

## **ESTUDIO COMPARATIVO DE MODELOS NUMÉRICOS NO LINEALES APLICADOS A SUBENSAMBLES VIGA-COLUMNA**

**Oscar Möller – Marcelo Rubinstein**

Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (I.M.A.E.)

Universidad Nacional de Rosario – Riobamba y Berutti, 2000 Rosario – Argentina

**Ricardo H. Loreñice**

Departamento de Estructuras, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías

Universidad Nacional de Santiago del Estero

Av. Belgrano (S) N° 1912, 4200 Santiago del Estero, Argentina

**Guillermo Etse**

Departamento de Construcciones y Obras Cíviles – Universidad Nacional de Tucumán

Av. Roca 1800, CC 134, 4000 San Miguel de Tucumán, Argentina

### **RESUMEN**

Se utilizan dos modelos numéricos para predecir la respuesta, hasta la falla, de componentes típicos de pórticos de hormigón armado sismorresistente.

Uno se basa en una formulación de elementos finitos bidimensionales con teoría de flujo de la plasticidad no asociada, y el otro utiliza elementos de barra formados por subelementos conectados en serie.

Se aplican a un subensamble viga columna comparándose las predicciones numéricas con mediciones experimentales, y destacándose la aplicabilidad de cada modelo numérico.

### **ABSTRACT**

Two numerical models are utilized to predict the response, up to the failure, of typical components of earthquake resistant R/C frames.

One is based on a bidimensional finite element formulation with a non-associated flow rule of plasticity, and the other utilize member elements composed by subelements in series.

They are applied to a beam column subassemblage, comparing the numerical predictions with experimental measurements. The usefulness of each model is noted.

### **INTRODUCCIÓN**

Los criterios actuales de diseño de estructuras sismorresistentes se basan en alcanzar objetivos de performance frente a la ocurrencia de terremotos [1].

Para terremotos severos, con periodos de retorno elevados, los objetivos consisten en controlar el nivel de daños y evitar el colapso. Se permiten importantes incursiones en el campo de deformaciones no lineales, buscándose mecanismos de disipación de energía estables que no fallen prematuramente.

Dentro de este marco, es necesario desarrollar herramientas confiables para predecir la respuesta de estructuras, cuantificando en forma realista capacidades en fuerzas y deformaciones, que permitan evaluar los diferentes estados límites que definan cada nivel de performance.

Los modelos cubren un amplio rango, desde los más simples o modelos globales con poca información sobre fuerzas internas, deformaciones locales y ductilidades, hasta modelos complejos con refinada discretización en elementos finitos donde es posible simular todo tipo de efecto físico.

Una alternativa interesante, como compromiso entre simplicidad y precisión, son los modelos de elementos finitos de barras para análisis sísmico no lineal. Las principales contribuciones en este campo se resumen en

[2,3,4]. Los parámetros para estos modelos se obtienen de análisis detallado de sus secciones extremas y de la conexión barra nudo utilizando los modelos más refinados de elementos finitos.

En este trabajo se utilizan dos modelos para predecir la respuesta, hasta la falla, de componentes típicos de pórticos sismorresistentes de hormigón armado, como son los subensamblés viga columna.

Uno, basado en elementos finitos bidimensionales, emplea a nivel material un modelo continuo para hormigón basado en la teoría del flujo de la plasticidad no asociada, incluyendo endurecimiento isotrópico, y una formulación basada en conceptos de mecánica de fractura para el caso de ablandamiento. Utiliza un modelo elastoplástico de Von Mises para la armadura [5,6,7]. Permite analizar detalladamente el subensamble, siguiendo su comportamiento con desplazamiento controlado en forma creciente y describiendo finalmente el mecanismo que gobierna la falla.

El otro modelo utiliza elementos de barra formado por subelementos conectados en serie. Un subelemento describe el comportamiento elastoplástico de la barra de hormigón armado, teniendo en cuenta la gradual extensión de la zona con deformaciones inelásticas en las regiones extremas de la barra. Otro subelemento modela la rotación concentrada que se produce en la interfaz barra nudo por deterioro del anclaje y deslizamiento de armaduras [8,9]. Permite un análisis global del subensamble con ciclos de desplazamientos controlados, evaluando un índice de daño [10] para cuantificar su performance.

