armado se adoptó un esquema de integración explícita, sobre un modelo de elementos finitos desarrollado con el software LS-DYNA (Hallquist, 2006). Existen numerosos antecedentes previos en el uso de este tipo de modelos para estudiar el comportamiento de estructuras de hormigón armado bajo el efecto de cargas explosivas (Bao y Li, 2010; Tai et al., 2011; Zhao et al., 2012; Chen et al., 2015; Yao et al., 2016) y de impacto (Huang y Wu, 2009; Sadiq et al., 2014; Thai y Kim, 2014; Orbovic et al., 2015; Lee y Kim, 2016), pero es menos común su empleo en el caso de análisis bajo cargas sísmicas.

Independientemente de la metodología de modelación empleada, para obtener predicciones confiables acerca de la respuesta dinámica no lineal de estructuras de hormigón armado es necesario calibrar y validar previamente los modelos numéricos con resultados experimentales. El aporte del siguiente trabajo consiste en cuantificar el grado de correlación numérico experimental que puede ser alcanzado usando un modelo de elementos finitos sólidos para reproducir el daño de estructuras de hormigón armado bajo el efecto de la acción sísmica. Un segundo objetivo es el de obtener guías de modelación para este fenómeno, las cuáles pueden ser utilizadas por otros investigadores o ingenieros. Se empleó como referencia la respuesta experimental de un pórtico de hormigón armado ensayado por Elwood y Moehle (2003) en la mesa vibratoria del Laboratorio de Simulación Sísmica de la Universidad de California, Berkeley (Estados Unidos). Se utilizó en este estudio un modelo de material capaz de reproducir el daño del hormigón tanto en tracción como en compresión, mediante el uso de la superficie de falla propuesta por Ottosen (1977). En este trabajo se calibraron dos parámetros que definen su comportamiento: el primero de ellos es la apertura de la fisura que hace disminuir a cero la tensión normal a la superficie fisurada; y el segundo es el valor de límite de erosión, a partir del cual los elementos son eliminados del modelo numérico, evaluando en este caso dos criterios de erosión basados en deformaciones. Durante la calibración se analizó la sensibilidad en la respuesta del modelo numérico frente a la variación en los parámetros, y se estableció el grado de similitud a la respuesta experimental que puede ser alcanzado por la modelación numérica empleada.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Elwood y Moehle (2003, 2008) realizaron una serie de ensayos dinámicos para estudiar el comportamiento de un pórtico de hormigón armado con una columna con un bajo refuerzo transversal. Estas columnas son vulnerables a una falla por corte, y están aún presentes en estructuras diseñadas con códigos previos al año 1970. Estos ensayos experimentales fueron realizados en la mesa vibratoria de Centro de Investigación de Ingeniería Sismorresistente de la Universidad de California, Berkeley, simulando el efecto de la acción sísmica horizontal en la dirección contenida en el plano del pórtico. Los pórticos ensayados poseían tres columnas, con un refuerzo con barras de acero dispuestas de acuerdo a lo presentado en la Figura 1.

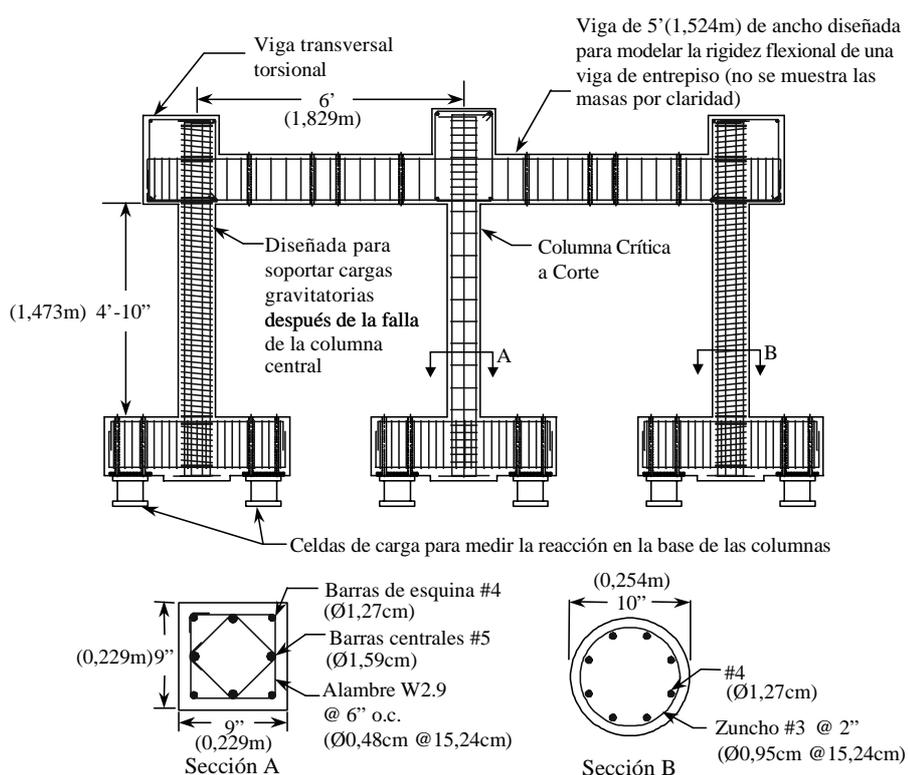


Figura 1: Disposición de armaduras del modelo experimental (Elwood y Moehle, 2003).

La columna central del pórtico posee un débil refuerzo transversal que consiste en estribos de 4,9mm de diámetro ubicados cada 152mm. Por su parte, las columnas exteriores fueron diseñadas para soportar la redistribución del esfuerzo axial y del corte ocasionado por la degradación en la columna central. Estas columnas poseían una sección circular y un refuerzo transversal en espiral con 5,08cm de paso y barras de acero de 9,5mm de diámetro, lo cual permitió desarrollar un comportamiento dúctil. Por otro lado, las vigas que conectan a las tres columnas y sus respectivas fundaciones fueron diseñadas por capacidad. Para alcanzar valores de carga axial representativos de columnas reales de un edificio de 7 pisos se añadieron barras de plomo suplementarias sobre las vigas, alcanzando el modelo una masa total 31.000 kg. Se construyeron dos especímenes iguales, y durante el ensayo se aplicó en el segundo espécimen una carga axial extra en la columna central mediante actuadores neumáticos. En el primer espécimen la carga axial en la columna central representaba un 10% de su capacidad máxima, mientras que en el segundo representaba un 24%. En este trabajo se utilizó la respuesta dinámica del primer espécimen como referencia en la calibración del modelo numérico.

Para determinar las propiedades de los materiales utilizados en la construcción de los especímenes se realizó una serie de ensayos. En la Tabla 1 se resumen los resultados de las probetas cilíndricas de hormigón representativas del espécimen 1, y los resultados de los ensayos realizados sobre las barras de acero utilizadas como refuerzo se resumen en la Tabla 2.

Elemento Estructural	Edad (días)	Resistencia a Compresión (MPa)		Resistencia a tracción (MPa)	
		Valor Medio	Desviación Estándar	Valor Medio	Desviación Estándar
Vigas y Columnas	165	24.54	0.52	2.48	0.36
Fundaciones	221	22.34	0.77	2.32	0.19

Tabla 1: Resultados de ensayos de probetas de hormigón (Elwood y Moehle, 2003)

Elemento	Refuerzo	Diámetro (cm)	Tensión Fluencia (MPa)	Tensión Última (MPa)	Def. Fluencia	Def. Última	Módulo de Elasticidad (GPa)
Columna Central	Long.	1.27 / 1.59	479.1	689.4	0.0027	0.2020	199.5
	Trans.	0.49	--	717.0	--	0.0220	204.0
Columnas Externas	Long	1.27	424.0	654.9	0.0024	0.2040	199.6
	Trans.	0.95	547.4	723.9	0.0028	0.1380	201.6
Vigas	Long	0.95 / 1.27	547.4	723.9	0.0028	0.1380	201.6
	Trans.	0.95	547.4	723.9	0.0028	0.1380	201.6

Tabla 2: Resultados de ensayos de barras de acero (Elwood y Moehle, 2003).

El modelo experimental fue instrumentado con el objetivo de registrar su respuesta dinámica. Para registrar los movimientos, tanto de la mesa vibratoria como de la estructura se utilizaron transductores de desplazamientos y acelerómetros y se utilizaron en cada columna celdas de carga y galgas extensiométricas. En particular, para calibración del modelo numérico se utilizaron como referencia los registros de desplazamientos obtenidos en el extremo superior de la columna central con respecto a su fundación y el corte basal medido en la celda de carga ubicada en la fundación de la columna central. Por otro lado, la aceleración registrada en la mesa vibratoria fue incluida como dato de entrada en el modelo numérico.

El programa experimental consistió en ensayos de vibraciones libres y de vibraciones forzadas. En este último tipo de ensayo se utilizó una componente horizontal del registro sísmico obtenido en Viña del Mar durante el terremoto de 1985. Este registro fue seleccionado para inducir un nivel de respuesta con amplitud suficiente como para producir una falla en la columna central, sin alcanzar la máxima demanda de ductilidad en las columnas exteriores. En la Figura 2 se observan las aceleraciones registradas en la mesa vibratoria durante el ensayo de vibraciones forzadas, y en la Figura 3 se muestra el espectro de respuesta considerando un amortiguamiento del 2%.

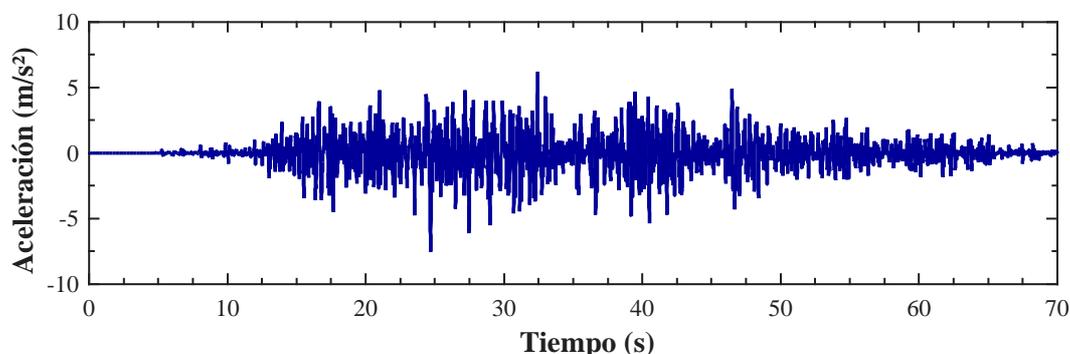


Figura 2: Aceleraciones medidas en mesa vibratoria al reproducir el registro sísmico de Viña del Mar (Chile, 1985).

