

# **Métodos Avanzados para el Cálculo de la Resistencia Última de Estructuras de Hormigón**

**E. Oñate  
A. Hanganu**

# **Métodos Avanzados para el Cálculo de la Resistencia Última de Estructuras de Hormigón**

**E. Oñate  
A. Hanganu**

**Publicación CIMNE Nº 176, Septiembre 1999**

**Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería  
Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, España**



# MÉTODOS AVANZADOS PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA ÚLTIMA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

**Eugenio Oñate**  
Dr. Ingeniero de Caminos,  
Universidad Politécnica de Cataluña



Eugenio Oñate, nacido en 1953, es ingeniero de caminos por la Universidad Politécnica de Valencia y se doctoró en 1979 en la Universidad de Swansea, Gales

**Alex Hanganu**  
Dr. Ingeniero de Caminos,  
Universidad Politécnica de Cataluña



Alex Hanganu, nacido en 1964, es ingeniero de caminos por la Universidad de Bucarest y se doctoró en 1997 en la Universidad de Cataluña

## RESUMEN

Se presenta en el trabajo una panorámica de los modelos más recientes para evaluar la resistencia última de estructuras de hormigón en masa y armado. Se presta especial atención al modelo de daño, descubriéndose varios ejemplos de aplicación de este modelo.

## 1. INTRODUCCIÓN

Existen cuatro procedimientos para modelar el comportamiento no lineal de estructuras de hormigón armado y en masa, prediciendo la aparición y evolución de las fisuras y la carga última de colapso: a) *modelo de fisura discreta* [1,2,6], *modelo de fisura distribuida* [3-8], *modelos de daño* [9-14] y *modelos de barras* [15]. En esta última clase de modelos el continuo se sustituye a priori por una malla de elementos de barras articuladas o reticuladas. Tras ello se asignan a dichas barras propiedades de la microestructura del material, dependiendo si cada barra representa un árido o una zona de mortero. Los modelos de barras son útiles, por tanto, para investigar sobre el origen del proceso de fisuración a nivel detallado.

En los modelos de fisura discreta se supone que aparece una fisura tan pronto como la fuerza nodal normal a los contornos de un elemento finito excede la máxima tensión de tracción que resiste el hormigón en un ensayo uniaxial. Tras ello se añaden nuevos grados de libertad en la posición de dicho nodo y se crea una discontinuidad geométrica entre el nodo antiguo y el nuevo. En la Figura 1 se muestra un esquema sencillo del modelo de forma discreta. La dos desventajas obvias de este método es que requiere un cambio en la topología de la discretización y que restringe la propagación de las fisuras a líneas nodales. Esta técnica puede mejorarse utilizando remallado [2] y mediante el uso de elementos de interfaz como fisuras predefinidas en las zonas donde se espera la propagación de aquellas [6].

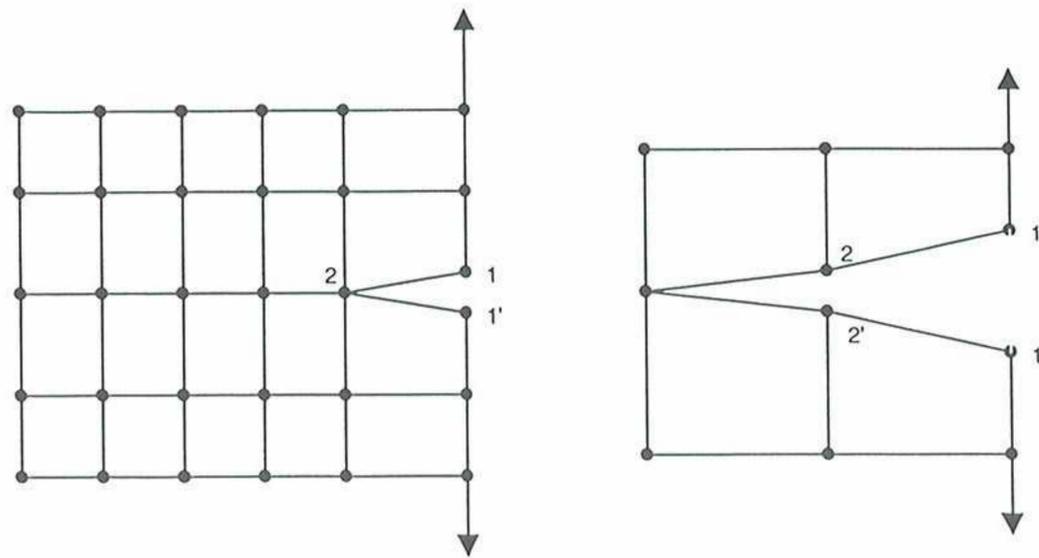


Figura 1. Modelo de fisura discreta.

La contrapartida del modelo de fisura discreta es el de fisura distribuida, en el que el sólido se mantiene como un continuo. Una vez que se inicia la fisuración se supone que el comportamiento isotrópico elástico inicial cambia por uno ortótropo que es función de la dirección de fisuración. Como consecuencia se preserva la topología inicial de la malla. Esto explica la gran popularidad del modelo de fisura distribuida para aplicaciones prácticas [5,7,8].

Dentro de los modelos de fisura distribuida puede distinguirse entre los de fisura fija y fisura giratoria. En los primeros se supone que la dirección de la normal a la fisura es fija después de iniciarse esta. Los modelos de fisura giratoria admiten que la dirección normal a la fisura puede girar durante el proceso de fisuración, siguiendo las direcciones de los ejes de tensiones o deformaciones principales [5].

En la Figura 2 se muestra un esquema de la base del modelo de fisura distribuida más simple. Una vez que la tensión principal mayor supera la tensión de tracción límite se supone que aparece una fisura en dirección normal. En ese momento se modifica la matriz constitutiva en ejes locales, de manera que se anula la resistencia en la dirección normal a la fisura, manteniéndose intacta la resistencia en la dirección de ésta. Asimismo suele admitirse un módulo de rigidez por cortante reducido por un coeficiente  $\beta$  (es usual tomar  $\beta \simeq 0,2$ ). La nueva relación constitutiva ortótropa en ejes locales se escribe en ejes globales mediante una transformación estándar por medio de la matriz de rotación  $\mathbf{T}$  que depende de la dirección de la fisura [8].

## 2. ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CON MODELOS DE DAÑO

La mecánica de daño es una rama de la mecánica del continuo que incorpora cambios a nivel microestructural del material a través de un número de variables internas escalares o tensoriales [9-14]. En ese sentido es similar a conceptos de plasticidad donde la influencia de la historia del material en la evolución de las tensiones se incorpora en la teoría del continuo a través de un conjunto de variables. En el modelo de daño elástico más sencillo la descarga sigue una trayectoria secante hasta el origen, donde se llega con un estado libre de tensiones y deformaciones.