Ambos modelos se aplican a un subensamble correspondiente a un nudo externo, del cual se disponen de mediciones experimentales [11]. Se analiza además la influencia de diferentes parámetros en la respuesta del sistema.

### MODELO BIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

El modelo para la armadura está basado en el criterio de fluencia de Von Mises con ablandamiento lineal isotropo en el régimen de pospico. En la implementación numérica se utilizó la matriz de rigidez algorítmica consistente a fin de garantizar una tasa de convergencia cuadrática.

La formulación constitutiva para el hormigón es el Modelo Extendido de Leon, que se basa en la teoría del flujo no asociado de la plasticidad, incluyendo endurecimiento isotrópico en el régimen de prepico y una formulación basada en conceptos de Mecánica de Fractura para el ablandamiento de pospico [5]. El criterio de falla, tanto para el caso de endurecimiento como ablandamiento se define como:

$$F = \left[ \frac{(1-k)}{f_c^2} \left( \sigma + \frac{\rho g(\theta)}{\sqrt{6}} \right)^2 + \frac{\rho g(\theta)}{f_c} \sqrt{\frac{3}{2}} \right]^2 + \frac{k^2 m}{f_c} \left( \sigma + \frac{\rho g(\theta)}{\sqrt{6}} \right) - k^2 c = 0 \quad (1)$$

Donde  $f_c$  es la resistencia uniaxial de compresión y la función  $g = g(\theta)$  describe la variación de la resistencia deviatorica  $\rho = \rho(\theta)$  como una función del ángulo de Lode, en analogía con la aproximación elíptica del modelo de 5 parámetros de William y Warnke (1974). Las superficies de carga en endurecimiento plástico son generadas por el parámetro escalar  $k$  ( $\kappa_s$ ) que varía entre 0.1 y 1.0, mientras  $c$  ( $\sigma_f$ ) y  $m$ , los parámetros de cohesión y fricción, permanecen constantes. La variación de  $k$  está definida para lograr un comportamiento de endurecimiento sensible al nivel de confinamiento de tensiones existente en el hormigón.

El régimen de ablandamiento se activa cuando el estado de tensiones, que activa el comportamiento elastoplástico, está caracterizado por un nivel de presión hidrostática (o confinamiento) inferior al punto de transición (PT) que define el límite entre la zona de falla frágil y la de falla dúctil. La presión hidrostática del PT se determina a partir de resultados experimentales de ensayos triaxiales de probetas cilíndricas de hormigón, bajo diferentes niveles de confinamiento. La formulación de ablandamiento del Modelo Extendido de Leon está basada en conceptos de energía de fractura. Dicha formulación conduce a una redefinición de la relación local  $\sigma - \varepsilon$  en términos de propiedades fundamentales del proceso de fractura representada por los parámetros  $\sigma_f$  y  $\kappa_f$  que definen la tensión de fractura y la apertura de fisuras.  $\kappa_f$ , es decir la apertura de fisuras, es definida como función de la energía liberada por fractura, que varía fuertemente de acuerdo al tipo de ablandamiento que se lleva a cabo, ya sea bajo tracción simple o bajo compresión triaxial con bajo o alto nivel de confinamiento lateral.

El modelo para hormigón utiliza una ley de flujo no asociada. El potencial plástico  $Q = Q(\sigma, \rho, \theta)$  es formulado sobre la base de una modificación volumétrica de la condición de fluencia [5], la cual permite reproducir la dilatación del hormigón en el régimen de bajo confinamiento.

## MODELO DE ELEMENTOS DE BARRA PARA ANÁLISIS NO LINEAL

### Tipo de elemento finito

Para representar los diferentes mecanismos que contribuyen al comportamiento histerético de las regiones críticas de miembros de hormigón armado, el elemento de barra para pórticos planos se descompone en subelementos [8,9], de acuerdo a la Fig. 1.