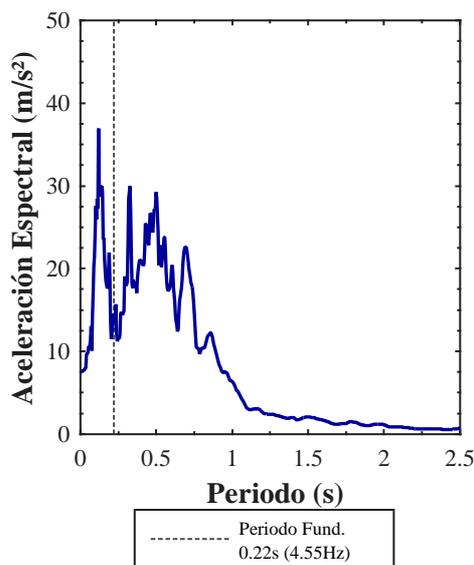


Figura 3: Espectro de respuesta del registro de aceleraciones medido en la mesa vibratoria.

El registro original fue utilizado con dos amplitudes en cada espécimen. En primer lugar se realizó un ensayo con un factor de escala de 0.13 para observar la respuesta dinámica de la estructura sin alcanzar la distorsión de piso necesaria para iniciar la fluencia en la columna central. Posteriormente se realizó un ensayo de vibraciones forzadas con factor de escala 1, en el cual se alcanzó la falla de la columna central. Los ensayos de vibraciones libres se realizaron de manera previa y posterior a cada uno de los ensayos con registros sísmicos. Un periodo fundamental de 0.22 segundos y un amortiguamiento del 1.9% fueron medidos de manera previa a los ensayos de vibraciones forzadas, y de manera posterior al ensayo destructivo se incrementaron hasta 0.68s y 5.4% respectivamente.

3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico de la estructura analizada en este estudio fue desarrollado con el software LS-DYNA (Hallquist, 2006). Para representar el comportamiento del hormigón se utilizaron en este modelo elementos sólidos hexaédricos con tensión constante y un punto de integración. Debido a que este tipo de elementos son sub-integrados se requiere adoptar un método de estabilización que controle los modos de deformación espurios sin energía asociada, conocidos como modos “Hourglass“. En este caso se definió una estabilización de Flanagan-Belytschko proporcional a la rigidez con integración exacta en el volumen. Por otro lado, para modelar las barras de acero se emplearon elementos de viga de Hughes-Liu con integración de tensiones en la sección.

En el modelo numérico utilizado en este estudio los elementos sólidos y los elementos de viga comparten los nodos, estableciendo de este modo la transferencia de esfuerzos y la compatibilidad de deformaciones entre ambos. Este método asume una adherencia perfecta entre el acero y el hormigón, no siendo posible representar el deslizamiento de las barras que puede llegar a ser importante si las longitudes de anclaje son insuficientes. Por otro lado, si el anclaje está adecuadamente diseñado y construido, el deslizamiento es mínimo y la hipótesis de adherencia perfecta es razonable. En el caso de la estructura analizada, el anclaje de las barras longitudinales de las columnas poseía un diseño adecuado, lo cual previene la falla de adherencia. Más allá de no considerar el efecto de deslizamiento en el modelo, las barras de

acero de la columna dentro de la zona de anclaje si fueron modeladas, como se muestra en la Figura 6b, permitiendo representar la transferencia gradual de las tensiones del acero al hormigón en esta zona.

Los modelos de elementos finitos sólidos pueden conllevar problemas de convergencia cuando se emplean esquemas de integración implícitos en el tiempo si la respuesta dinámica es altamente no lineal. En muchos casos el paso de tiempo necesario para alcanzar el equilibrio puede ser extremadamente pequeño, e incluso puede ser imposible lograr la convergencia. Debido a esto los esquemas de integración explícitos se vuelven una opción viable para resolver este tipo de problemas. El paso de tiempo en este caso queda definido por el mínimo tamaño de elemento del modelo y por la velocidad de propagación del sonido en el material. A pesar de que los algoritmos explícitos de integración requieren pasos de tiempo menores, los problemas de convergencia también son menores y el tiempo total de resolución no es tan grande debido a que no es necesario invertir matrices.

Para representar el comportamiento del acero se definió un modelo de material con plasticidad bilineal y endurecimiento cinemático. Por otro lado, para representar el comportamiento del hormigón armado se utilizaron dos modelos de material diferentes. En los elementos estructurales que no sufrieron daños durante el ensayo experimental se utilizó un modelo lineal elástico, mientras que para las zonas donde se concentró el daño se utilizó el modelo desarrollado por Broadhouse y Neilson (1987) (Broadhouse, 1995; Schwer, 2010), denominado modelo de Winfrith. Este modelo de material fue desarrollado para predecir la respuesta de estructuras de hormigón armado de la industria nuclear sometida a cargas de impacto. El modelo emplea un enfoque de fisura difusa, con la posibilidad de tener en cuenta las variaciones en las propiedades del material en función de la tasa de deformación. El estado tensional triaxial se obtiene a partir de la composición de las tensiones hidrostáticas y deviatoricas. La tensión hidrostática se obtiene a partir de una curva de compactación en función de las deformaciones volumétricas. Por otro lado, las tensiones deviatoricas se incrementan linealmente con las deformaciones hasta alcanzar la superficie de falla basada en la propuesta de Ottosen (1977). Esta superficie de falla depende de tres invariantes del tensor de tensiones principal y deviatorico, y su forma queda definida por cuatro parámetros. La superficie de falla (F) se define con la siguiente expresión:

$$F(I_1, J_2, \cos 3\theta) = a \cdot \frac{J_2}{f_c'^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_2}}{f_c'} + b \frac{I_1}{f_c'} - 1 \quad (1)$$

donde I_1 es el primer invariante del tensor de tensiones principales, J_2 es el segundo invariante del tensor de tensiones deviatorico, f_c' es la resistencia característica a compresión del hormigón, a y b son los parámetros que definen la forma meridional de la superficie, y λ es una función del ángulo de Lode θ , definida de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\lambda(\cos 3\theta) = \begin{cases} k_1 \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \arccos(k_2 \cdot \cos 3\theta) \right] & \text{for } \cos 3\theta \geq 0 \\ k_1 \cdot \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos(-k_2 \cdot \cos 3\theta) \right] & \text{for } \cos 3\theta \leq 0 \end{cases} \quad (2)$$

donde k_1 y k_2 son los parámetros que definen la forma de la superficie en el plano deviatorico. En la aplicación de la superficie falla en el modelo de Winfrith, los cuatro parámetro (a , b , k_1 and k_2) fueron definidos en función de la relación entre las resistencias a

tracción y a compresión del hormigón (Schwer, 2010). En la Figura 4 se puede observar la superficie de falla, cuando las resistencias del hormigón se definen de acuerdo con los valores de la Tabla 1.

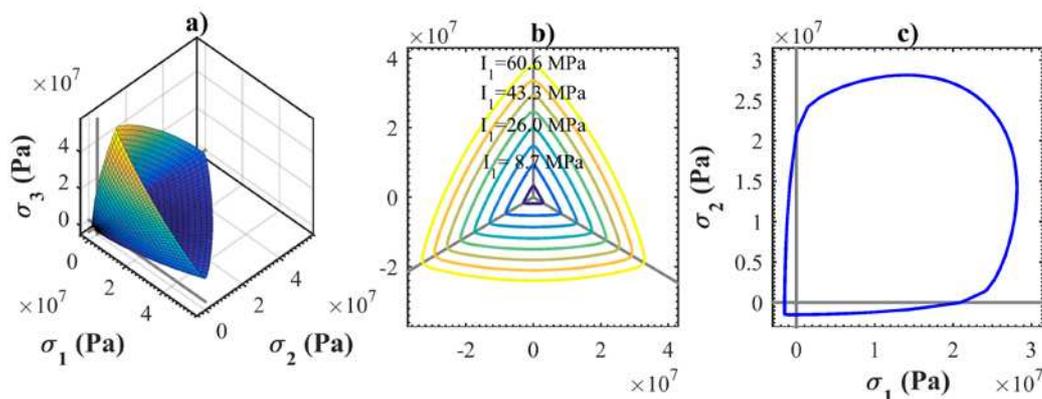


Figura 4: Superficie de fluencia, a) espacio de tensiones principales, b) plano deviatorico, c) plano biaxial.

Cuando la tensión alcanza la superficie de falla, el flujo de tensiones queda definido por un algoritmo de retorno radial, indicando una falla por tracción cuando la tensión máxima principal supera la resistencia de tracción definida en las propiedades de material. Una vez que ocurre este evento, la fisura se marca en plano perpendicular a la máxima tensión principal, permitiendo el modelo de material la formación de fisuras en hasta tres planos ortogonales. Una vez que se inicia la fisura, la tensión de tracción decrece linealmente en función de la apertura de la fisura, llegando a ser nula cuando se alcanza el valor de apertura límite definido por el usuario. A medida que se incrementa la apertura de la fisura también se reduce la tensión de corte que el elemento es capaz de transmitir en el plano de la fisura.

