

# **ANALISIS NO LINEAL DE LAS JUNTAS ENTRE GRANDES PANELES PREFABRICADOS DE HORMIGON**

JOAQUIN CATALA\*  
JUAN JOSE MORAGUES\*\*

y

PEDRO MIGUEL SOSA\*\*\*

*E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
de Valencia*

## **RESUMEN**

En el presente artículo se estudian las uniones entre grandes paneles de hormigón armado, cuando éstas se conforman por dientes y se cosen por armaduras. Además se estudia el caso de que estén sometidas a acciones a lo largo de las mismas.

La junta se asimila a una celosía clásica a la que se aplica un método de análisis no lineal, teniendo en cuenta tanto la no linealidad mecánica como geométrica, así como el efecto pasador de las armaduras. La comparación de los resultados del modelo desarrollado con los ensayos considerados es excelente y permite la generalización de los mismos para obtener criterios de diseño de este tipo de uniones.

## **SUMMARY**

In this paper the joints between large panels of reinforced concrete are studied, when these joints are castellated and reinforced. It is dealt also the case when they are subjected to external forces acting along them.

A theoretical model is shown in which the joint behaviour is simulated by the behaviour of a plane truss which is conditioned by the geometrical characteristic of the joint. A non-linear analysis is applied to each element of the plane truss, taking into account both the non-lineal mechanical and geometrical characteristics and the dovetail action of the steel bars are included. The comparison between the theoretical method with the experimental results is excellent. This shows that the theoretical method can be applied to the design criteria of these joints.

## **INTRODUCCION**

En las construcciones a base de grandes paneles de hormigón armado, las juntas entre los mismos deben transmitir los esfuerzos adecuados para conseguir en obra el monolitismo necesario para soportar las acciones a los que estará sometido el edificio.

Particularmente, las uniones verticales entre paneles y, en mayor medida, las que unen elementos que conforman muros de arriostramiento frente a acciones horizontales, estarán sometidas a cargas a lo largo de ellas, fruto de la transmisión de esfuerzos cortantes entre los paneles que tratamos de unir (Fig. 1). Otras causas menos importan-

\* Profesor Titular de Edificación y Prefabricación.

\*\* Catedrático de Edificación y Prefabricación.

\*\*\* Catedrático de Hormigón.

Recibido : Diciembre 1984

tes como diferentes cargas verticales entre paneles, asientos diferenciales, etc., pueden incrementar el valor de estas cargas longitudinales, denominadas habitualmente empujes.

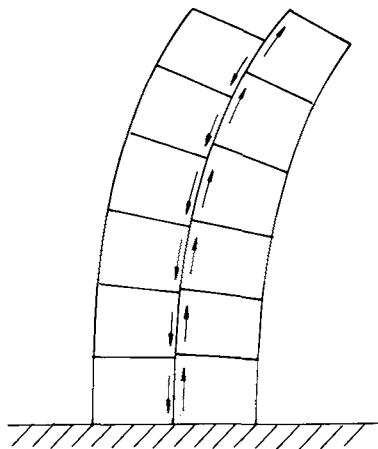


Fig. 1.— Empujes en juntas verticales por flexión de ménsulas a base de paneles planos de hormigón.

La correcta transmisión de estos empujes entre paneles ha llevado al diseño de uniones armadas y dentadas, conformadas por salientes y entrantes en los bordes de los paneles, pues tanto intuitivamente como demostrado por numerosos ensayos, de esta forma se consigue mejorar la transmisión de esfuerzos a lo largo de la junta.

Sin embargo, el correcto diseño de la unión necesita saber cuál es la influencia de los diferentes parámetros que afectan a su comportamiento, tales como tipo de hormigón y cuantía de armaduras, forma y disposición de dientes, etc.

En la actualidad estos criterios son más bien cualitativos y poco aptos para el proyectista. En general se basan en los numerosos ensayos realizados sobre el tema, entre ellos los debidos a M. Pommeret<sup>1,2</sup> y a P. Cortini<sup>3,4</sup>.

Para obtener un conocimiento suficiente de los aspectos de diseño de estas uniones, se desarrolla un modelo de comportamiento de los mismos, basado en los ensayos anteriormente citados y que se expone a continuación. Un tratamiento más exhaustivo ha sido realizado por J. Catalá<sup>5</sup>.

#### DESCRIPCION DEL COMPORTAMIENTO DE LAS JUNTAS

En general, los ensayos se realizan conformando la unión entre dos sólidos rígidos que simulan los paneles, uno de ellos de referencia, y aplicando al otro una carga longitudinal hasta la rotura de la junta.

La aplicación de la carga se realiza por etapas, midiendo en cada incremento de carga los deslizamientos relativos entre las dos caras de los paneles, tanto en sentido del esfuerzo aplicado como normal al mismo.

Inicialmente la junta presenta un comportamiento elástico y sin fisuración. Cuando las tracciones principales superan la resistencia a tracción del hormigón, empieza a desarrollarse una red de fisuras que, naciendo de la base de los dientes, avanzan diagonalmente por la junta.

El esquema resistente formado, consiste pues en una disposición de elementos

diagonales de hormigón, que apoyados en los dientes soportan esfuerzos de compresión.

El equilibrio de estas bielas se consigue debido a las tracciones que aparecen en las armaduras transversales, a modo de celosía condicionada por la geometría de la junta (Figura 2).

Conforme se aumenta la carga, se amplía la red de fisuración de acuerdo con el esquema resistente descrito.

En la Figura 3 se representa la relación carga-deslizamiento obtenida en ensayos a deformación controlada, que permite visualizar el comportamiento de la junta antes y después de alcanzar la carga máxima.

