

ESFUERZO DE CORTE EN UNIONES VIGA-COLUMNA DE HORMIGON ARMADO

Fernando YAÑEZ U.*

Ernesto GOMEZ G.*

RESUMEN

Para tratar de conocer el comportamiento al corte de unidades viga-columna de hormigón armado, se han ensayado, bajo un severo sistema de cargas, tres probetas con distintas capacidades resistentes de sus elementos. Los resultados muestran la influencia de la razón μ (suma de los momentos resistentes de las columnas/suma de los momentos resistentes de las vigas) en la colaboración del hormigón en la resistencia al corte. De acuerdo con ellos, se sugiere modificar el valor nominal de dicha colaboración, v_c , dado por las recomendaciones del comité conjunto ACI - ASCE 352 (1976)¹, por un factor α igual a cero para μ inferior a 2; igual a 1.3 para μ entre 2 y 3; e igual a 1.5 para μ mayor que 3. De las experiencias realizadas se puede afirmar, además, que para un buen comportamiento de los nudos bajo gran intensidad de cargas, éstos no deben absorber más allá de un 10% de la energía total suministrada al conjunto viga-columna.

* Investigadores de IDIEM

INTRODUCCION

El diseño de las uniones viga-columna de hormigón armado ha sido objeto en la última década de variados estudios y ensayos, motivados por la ocurrencia de algunas fallas y por las mayores exigencias que se le imponen a las vigas y columnas en el diseño sismorresistente (en la Fig. 1 se muestran los diversos

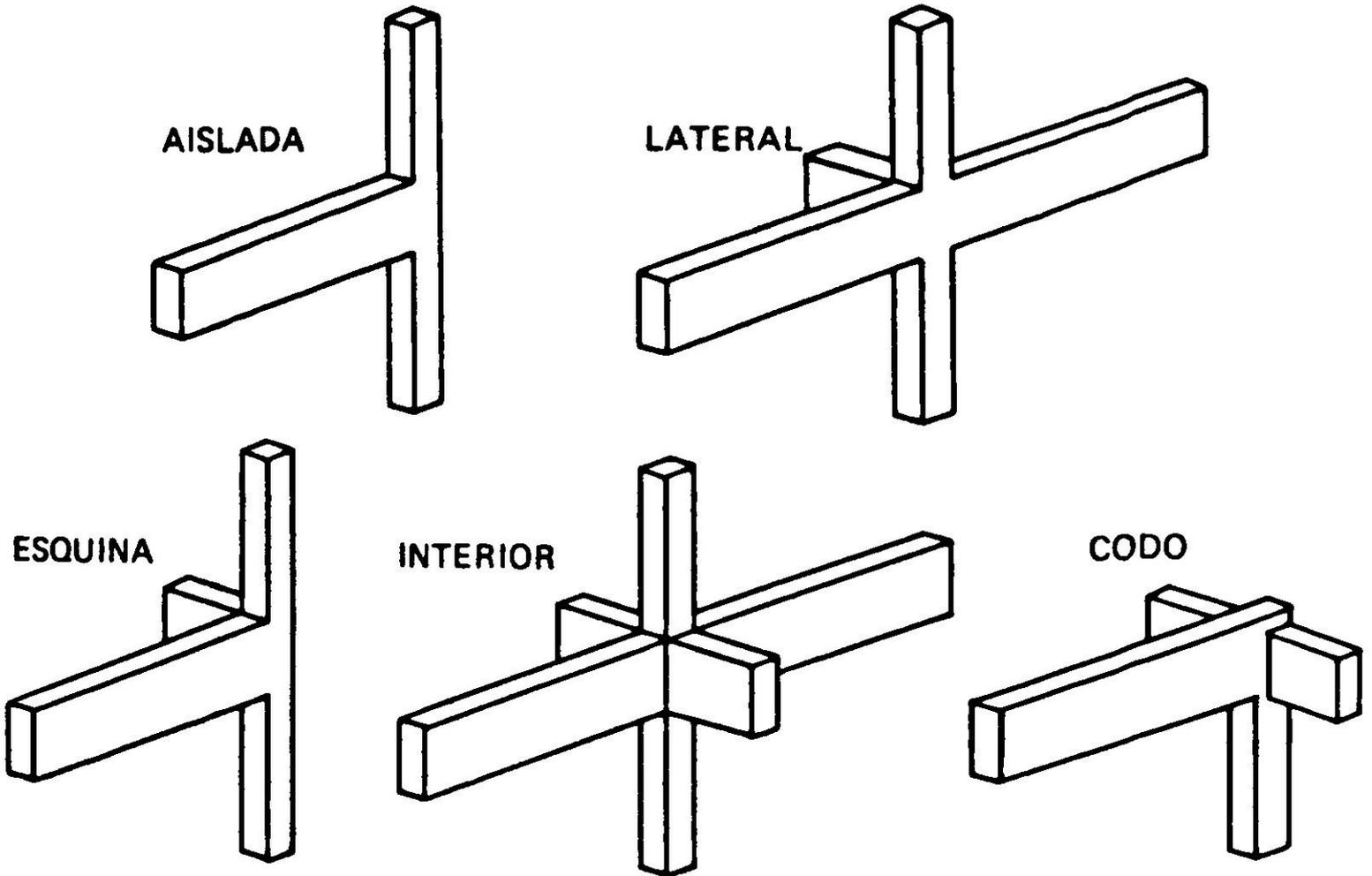


Fig. 1. Diversos tipos de uniones viga-columna.

tipos de uniones). Así, en 1976, el comité conjunto ACI - ASCE 352 ha recomendado que las armaduras transversales en el nudo se determinen de la siguiente manera¹:

- a) Suponer el nudo como una columna sometida a fuerza axial, momento y corte como se indica en la Fig. 2.
- b) El esfuerzo de corte en el núcleo $V_u = T - V_{col}$ es resistido por el hormigón y las armaduras, según la expresión

$$V_u = V_s + V_c, \tag{1}$$

en que V_s = esfuerzo de corte resistido por el acero, y
 V_c = esfuerzo de corte resistido por el hormigón.

$$c) V_s = A_v f_y d/s, \tag{2}$$

$$V_c = v_c \cdot bd, \text{ donde} \tag{3}$$

$$v_c = 0.9 \beta \gamma \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + 0.03 N_u/A_g} \text{ kgf/cm}^2, \text{ donde} \tag{4}$$

- A_v = área de la armadura transversal,
 f_y = límite de fluencia de la armadura,
 d = altura útil de la columna,
 s = espacio entre estribos,
 b = ancho de la columna,
 f'_c = resistencia cilíndrica en kgf/cm^2 ,
 N_u = carga axial en kgf (en diseño sísmico $N_u = 0$),
 A_g = área transversal total de la columna en cm^2 ,
 β, γ = coeficientes; en que $\beta = 1.4$ para marcos tradicionales; $\beta = 1.0$ para marcos dúctiles; y $\gamma = 1.4$ si el nudo está confinado lateralmente; $\gamma = 1.0$ en casos contrarios.