En las estructuras reales de hormigón armado, una gran degradación de rigidez puede inducir grandes deformaciones localizadas, con falla del hormigón por tracción y compresión e incluso desprendimiento de partes relativamente grandes de los elementos estructurales. Por su parte, en los modelos numéricos, estas grandes deformaciones conllevan grandes distorsiones en la malla de elementos finitos, causando problemas de bloqueo y una reducción excesiva del paso de tiempo. Los programas de elementos finitos con esquemas de integración explícitos pueden reducir este efecto incorporando un algoritmo de erosión. Por medio de esta herramienta numérica, los elementos que alcanzan un valor límite, establecido de acuerdo a un criterio de tensión o deformación, son eliminados de la malla de elementos finitos del modelo. El software LS-DYNA posee varios criterios de erosión que pueden ser utilizados con el fin mencionado. En base a resultados de estudios previos (Teng *et al.*, 2008; Nyström y Gylltoft, 2009; Hao *et al.*, 2010) se seleccionaron en el presente estudio los criterios de erosión basados en la máxima deformación efectiva y en la máxima deformación principal. Los valores adoptados en los trabajos previos para estos criterios de erosión muestran una gran dispersión (Luccioni y Araoz, 2011), siendo dependientes del tamaño de los elementos de malla y del tipo de problema a ser representado. Debido a esto resulta necesario calibrar los valores límites de cada criterio de erosión y comparar los resultados obtenidos con resultados experimentales.

3.1 Análisis de sensibilidad de malla

Se realizó una serie de análisis dinámicos no lineales con el objetivo de definir el tamaño

de elemento de la malla del modelo numérico capaz de representar el comportamiento del modelo experimental. En todos los casos se utilizaron elementos de 10cm en las fundaciones de las columnas y en las vigas. En las columnas se realizaron análisis con tres tamaños de elementos diferentes (6,4cm, 3,2cm y 1,6cm). Para asegurar la compatibilidad de deformaciones entre las partes con distintos tamaños de elementos se utilizaron superficies de contacto con restricciones cinemáticas denominados "Tied Surface to Surface". En estos análisis se utilizaron como excitación los primeros 24 segundos del registro medido en la mesa vibratoria durante el ensayo experimental. Los parámetros de los modelos de material del hormigón y del acero fueron definidos a partir de los resultados de ensayo de material, como se describe en la sección posterior. En esta sección no se implementó ningún algoritmo de erosión y no se tuvo en cuenta el ablandamiento por tracción, asignando un valor cero a la apertura de fisuración límite. Este parámetro y la deformación límite de erosión fueron sujetos a la calibración detallada en la siguiente sección, de forma posterior a la definición del tamaño de malla a partir de los resultados del presente análisis.

Para analizar la convergencia de los modelos con distintos tamaño de elemento se comparó la respuesta dinámica en términos del desplazamiento en el extremo superior de la columna central y en términos de corte basal de la misma columna. Estos resultados se resumen en la Figura 5, donde son expresados de manera relativa a los resultados obtenidos con el modelo numérico con menor tamaño de elemento. En esta figura también se puede observar el tiempo computacional consumido en cada caso. A partir de estos resultados se considera que el tamaño de elemento más conveniente es el de 3,2cm, ya que presenta una diferencia en los resultados menor al 1,5% en comparación con el modelo con el menor tamaño de elemento y requiere un 80% menos de tiempo para completar el análisis. Por lo tanto, este tamaño de elemento es el utilizado en los modelos numéricos de la siguiente sección, pudiendo observarse la malla con este tamaño de elemento en la Figura 6.

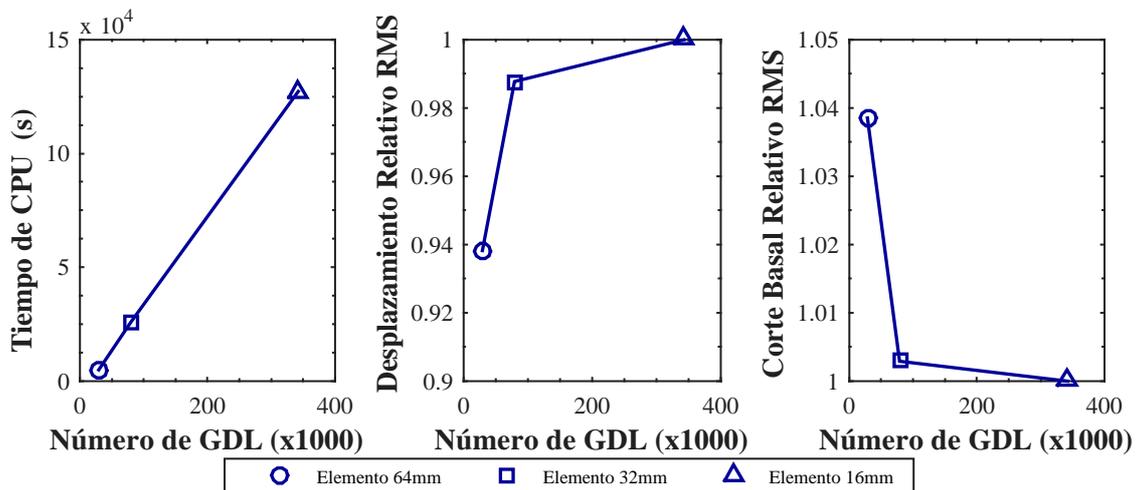
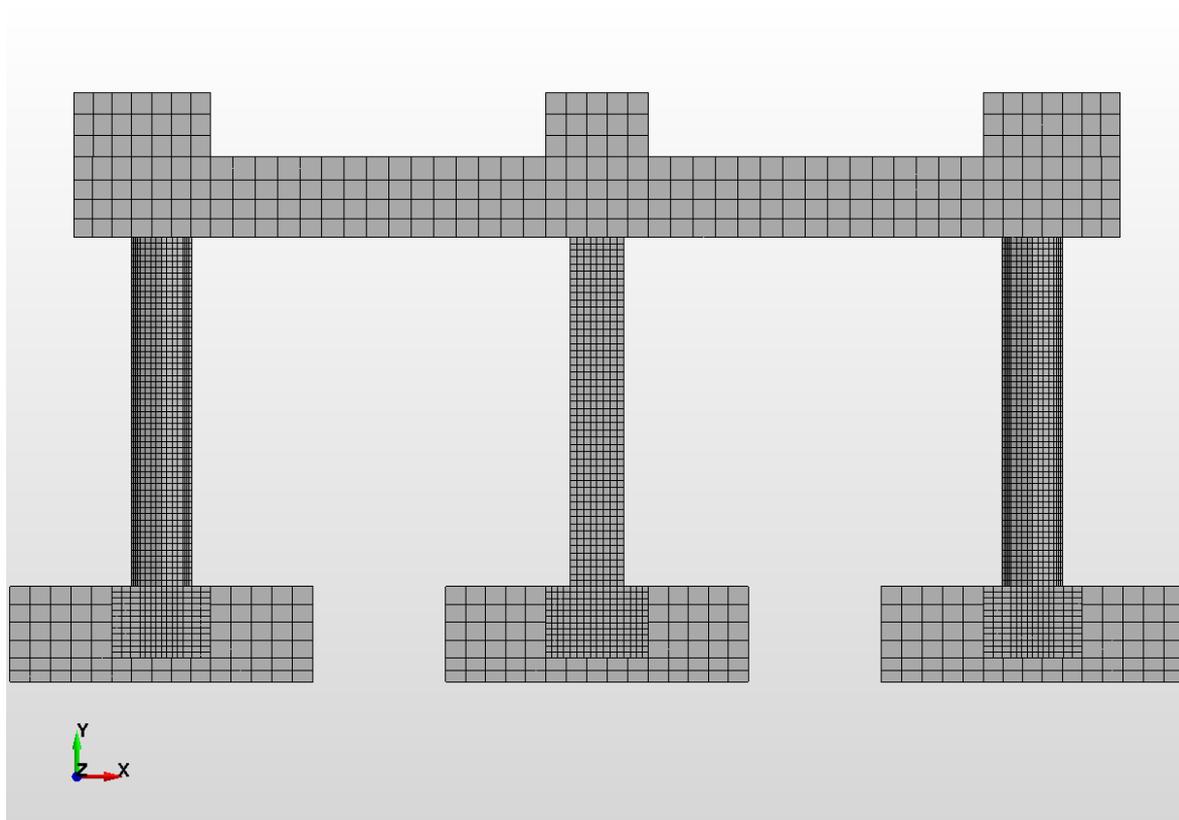
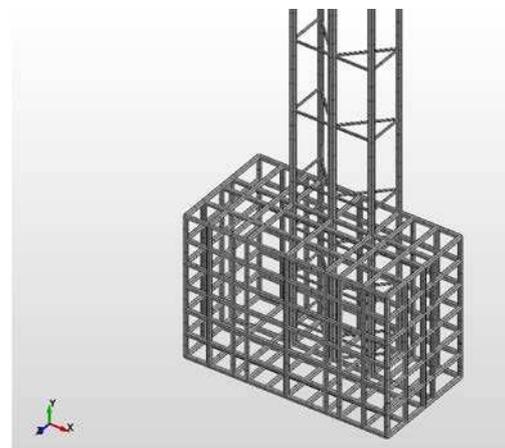
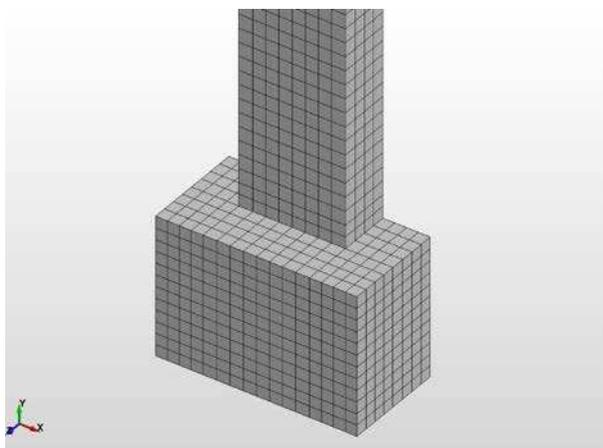


Figura 5: Resultados del análisis de sensibilidad de malla.



(a)



(b)

Figura 6: Modelo numérico. a) modelo del pórtico completo. b) Detalles de la columna central.