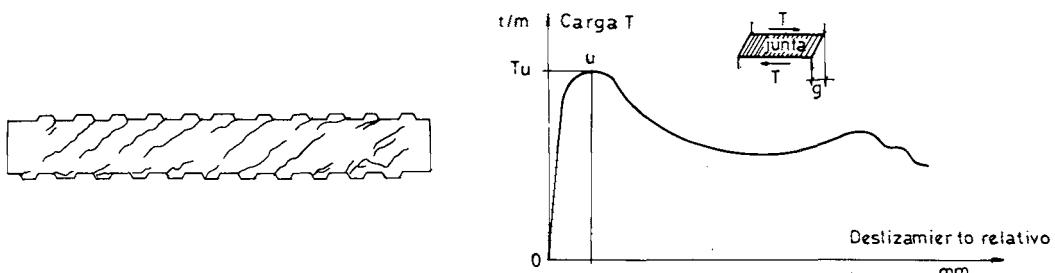


Fig. 2.— Red de fisuración de una junta ensayada.

Fig. 3.— Relación carga-deslizamiento obtenida experimentalmente.

Como se observa, el comportamiento carga-deslizamiento es no lineal hasta alcanzar la carga máxima.

Esta no linealidad puede ser provocada por el comportamiento del hormigón en compresión o del acero en tracción, así como por la esbeltez de las bielas.

Las cargas máximas obtenidas experimentalmente difieren considerablemente de la carga de rotura deducida de la aplicación del método clásico de la celosía.

## MODELO DE ASIMILACION

Teniendo en cuenta pues, los resultados experimentales expuestos anteriormente, se define un modelo estructural que permite reproducir el comportamiento de las juntas.

Dicho modelo, representado en la Figura 4, consiste en elementos biela que, trabajando principalmente a compresión, simulan el comportamiento del hormigón, y en elementos transversales que, trabajando a tracción, representan el papel del acero.

La configuración geométrica del modelo queda condicionada por la de la propia junta, el poder formarse las bielas desde un diente de un panel hasta distintos dientes del panel opuesto (bielas a y b de la Figura 4).

La configuración quedará totalmente definida por el esquema geométrico de mayor carga de rotura.

Las bielas de hormigón son de sección constante y el canto queda definido al suponer que éstas unen caras inclinadas opuestas de los dientes, siendo el ancho de los mismos el del propio diente.

Las hipótesis que se tienen en cuenta para desarrollar el modelo son las siguientes:

- Los paneles son suficientemente rígidos y por lo tanto los empujes que se transmiten

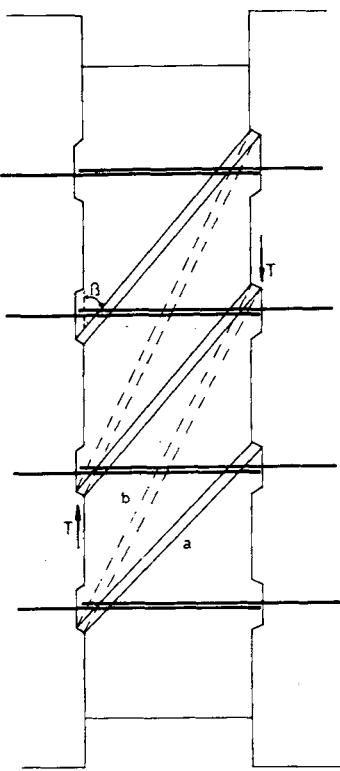


Fig. 4.— Configuración de las bielas de la junta.

están uniformemente repartidos a lo largo de la junta. En consecuencia, se puede estudiar toda la unión por superposición de celosías elementales.

- b) Análogamente al proceso seguido en los ensayos, no se tiene en cuenta el efecto de la adherencia entre los hormigones de la junta y del panel, ya que fueron previamente fisurados antes de someterlos al proceso de cargas.
- c) En el modelo se tiene en cuenta el efecto pasador de las armaduras.
- d) No se tiene en cuenta la influencia del engranamiento entre la superficie de contacto junta-panel, debido a que la superficie del panel es suficientemente lisa y que su influencia será mayor sobre el comportamiento de la unión a cargas pequeñas, que sobre la carga máxima de la junta.
- e) Las bielas se suponen empotadas a los dientes en los que apoyan.

Como consecuencia de las anteriores hipótesis, el análisis de la junta puede simplificarse en el esquema de la Fig. 5.

#### METODO DE CALCULO

El método elegido para el análisis del modelo anteriormente descrito se basa en el propuesto por A. Grelat para el cálculo de estructuras aporticadas de hormigón<sup>6,7,8</sup>:

Este método permite abordar con sencillez un análisis no lineal de estructuras compuestas por piezas prismáticas, como la resultante de la modelización realizada a las juntas entre paneles.

Para la aplicación del método se discretiza la biela de hormigón en varios elementos

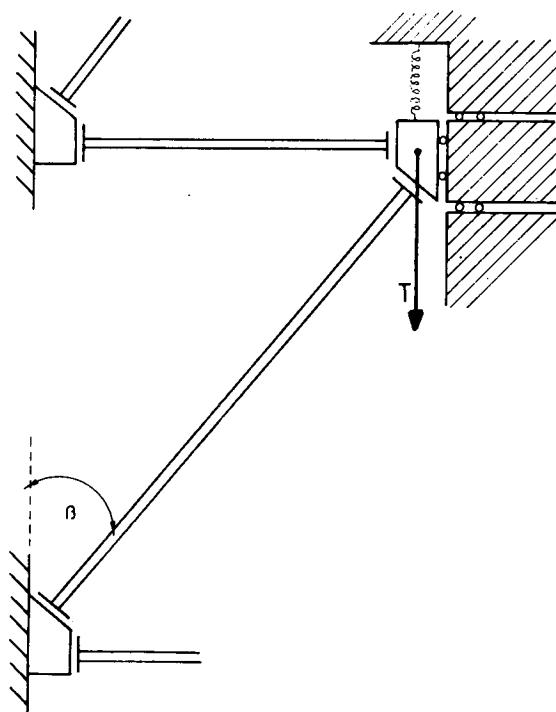


Fig. 5. - Esquema estructural representativo de la junta.