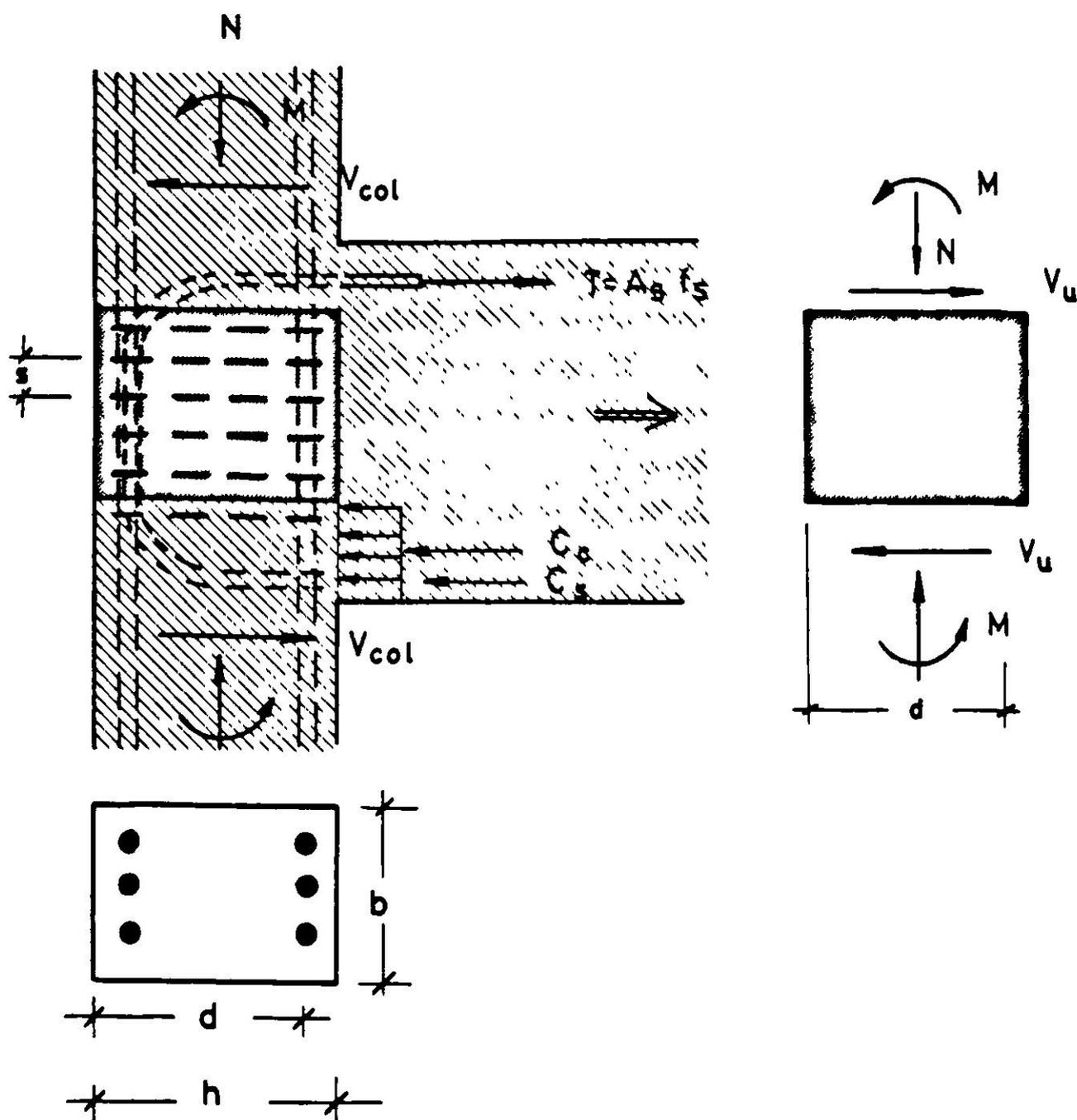


Fig. 2. Nudo de una unión viga-columna modelado como una columna sometida a carga axial, momento de flexión, y esfuerzo de corte.

En suma, el procedimiento es la tradicional *analogía del enrejado* que se aplica en el cálculo de vigas, y adaptado a columnas según lo dispuesto en el código ACI 318-71² párrafo 11.4. Para apreciar la filosofía que este desarrollo conlleva, es interesante hacer un recuento del origen de la fórmula 4. Los coeficientes γ y β fueron agregados en 1976 en las Recomendaciones del comité conjunto ACI - ASCE 352¹, para tomar en cuenta el confinamiento

del nudo, y distinguir las características del marco, ya sea tradicional o dúctil. La fórmula original,

$$v_c = 0.9 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + 0.03 N_u/A_g} \quad \text{kgf/cm}^2, \quad 5$$

destinada al diseño de columnas, está compuesta de dos factores:

$$0.9 \sqrt{f'_c}, \quad 6$$

y de
$$\sqrt{1 + 0.03 N_u/A_g}. \quad 7$$

El primero corresponde a la resistencia al corte máxima en vigas sometidas a flexión sin armadura transversal. La segunda parte es un factor correctivo de la anterior para incluir los efectos de la carga axial.

Todas estas fórmulas experimentales han sido deducidas de ensayos de vigas sometidas a flexión simple, o de columnas altas. Ahora bien, es evidente que las uniones viga-columna no se asemejan a ninguno de esos dos casos. La extrapolación que se ha hecho aparece así poco fundamentada. Además, los ensayos que han realizado diversos autores han mostrado resultados contrapuestos. En algunos casos la colaboración del hormigón en la resistencia al corte del nudo, V'_c , fue nula; en otros, fue mayor que la predicha por la fórmula 4. Considerando estos hechos, algunos han postulado³ la influencia de la razón de momento, μ , en el comportamiento al corte de los nudos, donde:

$$\mu = \Sigma M_{col}/M_{viga}, \quad 8$$

en que ΣM_{col} = suma de los momentos resistentes de las columnas del nudo; y

ΣM_{viga} = suma de los momentos resistentes de las vigas que convergen al nudo en cada dirección.

En el presente trabajo, realizado en IDIEM⁴, se han ensayado tres uniones aisladas viga-columna con distintos valores del parámetro μ , estableciéndose su influencia en la resistencia al corte del nudo.

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

Geometría

Se diseñaron tres uniones viga-columna aisladas denominadas V30, V40 y V50. En los tres casos las columnas eran de 30 x 30 cm; en cambio las vigas tenían alturas de 30, 40 y 50 cm respectivamente. El largo de las columnas era de 2.80 m, y de las vigas 1.50 m.

Materiales

Se utilizó en todos los casos hormigón de resistencia de 450 kgf/cm^2 , en probetas cilíndricas, y acero A63-42H, con límite de fluencia de 4600 kgf/cm^2 .

Armaduras

En las figuras 3, 4 y 5 se muestra la armadura de las tres probetas. En todos

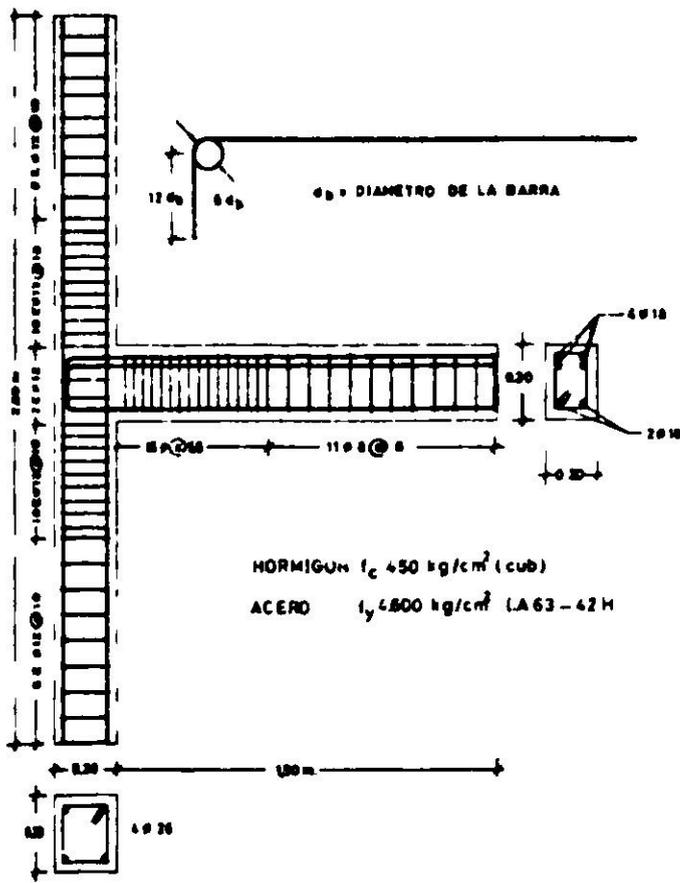


Fig. 3. Armadura de la probeta V30.

