

SOBRE EL ARMADO DE VIGAS PLANAS DE HORMIGON

Gómez Sedano, B., Cerrolaza, M., Sánchez, C., Alarcón, E.

CATEDRA DE ESTRUCTURAS. E.T.S.I. INDUSTRIALES. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID

RESUMEN.- El uso de vigas planas en edificación se ha generalizado por motivos funcionales. El cálculo automatizado de esfuerzos y armado en ordenador provoca en ocasiones un exceso de confianza en el tratamiento de los detalles de casos particulares. En este artículo se trata el caso de apoyo extremo de vigas de borde y se muestran los efectos que sobre el armado tiene la asimetría de las condiciones de apoyo.

1. INTRODUCCION

Con objeto de eliminar vigas vistas en el interior de los edificios es norma común recurrir al uso de vigas del mismo espesor que el forjado y anchura adecuada para resistir los esfuerzos que sobre ellas provocan las cargas. Estas vigas, denominadas planas, se utilizan incluso en las fachadas o bordes donde el condicioante anterior es de menor importancia.

Al generalizarse el uso del computador tanto para el cálculo de esfuerzos como para el dimensionamiento de armaduras, los detalles singulares de algunas de estas vigas tienden a ser olvidados y se puede proceder a un armado rutinario que no garantice realmente las condiciones de contorno supuestas para el cálculo de esfuerzos. La figura 1 muestra dos casos típicos en un edificio. En la figura 1a se observa una viga con el eje centrado en la línea de pilares, mientras la 1b se observa una viga de borde. En ambos casos se pone de manifiesto que las dimensiones de la viga propician su cálculo como placa y que, además, las dimensiones relativas respecto a los pilares van a provocar en sus alrededores momentos torsores no tenidos en cuenta en el ar-

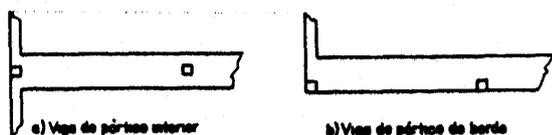


Fig. 1a y 1b

mado habitual. Este efecto es evidentemente mucho más pronunciado en el caso de la figura 1b y se acentúa en los pisos altos donde las dimensiones del pilar se van reduciendo mientras que las de la viga plana permanecen constantes.

En lo que sigue se van a presentar los resultados numéricos obtenidos con un caso extremo que permitirá observar la importancia de los fenómenos descritos más arriba.

2. ANALISIS NUMERICO

Para el análisis de esfuerzos se ha utilizado un programa de elementos finitos para placas implementado en un microordenador HP-9836.

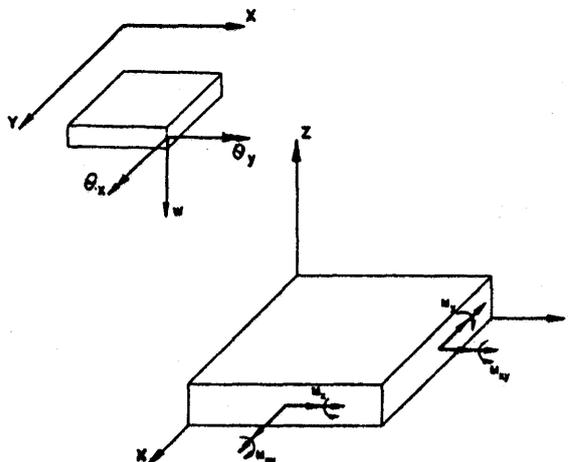


Fig. 2. Convenciones de signo en elemento finito.

El elemento utilizado se indica en la figura 2 y consiste en un cuadrilátero de nudos variables (4 a 8 nudos) y espesor constante, pudiéndose considerar condiciones ortótropas y deformaciones por cortante. Los nudos tienen tres grados de libertad, la flecha y dos rotaciones ortogonales.

Se utiliza el método directo de la rigidez y un proceso de eliminación de Gauss para la resolución del sistema de ecuaciones.

### 3. ESFUERZOS DE ARMADO

Puesto que el método de los elementos finitos suministra un campo de esfuerzos en equilibrio con las cargas exteriores se puede aplicar el teorema estático del cálculo plástico que garantiza una solución del lado de la seguridad si se arma para aquéllos. Sustancialmente se trata del mismo procedimiento para el que Hilleborg (1) ha acuñado el nombre de "método de las bandas", lo que permite utilizar para el armado las normas suecas (2) justificadas en (1), (3), (4). Si se supone que la armadura se encuentra distribuida en las direcciones x e y, sus momentos resistentes son  $M_x^*$ ,  $M_y^*$  y con momentos actuantes  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$  es posible escribir, con el criterio de signos de la figura 3, sobre una sección de inclinación  $\theta$ .