4 CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO DE MATERIAL

El comportamiento del modelo de material que representa al hormigón queda definido por las resistencias características a tracción y compresión, módulo de elasticidad, tamaño de agregado y apertura de fisura límite para la cual las tensiones normales y tangenciales al plano de fisuración se vuelven nulas. Las resistencias a tracción y compresión fueron establecidas de acuerdo con los resultados presentados en la Tabla 1. Dado que el modelo de material permanece con comportamiento elástico hasta alcanzar la superficie de falla, el módulo de

elasticidad fue definido como el módulo secante, obtenido como la relación entre la resistencia a compresión del hormigón y la deformación simultánea con la máxima tensión medida en los ensayos de probetas cilíndricas. De acuerdo con la especificaciones de la dosificación del hormigón detalladas por Elwood y Moehle (2003), se definió un tamaño de agregado de 9,53mm. Los parámetros que permanecen indefinidos son la apertura límite de fisuración, la cual está asociada al ablandamiento del hormigón, y el límite del algoritmo de erosión que permite representar la mayor degradación del hormigón y mantener la estabilidad numérica. La calibración presentada en esta sección tiene por objetivo determinar los valores de estos dos parámetros que conducen a la máxima correlación numérico-experimental.

4.1 Calibración del parámetro apertura límite de fisuración

En primer lugar se calibró el valor de apertura de fisuración a partir del cual el elemento ya no es capaz de transmitir esfuerzos de tracción y corte. En esta calibración se comparó la respuesta dinámica de 5 modelos con distintos valores asignados al parámetro en estudio (0,02mm, 0,05mm, 0,10mm, 0,15mm y 0,20mm). Tres indicadores diferentes fueron definidos con el objetivo de establecer el grado de similitud entre las respuestas numérica y experimental. El primer indicador es el coeficiente de correlación cruzada normalizada, el cual se define de acuerdo con la siguiente expresión:

$$R = \frac{\sum_i r_{\text{exp}}[t_i] \cdot r_{\text{num}}[t_i]}{\sqrt{\sum_i r_{\text{exp}}[t_i]^2 \cdot \sum_i r_{\text{num}}[t_i]^2}} \quad (3)$$

donde R es el coeficiente de correlación cruzada normalizada, $r_{\text{exp}}[t_i]$ es la respuesta registrada experimentalmente en el tiempo t_i y $r_{\text{num}}[t_i]$ es la respuesta del modelo numérico en el mismo instante de tiempo. Esta medida de similitud es igual a 0 cuando no existe ningún grado de similitud entre las dos señales y es igual a 1 cuando las señales son exactamente iguales en forma. Sin embargo, el coeficiente de correlación cruzada normalizada no es sensible a diferencias en amplitud que pueda existir entre las dos señales comparadas. Por lo tanto también se utilizaron como indicadores del grado de similitud entre las respuestas los valores cuadráticos medios y los valores picos de las dos señales.

El parámetro del modelo de material calibrado en esta sección permite reproducir el daño en el hormigón que ocurre de manera previa a su degradación total. Por otro lado, la degradación total del hormigón es simulada en parte por la erosión del material, la cual fue calibrada de manera posterior y no fue implementada en la calibración del parámetro apertura de fisura. Es por esto que se utilizaron como referencia para la calibración los primeros 24 segundos del registro experimental, debido a que inmediatamente después a este instante de tiempo se inicia la mayor degradación del hormigón de la estructura.

La Figura 7 muestra los resultados del análisis para los valores extremos del parámetro calibrado en términos de desplazamientos del extremo superior de la columna central respecto de su base. En esta figura puede observarse como se modifica el contenido en frecuencia de la respuesta en función de la variación en el parámetro calibrado, dado que varía en cada caso el nivel de daño que alcanza la estructura. En este caso el valor más bajo de apertura de fisuración produce los desplazamientos con mayor amplitud y menor número de ciclos de oscilación, producto de la caída repentina en las tensiones de tracción.

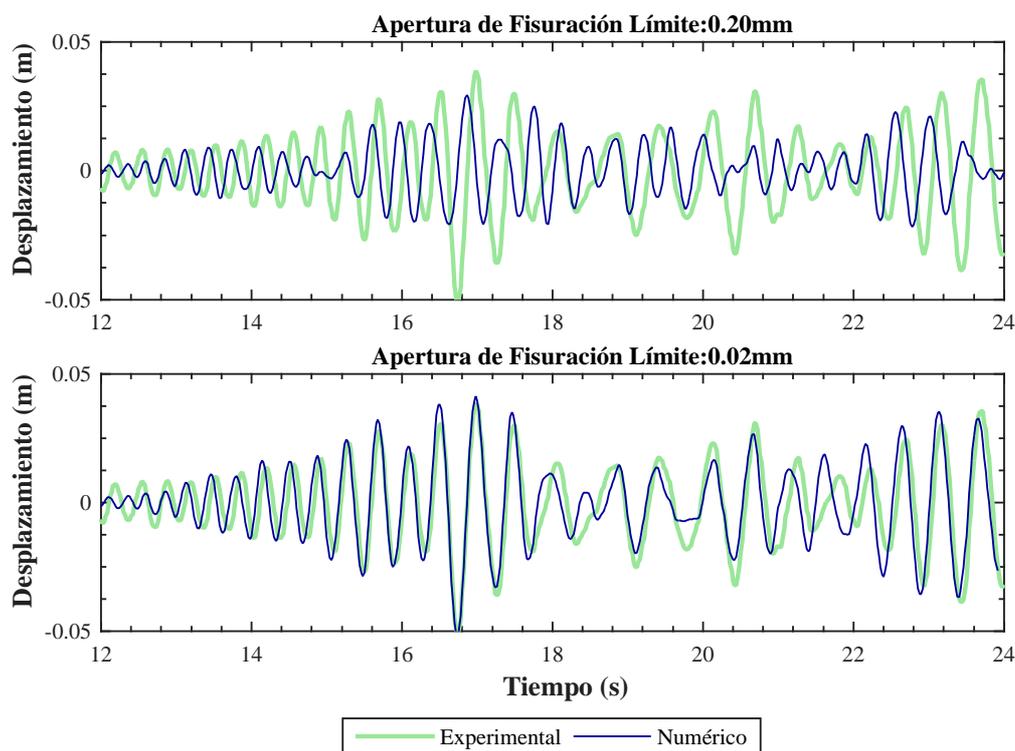


Figura 7: Comparación numérico-experimental de los desplazamientos en el dominio del tiempo.

En la Figura 8 se observan los valores de las medidas de similitud obtenidas en cada caso. El valor del parámetro que dio como resultado el mayor grado de similitud está remarcado para cada indicador. En este caso, el valor que maximiza la correlación es el mismo para los tres indicadores y corresponde a un límite de apertura de fisuración de 0,02mm.

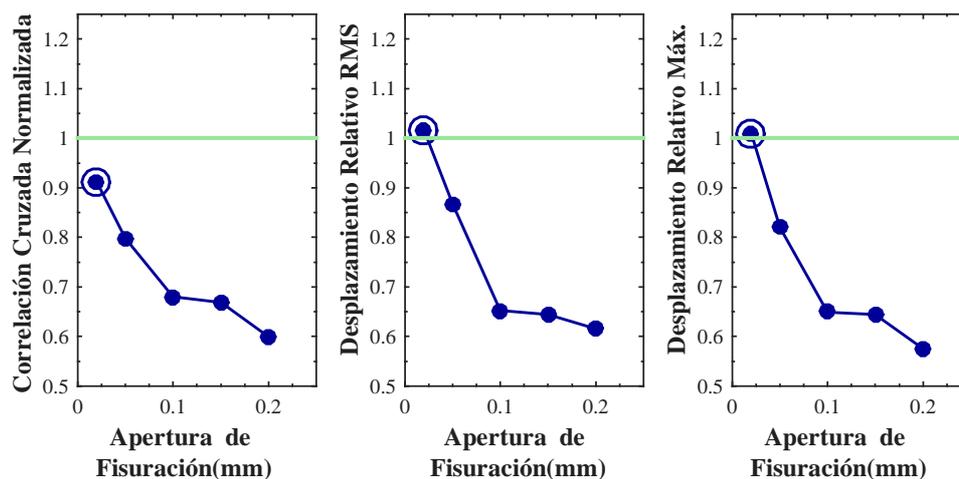


Figura 8: Medidas de similitud de la comparación de los desplazamientos.

En la Figura 9 se presenta la comparación de las respuestas de los distintos modelos en términos del corte basal en la columna central. Al igual que en la comparación en término de desplazamientos, el contenido en frecuencia del corte basal también probó ser dependiente del

valor de apertura de fisuración límite adoptado. Sin embargo, la amplitud de la respuesta en este caso fue menos sensible a la variación del parámetro en estudio, con un pequeño incremento en el corte basal a medida que se incrementa la apertura de fisura límite. Estas observaciones pueden confirmarse en la Figura 10, donde se muestra el grado de similitud alcanzado para los tres indicadores definidos inicialmente. En esta figura también se remarca el valor del parámetro adoptado finalmente, y muestra ser coincidente con el valor que produjo la mayor correlación del modelo numérico en término de desplazamientos.