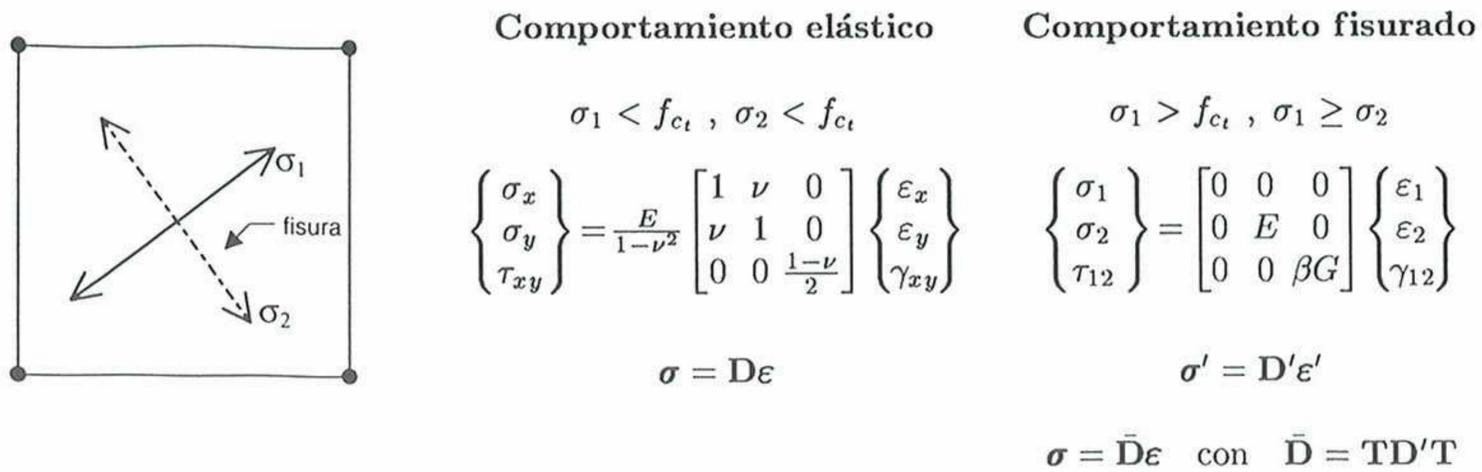


Figura 2. Modelo de fisura distribuida para un elemento de tensión plana.

Es sabido que la microfisuración en el hormigón y la mampostería ocurre a niveles de carga bajos debido a la pérdida de cohesión entre las partículas de mortero y el árido o por fisuración del mismo mortero. La fisuración progresa siguiendo caminos no homogéneos que combinan los mecanismos arriba mencionados con el crecimiento y la conexión de las microfisuras en varias direcciones. Los experimentos sobre mortero han evidenciado que la distribución de las microfisuras es altamente discontinua con orientaciones arbitrarias. Este hecho está demostrado por muchos experimentos que muestran que la fisuración puede ser considerada un fenómeno no direccional y que la propagación de las fisuras sigue caminos aleatorios que dependen del tamaño de las partículas del árido. De esta manera, las direcciones de fisuración dominantes pueden interpretarse como el lugar geométrico de las trayectorias de los puntos dañados del material (véase la Figura 3).

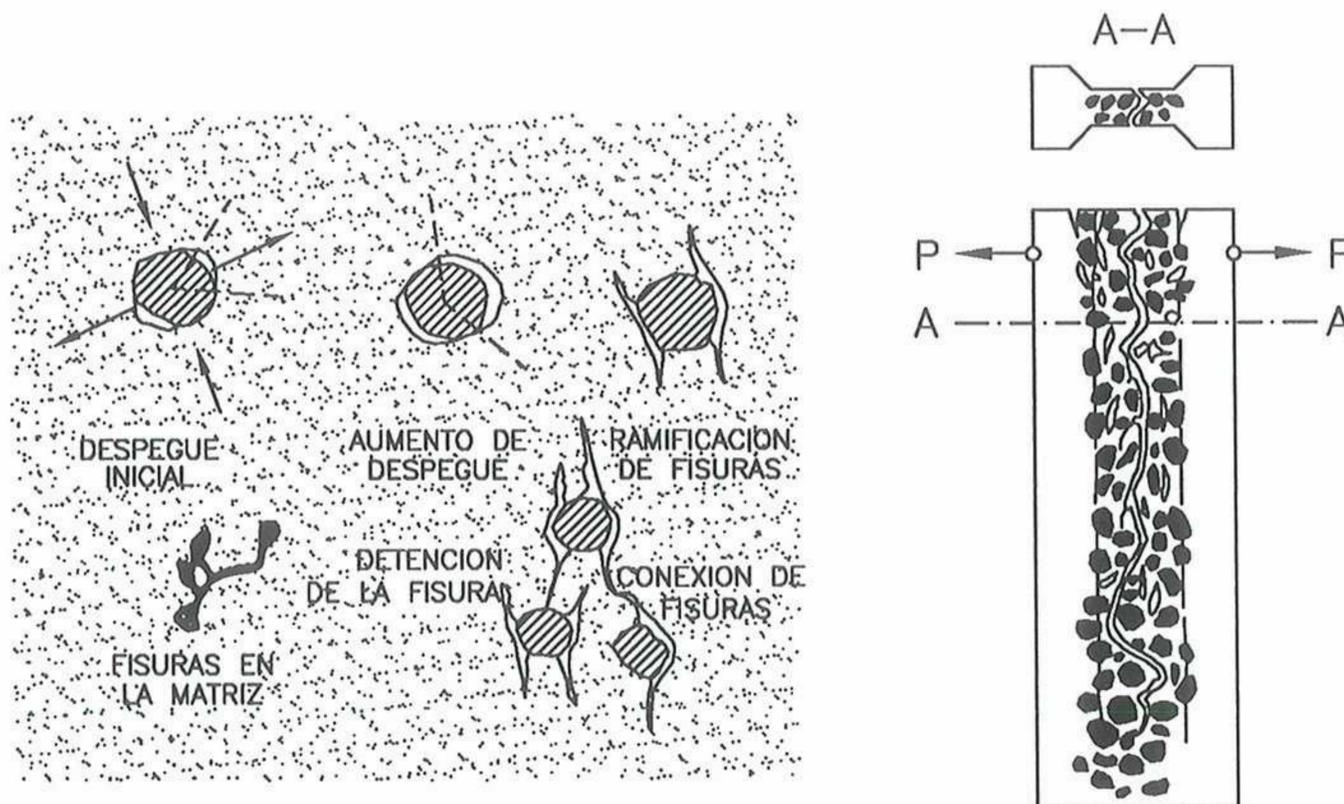


Figure 3. Mecánica del daño y propagación de una fisura macroscópica en hormigón en masa.

Los conceptos anteriores apoyan la idea de que el comportamiento no lineal del hormigón y la mampostería pueden modelizarse utilizando la teoría del daño si se define una

función de daño adecuada que tenga en cuenta la diferencia de respuesta de estos materiales en tracción y compresión [9,13,19,20]. La fisuración se interpreta en este caso como un efecto de daño local definido por la evolución de parámetros conocidos de material y de una o varias funciones que controlan la aparición y evolución del daño.

Una de las ventajas de un modelo de este tipo es la independencia del análisis de las direcciones de fisuración que pueden identificarse "a posteriori" una vez se haya obtenido la solución no lineal. En este estudio ha sido utilizada una extensión del modelo de daño isótropo desarrollado en los últimos años [18,19] para el análisis del comportamiento no lineal de estructuras de hormigón. El modelo mencionado tiene en cuenta todos los aspectos importantes que deben considerarse en un análisis no lineal de estructuras de hormigón y mampostería, tales como la diferencia de comportamiento en tracción y compresión, el efecto de la degradación de la rigidez debido a causas mecánicas y la objetividad de la respuesta con respecto a diferentes mallas de elementos finitos.