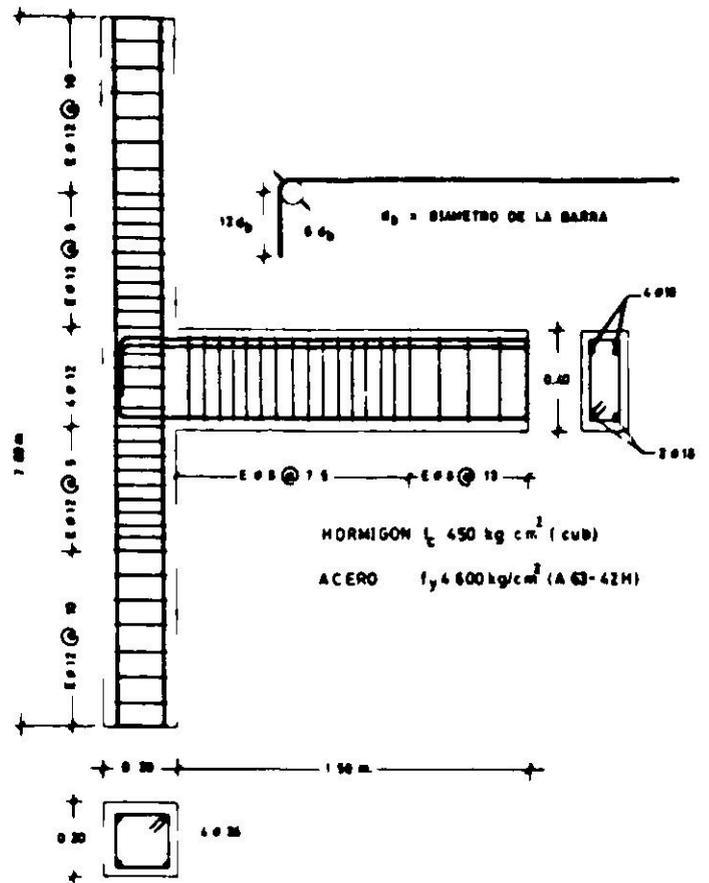


Fig. 4. Armadura de la probeta V40.

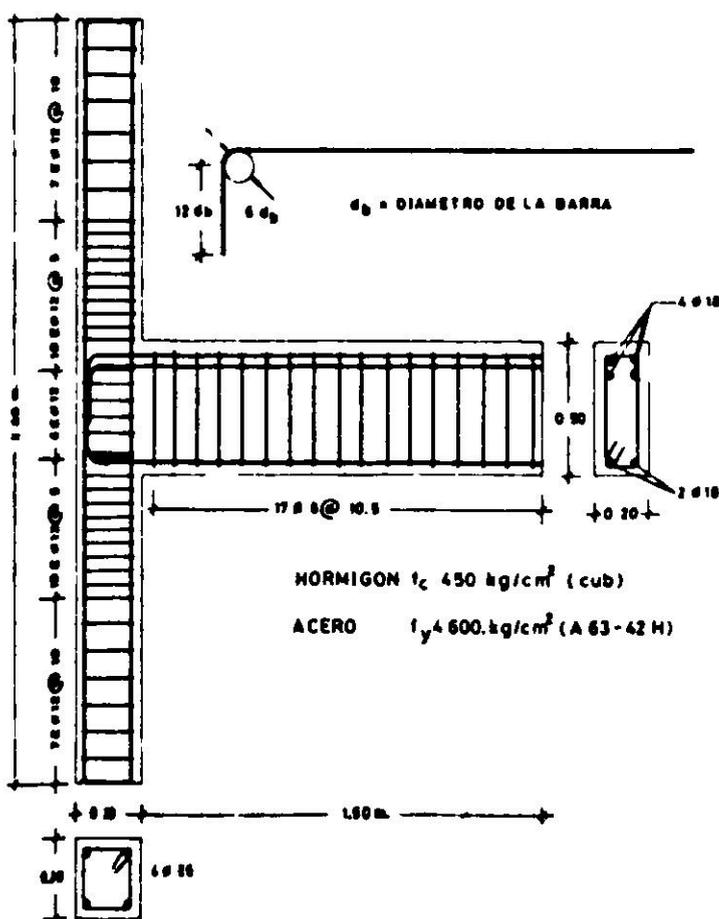


Fig. 5. Armadura de la probeta V50.

los casos se utilizó la misma cantidad de refuerzo principal, vale decir $4 \phi 26$ en las columnas; $4 \phi 18$ como armadura positiva en las vigas, y $2 \phi 18$ como armadura negativa. La distribución y cuantía de los estribos en vigas y pilares se determinaron según las recomendaciones del Apéndice A del código norteamericano ACI 318-71². Los cercos en los nudos, de $\phi 12 @ 7$, se determinaron para satisfacer las exigencias de resistencia al corte dispuestos en las *Recomendaciones*¹.