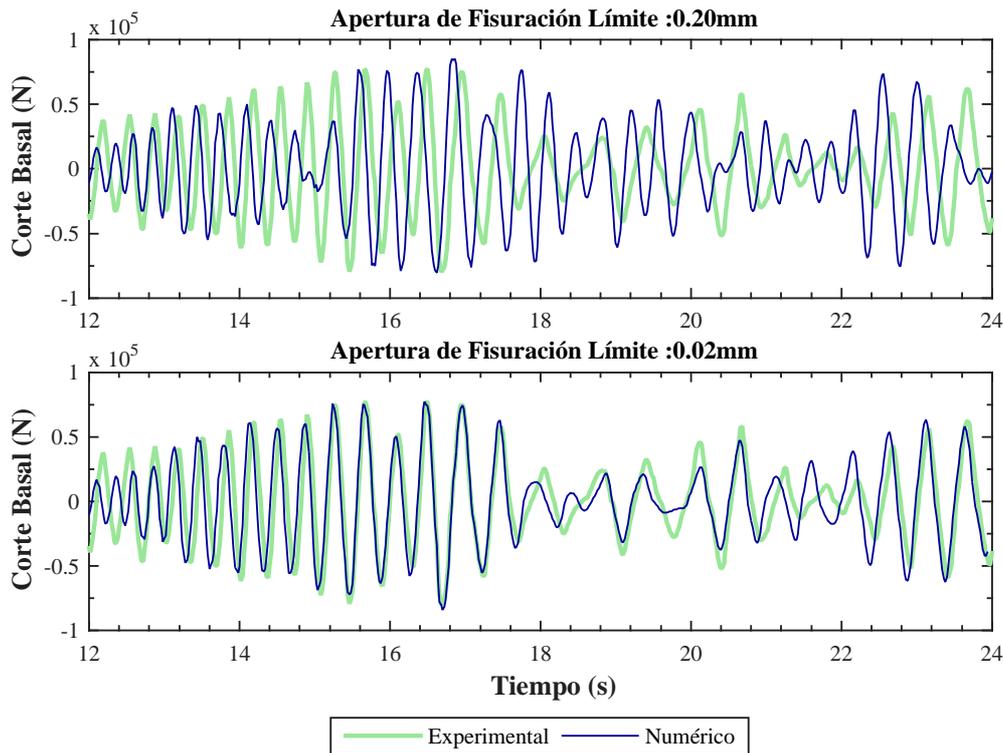


Figura 9: Comparación numérico-experimental del corte basal en el dominio del tiempo.

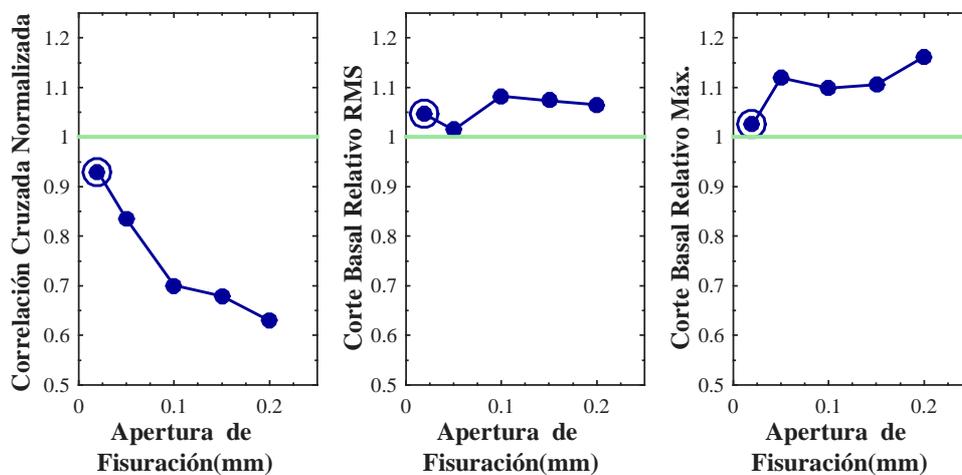


Figura 10: Medidas de similitud de la comparación del corte basal.

A partir de los resultados obtenidos, tanto en término de desplazamientos como de corte basal, el valor de 0,02mm de apertura de fisuración límite es el que resultó en la mejor aproximación a la respuesta experimental. Adoptando este valor para el parámetro en estudio se obtuvieron diferencias relativas menores al 2,5% en términos de valores cuadráticos medios y del 4,3% en término de valores máximos, con un coeficiente de correlación cruzada normalizada superior a 0,91 en todos los casos.

4.2 Calibración del parámetro de erosión

En el proceso de calibración del modelo numérico se compararon dos criterios de erosión basados en deformaciones. El primer criterio establece que los elementos son removidos del modelo numérico si la deformación efectiva supera el valor límite definido. Esta deformación efectiva se obtiene a través de la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{eff} = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \varepsilon_{ij}^{dev} \cdot \varepsilon_{ij}^{dev}} \quad (4)$$

donde ε_{eff} es la deformación efectiva ε_{ij}^{dev} son las componentes del tensor de deformaciones dieviatóricas. El segundo criterio analizado usa la tensión principal máxima para eliminar elementos del modelo numérico. Este valor de deformación se obtiene como el máximo autovalor del tensor de deformaciones. Para cada criterio de erosión se adoptaron 5 valores de deformaciones límites (0.02 0.03, 0.04, 0.05 y 0.06). En los modelos numéricos el valor de apertura de fisuración límite fue definido de acuerdo con la calibración presentada en la sección previa. A diferencia de la calibración previa, la comparación numérico-experimental fue realizada con la respuesta estructural durante los primeros 30 segundos del ensayo de vibración forzada. Esta duración fue seleccionada debido a que después de los 30 segundos la columna central dejó de transmitir fuerzas horizontales a la base.

En la Figura 11 se presentan los resultados obtenidos en términos de desplazamientos para los valores extremos adoptados en la calibración del parámetro. A partir de estos resultados se puede observar como para valores altos de límite de erosión los desplazamientos y la degradación del hormigón son menores que aquellos observados experimentalmente. Por el contrario, se observa en el modelo numérico una degradación del hormigón mayor a la experimental cuando se definen límites bajos de erosión. A diferencia de las observaciones realizadas durante la calibración del parámetro de apertura de fisuración, la respuesta del modelo durante los 24 segundos iniciales no es modificada significativamente por la variación en el límite de erosión impuesto. Esto se debe a que la acción sísmica causa demandas en la estructura que son inferiores al límite de erosión durante esta fase inicial del registro, por lo que el algoritmo no elimina elementos del modelo numérico.

En la Figura 12 se presenta el grado de correlación numérico-experimental en función de los distintos límites evaluados para los dos criterios de erosión seleccionados. Se confirman en esta figura las observaciones realizadas previamente en cuanto a la sensibilidad de la respuesta en término de desplazamientos, y se puede ver como el límite de deformación que produce la máxima medida de similitud es diferente para los dos criterios adoptados. Para el caso del criterio de deformación efectiva este valor límite es del 3% mientras que en el caso del criterio de máxima deformación principal es de 4%. A pesar de esto, no hubo mayores diferencias en el grado de similitud alcanzado con los dos criterios de erosión respecto de la respuesta experimental.

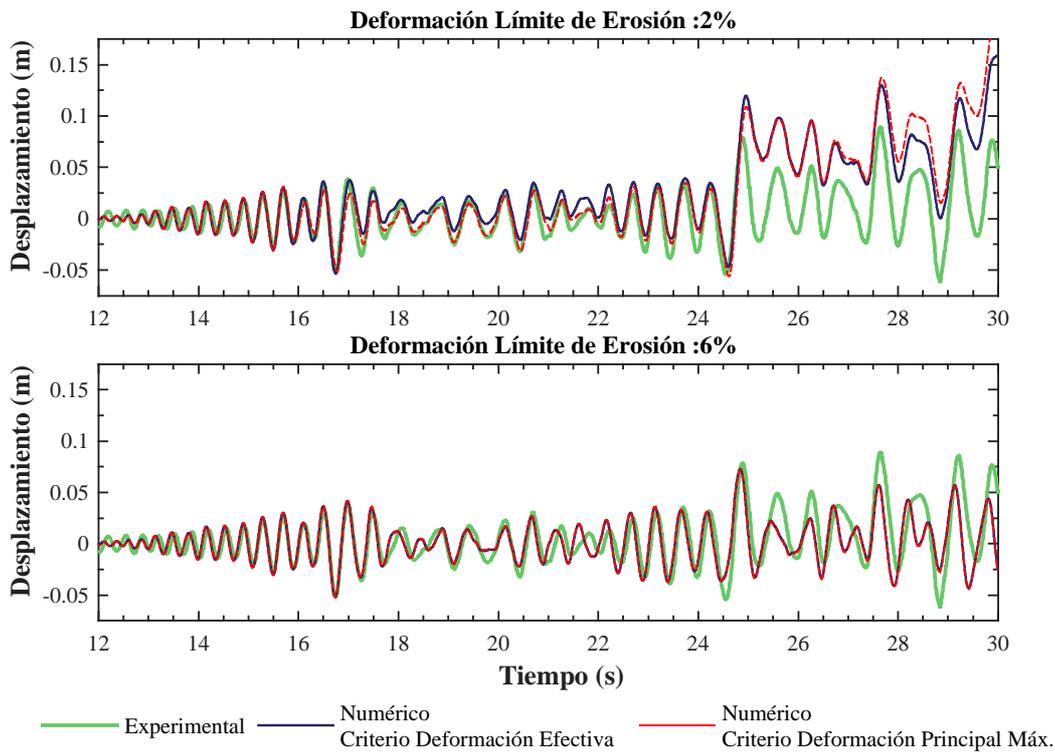


Figura 11: Comparación numérico-experimental de los desplazamientos en el dominio del tiempo.

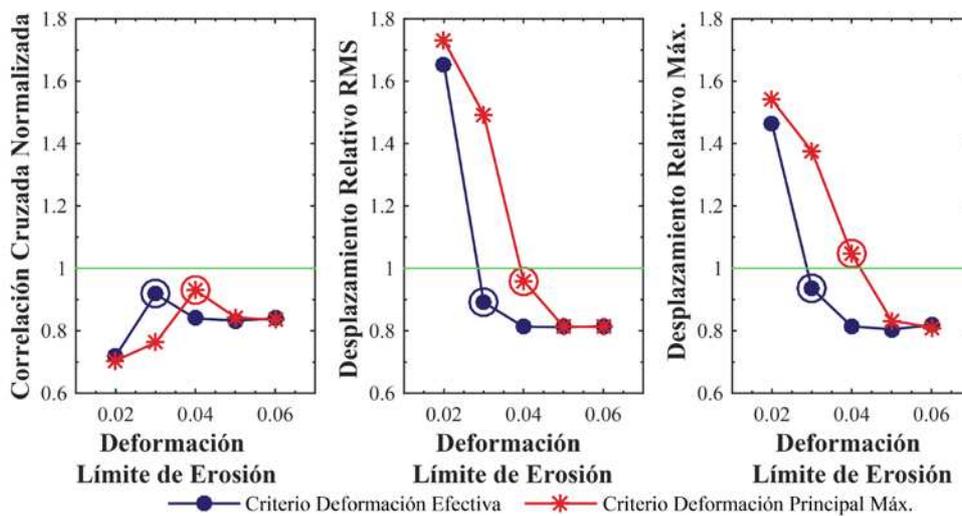


Figura 12: Medidas de similitud de la comparación de los desplazamientos.