(cinco en este caso) de sección transversal constante, manteniendo la barra de acero como un sólo elemento, tal y como se indica en la Figura 6.

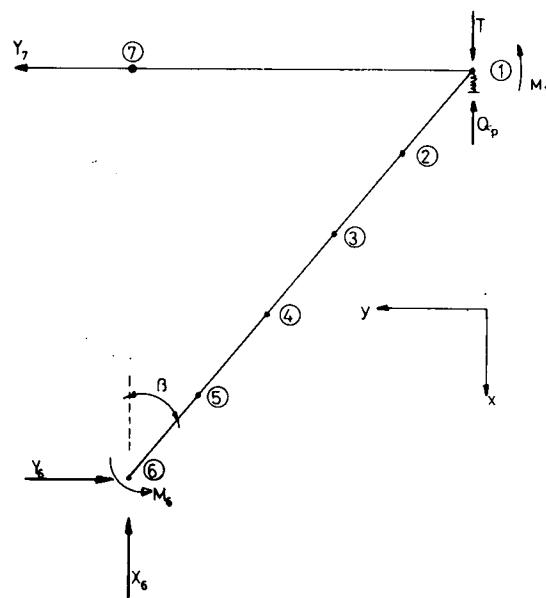


Fig. 6. - Discretización del modelo. Carga exterior y reacciones.

El proceso general consiste en la aplicación de escalones de carga sucesivos, obteniendo en cada etapa los valores de esfuerzos y desplazamientos, por lo que es necesario conocer la matriz de rigidez de la estructura, en cada momento, que relacione los incrementos de carga impuestos con los incrementos de desplazamientos.

Esta matriz de rigidez se forma a partir de las matrices de rigidez de cada elemento, obtenidas por inversión de la de flexibilidad, que a su vez resulta de integrar, a lo largo del elemento, las deformaciones de un número discreto de secciones (también cinco), en las que se subdivide el propio elemento.

### Análisis de la sección de hormigón

Para analizar las secciones en las que se subdividen los elementos de la biela de hormigón, se supone, como es habitual, que dichas secciones, siendo planas, permanecen planas después de la deformación.

Esta hipótesis permite definir totalmente el estado de deformación de la sección con dos variables, la deformación en una fibra y la curvatura. Considerando el centro de gravedad, como fibra de referencia, las deformaciones en cualquier fibra pueden obtenerse por la expresión

$$\epsilon(y) = \epsilon_g + y\chi \quad (1)$$

Para obtener la matriz de flexibilidad del elemento, es necesario relacionar las deformaciones de cada sección con los esfuerzos que la solicitan. Adoptando la relación tensión-deformación del hormigón recomendada por el C.E.B.<sup>9</sup>, por simple integración de las tensiones se obtienen los esfuerzos en función de las deformaciones (Fig. 7).

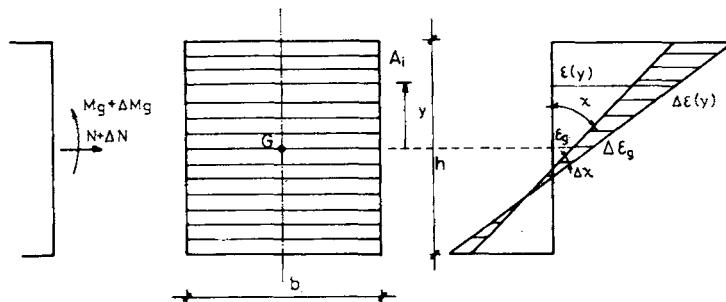


Fig. 7.- Esfuerzos y deformaciones de una sección transversal.

Como el proceso de carga es incremental, resulta necesario obtener, en cada etapa, las relaciones entre los incrementos de esfuerzos y los incrementos de deformaciones que producen.

Así:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} \\ S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \epsilon_g \\ \Delta \chi \end{Bmatrix}$$

$$\Delta \sigma = D \cdot \Delta \epsilon \quad (2)$$

donde:

$$\begin{aligned} S_{11} &= \int_{-h/2}^{h/2} E_b(\epsilon) \cdot dy \\ S_{12} &= S_{21} = \int_{-h/2}^{h/2} E_b(\epsilon) \cdot y \cdot dy \\ S_{22} &= \int_{-h/2}^{h/2} E_b(\epsilon) \cdot y^2 \cdot dy \end{aligned} \quad (3)$$

siendo

$$E_b(\epsilon) = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon}$$

Para la resolución numérica de las expresiones (3) se divide la sección en un número finito de fibras, convirtiéndose los integrales en sumatorios.

Para obtener la matriz  $D$  a partir de  $\Delta g$  dado, se aplica el proceso de Newton-Raphson (Fig. 8).