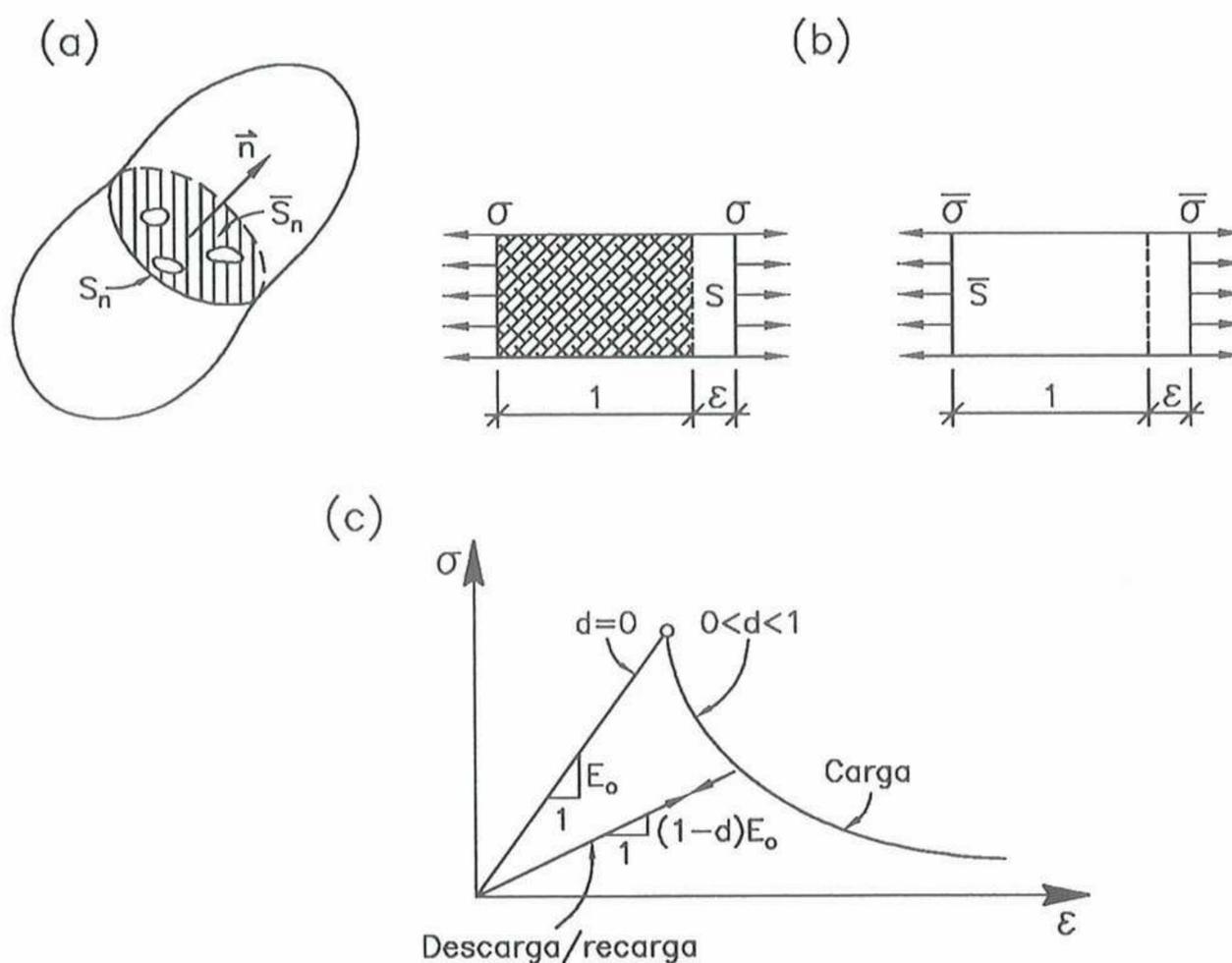


Figure 4. (a) Superficie dañada; (b) Tensión de Cauchy  $\sigma$  y tensión efectiva  $\bar{\sigma}$ ; (c) Evolución de la curva uniaxial tensión-deformación.

## 2.1 El concepto de daño isótropo

Para aclarar mejor el concepto de daño, se considera una superficie elemental en un volumen de material degradado. Dicha superficie es suficientemente grande para tener un número representativo de defectos, pero al mismo tiempo puede todavía considerarse como perteneciente a un punto material específico. En la Figura 4,  $S_n$  es el área de toda la sección,  $\bar{S}_n$  el área resistente efectiva ( $S_n - \bar{S}_n$  siendo el área ocupada por los huecos) y, como consecuencia, la variable de daño  $d_n$  asociada a esta superficie es

$$d_n = \frac{S_n - \bar{S}_n}{S_n} = 1 - \frac{\bar{S}_n}{S_n} \quad (1)$$

En la relación anterior  $d_n$  representa la densidad de los defectos del material y tendrá el valor cero en el estado inicial no dañado. A medida que la fisuración avanza  $d_n$  tenderá hacia un valor crítico cercano a la unidad que corresponde a la completa desaparición del área resistente  $\bar{S}_n$ . En la mayoría de los casos es suficiente una representación escalar del daño ( $d_n = d$ ) para asegurar la modelización realista del material. En este caso las microfisuras no tienen una dirección particular y la fisura macroscópica se define posteriormente como el lugar geométrico de los puntos dañados.

Un concepto útil para entender el efecto del daño es el de tensión efectiva. La relación de equilibrio entre la tensión de Cauchy estandar  $\sigma$  y la tensión efectiva  $\bar{\sigma}$  en el caso de la probeta dañada de la Figura 4 es

$$\sigma S = \bar{\sigma} \bar{S} \quad (2)$$

y utilizando (1) and (2) se obtiene

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} = (1 - d)E\varepsilon \quad (3)$$

Durante un proceso de degradación, es el área efectiva la que soporta la carga exterior y, por este motivo,  $\bar{\sigma}$  es un parámetro más representativo físicamente que  $\sigma$ .

La ecuación (3) puede extenderse al caso tridimensional como

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d)\bar{\boldsymbol{\sigma}} = (1 - d)\mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (4)$$

donde  $\mathbf{D}$  es la matriz constitutiva elástica y  $\boldsymbol{\sigma}$  y  $\boldsymbol{\varepsilon}$  son los vectores de tensión y deformación usuales.

El modelo de daño requiere el conocimiento de la variable de daño  $d$  en cada instante de la historia de la deformación de la estructura. Para ello debe definirse:

- a) *Una norma adecuada*  $\tau$  del tensor de deformaciones (o alternativamente del vector de tensiones no dañadas). Una expresión de dicha norma, muy utilizada para hormigón y mampostería, es

$$\tau = \left( \theta + \frac{1 - \theta}{n} \right) [\bar{\boldsymbol{\sigma}}^T \mathbf{D}^{-1} \bar{\boldsymbol{\sigma}}]^{1/2}, \quad \bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}_0 \boldsymbol{\varepsilon} \quad (5)$$

donde  $n = \frac{f'_c}{f'_t}$  es el cociente entre la tensiones límites de compresión y tracción y

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \bar{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\bar{\sigma}_i|} \quad \text{con } \langle \pm \bar{\sigma}_i \rangle = \frac{1}{2} (|\sigma_i| \pm \sigma_i), \quad \bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (6)$$

La expresión (6) tiene en cuenta el diferente comportamiento del material a tracción y compresión.