De manera similar a los resultados obtenidos en términos de desplazamiento, la comparación numérico-experimental del corte basal para los distintos valores y criterios de erosión se presentan en la Figura 13. A diferencia de lo observado en la calibración del parámetro de fisuración, en este caso la variación del parámetro bajo estudio modifica significativamente la amplitud del corte basal, mostrando la influencia del parámetro sobre la degradación de la resistencia de la columna.

En la Figura 14 se puede observar el grado de correlación obtenido en el corte basal. A partir de estos resultados se confirman las afirmaciones realizadas al comparar los

desplazamientos. Una vez más, los valores límites de deformación que producen la mayor similitud con la respuesta experimental es coincidente con los valores del parámetro observados al analizar los resultados en término de desplazamientos.

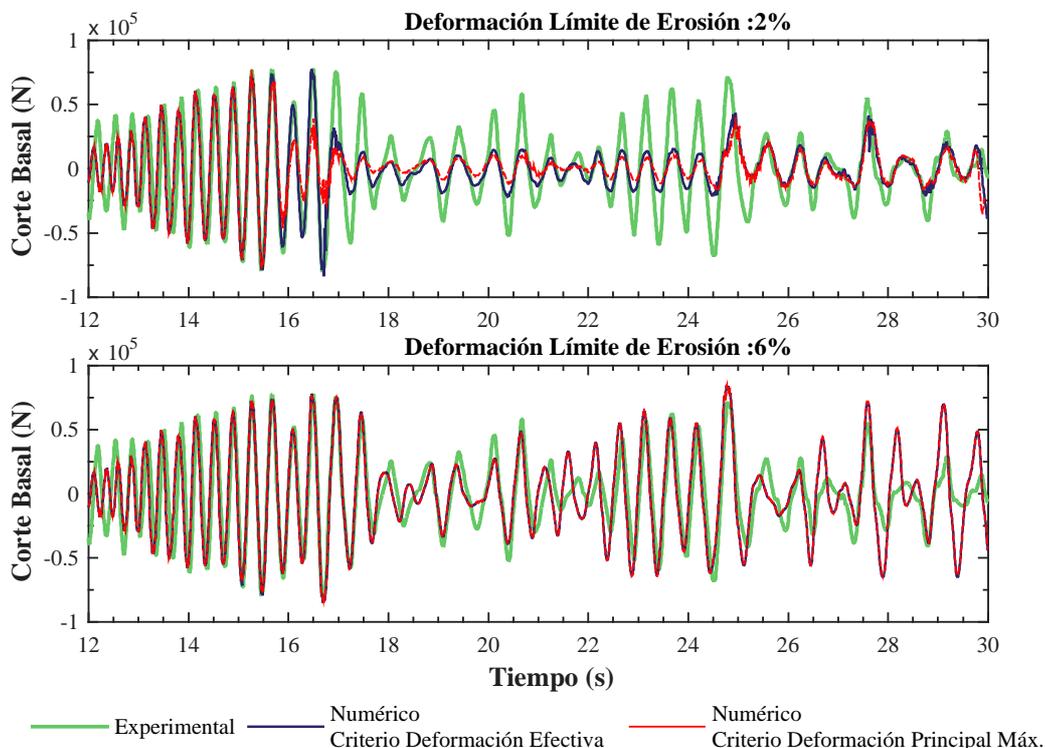


Figura 13: Comparación numérico-experimental del corte basal en el dominio del tiempo.

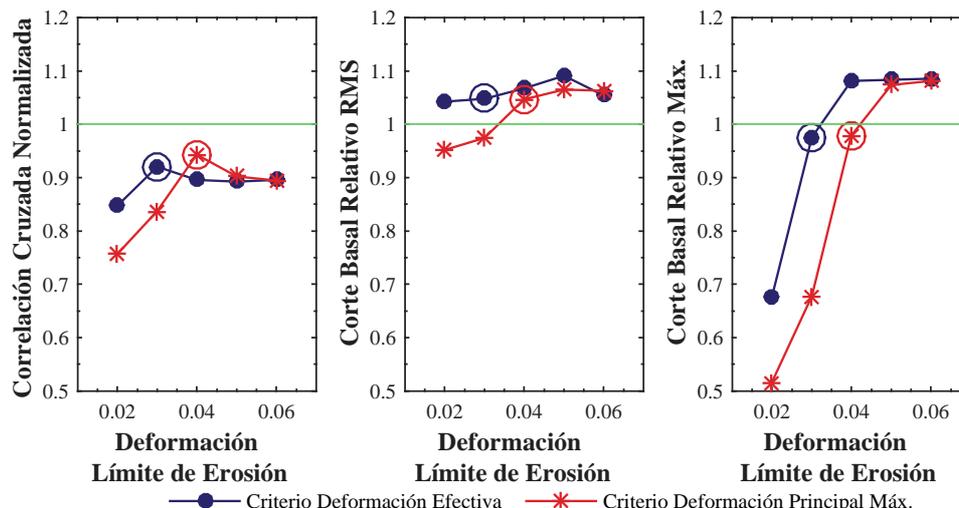


Figura 14: Medidas de similitud de la comparación del corte basal.

La metodología de modelación numérica muestra por lo tanto un grado aceptable de correlación con la respuesta obtenida a partir de los ensayos experimentales. Para ambos criterios de erosión adoptados se obtuvieron coeficientes de correlación cruzada normalizada superiores a 0,92, con diferencias relativas entre la respuesta numérica y experimental inferior

al 5% en término de corte basal, y del 11% en término de desplazamientos.

5 COMPARACIÓN NUMÉRICO-EXPERIMENTAL

En esta sección se presentan los resultados del modelo numérico usando los valores de los parámetros calibrados en la sección previa. La comparación numérico-experimental en el dominio del tiempo se presentan en la Figura 15. Se puede observar en esta figura que, tanto en términos de desplazamiento como de corte en la columna central, la respuesta del modelo numérico alcanza un alto grado de correlación con la respuesta experimental, como fue cuantificado en la sección previa. A partir de la figura también se puede observar como la respuesta estructural es bien estimada por el modelo numérico durante los primeros 24 segundos, con un cierto desfase respecto de la respuesta experimental entre los 18 y 22 segundos. Después del segundo 24, se pueden observar algunas diferencias en las amplitudes de las respuestas, donde los desplazamientos en extremo superior de la columna central y el corte basal son subestimados por modelo numérico, posiblemente debido a que este modelo no es capaz de representar el efecto del deslizamiento de las barras de acero. A pesar de esto, y debido a la complejidad del comportamiento simulado, puede concluirse que el modelo numérico es capaz de reproducir aceptablemente la degradación en columnas de hormigón observada experimentalmente.

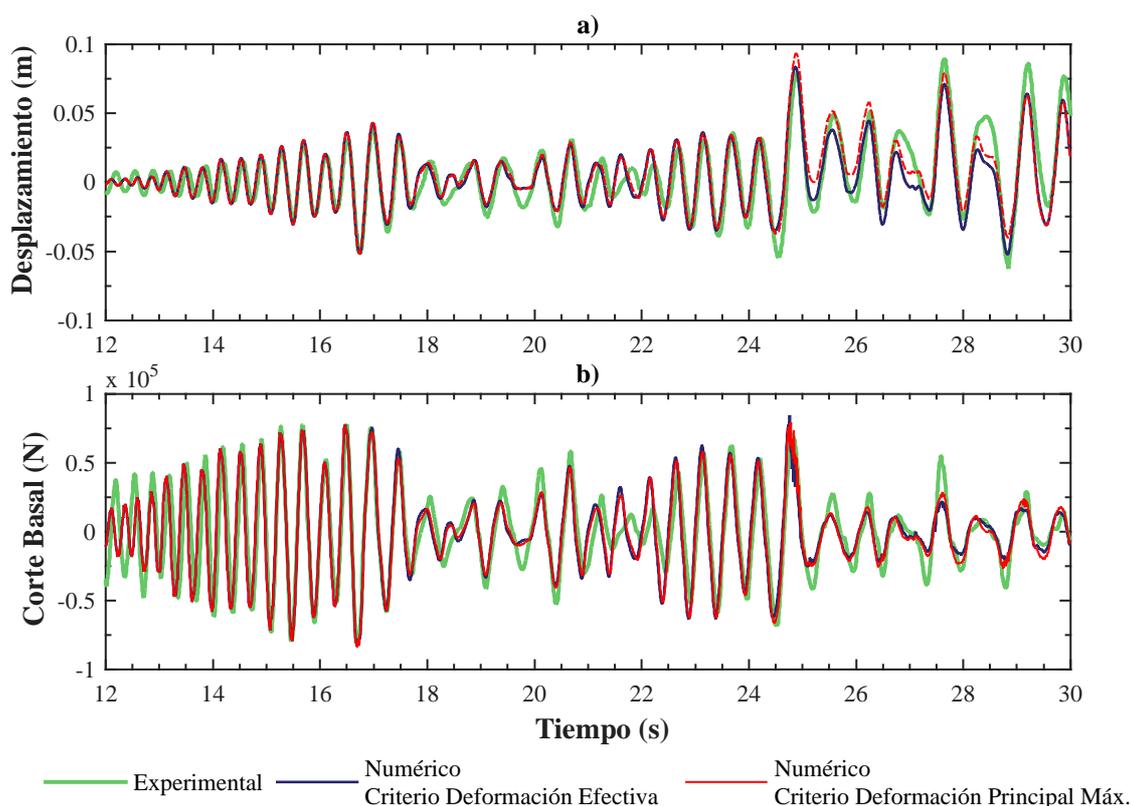


Figura 15: Comparación numérico experimental en el dominio del tiempo a) desplazamiento en el extremo superior de la columna central, b) corte basal de la columna central.