Características Mecánicas

En la Fig. 6 se muestra el diagrama de interacción de la columna. Los

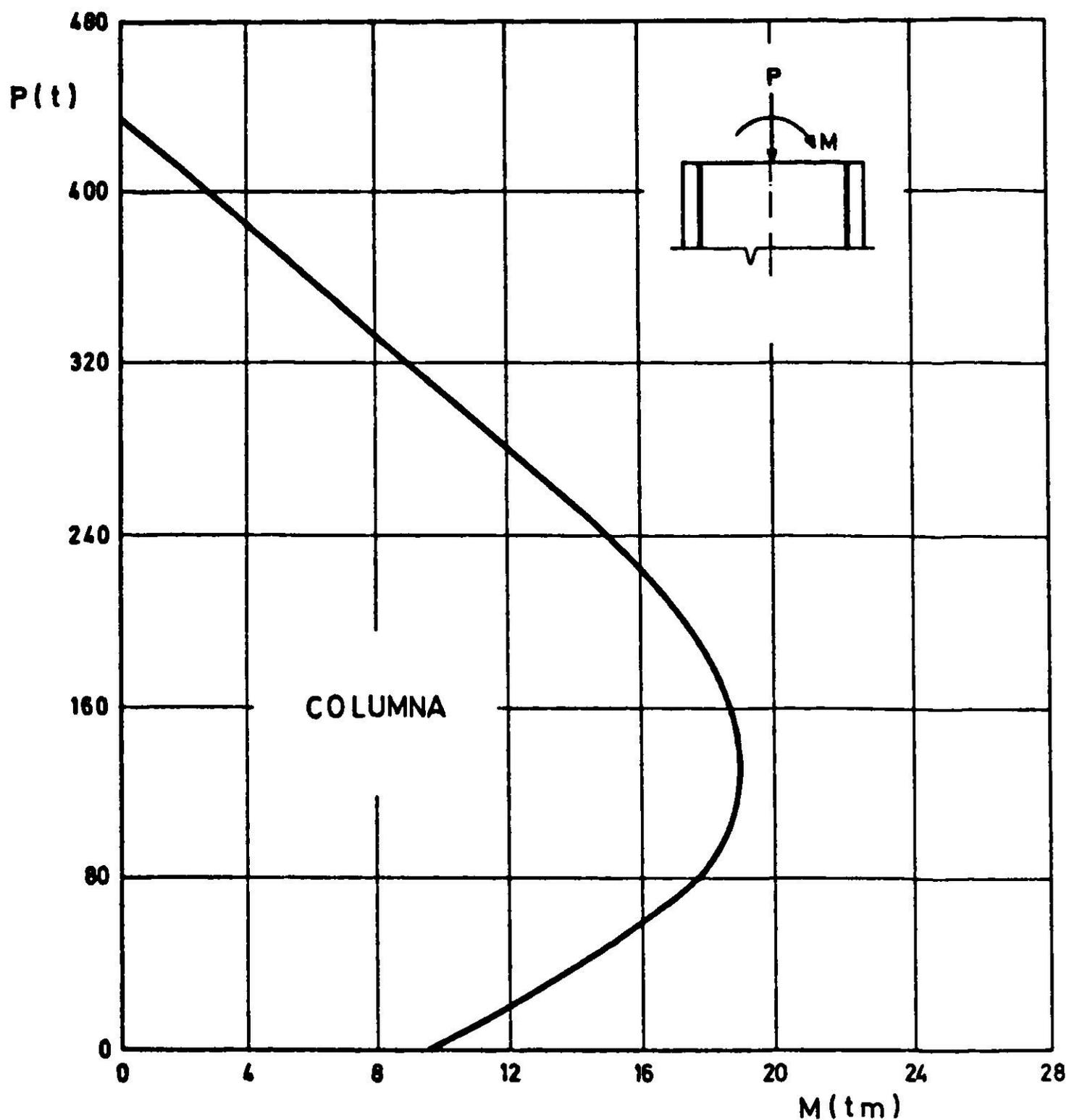


Fig. 6. Diagrama de interacción de la columna.

TABLA I

MOMENTOS RESISTENTES DE DISEÑO DE LAS VIGAS Y COLUMNAS

	1	2	3	4	5	6	7	8
Probeta	F_{teo} t	M_{sup} t·m	M_{inf} t·m	ΣM_{col} t·m	M_{ulga} t·m	μ	a/d	V_{col} t
V 30	6.5	12.8	13.5	26.3	9.1	3.0	0.47	3.8
V 40	9.9	12.8	14.0	26.8	13.8	2.0	0.68	5.8
V 50	13.2	12.8	14.3	27.1	18.5	1.5	0.90	8.5

Los momentos resistentes de diseño de las vigas y columnas se indican en la Tabla I. Las cargas F y los momentos de diseño superior e inferior de las columnas fueron determinadas por las resistencias de las vigas. En la columna 6, de la Tabla I, se muestra el valor del parámetro μ definido por la razón $\Sigma M_{col} / \Sigma M_{ulga}$.

En la columna 7 se registra el parámetro a/d de los nudos de las uniones, definido en la Fig. 7.

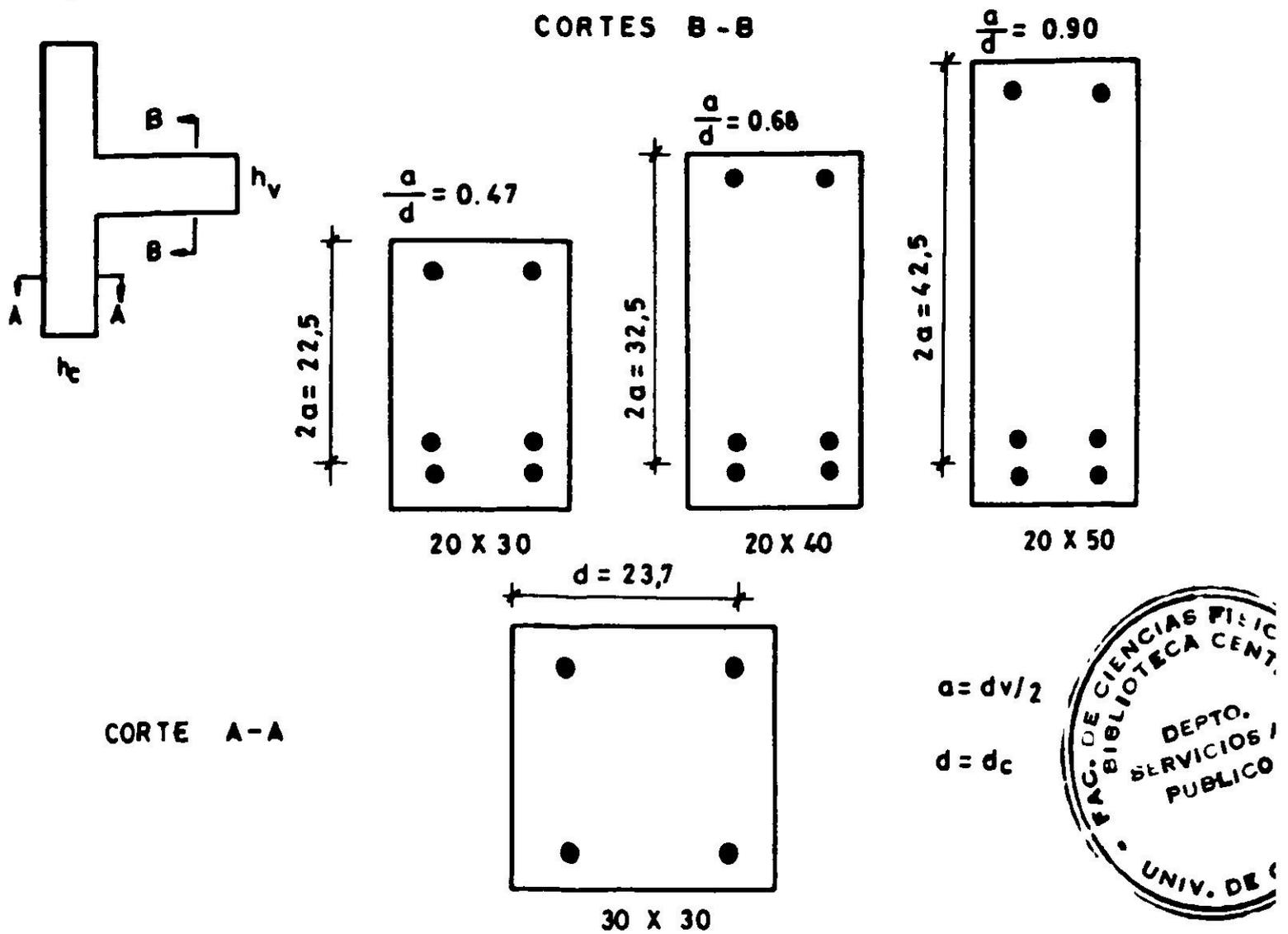


Fig. 7. Esquema de las secciones de las columnas y vigas de las probetas V30, V40 y V50, donde se indican los respectivos factores de corte a/d ; donde a se ha establecido como la mitad de la altura útil de la viga, d_v ; y d , como la altura útil de la columna, d_c .