- b) *Un criterio de daño* formulado en el espacio de deformaciones o de tensiones no dañadas. La forma más sencilla de este criterio puede escribirse como

$$F(\tau, r) = \tau - r \leq 0 \quad (7)$$

donde  $\tau$  es la norma definida en la ec.(5) y  $r$  es un parámetro que indica el límite del daño. El daño crece cuando la norma  $\tau$  excede el valor actual del parámetro  $r$ . En

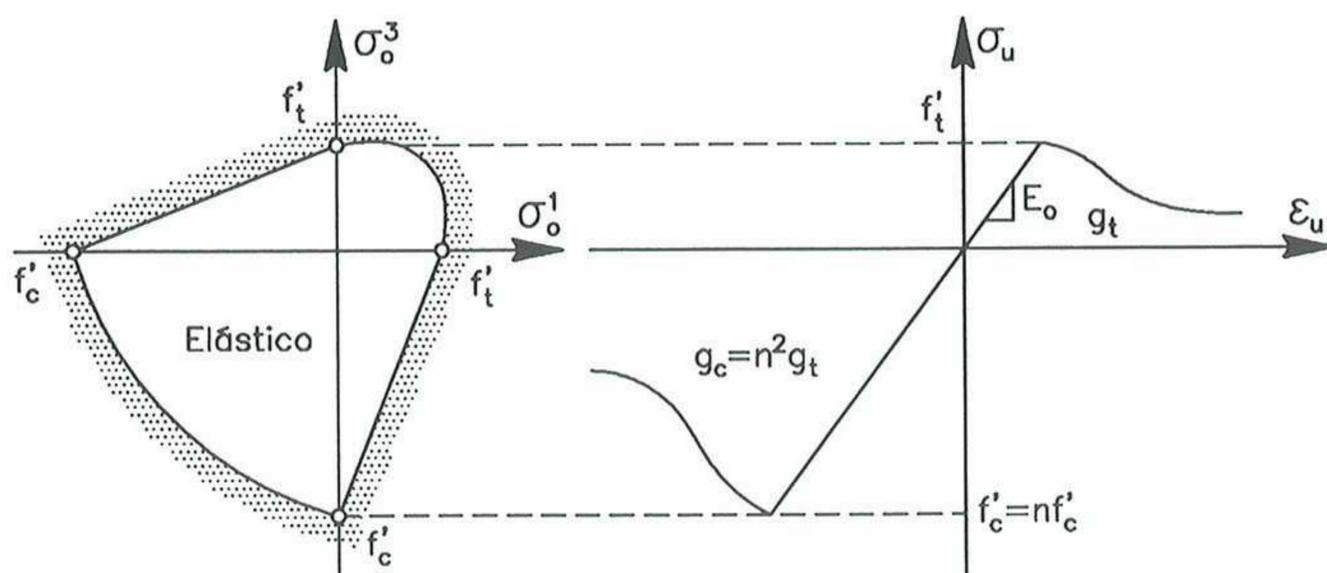


Figura 4. Superficie de límite de daño y curva de tensión-deformación uniaxial para el modelo de las ecs.(4-7)

particular, el daño se inicia cuando  $\tau$  excede por primera vez el valor  $r^o$  (típicamente se toma  $r^o = r^o = \frac{f'_t}{\sqrt{E}}$ ).

La Figura 4 muestra la forma de la superficie límite definiendo el inicio del daño para la expresión de  $\tau$  dada por la ec.(6).

c) *Leyes de evolución* para la variable de daño  $r$ . Estas leyes pueden escribirse como

$$d = G(r) \quad , \quad r = \max \{ r^o, \tau \} \quad (8)$$

donde  $G$  es una función escalar monótona definida por

$$G(r) = 1 - \frac{r^o}{r} \exp \left\{ A \left( 1 - \frac{r}{r^o} \right) \right\} \quad (9)$$

Adiviértase que  $G(r^o) = 0$  y  $G(\infty) = 1$  como podía esperarse. El parámetro  $A$  se determina de la energía disipada en un test de tracción uniaxial. La expresión de  $A$  puede encontrarse en [19].

#### 4. ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS CON UN MODELO DE DAÑO

El modelo de daño antes presentado es extremadamente simple en comparación con modelos no lineales más sofisticados. La implementación en un programa de elementos finitos sigue el proceso general [19]:

a) Discretización en elementos finitos de la estructura. Interpolación del campo de desplazamientos  $\mathbf{u}$  dentro de cada elemento en función de los desplazamientos nodales  $\mathbf{a}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{N}\mathbf{a} \quad (10)$$

donde  $\mathbf{N}$  es la matriz de funciones de forma.

b) Discretización de los campos de deformaciones y tensiones por

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L}\mathbf{u} = \mathbf{L}\mathbf{N}\mathbf{a} = \mathbf{B}\mathbf{a} \quad (11)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = \beta(1 - d)\mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} = \beta(1 - d)\mathbf{D}\mathbf{B}\mathbf{a} \quad (12)$$

donde  $\mathbf{L}$  es el operador de deformaciones apropiado y  $\mathbf{B}$  es la matriz de deformaciones.

c) Obtención de las ecuaciones (no lineales) de la discretización. Sustituyendo las ecs.(10)-(12) en el principio de los trabajos virtuales

$$\int_V \delta\boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \int_V \delta\mathbf{u}^T \mathbf{b} dV + \int_S \delta\mathbf{u}^T \mathbf{t} dS \quad (13)$$

conduce tras operar a

$$\boldsymbol{\Psi} = \mathbf{p} - \mathbf{f} \quad (14)$$

$$\mathbf{p} = \int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV \quad (15)$$

$$\mathbf{f} = \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} dV + \int_S \mathbf{N}^T \mathbf{t} dS \quad (16)$$

En las ecuaciones anteriores  $\mathbf{b}$  y  $\mathbf{t}$  son los vectores de fuerzas másicas y de superficie, respectivamente,  $\delta\boldsymbol{\varepsilon}$  y  $\delta\mathbf{u}$  son los vectores de deformaciones y desplazamientos virtuales y  $\boldsymbol{\Psi}$  es el vector de fuerzas residuales que expresa el equilibrio entre el vector de fuerzas exteriores  $\mathbf{f}$  e interiores  $\mathbf{p}$ .

El sistema de ecuaciones (13) es no lineal debido a la dependencia de las tensiones con el parámetro de daño. La solución del sistema puede hacerse mediante un proceso iterativo incremental tipo Newton-Raphson. Los detalles al respecto pueden encontrarse en [19].

Uno de los aspectos a destacar en la formulación de daño es que no se requiere de un algoritmo especial para integración de la ecuación constitutiva como ocurre en los modelos elato-plásticos, y las tensiones se calculan directamente en función del nivel de deformación y del parámetro de daño por la ecuación (9).

#### 4.1 El concepto de daño global

La capacidad resistente global de una estructura puede evaluarse mediante un índice de *daño global*  $D$ . Una posible definición de este índice es la siguiente [19]

$$D = 1 - \frac{U}{\bar{U}} \quad (17)$$

donde  $U$  y  $\bar{U}$  son las energías de deformación de la estructura dañada y la estructura intacta, respectivamente, definida por

$$\begin{aligned} U &= \mathbf{a}^T \int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \mathbf{a}^T \int_V \mathbf{B}^T (1 - d) \bar{\boldsymbol{\sigma}} dV \\ \bar{U} &= \mathbf{a}^T \int_V \mathbf{B}^T \bar{\boldsymbol{\sigma}} dV \end{aligned} \quad (18)$$

Las integrales anteriores se obtienen por suma de las contribuciones elementales en la forma usual.

Adviértase que la pérdida total de la capacidad resistente de la estructura corresponde a un valor de  $D = 1$ . El valor  $D = 1$  se alcanza cuando se produce una pérdida de rigidez en una zona o zonas de la estructura por acumulación de daño local, de manera que se produce el colapso de esa zona (que puede coincidir o no con toda la estructura) a través de un mecanismo de rotura que absorbe toda la deformación de la estructura. Es importante remarcar que el índice de daño global puede calcularse para una parte de la estructura (una planta, un conjunto de pilares, etc.) así como para la estructura completa. De esta forma puede evaluarse la influencia de dicha parte en el comportamiento no lineal de toda la estructura.

En resumen, el cálculo de los índices de daño local y global proporciona unos indicadores muy útiles para seguir en detalle la evolución de la pérdida de rigidez de la estructura, a nivel de cada punto y a nivel general, hasta la ruina total.