En la Figura 16 se puede observar la comparación numérico-experimental donde se expresa el corte basal en la columna central en función del desplazamiento entre sus extremos. Se pueden realizar observaciones similares a las realizadas al comparar las respuestas en el dominio del tiempo, con un comportamiento claramente dentro del rango no lineal a partir de

los 15 segundos y una significativa degradación de rigidez y resistencia a después de los primeros 24 segundos del registro sísmico. A partir de este instante de tiempo también se puede observar como el modelo numérico subestima tanto el desplazamiento como el corte basal registrado experimentalmente, presentando de todos modos una rigidez residual semejante a la del modelo experimental.

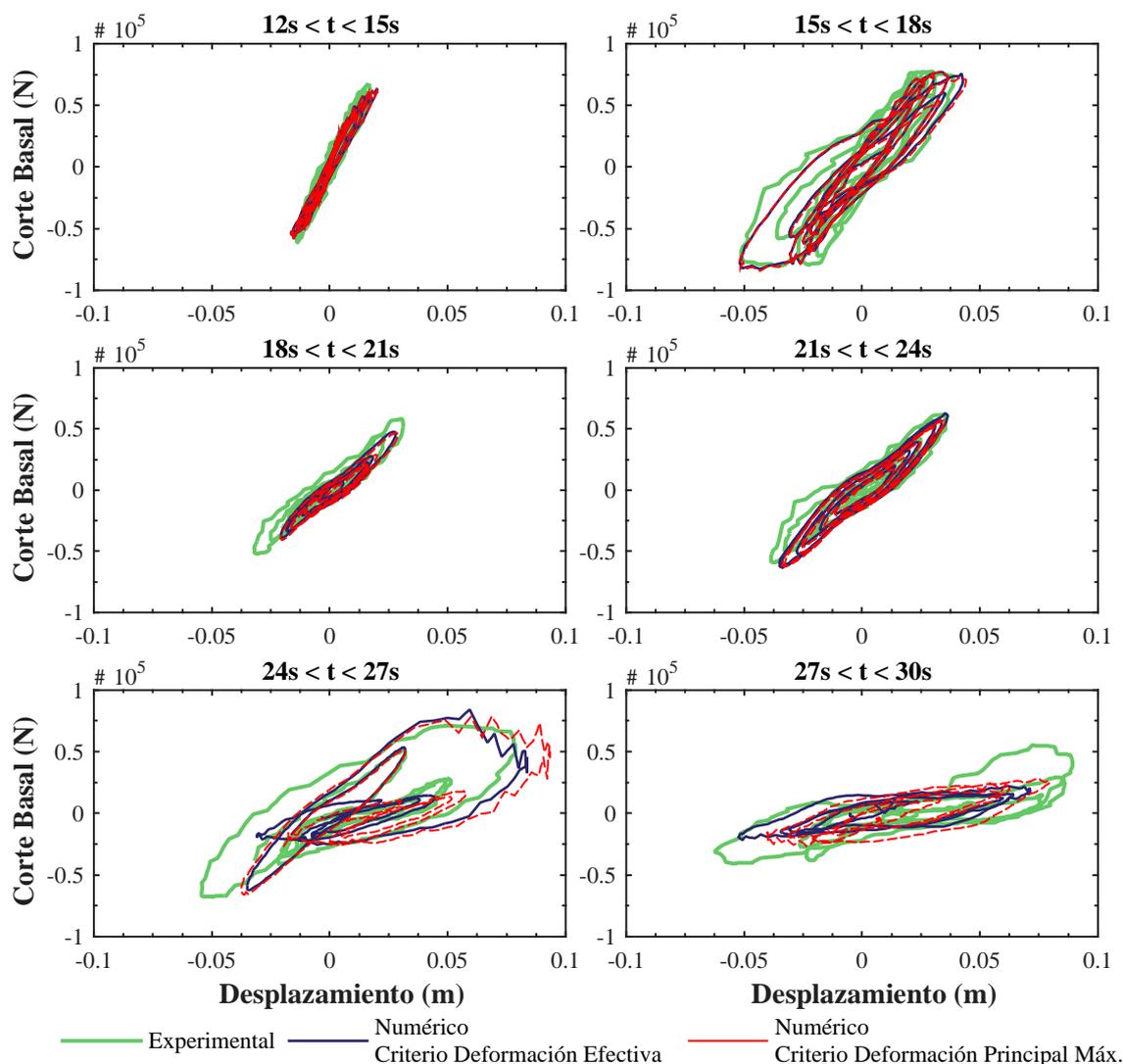


Figura 16: Comparación del corte basal en función del desplazamiento.

En las Figuras 17 y 18 se presenta una comparación cualitativa, donde se pueden observar respectivamente el patrón de fisuración y la configuración final de los modelos. El patrón de fisuración en el extremo superior de la columna central se muestra en los instantes donde se inicia el comportamiento no lineal (16.7s) y cuando se inicia la degradación máxima (24.9s), observando similares patrones en ambos casos en los modelos numérico y experimental. En la Figura 18, donde se comparan las configuraciones finales de los modelos, se observa una extensión similar del área donde se produjo la mayor degradación del hormigón, en el extremo superior de la columna central. En el extremo inferior se ve como el algoritmo de erosión basado en la máxima deformación principal eliminó un mayor número de elementos que alcanzaron el valor límite establecido.

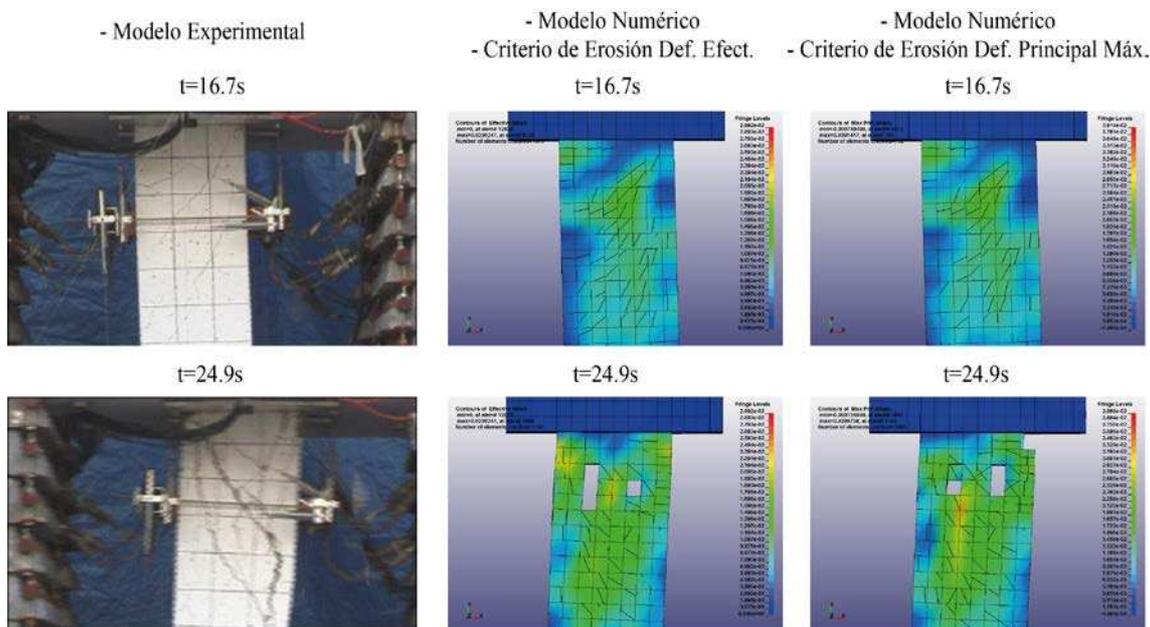


Figura 17: Comparación del patrón de fisuración.

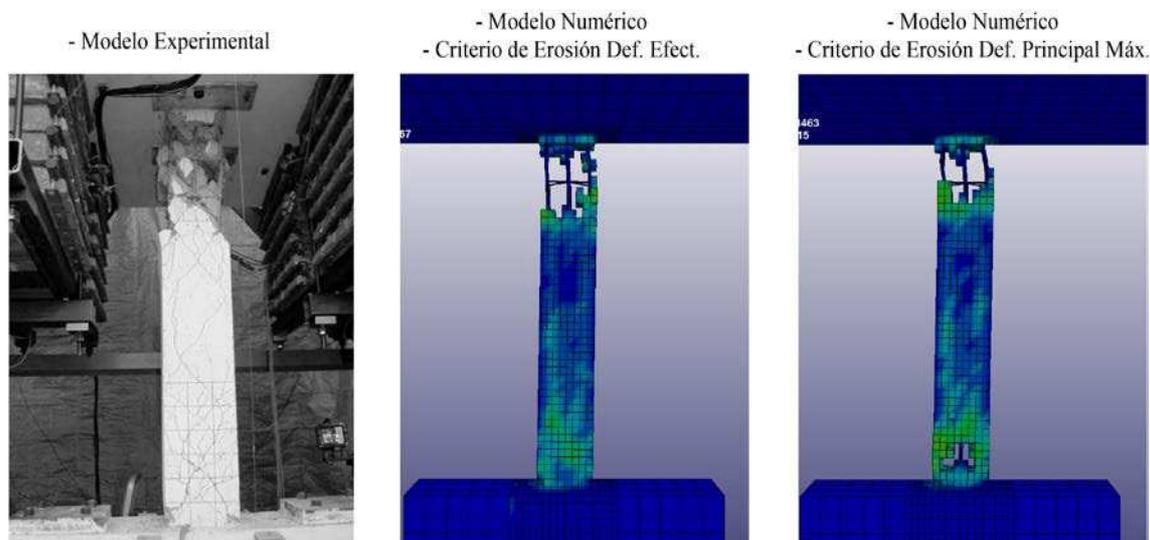


Figura 18: Comparación de la configuración final de la columna central.

Considerando los resultados presentados en esta sección se puede concluir que la respuesta altamente no lineal de un pórtico de hormigón armado bajo el efecto de la acción sísmica puede ser representado con suficiente precisión utilizando el enfoque de modelación descrito en este estudio.