Esfuerzo de corte en los nudos

Refiriéndonos a la Fig. 2, el esfuerzo de corte en el nudo queda dado por:

$$V_u = A_s f_s - V_{col} \quad 9$$

Como A_s en todos los casos es 10.18 cm^2 ($4 \phi 18$), y suponiendo $f_s = 4600 \text{ kgf/cm}^2$, se tiene que $A_s \cdot f_s$ es del orden de 47 toneladas. Por consiguiente los valores de V_{col} (columna 8, Tabla 1) apenas afectan al de V_u , quedando los nudos de las probetas V30, V40 y V50 con esfuerzos de corte de 43, 41 y 39 toneladas, respectivamente. Como se puede apreciar, estos valores son del mismo orden. Esto nos permite considerar este parámetro como constante dentro del sistema de variables en juego. Para determinar la cuantía de armadura transversal en el nudo, se aplican las fórmulas 1-4, donde las solicitaciones V_u se amplifican por 1.25 según las Recomendaciones del comité 352, antes mencionado. De este modo se obtienen estribos de $\phi 12$ a 6.1, 6.6 y 7.2 cm para los nudos V30, V40 y V50 respectivamente. Desde un punto de vista práctico estos valores son iguales, y de hecho los cercos quedaron en los tres casos cada 7 cm. Pues bien, a la luz del procedimiento referido en la

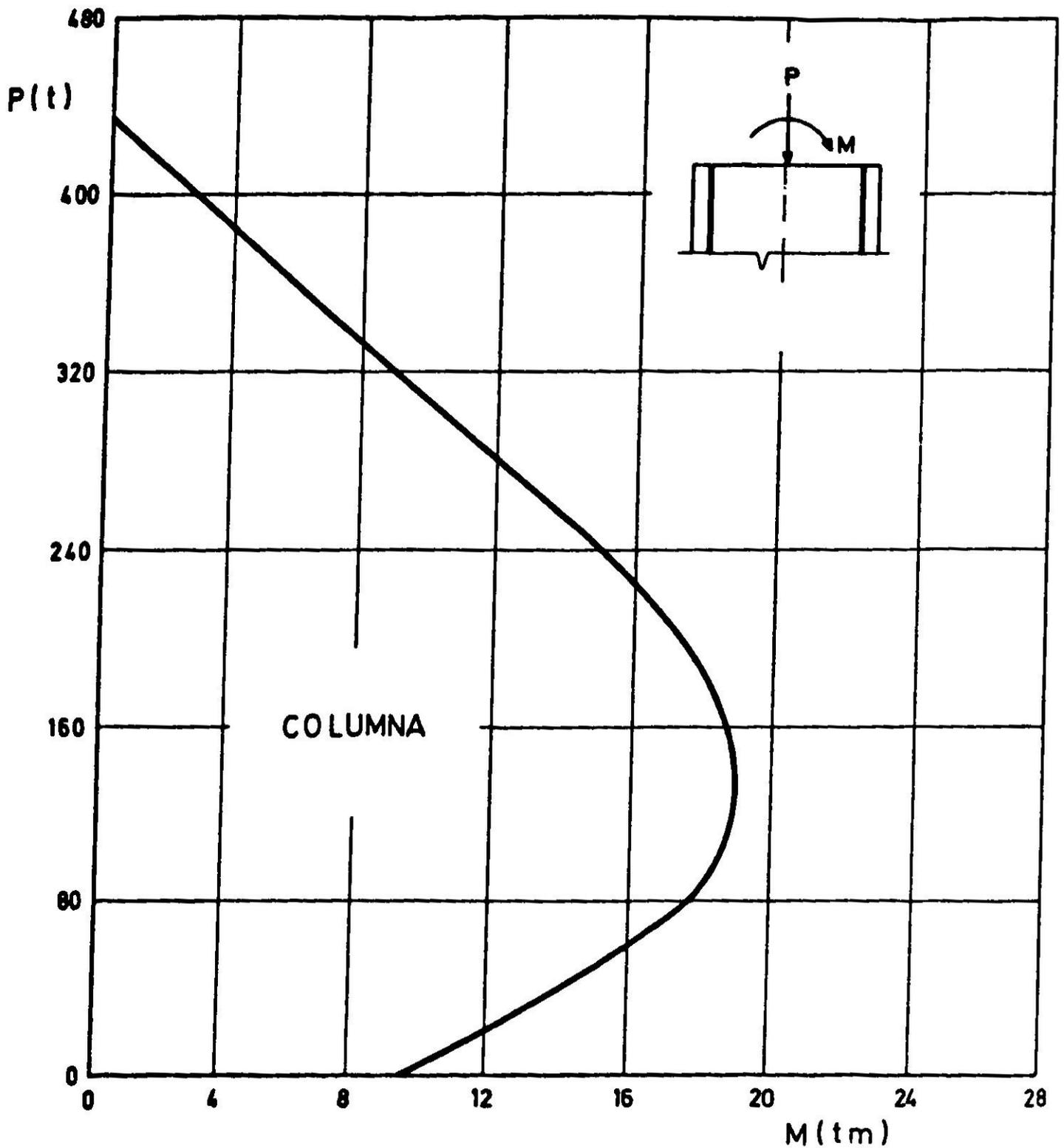


Fig. 6. Diagrama de interacción de la columna.

TABLA I

MOMENTOS RESISTENTES DE DISEÑO DE LAS VIGAS Y COLUMNAS

	1	2	3	4	5	6	7	8
Probeta	F_{teo} t	M_{sup} t·m	M_{inf} t·m	ΣM_{col} t·m	M_{viga} t·m	μ	a/d	V_{col} t
V 30	6.5	12.8	13.5	26.3	9.1	3.0	0.47	3.8
V 40	9.9	12.8	14.0	26.8	13.8	2.0	0.68	5.8
V 50	13.2	12.8	14.3	27.1	18.5	1.5	0.90	8.5

momentos resistentes de diseño de las vigas y columnas se indican en la Tabla I. Las cargas F y los momentos de diseño superior e inferior de las columnas quedaron determinadas por las resistencias de las vigas. En la columna 6, Tabla I, se muestra el valor del parámetro μ definido por la razón $\Sigma M_{col} / \Sigma M_{viga}$.

En la columna 7 se registra el parámetro a/d de los nudos de las uniones, definido en la Fig. 7.