## INCLUSIÓN DEL EFECTO DE LAS ARMADURAS

Para el acero de las armaduras se acepta un comportamiento elasto-plástico clásico con una ley de endurecimiento obtenida de ensayos experimentales. Si se utiliza un modelo estructural de lámina, el efecto de las armaduras puede incluirse a través de una formulación de capas en la que a cada capa que discretiza el espesor se le asignan las propiedades del hormigón o del acero, como si se tratara de un material compuesto laminado. El modelo de capas es también aplicable en piezas prismáticas, si bien en este caso es más preciso utilizar un modelo de celdas para discretizar la sección transversal. Si se utilizan sólidos tridimensionales el efecto del acero se incluye también a través de capas con la cuantía de acero equivalente. Dichas capas se asignan a superficies interiores al elemento sobre las que se efectúa integración numérica dentro del proceso del cálculo de la matriz de rigidez sobre el volumen del elemento. Para más detalles consultar las referencias [19,21,22].

## EJEMPLOS

### Pórtico plano sometido a acciones estáticas

El elemento finito de barra 2D de Timoshenko discretizado por capas ha sido empleado en el estudio de la evolución del proceso de daño del pórtico plano de hormigón armado de la Figura 5 sometido a cargas estáticas y sísmicas [18,19]. El pórtico tiene una altura de 9 metros, un ancho de 6 metros y es de 3 niveles. Los pilares tienen una sección transversal de 30cm por 30cm de hormigón armado con una cuantía de 4.35% de acero. Las vigas tienen un canto de 40cm y un ancho de 30cm con una cuantía de armado de 5.3%. Los materiales utilizados tienen las siguientes propiedades:

#### Acero

$$E = 2.1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma^o = 4200 \text{ daN/cm}^2$$

$$\nu = 0.25$$

$$\rho = 8 \text{ g/cm}^3$$

#### Hormigón

$$E = 2.0 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma^o = 300 \text{ daN/cm}^2$$

$$\nu = 0.17$$

$$\rho = 2.5 \text{ g/cm}^3$$

La estructura se discretiza en 45 elementos finitos cuadráticos de barra, de tres nodos y con dos puntos de integración de Gauss cada uno. De esta manera, el modelo dinámico del pórtico tiene 87 nodos, con tres grados de libertad por nodo. Cada elemento finito tiene una longitud de 1.0m y su sección está dividida en 20 capas de igual espesor. La segunda y la decimonovena capa son de acero y las demás son de hormigón. La cuantía de acero se controla variando el ancho de las capas de acero. El estado del material se verifica en los puntos de contacto entre capas, de manera separada en cada capa y luego se interpola linealmente sobre el espesor de la capa. Esto proporciona 40 puntos de control en la sección de la barra correspondiente a cada punto de integración.

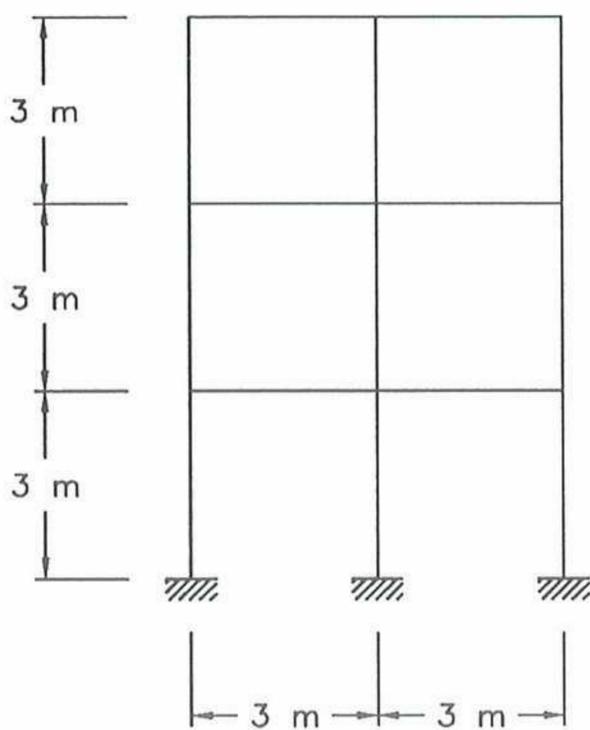


Figura 5. Geometría del pórtico.

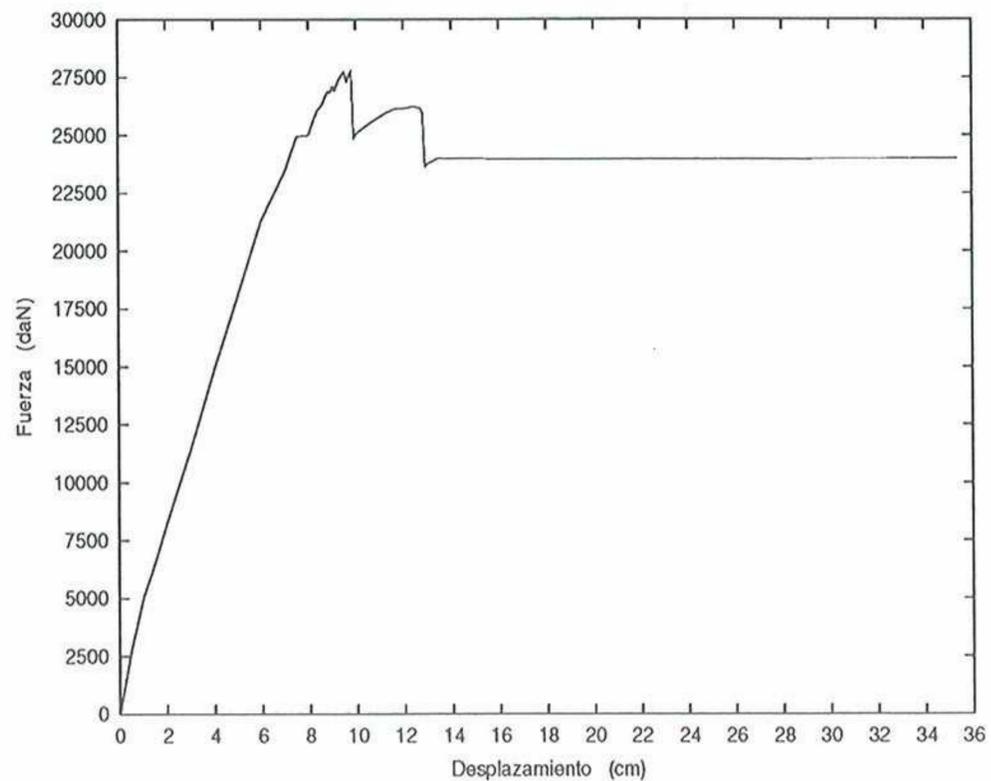


Figura 6. Curva fuerza-desplazamiento.

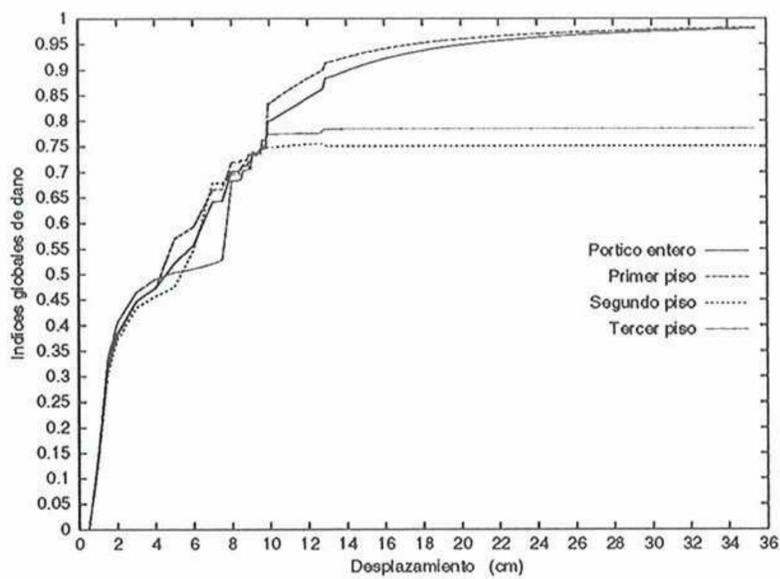


Figura 7. Evolución de los índices globales de daño de los tres pisos y de la estructura entera.