6 CONCLUSIONES

En el desarrollo del presente trabajo se evaluó la capacidad de la modelación numérica para representar la respuesta altamente no lineal de las columnas de un pórtico de hormigón armado bajo el efecto de la acción sísmica. El modelo numérico estudiado está compuesto por

elementos finitos sólidos implementados dentro de un algoritmo explícito de integración en el tiempo. El modelo numérico fue desarrollado con el software LS-DYNA (Hallquist, 2006), empleando el modelo de material de hormigón de Winfrith. Como referencia experimental se utilizó la respuesta obtenida del ensayo en mesa vibratoria documentados por Elwood y Moehle (2003). En particular se emplearon los primeros 30 segundos del ensayo experimental, ya que es lapso de tiempo en el que la columna de hormigón armado alcanzó la degradación total de su resistencia.

En primer lugar se realizó un análisis de sensibilidad de malla, a partir del cual un tamaño de elementos de 3,2cm demostró ser aceptable en términos de precisión y costo computacional. Posteriormente se calibraron los parámetros del modelo de material. El primer parámetro calibrado fue el valor límite de apertura de fisuración a partir del cual el hormigón no es capaz de transferir esfuerzos tanto normales como tangenciales en el plano de la fisura. En esta calibración se utilizó como referencia la respuesta experimental registrada de manera previa al mayor daño del hormigón, encontrando que el valor de 0,02mm fue el que produjo la mayor similitud numérico-experimental. Comparando la respuesta obtenida del modelo numérico con la respuesta experimental en términos de desplazamiento y corte basal en la columna central, se observó cómo se alcanzó un coeficiente de correlación cruzada normalizada superior a 0,91 y diferencias relativas inferiores al 4,3% en valores cuadráticos medios y valores máximos.

Finalmente se calibró el límite de erosión a partir del cual los elementos con grandes distorsiones son eliminados del modelo numérico. Como referencia se utilizó la respuesta experimental que incluye el mayor daño registrado en la columna central, donde se observó una elevada degradación de rigidez y resistencia. Se adoptaron en este caso criterios de erosión basados en la deformación efectiva y en la deformación principal máxima. Valores límites de deformación del 3 y 4% produjeron respectivamente la mejor correlación con la respuesta experimental. Los índices de similitud alcanzados, tanto en desplazamientos como en corte basal de la columna central, fueron similares para los dos criterios de erosión, con un factor de correlación cruzada normalizada superior a 0,92 en todos los casos, y diferencias relativas menores al 11%.

Se puede concluir entonces que el modelo numérico empleado reproduce de manera aceptable, tanto cuantitativa como cualitativamente, la respuesta no lineal de las columnas de hormigón armado bajo estudio. Del mismo modo, se observó que el esquema explícito de integración en el tiempo es apropiado para simular problemas con no-linealidades fuertes y degradación del hormigón.

AGRADECIMIENTOS

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

REFERENCIAS

- Arshian, A.H., Morgenthal, G. y Narayanan, S. 2016. Influence of modelling strategies on uncertainty propagation in the alternate path mechanism of reinforced concrete framed structures. *Eng. Struct.*, 110: 36-47.
- Babazadeh, A., Burgueño, R. y Silva, P.F. 2016. Evaluation of the critical plastic region length in slender reinforced concrete bridge columns. *Eng. Struct.*, 125: 280-293.
- Bao, X. y Li, B. 2010. Residual strength of blast damaged reinforced concrete columns. *Int. J. Impact Eng.*, 37: 295-308.

- Birely, A.C., Lowes, L.N. y Lehman, D.E. 2012. A model for the practical nonlinear analysis of reinforced-concrete frames including joint flexibility. *Eng. Struct.*, 34: 455-465.
- Borghini, A., Gusella, F. y Vignoli, A. 2016. Seismic vulnerability of existing R.C. buildings: A simplified numerical model to analyse the influence of the beam-column joints collapse. *Eng. Struct.*, 121: 19-29.
- Broadhouse, B.J. 1995. *SPD/D(95)363. AEA Technology. Winfrith Concrete Model in LS-DYNA3D.*
- Broadhouse, B.J. y Neilson, A.J. 1987. Modelling Reinforced Concrete Structures in DYNA3D.
- Chen, W., Hao, H. y Chen, S. 2015. Numerical analysis of prestressed reinforced concrete beam subjected to blast loading. *Mater. Des.*, 65: 662-674.
- Elwood, K. y Moehle, J. 2003. *Shake table tests and analytical studies on the gravity load collapse of reinforced concrete frames.*
- Elwood, K.J. y Moehle, J.P. 2008. Dynamic Shear and Axial-Load Failure of Reinforced Concrete Columns. *J. Struct. Eng.*, 134: 1189-1198.
- Hallquist, J.O. 2006. *LS-DYNA theory manual.*
- Hao, Y., Hao, H. y Li, Z.-X. 2010. Numerical Analysis of Lateral Inertial Confinement Effects on Impact Test of Concrete Compressive Material Properties. *Int. J. Prot. Struct.*, 1: 145-168.
- Hatzigeorgiou, G.D. y Liolios, A.A. 2010. Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 30: 1010-1025.
- Huang, C.-C. y Wu, T.-Y. 2009. A study on dynamic impact of vertical concrete cask tip-over using explicit finite element analysis procedures. *Ann. Nucl. Energy*, 36: 213-221.
- Kashani, M.M., Lowes, L.N., Crewe, A.J. y Alexander, N.A. 2016. Nonlinear fibre element modelling of RC bridge piers considering inelastic buckling of reinforcement. *Eng. Struct.*, 116: 163-177.
- LeBorgne, M.R. y Ghannoum, W.M. 2014. Calibrated analytical element for lateral-strength degradation of reinforced concrete columns. *Eng. Struct.*, 81: 35-48.
- Lee, H.-K. y Kim, S.-E. 2016. Comparative assessment of impact resistance of SC and RC panels using finite element analysis. *Prog. Nucl. Energy*, 90: 105-121.
- Lepage, A., Hopper, M.W., Delgado, S.A. y Dragovich, J.J. 2010. Best-fit models for nonlinear seismic response of reinforced concrete frames. *Eng. Struct.*, 32: 2931-2939.
- Li, Z. y Hatzigeorgiou, G.D. 2012. Seismic damage analysis of RC structures using fiber beam-column elements. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 32: 103-110.
- Li, Z.-X., Gao, Y. y Zhao, Q. 2016. A 3D flexure-shear fiber element for modeling the seismic behavior of reinforced concrete columns. *Eng. Struct.*, 117: 372-383.
- López-López, A., Tomás, A. y Sánchez-Olivares, G. 2016. Influence of adjusted models of plastic hinges in nonlinear behaviour of reinforced concrete buildings. *Eng. Struct.*, 124: 245-257.
- Luccioni, B. y Araoz, G. 2011. Erosion Criteria for Frictional Materials under Blast Load. *Mec. Comput.*, XXX: 1809-1831.
- Lynn, A.C. 2001. Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns.
- Martinelli, L., Martinelli, P. y Mulas, M.G. 2013. Performance of fiber beam-column elements in the seismic analysis of a lightly reinforced shear wall. *Eng. Struct.*, 49: 345-359.
- Nguyen, X.H. 2014. Performance of Multifiber Beam Element for Seismic Analysis of Reinforced Concrete Structures. *Int. J. Struct. Stab. Dyn.*, 14: 1450013.
- Nyström, U. y Gylltoft, K. 2009. Numerical studies of the combined effects of blast and

- fragment loading. *Int. J. Impact Eng.*, 36: 995-1005.
- Orbovic, N., Sagals, G. y Blahoianu, A. 2015. Influence of transverse reinforcement on perforation resistance of reinforced concrete slabs under hard missile impact. *Nucl. Eng. Des.*, 295: 716-729.
- Ottosen, N.S. 1977. A failure criterion for concrete. *J. Eng. Mech.*, 527-535.
- Ravi Mullapudi, T. y Ayoub, A. 2010. Modeling of the seismic behavior of shear-critical reinforced concrete columns. *Eng. Struct.*, 32: 3601-3615.
- Sadiq, M., Xiu Yun, Z. y Rong, P. 2014. Simulation analysis of impact tests of steel plate reinforced concrete and reinforced concrete slabs against aircraft impact and its validation with experimental results. *Nucl. Eng. Des.*, 273: 653-667.
- Schwer, L. 2010. An introduction to the Winfrith concrete model. *Schwer Eng. Consult. Serv.*
- Sezen, H. 2002. Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns.
- Shayanfar, J., Akbarzadeh Bengar, H. y Niroomandi, A. 2016. A proposed model for predicting nonlinear behavior of RC joints under seismic loads. *Mater. Des.*, 95: 563-579.
- Silva Lobo, P. y Almeida, J. 2015. RC fiber beam-column model with bond-slip in the vicinity of interior joints. *Eng. Struct.*, 96: 78-87.
- Tai, Y.S., Chu, T.L., Hu, H.T. y Wu, J.Y. 2011. Dynamic response of a reinforced concrete slab subjected to air blast load. *Theor. Appl. Fract. Mech.*, 56: 140-147.
- Teng, T.-L., Chu, Y.-A., Chang, F.-A., Shen, B.-C. y Cheng, D.-S. 2008. Development and validation of numerical model of steel fiber reinforced concrete for high-velocity impact. *Comput. Mater. Sci.*, 42: 90-99.
- Thai, D.-K. y Kim, S.-E. 2014. Failure analysis of reinforced concrete walls under impact loading using the finite element approach. *Eng. Fail. Anal.*, 45: 252-277.
- Xu, S.-Y. y Zhang, J. 2012. Axial-shear-flexure interaction hysteretic model for RC columns under combined actions. *Eng. Struct.*, 34: 548-563.
- Yao, S., Zhang, D., Lu, F., Wang, W. y Chen, X. 2016. Damage features and dynamic response of RC beams under blast. *Eng. Fail. Anal.*, 62: 103-111.
- Zhao, C.F., Chen, J.Y., Wang, Y. y Lu, S.J. 2012. Damage mechanism and response of reinforced concrete containment structure under internal blast loading. *Theor. Appl. Fract. Mech.*, 61: 12-20.