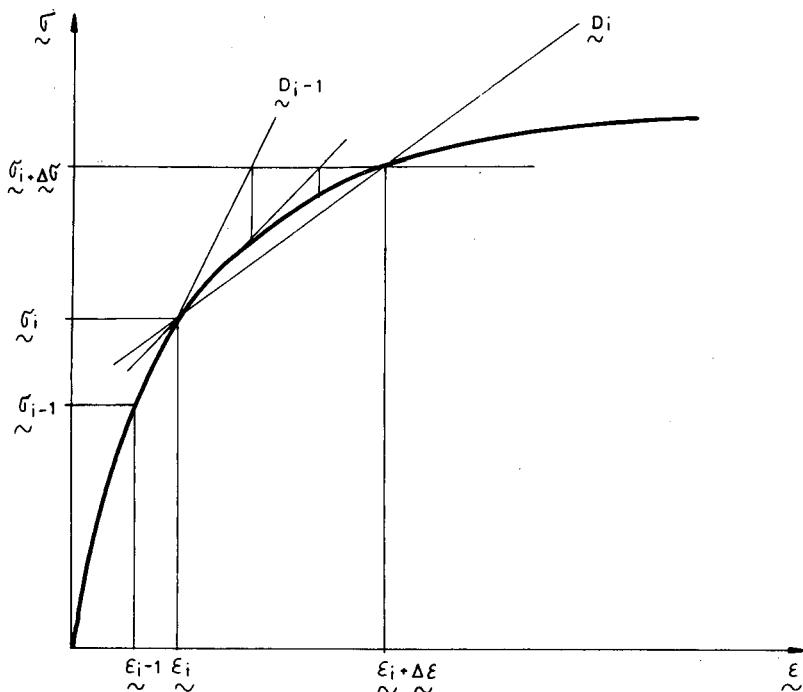


Fig. 8.- Proceso de obtención de la matriz  $D$ .

La forma explícita de resolución vendrá dada por la expresión recurrente

$$\Delta\xi^{j+1} = \Delta\xi^j + [D^j]^{-1} \Delta g \quad (3.1)$$

#### Rigidez de un elemento de biela en sus coordenadas intrínsecas

La base del método desarrollado por A. Grelat, consiste en que la relación entre

los esfuerzos en cada sección y los esfuerzos en los extremos de los elementos en que se subdivide cada biela, es una relación lineal como:

$$\Delta N(x) = \Delta N$$

$$\Delta M_g(x) = -(1 - \frac{x}{\ell}) \Delta M_i + \frac{x}{\ell} \Delta M_j$$

o bien,

$$\Delta \underline{\sigma} = [\mathbf{L}]^T \Delta \mathbf{n} \quad (4)$$

siendo  $x$  la coordenada intrínseca de cada elemento (Fig. 9) y considerando que no hay cargas aplicadas al mismo.

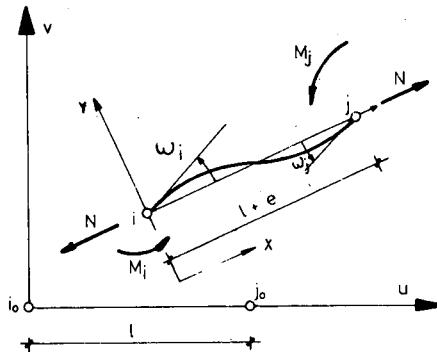


Fig. 9.— Esfuerzos y movimientos en coordenadas intrínsecas (posición inicial  $i_0, j_0$ ).

Así mismo, los incrementos de movimientos de los extremos del elemento ( $\Delta e$ ,  $\Delta w_i$ ,  $\Delta w_j$ ) referidos a sus coordenadas intrínsecas, se calculan integrando las deformaciones de cada sección a lo largo del elemento según:

$$\begin{aligned}\Delta e &= \int_0^\ell \Delta \epsilon_g(x) dx \\ \Delta w_i &= - \int_0^\ell (1 - \frac{x}{\ell}) \cdot \Delta \chi(x) \cdot dx \\ \Delta w_j &= \int_0^\ell \frac{x}{\ell} \cdot \Delta \chi(x) \cdot dx\end{aligned}$$

o también

$$\Delta \mathbf{e} = \int_0^\ell \mathbf{L} \Delta \xi \cdot dx \quad (5)$$

De los sistemas de ecuaciones (2), (4) y (5), se obtiene la relación de los incrementos de movimientos en los extremos del elemento, con los incrementos de esfuerzos en dichos extremos referidos a sus coordenadas intrínsecas.

Así

$$\Delta \mathbf{e} = \int_0^\ell \mathbf{L} [\mathbf{D}]^{-1} [\mathbf{L}]^T \cdot dx \cdot \Delta \mathbf{n}$$

o bien

$$\Delta \mathbf{e} = [\mathbf{K}_n]^{-1} \Delta \mathbf{n} \quad (6)$$

### Rigidez de un elemento de biela en coordenadas locales

Para obtener la matriz de flexibilidad en las coordenadas locales del elemento a partir de la matriz ya obtenida en el apartado anterior, es necesario conocer las relaciones entre los incrementos de los movimientos de los extremos en ambos ejes coordenados (Fig. 10).

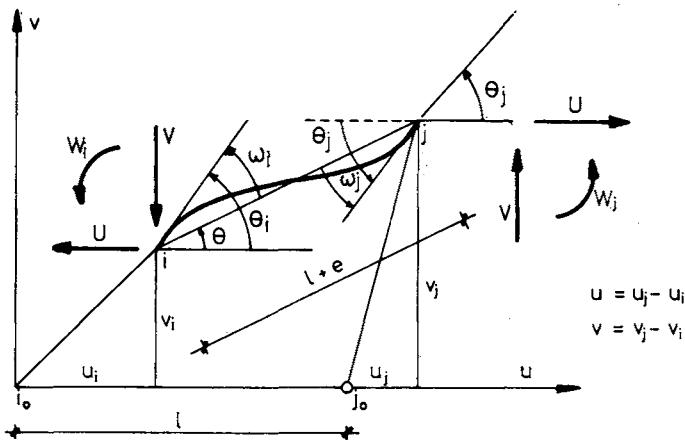


Fig. 10.— Esfuerzos y movimientos en coordenadas locales.