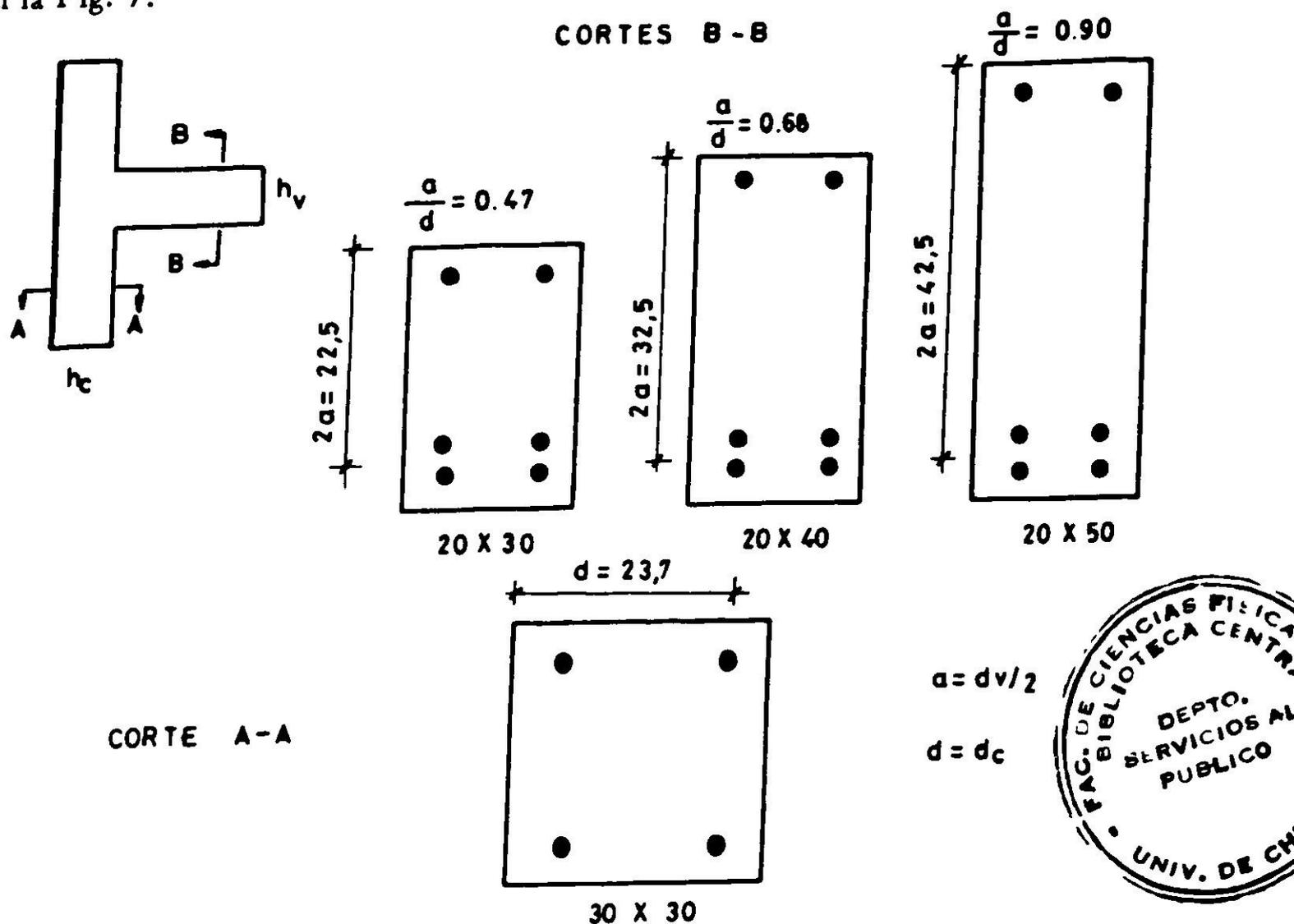


Fig. 7. Esquema de las secciones de las columnas y vigas de las probetas V30, V40 y V50, donde se indican los respectivos factores de corte a/d ; donde a se ha establecido como la mitad de la altura útil de la viga, d_v ; y d , como la altura útil de la columna, d_c .

Esfuerzo de corte en los nudos

Refiriéndonos a la Fig. 2, el esfuerzo de corte en el nudo queda dado por:

$$V_u = A_s f_s - V_{col}$$

9

Como A_s en todos los casos es 10.18 cm^2 ($4 \phi 18$), y suponiendo $f_s = 4600 \text{ kgf/cm}^2$, se tiene que $A_s \cdot f_s$ es del orden de 47 toneladas. Por consiguiente los valores de V_{col} (columna 8, Tabla I) apenas afectan al de V_u , quedando los nudos de las probetas V30, V40 y V50 con esfuerzos de corte de 43, 41 y 39 toneladas, respectivamente. Como se puede apreciar, estos valores son del mismo orden. Esto nos permite considerar este parámetro como constante dentro del sistema de variables en juego. Para determinar la cuantía de armadura transversal en el nudo, se aplican las fórmulas 1-4, donde las solicitaciones V_u se amplifican por 1.25 según las Recomendaciones del comité 352, antes mencionado. De este modo se obtienen estribos de $\phi 12$ a 6.1, 6.6 y 7.2 cm para los nudos V30, V40 y V50 respectivamente. Desde un punto de vista práctico estos valores son iguales, y de hecho los cercos quedaron en los tres casos cada 7 cm. Pues bien, a la luz del procedimiento referido en la

Introducción, esto significa que existen tres nudos de dimensiones distintas con la misma sollicitación V_u , la misma cuantía de armadura y la misma colaboración del hormigón en la resistencia al corte, V_c ; por lo tanto debería esperarse el mismo comportamiento al corte en los tres casos.

ENSAYOS

Cargas y deformaciones

En la Fig. 8 se indica un esquema del sistema de cargas y desplazamientos. La carga N fue de 30 t en los tres casos, y se mantuvo constante durante los

ensayos. A medida que se aplicaba la carga F se midieron el desplazamiento Δ y la distorsión angular del nudo. Además se midieron las deformaciones de las armaduras, tanto principales como transversales. En la figura 9 se muestra una probeta en la posición de ensayo en la etapa de rotura.

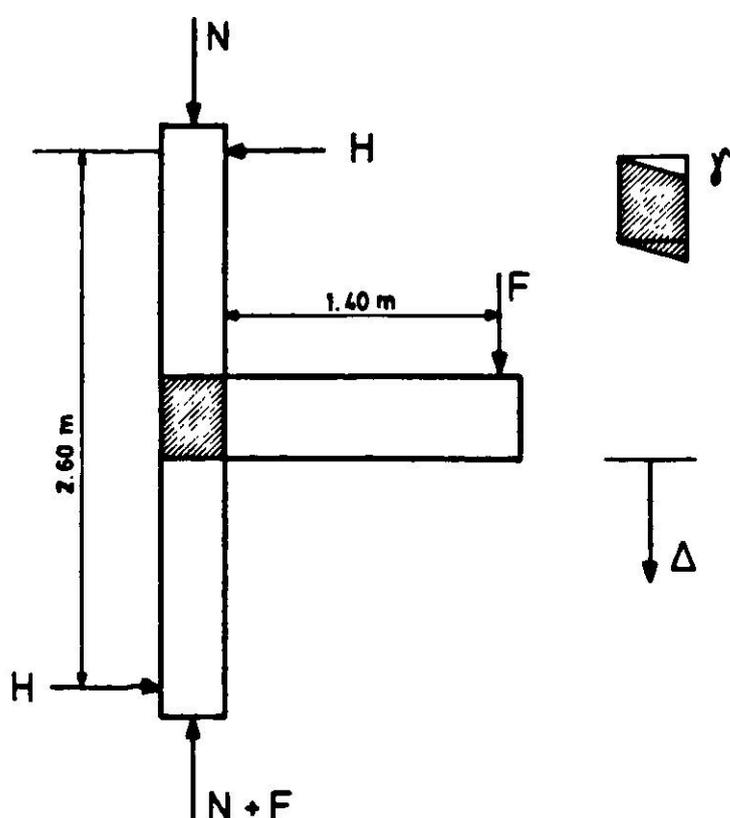


Fig. 8. Esquema del sistema de cargas y desplazamientos.