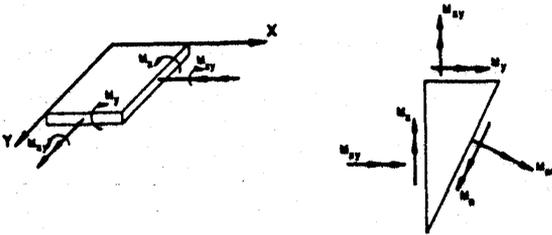


Fig. 3. Momentos en direcciones arbitrarias

para los momentos actuantes:

$$M_n = M_x \cos^2 \theta + M_y \sin^2 \theta + 2M_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

para los momentos resistentes:

$$M_n^* = M_x^* \cos^2 \theta + M_y^* \sin^2 \theta$$

La condición de Juhanen es:

$$M_n^* - M_n \geq 0$$

y obligando a diferencia mínima y distinguiendo los diferentes casos posibles se obtienen las siguientes reglas:

#### Momentos flectores con tracciones en cara inferior

$$M_x^* = M_x + |M_{xy}|$$

$$M_y^* = M_y + |M_{xy}|$$

Si  $M_x^*$  es negativo  $M_x^* = 0$ ;  $M_y^* = M_y + \frac{M_{xy}^2}{|M_x|}$

Si  $M_y^*$  es negativo  $M_y^* = 0$ ;  $M_x^* = M_x + \frac{M_{xy}^2}{|M_y|}$

Si  $M_x^*$  y  $M_y^*$  son negativos no se precisa armadura.

#### Momentos flectores con tracciones en cara superior

$$M_x^* = M_x - |M_{xy}|$$

$$M_y^* = M_y - |M_{xy}|$$

Si  $M_x^*$  es positivo  $M_x^* = 0$ ;  $M_y^* = M_y - \frac{M_{xy}^2}{|M_x|}$

Si  $M_y^*$  es positivo  $M_y^* = 0$ ;  $M_x^* = M_x - \frac{M_{xy}^2}{|M_y|}$

Si  $M_x^*$  y  $M_y^*$  son positivos no se precisa armadura.

### 4. EJEMPLO DE APLICACION

Se obtienen los esfuerzos en el caso concreto del apoyo extremo de la viga plana que se define geométricamente en la figura 4., una viga principal de pórtico de fachada y una viga transversal de borde.

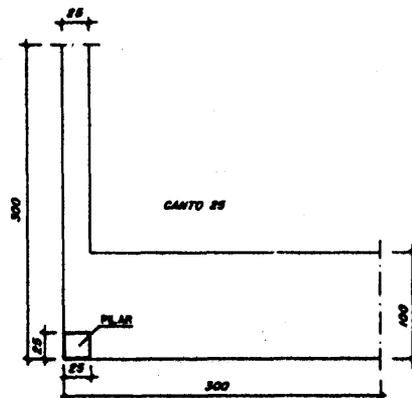


Fig. 4. Viga plana



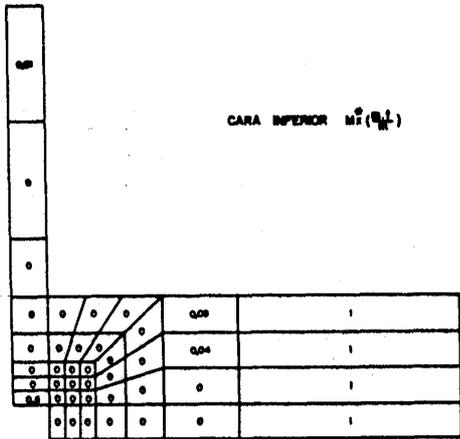


Fig. 9. Momentos  $M_x^*$  ( $\frac{mt \cdot Ton}{mt}$ ) en cara inferior

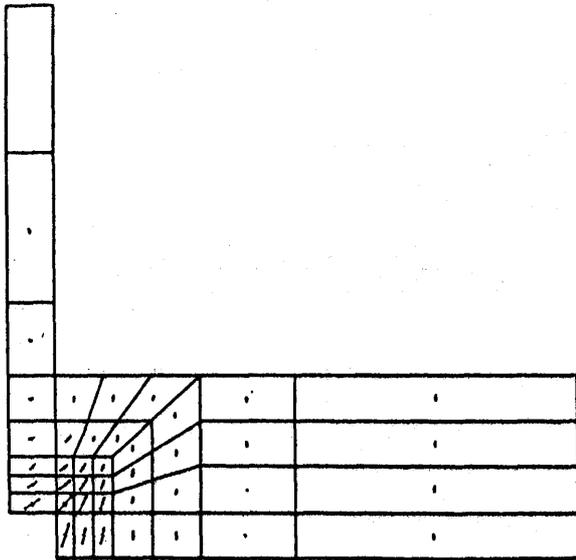


Fig. 10. Distribución de momentos principales máximos.