En forma matricial, esta relación se escribe

$$\begin{Bmatrix} \Delta e \\ \Delta w_i \\ \Delta w_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial e}{\partial u} & \frac{\partial e}{\partial v} & 0 & 0 \\ \frac{\partial w_i}{\partial u} & \frac{\partial w_i}{\partial v} & 1 & 0 \\ \frac{\partial w_j}{\partial u} & \frac{\partial w_j}{\partial v} & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix}$$

o bien

$$\Delta e = \mathbf{B} \cdot \Delta u \quad (7)$$

Los elementos de la matriz  $\mathbf{B}$  se obtienen directamente por derivación de las relaciones cinemáticas siguientes:

$$e = \sqrt{(1+u)^2 + v^2} - 1$$

$$w_i = \theta_i - \theta$$

$$w_j = \theta_j - \theta$$

siendo

$$\theta = \arctan \frac{v}{1+u}$$

Aplicando el teorema de los trabajos virtuales, la relación entre los esfuerzos en los extremos del elemento en coordenadas locales e intrínsecas, será

$$\mathbf{f} = [\mathbf{B}]^T \mathbf{n}$$

donde  $\mathbf{f}$  y  $\mathbf{n}$  vienen dados por:

$$\mathbf{f} = \begin{Bmatrix} U \\ V \\ W_i \\ W_j \end{Bmatrix} \quad \mathbf{n} = \begin{Bmatrix} N_i \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix}$$

y tomando incrementos

$$\Delta \mathbf{f} = [\mathbf{B}]^T \Delta \mathbf{n} + [\Delta \mathbf{B}]^T \mathbf{n} \quad (8)$$

El segundo término de la expresión (8) puede desarrollarse según

$$[\Delta \mathbf{B}]^T \mathbf{n} = \left[ \left[ \frac{\partial \mathbf{B}}{\partial u} \right]^T \Delta u + \left[ \frac{\partial \mathbf{B}}{\partial v} \right]^T \Delta v \right] \mathbf{n}$$

o bien

$$[\Delta \mathbf{B}]^T \mathbf{n} = \left[ \left[ \frac{\partial \mathbf{B}}{\partial u} \right]^T \mathbf{n} \quad \left[ \frac{\partial \mathbf{B}}{\partial v} \right]^T \mathbf{n} \right] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = \mathbf{C}_1 \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix}$$

que puede escribirse

$$[\Delta \mathbf{B}]^T \mathbf{n} = [\mathbf{C}_1 \ \underline{\Omega}] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} = \mathbf{C} \Delta u$$

donde  $\underline{\Omega}$  es una submatriz nula de  $4 \times 2$  elementos, por lo que la expresión (8) queda en la forma

$$\Delta \mathbf{f} = [\mathbf{B}]^T \Delta \mathbf{n} + \mathbf{C} \Delta u \quad (9)$$

De las relaciones (6), (7) y (9) se llega por sustitución a

$$\Delta \mathbf{f} = \left[ [\mathbf{B}]^T \mathbf{K}_n \mathbf{B} + \mathbf{C} \right] \Delta u$$

o bien

$$\Delta \mathbf{f} = \mathbf{K}_u \Delta u \quad (10)$$

### Rigidez de los elementos de acero. Efecto pasador

Los elementos o barras de acero transversales están sometidos a tracción debida al comportamiento de celosía y, además, a unos esfuerzos normales concentrados en

la zona de fisuración entre los hormigones que une, fenómeno conocido normalmente como "efecto pasador".

La matriz de rigidez puede deducirse para cada esfuerzo independientemente del otro.

Así, la relación de los esfuerzos de tracción de las armaduras con los desplazamientos en sus extremos viene dada por:

$$\Delta f = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & -\frac{EA}{L} \\ -\frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \end{bmatrix} \Delta u$$

donde A es la sección de las armaduras y L su longitud. Considerando el acero como un material de comportamiento no lineal, el valor del módulo de deformación E, deberá obtenerse por cociente entre los incrementos de tensiones e incrementos de deformaciones. Como relación tensión-deformación en aceros de dureza natural y deformados en frío se han adoptado las recomendadas por el C.E.B.<sup>9</sup>.

Por otro lado, el efecto pasador se tiene en cuenta relacionando el desplazamiento perpendicular a la barra con el esfuerzo cortante en la misma, mediante la expresión de rigidez propuesta por Faucault<sup>10</sup>.

$$K_p = \frac{\phi^2}{8} \sqrt[4]{\frac{r \cdot E \cdot K_s^3}{\phi}}$$

donde  $\phi$  es el diámetro de las barras, E el módulo de deformación de la armadura y  $K_s$  el coeficiente de balasto del hormigón, que toma los valores entre 2 y  $24 \times 10^4 \text{ K}_p/\text{cm}^3$  según Faucault y Kavyrchine<sup>10,11</sup>, adoptados por Zakaria<sup>12</sup>.

Obtenidas las rigideces de cada uno de los elementos en sus coordenadas locales, basta realizar un cambio de coordenadas a las generales de la estructura para, aplicando las ecuaciones de compatibilidad, obtener la matriz de rigidez general de la estructura, K, que relaciona incrementos de carga con incrementos de desplazamientos en nudos, según

$$\Delta p = K \Delta d \quad (11)$$

### PROCESO DE RESOLUCION

Tal y como se indica en el apartado anterior, el proceso general de resolución consiste en la obtención de los incrementos de desplazamientos a partir de sucesivos escalones de carga. Estos incrementos de desplazamientos podrán ser obtenidos siempre que no se alcance la rotura ni la inestabilidad. Para ello, se establece un proceso iterativo que se describe a continuación.