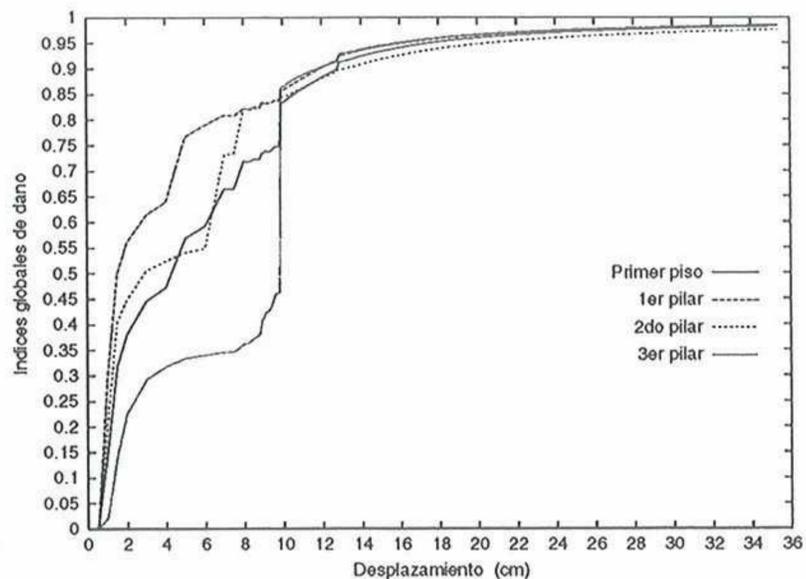


Figura 8. Evolución de los índices globales de daño del primer piso y de sus tres pilares.

El análisis realizado ha sido estático, tratando de simular un ensayo típico de empuje lateral aplicando un desplazamiento horizontal en el extremo superior izquierdo del pórtico hasta un valor de 4% de la altura total del mismo, que es el rango admisible de variación en una prueba de este tipo. En este estudio se considera para el acero un comportamiento elasto-plástico perfecto.

Figura 6 muestra la evolución de la fuerza resistente del pórtico en función del desplazamiento del punto de aplicación de la carga. La evolución de los índices globales de daño

de los pisos y del pórtico entero se presenta en la Figura 7. El estudio conjunto de estos dos gráficos permite observar que hay dos tramos donde la reducción brusca de la fuerza aplicada se corresponde con aumentos instantáneos de los índices globales de daño total y del primer piso y, en mucho menor medida, de los demás pisos. La explicación se encuentra en la historia de degradación del pórtico que puede verse detalladamente en la Figura 8.

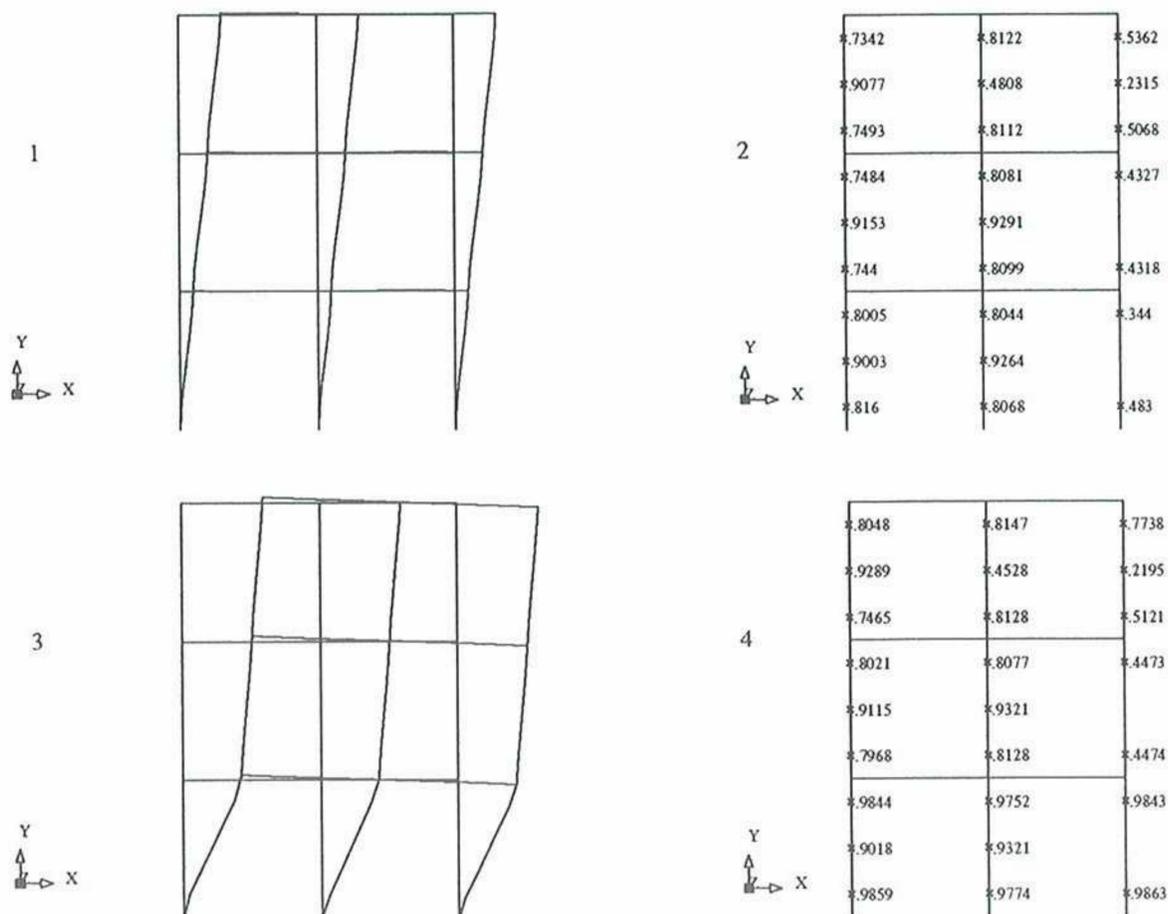


Figura 9. Deformada y distribución de daño en dos momentos característicos de la historia de carga.

Los pilares del primer piso son evidentemente las zonas donde ocurrirá el fallo estructural, puesto que el momento flector alcanza su máximo en la unión con la base de sustentación. Sin embargo, los pilares no fallarán a la vez, ya que el más solicitado es el primero por la izquierda, que soporta además del momento flector el mayor esfuerzo axial de tracción. Los esfuerzos de tracción son relevantes aquí debido a la resistencia menor del hormigón a este tipo de sollicitación. El primer pilar es el más solicitado y, a medida que va cediendo, el segundo pilar va absorbiendo su carga. A partir de cierto nivel de carga, el hormigón cede fragilmente en estos dos pilares con la consiguiente transferencia de carga hacia el tercero, que sufre una degradación paulatina. Este es el momento de la primera discontinuidad en la curva fuerza-desplazamiento. La segunda discontinuidad ocurre algo más tarde, cuando el hormigón del tercer pilar sufre el mismo fenómeno y prácticamente desaparece a efectos de rigidez.

El análisis efectuado permite destacar la capacidad del índice global de daño propuesto de describir adecuadamente el estado estructural. Se observa que dicho índice sigue de cerca la evolución del índice del primer piso que es el que define el estado de fallo global de la estructura. Este resultado demuestra que el índice global de daño de la estructura se comporta como si tuviera asignados pesos en función de la importancia de las distintas zonas estructurales.

En la Figura 9 se presentan dos deformadas con sus correspondientes distribuciones de daño elemental, es decir, de los índices globales de daño de un elemento finito.