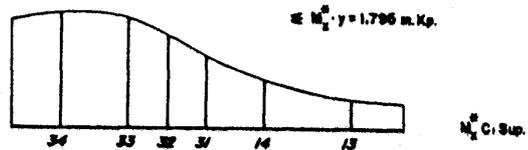
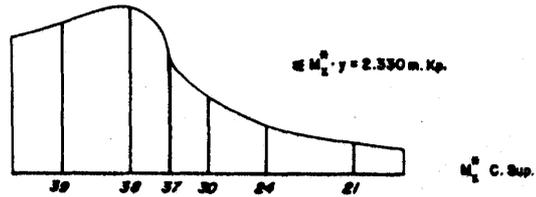
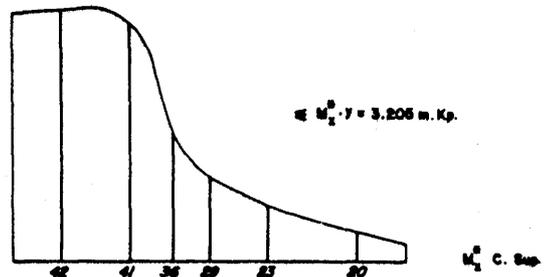
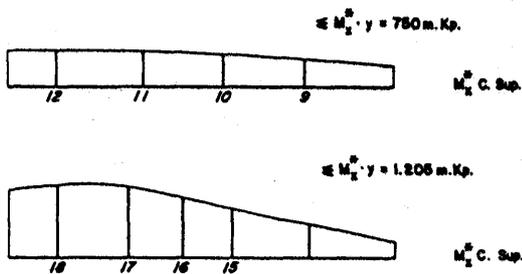


Fig. 11. Momentos  $M_x^*$  en secciones transversales

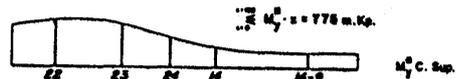
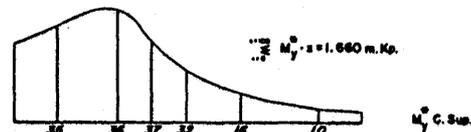
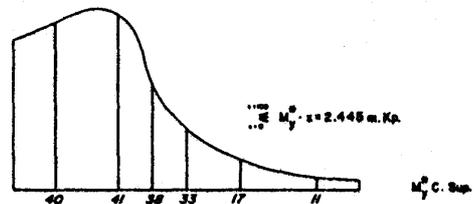


Fig. 12. Momentos  $M_y^*$  en secciones longitudinales

## 5. CONCLUSIONES

De la distribución de momentos principales (figura 10) se deducen las zonas de las vigas con caras traccionadas, por la dirección de los vectores, y puede estimarse comparativamente la densidad de armadura longitudinal, en el sentido x, y transversal en el sentido y, por las componentes de los vectores según ambos ejes. El equilibrio se establece con importantes momentos flectores  $M_y$  (armadura transversal) en los elementos finitos próximos al pilar.

Los momentos  $M_x^*$  y  $M_y^*$  cuyos valores de densidad se dan en las plantas (Figs. 6 a 9) y cuya variación se aprecia en los diagramas (Figs. 11 y 12) indican que:

- en la sección transversal más desfavorable, la adyacente al pilar, el valor  $\Sigma M_x^*$  alcanza 3205 mKp.
- en la sección longitudinal más desfavorable, igualmente la adyacente al pilar, el valor  $\Sigma M_y^*$  es aproximadamente 2445mKp.
- un armado consecuente exigiría una relación aproximada de armadura longitudinal (la del momento de empotramiento de la viga en el pilar) a armadura transversal (las ramas superiores del estribo) de  $\frac{3205}{2445} = \frac{1'30}{1}$ .
- la distribución del momento  $M_x^*$  en la sección adyacente al pilar (figura 11) nos indica que, dividida la sección transversal de la viga en 4 anchos de 25 cms, el primer ancho absorbe el 50% del momento, el 2º el 37%, el 3º el 7% y el 4º el 10%.

Según todo lo anterior se puede estimar:

- que si el dimensionado de pórticos de vigas planas se realiza sin considerar las singularidades de apoyo, el momento flector absorbido en la unión viga-pilar puede ser sensiblemente menor al asignado, incrementándose en consecuencia el momento de vano sobre el valor de dimensionado y resultando el armado de la viga con coeficientes de seguridad inferiores a los de cálculo. La armadura transversal del dimensionado a esfuerzos cortantes resulta muy inferior a la necesaria para la absorción del momento transversal.
- que la armadura de momentos de empotramiento viga-pilar debe disponerse preferentemente en el ancho del pilar y en el vuelo de viga correspondiente a un canto de pilar. En alguna forma, la sección de viga en vuelo superior a un ancho de pilar resulta ineficaz en la absorción de momentos.
- para más generalizadas y simultáneamente concretas especificaciones debe ampliarse el estudio en función de la flexibilidad de la unión viga-pilar, y de la rela-

ción ancho-pilar a vuelo de viga como principales variables, en apoyos extremos e intermedios, de vigas de borde y vigas intermedias. Está en el ánimo de los autores su realización.

## 6. BIBLIOGRAFIA

1. Hilleborg, A.: "Strip method of design". Viewpoint Pub. 1975.
2. Código sueco para el diseño de placas de hormigón armado. 1957.
3. Wood, R.H.: "The reinforcement of slabs in accordance with a predetermined field of moments". Concrete. Feb. 1968.
4. Park, R., y Gamble, W.L.: "Reinforced concrete slabs". Wiley. 1980.
5. Calavera, J.: "Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación". Intemec. 1981.