Al finalizar un escalón de carga i, se dispone de los siguientes datos:

En una sección j,

$$g_i^j, \epsilon_i^j, D_i^j$$

A nivel elemento en coordenadas intrínsecas,

$$n_i, e_i, K_{ni}$$

A nivel elemento, en coordenadas locales,

$$\mathbf{f}_i, \mathbf{u}_i, \mathbf{K}_{u_i}$$

A nivel estructura,  $\mathbf{K}_i$ , matriz de rigidez general:

Además de las matrices  $\mathbf{B}(\mathbf{u}_i)$  y  $\mathbf{C}(\mathbf{u}_i, \mathbf{n}_i)$ .

Un nuevo incremento de carga  $\Delta p$ , permite conocer una primera aproximación de los incrementos de desplazamientos del modo

$$\Delta d_{i+1}^1 = [\mathbf{K}_i]^{-1} \Delta p \quad (12)$$

que en coordenadas locales son:

$$\Delta u_{i+1}^1 = [\mathbf{T}]^T \Delta d_{i+1}^1$$

donde  $\mathbf{T}$  es la matriz de transformación de coordenadas. Conocido  $\mathbf{B}_i$  de la etapa anterior, los incrementos de movimientos en coordenadas intrínsecas son:

$$\Delta e_{i+1}^1 = \mathbf{B}_i \Delta u_{i+1}^1$$

y los incrementos de esfuerzos correspondientes,

$$\Delta n_{i+1}^1 = \mathbf{K}_{n_i} \Delta e_{i+1}^1$$

Los incrementos de esfuerzos en cada una de las secciones de los elementos se obtienen de

$$\Delta g_{i+1}^1 = [\mathbf{L}]^T \Delta n_{i+1}^1$$

Para conocer la matriz  $\mathbf{D}$  que permite relacionar en cada sección los incrementos de esfuerzos con los incrementos de deformación y que depende de estos últimos, es necesario resolver el sistema de ecuaciones no lineales cuyas incógnitas son los  $\Delta \xi$ . Puesto en forma de resolución por el método de Newton-Raphson

$$\Delta \xi^{i+1} = \Delta \xi^i + [\mathbf{D}(\Delta \xi^i)]^{-1} \cdot \Delta g$$

de donde se obtiene  $\Delta \xi_{i+1}^1$  y  $\mathbf{D}_{i+1}^1$

Con esta matriz  $\mathbf{D}_{i+1}^1$ , se genera la matriz de rigidez general de la estructura de la forma siguiente

$$[\mathbf{K}_{n_{i+1}}^1]^{-1} = \int_0^x \mathbf{L} [\mathbf{D}_{i+1}^1]^{-1} [\mathbf{L}]^T dx$$

$$\mathbf{K}_{u_{i+1}}^1 = [\mathbf{B}_i^T]^T [\mathbf{K}_{n_{i+1}}^1]^{-1} \mathbf{B}_i + \mathbf{C}_i$$

y, ensamblando las de todos los elementos,

$$\mathbf{K}_{i+1}^1 = \mathbf{T} \mathbf{K}_{u_{i+1}}^1 [\mathbf{T}]^T$$

Con esta matriz de rigidez y mediante la expresión (12), se obtienen, para el mismo escalón de carga, unos nuevos incrementos de desplazamientos,  $\Delta d_{i+1}^2$  que, normalmen-

te, difieren de los obtenidos anteriormente. La convergencia de este proceso iterativo, conduce a la obtención de los desplazamientos y esfuerzos correspondientes al escalón de carga  $\Delta p$ . Debido a que en todo el proceso se manejan las matrices **B**, **C** en función de los esfuerzos y desplazamientos de la etapa anterior, no se consigue el equilibrio de esfuerzos en la estructura. Por ello, se realiza una etapa de corrección, que consiste en obtener las matrices **B**, **C** con los movimientos y esfuerzos obtenidos que dan lugar a una matriz de rigidez general de la estructura, **K**, diferente de la conseguida en el proceso anterior, y que permite obtener, al invertirla y multiplicarla por los desplazamientos  $d_{i+1}$ , unas fuerzas de desequilibrio, con las que se realiza nuevamente el proceso global.

Para obtener la carga de rotura de la junta, se procede, partiendo de carga nula, por incrementos de carga constantes. A medida que aumenta la carga, el proceso puede llegar a no ser convergente. En este caso se divide por dos el escalón de carga y se continua normalmente. Se finaliza cuando se llega a un incremento de carga, en el que el proceso no es convergente, suficientemente pequeño, o si se produce la rotura al alcanzar el hormigón o el acero las deformaciones definidas como últimas en las recomendaciones del C.E.B.<sup>9</sup>.