- Subelemento elastoplástico: representa el comportamiento elástico lineal y la respuesta no lineal de las regiones extremas con una difusión gradual de las deformaciones inelásticas por flexión dentro del elemento, función de la historia de carga. La relación momento curvatura sigue la regla de Clough, y los parámetros que la definen se obtienen de un análisis previo detallado de la sección tipo, utilizando ecuaciones constitutivas realistas para el hormigón confinado y el acero.
- Subelemento conexión: simula la rotación concentrada que se produce en la interfaz barra nudo debido al deterioro de la adherencia y deslizamiento de la armadura anclada en el nudo. La relación constitutiva momento-rotación del resorte, que simula este efecto, sigue una ley de carga, descarga y recarga cuyos parámetros son obtenidos de un análisis previo detallado de cada conexión [12].
- Extremos rígidos tienen en cuenta dimensiones de nudos no despreciables.

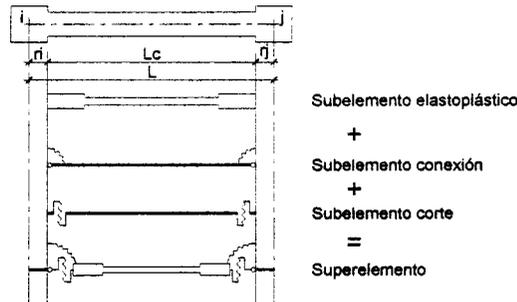


Figura 1: Descomposición de la barra en subelementos

### Solución del problema dinámico no lineal

El sistema de ecuaciones de equilibrio dinámico se formula dentro de un esquema lagrangiano actualizado, para tener en cuenta grandes desplazamientos. Se resuelve utilizando integración directa paso a paso con el método implícito de Newmark, y un esquema iterativo modificado de Newton Raphson dentro de cada paso.

### Modelo de daño

Para evaluar el daño en la estructura se utiliza el índice de Park y Ang [10] que combina dos parámetros de daño:

$$DI = \frac{\phi}{\phi_u} + \beta \frac{E_H}{M_y \phi_u} \quad (2)$$

donde  $\phi$  y  $\phi_u$  son los valores demandado y último de curvatura o rotación,  $E_H$  es la energía histerética disipada,  $M_y$  el momento de fluencia, y  $\beta$  una constante que depende de las características del detallamiento de las secciones.  $\phi$ ,  $E_H$  representan demandas calculadas con análisis dinámico no lineal,  $\beta$ ,  $M_y$ ,  $\phi_u$  representan capacidades.

El índice de daño (2) se evalúa en cada extremo de barra y conexión barra-nudo, y luego se combinan para obtener el índice de daño global en la estructura.

$$DIES = \sum w_i DI_i \quad w_i = DI_i / \sum DI_i \quad (3)$$

En el análisis momento curvatura detallado de la sección se define la falla cuando al final de un número de ciclos predeterminado se alcanza un estado límite: (i) degradación de resistencia en 20 %, (ii) agotamiento del confinamiento dado por la armadura transversal; (iii) deformación última de la armadura longitudinal a tracción y a compresión por pandeo.

Conocido  $\phi$  y  $E_H$  asociado a la falla para 1 ciclo y 4 ciclos completos, se deducen  $\phi_u$  y  $\beta$  asignando  $DI = 1.00$ . De esta manera se calibran los parámetros del índice de daño (2).

### APLICACIONES

Se analiza el subensamble de la Fig.2 correspondiente a un nudo exterior de un pórtico sismorresistente de varios niveles.

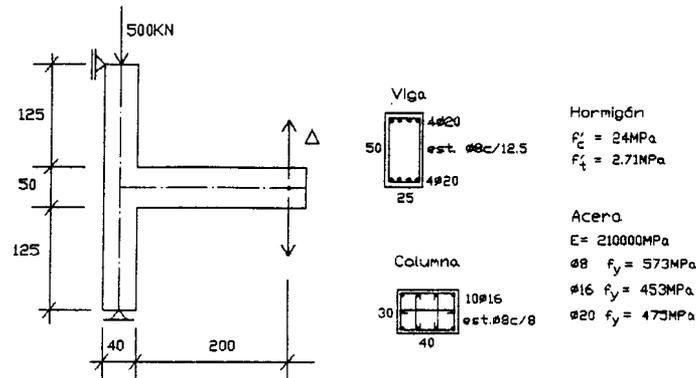


Figura 2: Datos del subensamble

#### Análisis monotónico

Se realiza en primer lugar un análisis monótono creciente. En la Fig.3 se muestran los resultados con elementos finitos 2D obtenidos con los datos originales, con el doble de la armadura de la columna y con una disminución del 25 % de la energía de fractura. También se presenta la respuesta con elementos de barra. En la Fig.4 se reproducen las mediciones experimentales [11] junto con la curva monótona de elementos de barra. Se observa:

- La rigidez inicial es mayor con elem. bidimensionales, lo cual es correcto debido a la consideración de la colaboración a tracción del hormigón en las primeras etapas. La rectificación del diagrama momento curvatura, de las secciones rectas de las barras, con una recta que representa el comportamiento elástico hasta la fluencia de las armaduras, elimina esta mayor rigidez inicial, como se nota en la Fig.4.
- La carga que marca la plastificación del extremo de la viga es menor en el modelo de barras: 128 kN que en elem. finitos 2D: 155 kN. La medición experimental es 120 kN. Se observa en la Fig.4 la buena aproximación del modelo de barras, no solamente en la carga de fluencia, sino luego en la etapa de endurecimiento.
- Con elem. finitos, el comportamiento postpico muestra una suave disminución de la carga, llegando hasta desplazamientos de 70 mm con valores de 149 kN. Este valor se corresponde con resultados experimentales para el segundo ciclo de ductilidad 4 y los 2 últimos de ductilidad 5, para ese nivel de desplazamiento.
- La duplicación de la armadura de la columna sólo aporta una pequeña mayor rigidez al conjunto luego de la fisuración del hormigón. No influye en la carga máxima, porque ésta está relacionada con la plastificación del extremo de la viga. La columna nunca alcanza su momento flector de fluencia.
- La disminución de la energía de fractura en un 25 % produce una menor carga límite, con un similar comportamiento global de postpico.

#### Análisis cíclico

Con los mismos ciclos de desplazamientos controlados, utilizados en el ensayo experimental, se analiza el subensamble con elementos de barra. Los resultados se presentan en la Fig.5. El aspecto general muestra una muy buena aproximación notándose:

- En el sentido de desplazamientos negativos (hacia abajo) la resistencia es algo mayor con elem. de barra en los sucesivos ciclos, del orden del 12 %.
- Para los desplazamientos positivos los valores de resistencia son prácticamente coincidentes.
- También son muy similares las ramas de recarga.