La primera deformada recoge el momento anterior al primer salto en la curva fuerza-desplazamiento, cuando todavía se mantiene la forma característica al estado elástico y una distribución casi uniforme del daño. La segunda deformada corresponde al momento final, donde pueden apreciarse las rótulas plásticas en las extremidades de los tres pilares del primer piso. Las distribuciones de daño elemental muestran máximos en los elementos que contienen dichas rótulas.

### Análisis de una planta de un edificio de viviendas

La estructura analizada es un edificio del polígono Marina Besós de Sant Adrià del Besós, ciudad cercana a Barcelona. La estructura está formada por 5 plantas, con 2 viviendas simétricas por escalera. La Figura 10 muestra la discretización en elementos finitos de la planta analizada [19].

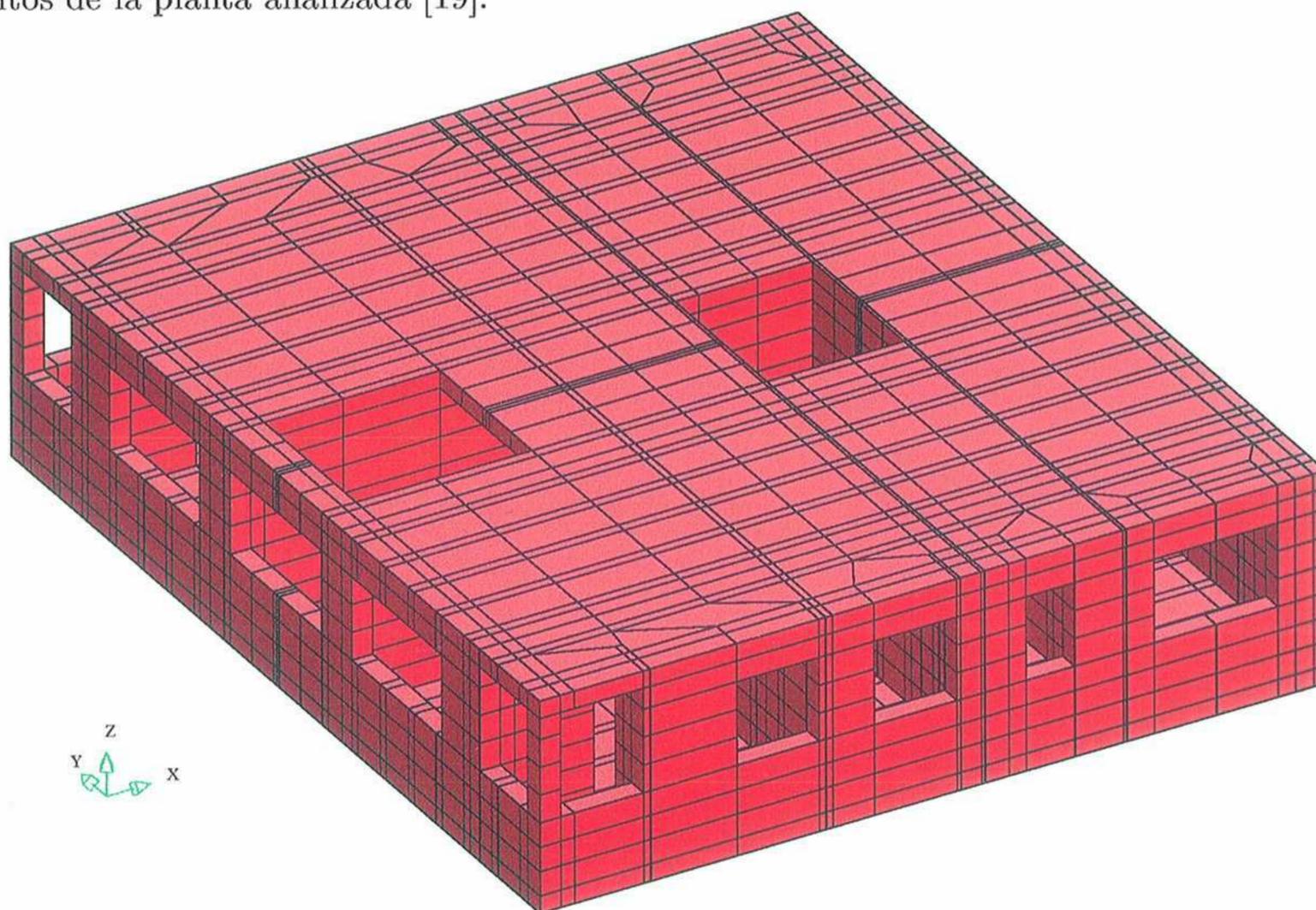


Figura 10. Planta de un edificio de viviendas. Discretización en elementos finitos.

La sección del forjado que define la estructura resistente de hormigón armado condiciona la malla de elementos finitos representada en la Figura 10, de manera que hay un esqueleto resistente formado por viguetas de 15 cm de ancho alternando con elementos de relleno (entreviguetas) de 55 cm de ancho. Los elementos estructurales armados son dichas viguetas junto con las vigas planas contenidas en el forjado de 28 cm de altura y entre 50 y 80 cm de ancho y los pilares cuyas secciones son de 50×50 cm.

La problemática de este edificio es que poco tiempo después de acabarse su construcción y siendo ya habitado aparecieron fisuras que han ido aumentando hasta que en el momento del estudio se habían transformado en grietas importantes. Este hecho ha motivado un estudio de la estructura en su totalidad que se realizó en dos etapas: reconocimiento y observación del estado de la estructura y modelización matemática de la estructura para poder simular numéricamente su comportamiento. La carga aplicada

en la simulación numérica ha consistido del peso propio de la estructura más una presión de  $100\text{kg/m}^2$  sobre el forjado y el techo. Dicha presión corresponde a un factor de carga de 1 y es ella quien ha sido aumentada hasta producirse el fallo estructural.

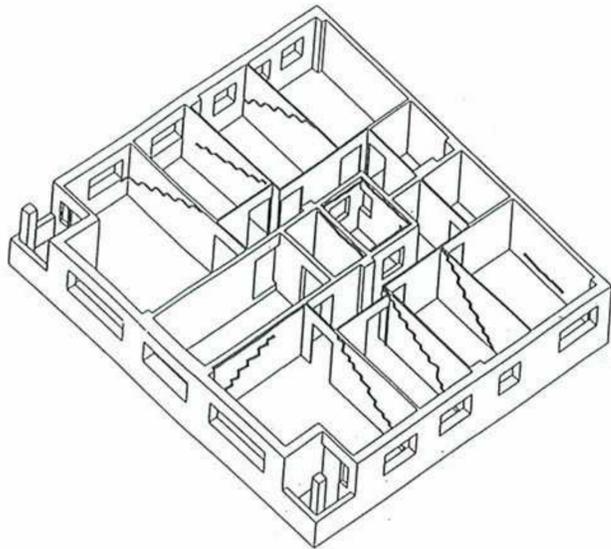
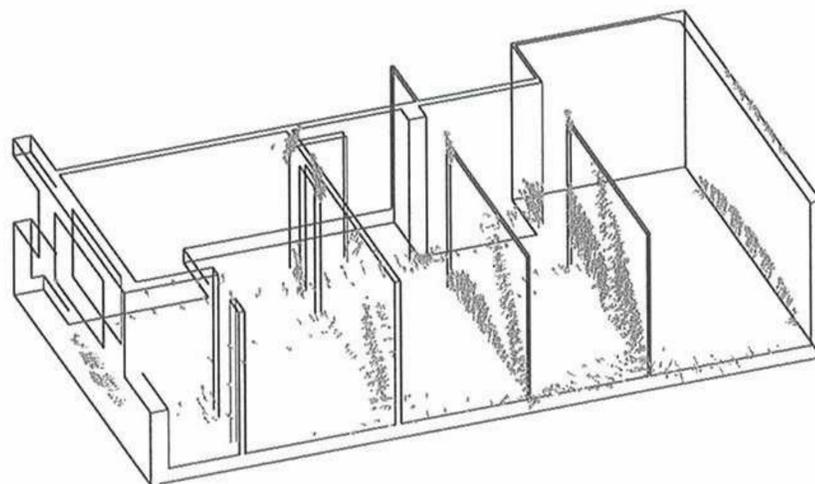


Figura 11. a) Fisuras detectadas visualmente.



b) Puntos dañados calculados.