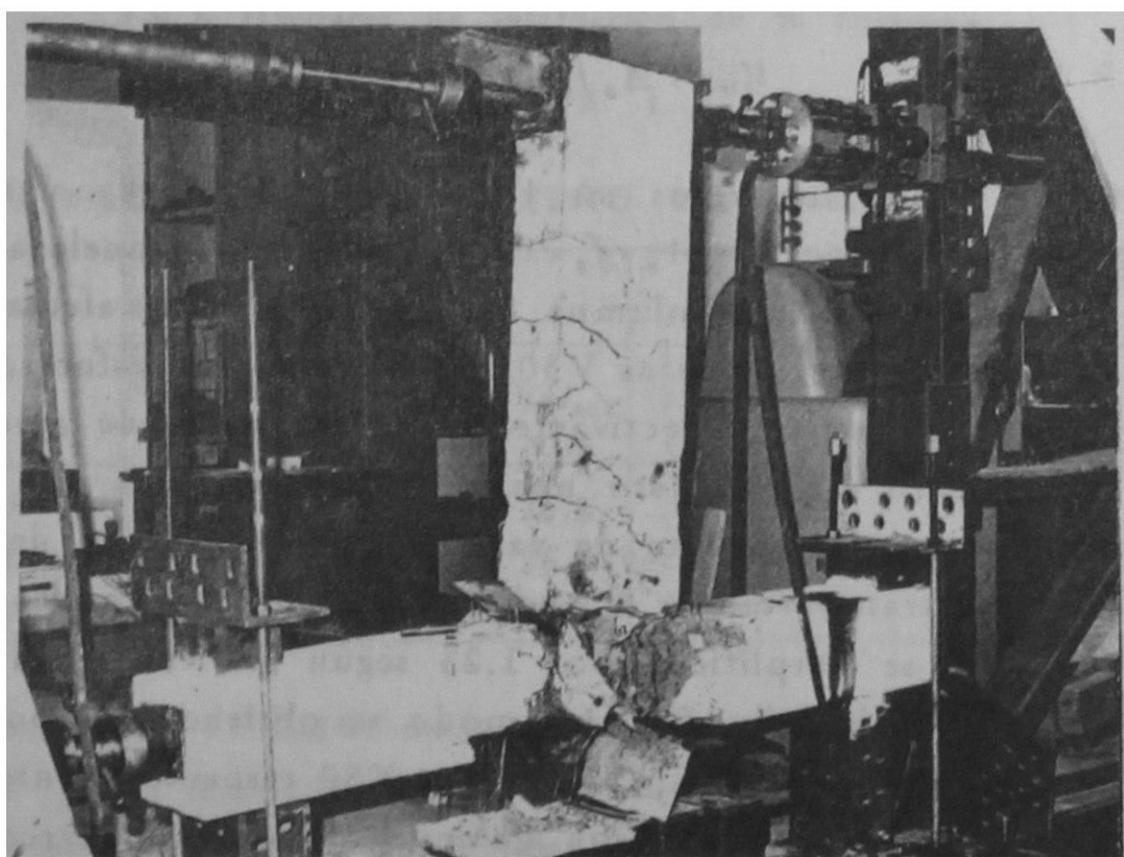


Fig. 9. Probeta en la posición de ensayo en la etapa de rotura.

Instrumentación

Las cargas se aplicaron mediante gatos hidráulicos Amsler. La deformación Δ se midió con un nivel topográfico y la distorsión del nudo con un extensómetro Huggenberger. Las deformaciones de las barras se registraron con extensómetros eléctricos (*strain-gages*) en los puntos que se indican en la Fig. 10.

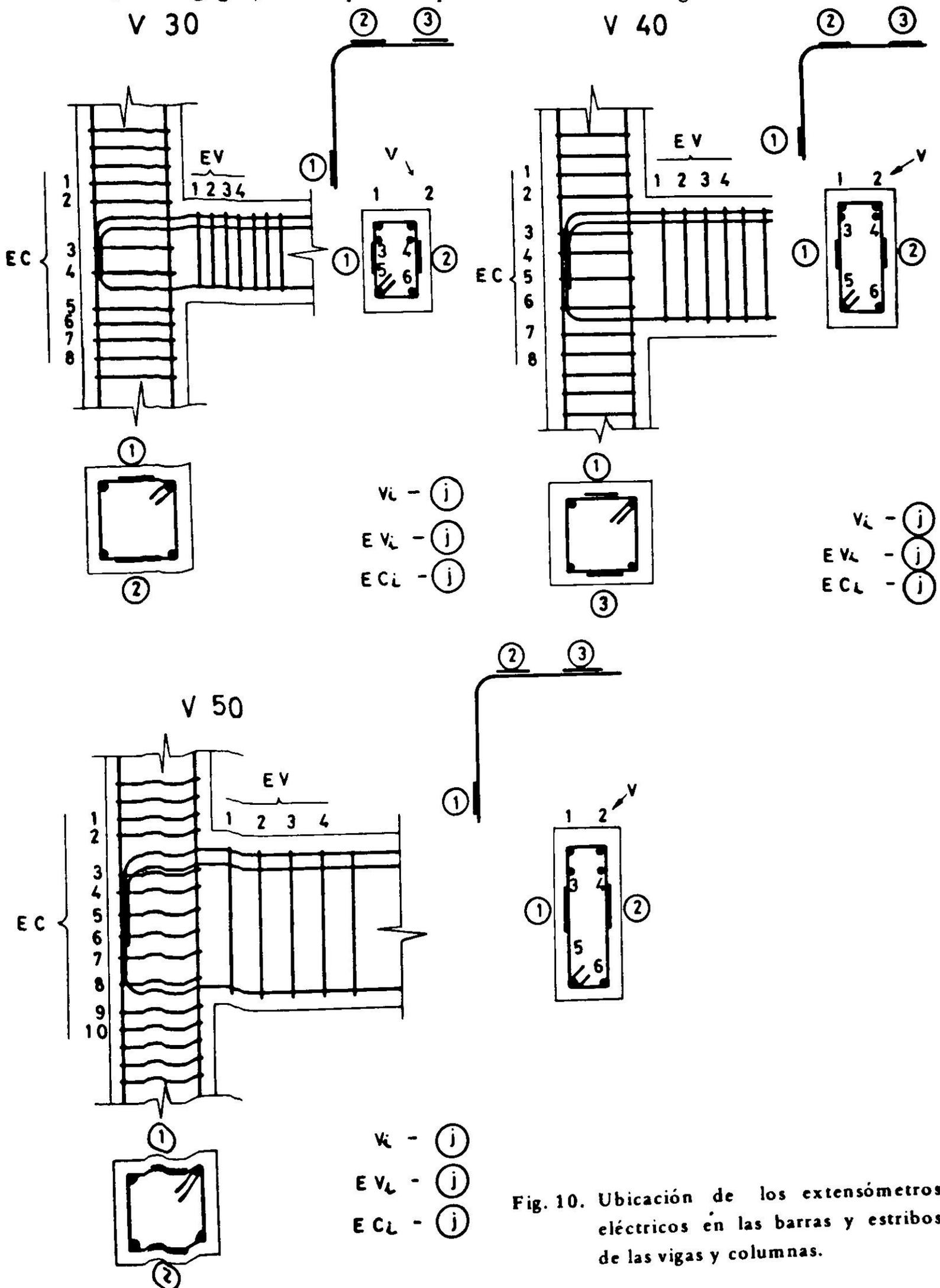


Fig. 10. Ubicación de los extensómetros eléctricos en las barras y estribos de las vigas y columnas.

RESULTADOS

El esfuerzo de corte aplicado en el nudo es resistido, según el procedimiento antes expuesto, por el hormigón y la armadura transversal según las fórmulas 1 - 4. De 1 y 2, se tiene

$$V_c = V_u - A_v f_s d/s; \quad 10$$

como V_u queda expresado por la fórmula 9, entonces

$$V_c = A_s f_{s1} - V_{col} - A_v f_{s2} d/s \quad 11$$

donde f_{s1} = tensión en la armadura principal de la viga; y

f_{s2} = tensión en la armadura transversal del nudo

De este modo queda determinada la colaboración del hormigón, V_c , en la resistencia al corte, puesto que se midieron f_{s1} y f_{s2} .