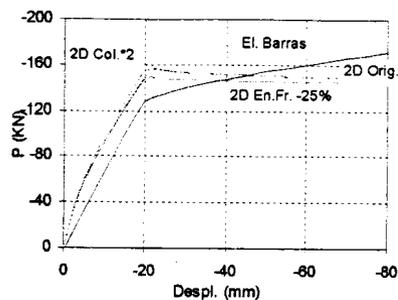


Figura 3: Respuesta numérica monotónica

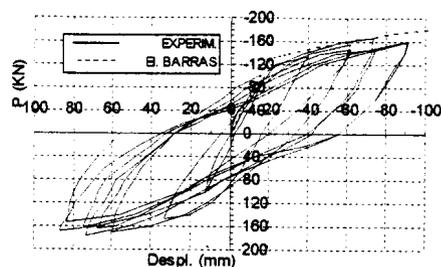


Figura 4: Mediciones experimentales

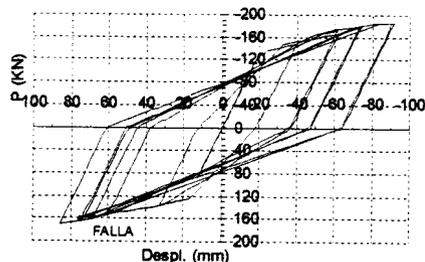


Figura 5: Respuesta ciclica con elementos de barra

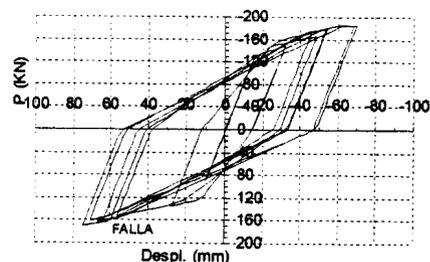


Figura 6: Elem. de barra sin rotación concentrada

Para el análisis previo de la sección de la viga se obtuvieron las siguientes condiciones de falla: (i) 1 ciclo:  $\phi_1 = 0.20062 \text{ rad/m}$  ( $\mu_\phi = 26$ ),  $E_{H1} = 198.85 \text{ KNrad}$ ; (ii) 4 ciclos:  $\phi_4 = 0.11188 \text{ rad/m}$  ( $\mu_\phi = 14.5$ ),  $E_{H4} = 444.76 \text{ KNrad}$ . En ambos casos la falla se produce por pandeo de la armadura comprimida. Los parámetros para el índice de daños de esta sección resultan  $\phi_u = 0.27236 \text{ rad/m}$ ,  $\beta = 0.0894$ .

En el análisis del subensamble, el índice daño alcanza el valor  $DI = 1.00$  en la sección crítica de la viga, en la última parte del segundo ciclo de ductilidad 5, como se indica en la Fig.5, asociada a una ductilidad máxima de curvatura  $\mu_\phi = 20$ . Es coherente que sea mayor que 14.5 porque si bien el número de ciclos fue mayor que 4, se realizaron con diferente nivel de ductilidad global. Por otra parte también es correcto que sea menor que 26 valor asociado a la falla con un solo ciclo hasta esa magnitud.

En el ensayo experimental la falla también se produjo al final del segundo ciclo a ductilidad global 5, por pandeo de la armadura comprimida de la viga [11].

Finalmente en la Fig.6 se muestra el resultado del análisis ciclico con el modelo de barras pero sin considerar la rotación concentrada en la interfaz barra nudo. La relación de desplazamientos máximos indica que un 23 % del desplazamiento total se debe dicha rotación localizada.

### CONCLUSIONES

- En las etapas iniciales de desplazamiento el comportamiento es seguido con mayor precisión por el modelo de elementos finitos bidimensionales.
- La carga de fluencia y el comportamiento ciclico es representado apropiadamente por el modelo de elementos de barra, encontrándose, para este ejemplo, un buen acuerdo entre la calibración del índice de daño para predecir la falla y las observaciones experimentales.

**REFERENCIAS**

- [1] SEAOC Visión 2000 "Performance based seismic engineering of buildings" Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, USA, (1995).
- [2] F.C. Filippou, A. D'Ambrisi and A. Issa, "Non linear static and dynamic analysis of reinforced concrete subassemblages", EERC 92/08 Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (1992).
- [3] E. Spacone, F.C. Filippou and F.F. Taucer, "Fibre beam-column model for non linear analysis of r/c frames. Part I Formulation and Part II: Applications", Earthquake Eng. Struct. Dyn. Vol 25, 711-742 (1996).
- [4] E. Spacone, V. Ciampi, F.C. Filippou, "A beam element for seismic damage analysis", EERC 92/07 Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (1992).
- [5] G. Etse and K. Willam, "A fracture energy formulation for inelastic behavior of plain concrete", J. Mech Div, ASCE, Vol 120 N° ST9, 1983-2011 (1994).
- [6] G. Etse, "Finite element analysis of failure response behavior of anchor bolts in concrete", Int. J. of Nuclear Eng. (1997).
- [7] G. Etse and K. Willam, "Integration algorithms for concrete plasticity", Engineering Computations, Vol 13, N° 8, 38-65 (1996).
- [8] O. Möller, G. Etse, M. Rubinstein, "Análisis computacional no lineal para pórticos sismorresistentes", Mecánica Computacional, AMCA, Vol XVIII, 405-414 (1997).
- [9] O. Möller, G. Etse, A. Giuliano, M. Rubinstein, "Computational analysis of non linear dynamic behavior of reinforced concrete frames", Computational Mechanics: New Trends and Applications, Part II, Section 5, Title 9, CIMNE, IACM, (1998).
- [10] Y. J. Park, A-H. S. Ang, "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", J. Struct. Eng., Vol III, 4, 722-739 (1985).
- [11] J.J. Casellas, "Comportamiento anelástico de uniones exteriores de hormigón armado sismorresistente", Tesis de Magister en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Tucumán, (1993).
- [12] O. Möller, "Modelo constitutivo para nudos de hormigón armado sismorresistente, con deslizamiento de armaduras", Mecánica Computacional Vol XV, 13-22, AMCA (1995).