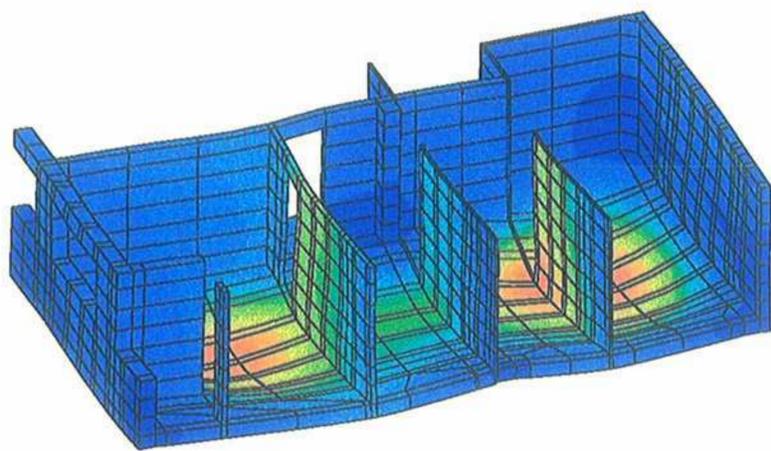
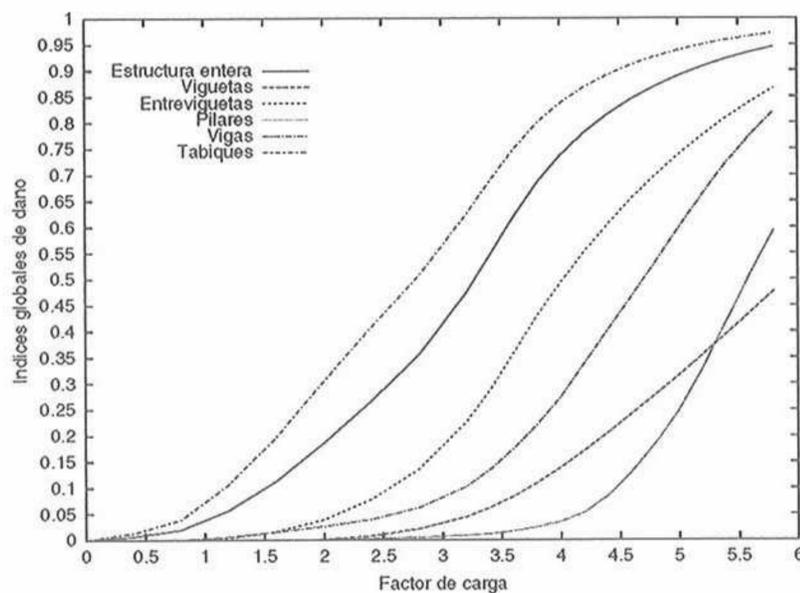


Figura 12. a) Deformada de la estructura.



b) Evolución de varios índices globales de daño.

Para las grietas más importantes que se han producido en los tabiques se ha obtenido una excelente correlación entre los resultados del cálculo y los levantamientos (Figuras 11a y 11b), en la misma localización que la observada, pero para un factor de carga de 4 veces la carga de servicio. Esto significa que el forjado de la planta es mucho más flexible de lo esperado, ya que los tabiques interiores no están sostenidos por ninguna columna. Dado que la carga última ha sido de 5.9 veces el peso propio puede concluirse que la estructura tiene de un índice de seguridad de 1.45 y que el estado real y las rigideces de los elementos estructurales son los correspondientes a la configuración calculada para 4 veces el peso propio.

Basándose en este resultado se ha iniciado una campaña de verificación del estado del forjado y sobre todo de las viguetas que son su principal elemento de rigidez. Los resultados del muestreo entre las viguetas han mostrado importantes desviaciones con respecto las prescripciones de proyecto sobre distancia entre armaduras, lo que disminuye la rigidez de las viguetas de manera importante.

La Figura 12a muestra la deformada obtenida en el ensayo numérico. Puede notarse que los mayores desplazamientos se producen en el centro del forjado, con un gradiente

muy importante a lo largo de los tabiques, lo que provoca una solitación importante de cortante en estos últimos con la rotura característica a  $45^\circ$  (ver también la Figura 11b).

La evolución de los índices globales de daño de toda la planta y de sus componentes se muestra en Figura 12b. El índice global de daño dominante es el de los tabiques, puesto que el índice global total sigue su trayectoria desde el principio de la historia de carga. Esto pone en evidencia la importancia de los tabiques para la resistencia del conjunto estructural. Aunque los elementos de hormigón armado (vigas, viguetas y pilares) tienen índices globales de daño mucho más bajos, el índice de toda la estructura se ve fuertemente influido por las zonas sin armar (tabiques y entreviguetas). Esto demuestra que estos últimos elementos estructurales tienen un papel fundamental en el comportamiento del conjunto y de su estado depende la funcionalidad de la vivienda estudiada.

## CONCLUSIONES

El modelo de daño presenta numerosas ventajas para evaluar la evolución de la capacidad resistente de estructuras de hormigón en masa y armado. Los índices locales y globales de daño permiten cuantificar el nivel de degradación de una zona de la estructura y su conjunto, respectivamente, desde el inicio de la fisuración hasta que se produce el colapso total de la estructura.

## REFERENCIAS

1. Ngo, D. and Scordelis, A.C.: Finite element analysis of reinforced concrete beams, *J. Amer. Concrete Inst.*, **64**, 152–163, 1967.
2. Ingraffea, A.R. and Saouma V.: Numerical modelling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete, in *Fracture Mechanics of Concrete* (eds. G.c. Sih and A. DiTomasso), Martinus Nijhoff, Dordrecht, 171–225, 1985.
3. Rashid, Y.R.: Analysis of prestressed concrete pressure vessels, *Nuclear Eng. Des.*, **7**, 334–344, 1986.
4. Figueiras, J.A. and Owen, D.R.J.: Analysis of elasto-plastic and geometrically non linear anisotropic plates and shells, *Finite Element Software for Plates and Shells*, E. Hinton and D.R.J. Owen (Eds.), Pineridge Press, 1984.
5. Oñate, E., Oliver, J. and Bugeda, G.: Finite element analysis of nonlinear response of concrete dams subject to internal loads, *Europe-US Symposium on Finite Element Methods for Nonlinear Problems*, (Edited by Bergan, Bathe and Wunderlich) Springer Verlag, 1986.
6. Rots, J.G.: Smearred and discrete representations of localized fracture, *Int. J. Fracture*, **51**, 45–59, 1991. Fracture and Damage in Quasibrittle Structures
7. Cervera, M., Hinton, E. y Hassan, O: Nonlinear analysis of reinforced concrete plate and shell structures using 20-noded isoparametric brick elements, *Computers and Structures*, **25(6)**, 1987.
8. Cervera, M., Oliver, J., Herrero, E. and Oñate, E.: A computational model for progresive cracking in large dams due to swelling of concrete, *Engng. Fracture Mechanics*, **35**, N° 1,2,3, 575-85, 1990.