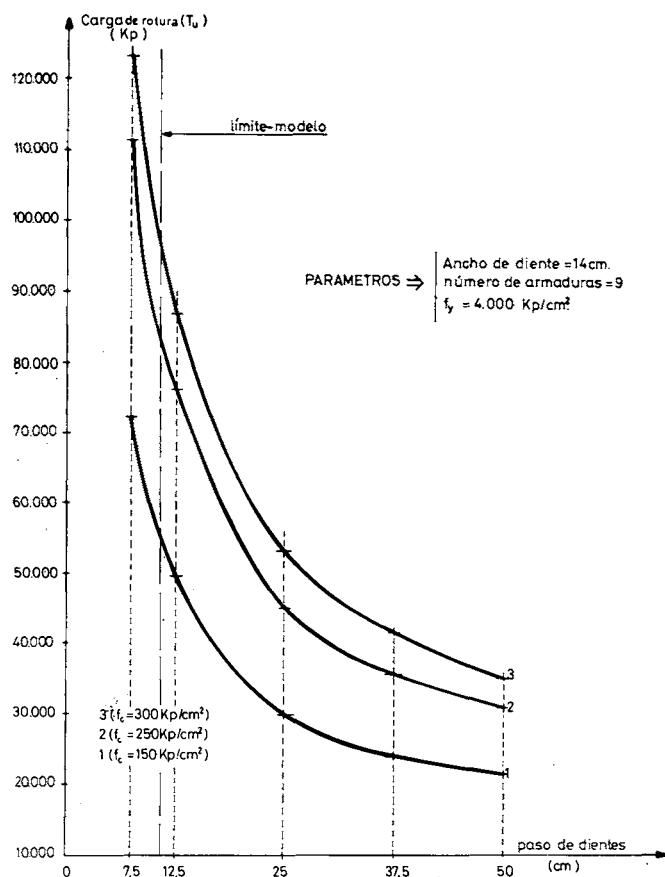


Fig. 11.— Relación carga de rotura - paso entre dientes para diferentes tipos de hormigón.

## RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos por aplicación del modelo descrito, se han comparado con los ensayos citados de Pommeret y Cortini, en lo referente a la carga y deslizamientos de rotura.

La precisión del modelo queda verificada mediante un estudio de la variabilidad de la media de los parámetros estadísticos.

$$X = \frac{\text{carga rotura modelo}}{\text{carga rotura ensayo}}$$

$$Y = \frac{\text{deslizamiento en rotura del modelo}}{\text{deslizamiento en rotura del ensayo}}$$

según la función en T de Student, dado el número de ensayos disponibles.

El modelo propuesto, refrendado con los ensayos realizados, permite predecir la carga y deslizamiento de rotura de las juntas objeto de estudio.

Esto permite realizar un estudio paramétrico de la variabilidad de la carga y deslizamientos de rotura, que aporte criterios de diseño adecuados.

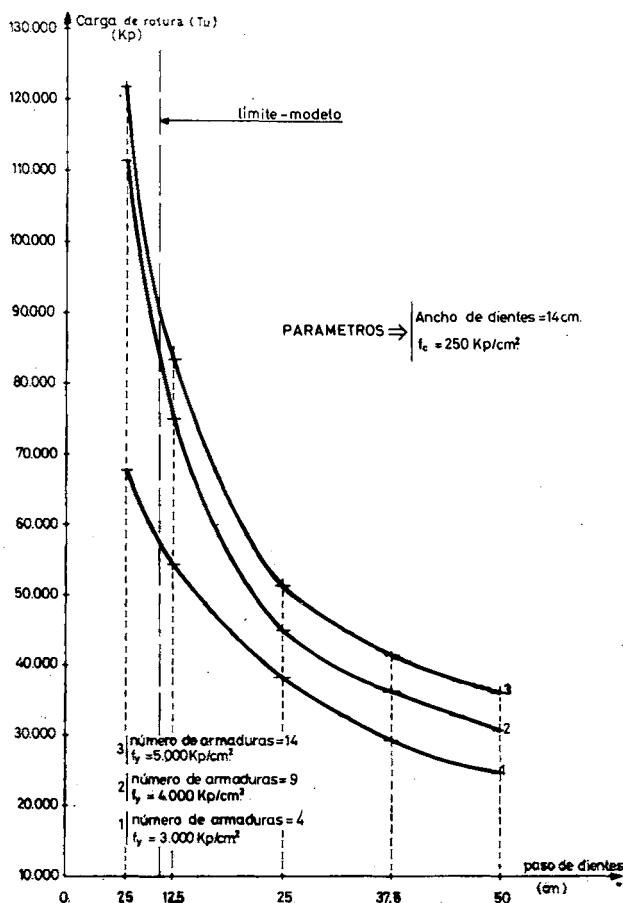


Fig. 12.— Relación carga de rotura - paso entre dientes para diferentes cuantías de acero.

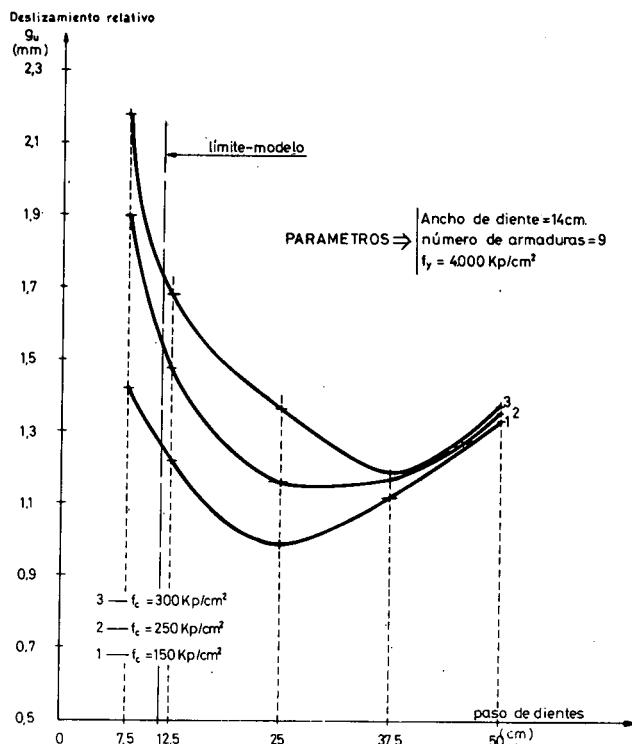


Fig. 13.— Relación deslizamiento de rotura - paso entre dientes para diferentes tipos de hormigón.

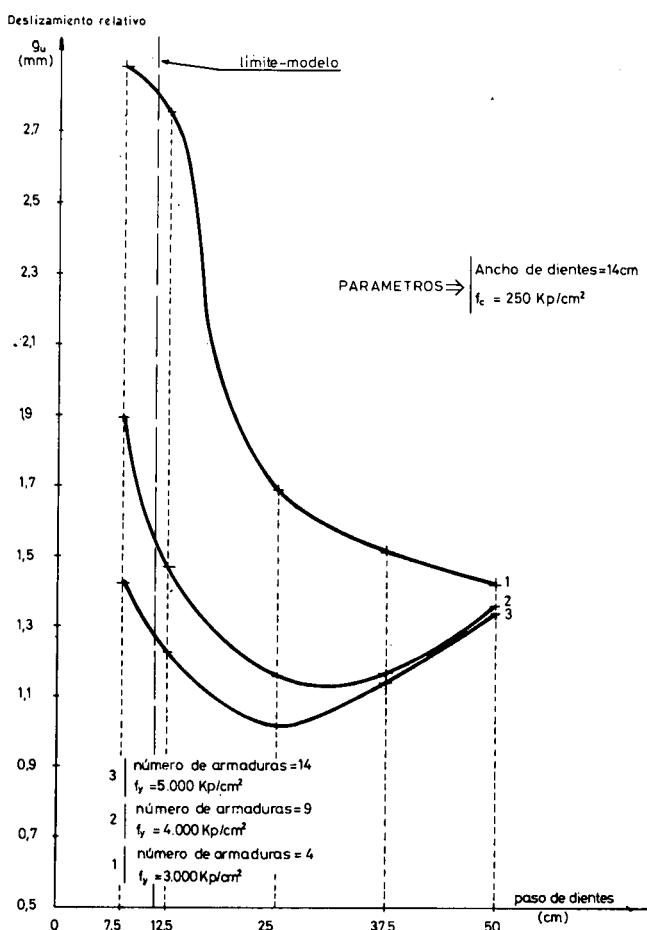


Fig. 14.— Relación deslizamiento de rotura - paso entre dientes para diferentes cuantías de acero.

Como aplicación inmediata del modelo presentado, se ha realizado, para la tipología de paneles ensayados, la influencia que la cuantía de acero y el tipo de hormigón de relleno tienen sobre la carga y deslizamiento de rotura (Figs. 11, 12, 13, 14), tomando como variable de diseño el paso entre dientes.

Conforme se observa en las figuras, la carga y deslizamiento de rotura aumentan rápidamente a medida que disminuye el paso entre dientes. Sin embargo, existe un límite inferior del paso entre dientes, dado que, siendo constante la tipología del diente, la penetración del panel en la junta es cada vez más pequeña, pudiendo llegar a producirse la rotura del panel antes que la rotura de la junta.

#### REFERENCIAS

1. G. Lacombe y M. Pommeret. "Les joints structuraux dans les Constructions en grands panneaux préfabriqués". *Annales de L'Institut Technique de Bâtiment et des Travaux Publics*. Serie: Gros-Oeuvre. Suplemento al n.º 314. Febrero (1974).
2. M. Pommeret. "La Résistance aux efforts tangents des joints verticaux entre grands panneaux préfabriqués coplanaires". *Boletín Interno de Información n.º 3. Service D'estude des Structures*. Domaine de Saint Paul. 78. Saint-Remy-Les Chevreuse B.P. n.º 1 (Francia). Junio (1971).
3. P. Cortini. "Etude expérimentale de joints horizontaux entre panneaux préfabriqués pour murs de bâtiment". *Tesis presentada en la Facultad de Ciencias de la Universidad de París para obtener el título de Doctor Ingeniero*, 24 de Marzo (1972).
4. J. Fauchart y P. Cortini. "Etude expérimentale de joints horizontaux entre panneaux préfabriqués pour murs de Bâtiment", *Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Serie: Essais et Mesures, n.º 300, n.º 139, (1972).
5. J. Catalá. "Análisis, en régimen no lineal, del comportamiento de las juntas verticales entre grandes paneles prefabricados de hormigón armado". *Tesis Doctoral*, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de Valencia, 10 de Julio (1984).
6. A. Grelat. "Calcul non-linéaire des ossatures en béton armé", *Tesis de Doctor-Ingeniero*. Universidad Pierre et Marie Curie (París-VI), 13 Diciembre (1978).
7. A. Grelat. "Comportement non linéaire et stabilité des ossatures en béton armé". *Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Serie: Theories et Méthodes de Calcul, n.º 223, n.º 366, (1978).
8. A. Grelat, B. Foure y A.C.F. Maia. "Analyse non linéaire des ossatures en béton armé ou précontraint compte tenu du retrait, du fluage et de la relaxation". *Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Febrero (1983).
9. CEP - FIP. "Código modelo para las Estructuras de Hormigón", (1978).
10. M. Faucault. "Comportement en phase fissurée de panneaux en béton armé ou en béton précontraint soumis à des efforts situés dans leur plan moyen", Memoria presentada con el fin de obtener el diploma de Ingeniero C.N.A.M. en Construcciones Civiles, (1977).
11. M. Kavyrchine. "Quelques aspects du comportement du béton de structure lié à l'influence des zones tendues ou fissurées", *Anales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Serie: Theories et Méthodes de Calcul, n.º 234, n.º 383, (1980).
12. M. O. Zakaria. "Etude des assemblages verticaux entre panneaux préfabriqués", *Tesis de Doctor-Ingeniero* presentada en la Universidad Pierre et Marie Curie (París-VI). 9 de Junio (1981).