En las Fig. 11 y 12 se muestran el diagrama de cargas F vs Δ y de

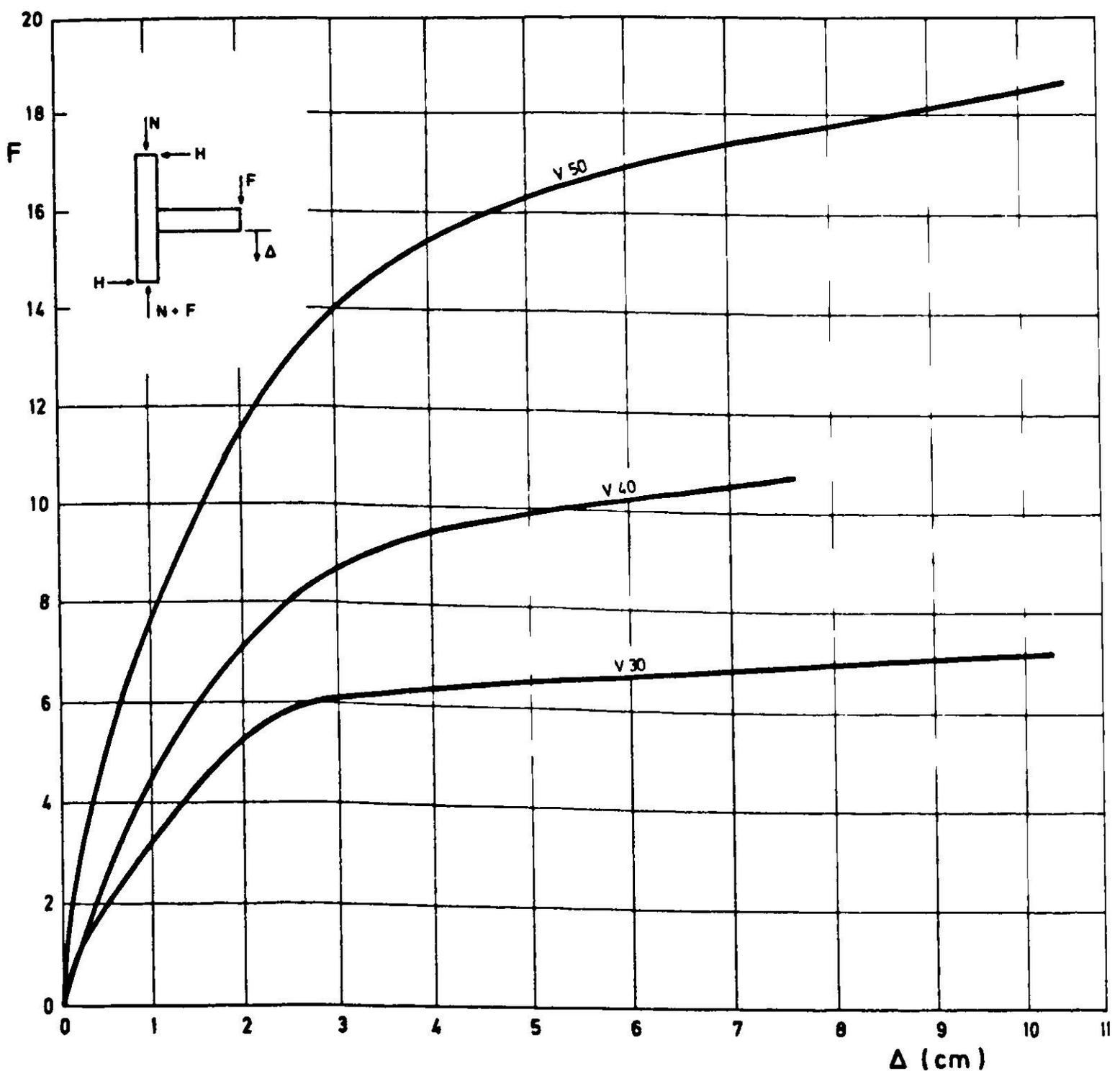
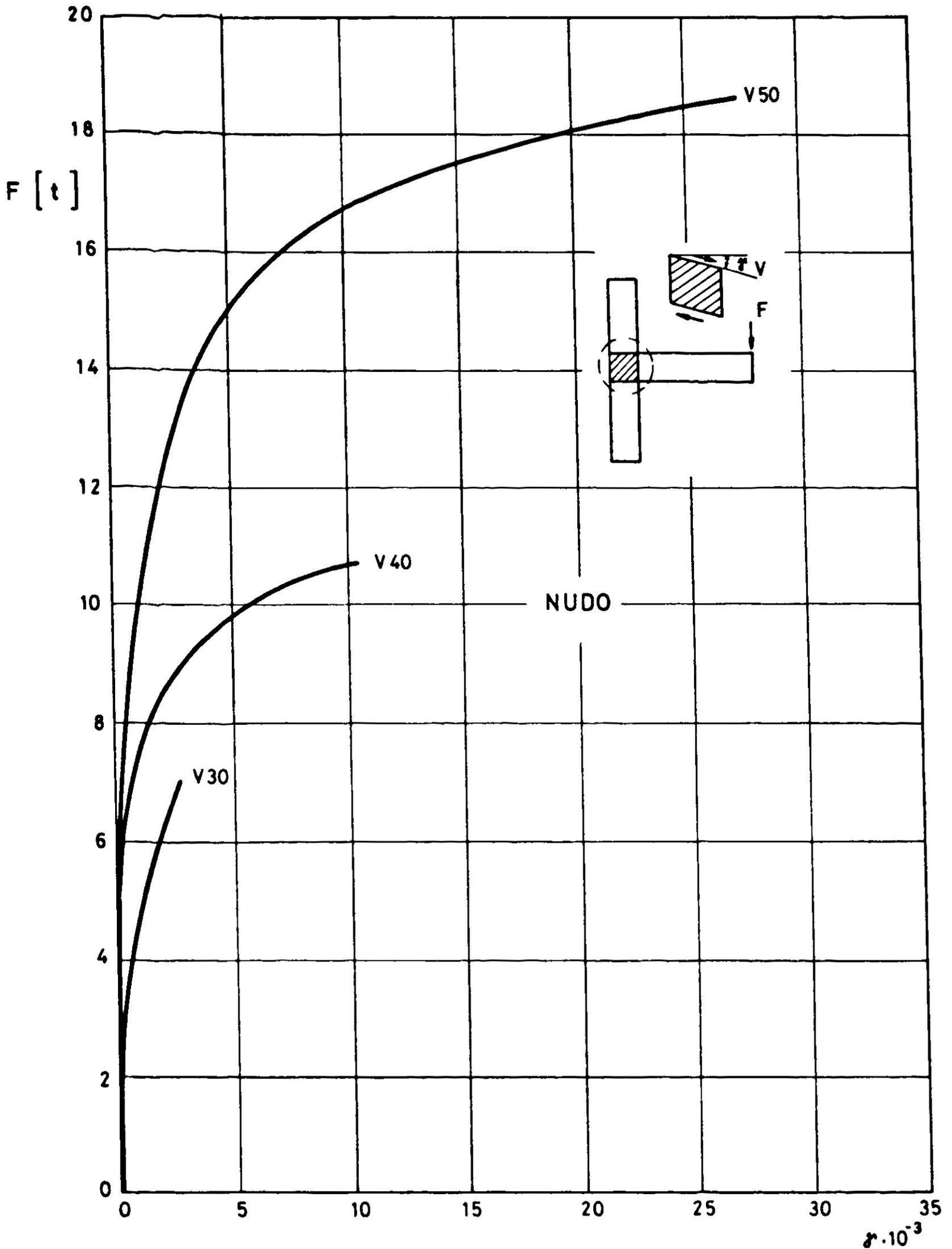


Fig. 11. Diagrama de cargas F vs Δ .

Fig. 12. Diagrama de cargas F vs γ .

F vs γ , respectivamente. La carga F se aplicó hasta observar el agotamiento de la capacidad resistente de las vigas del ensamble viga-columna. En la Fig. 13 se indica, a modo de ejemplo, la tensión en los cercos del nudo de la probeta V40 en función de la carga F . A partir de curvas de este tipo y aplicando las expresiones

9 y 11 se han trazado las curvas de las Fig. 14 y 15 que expresan la colaboración del hormigón en la resistencia al corte, V_c , en función del desplazamiento Δ , y de la deformación angular γ , respectivamente.

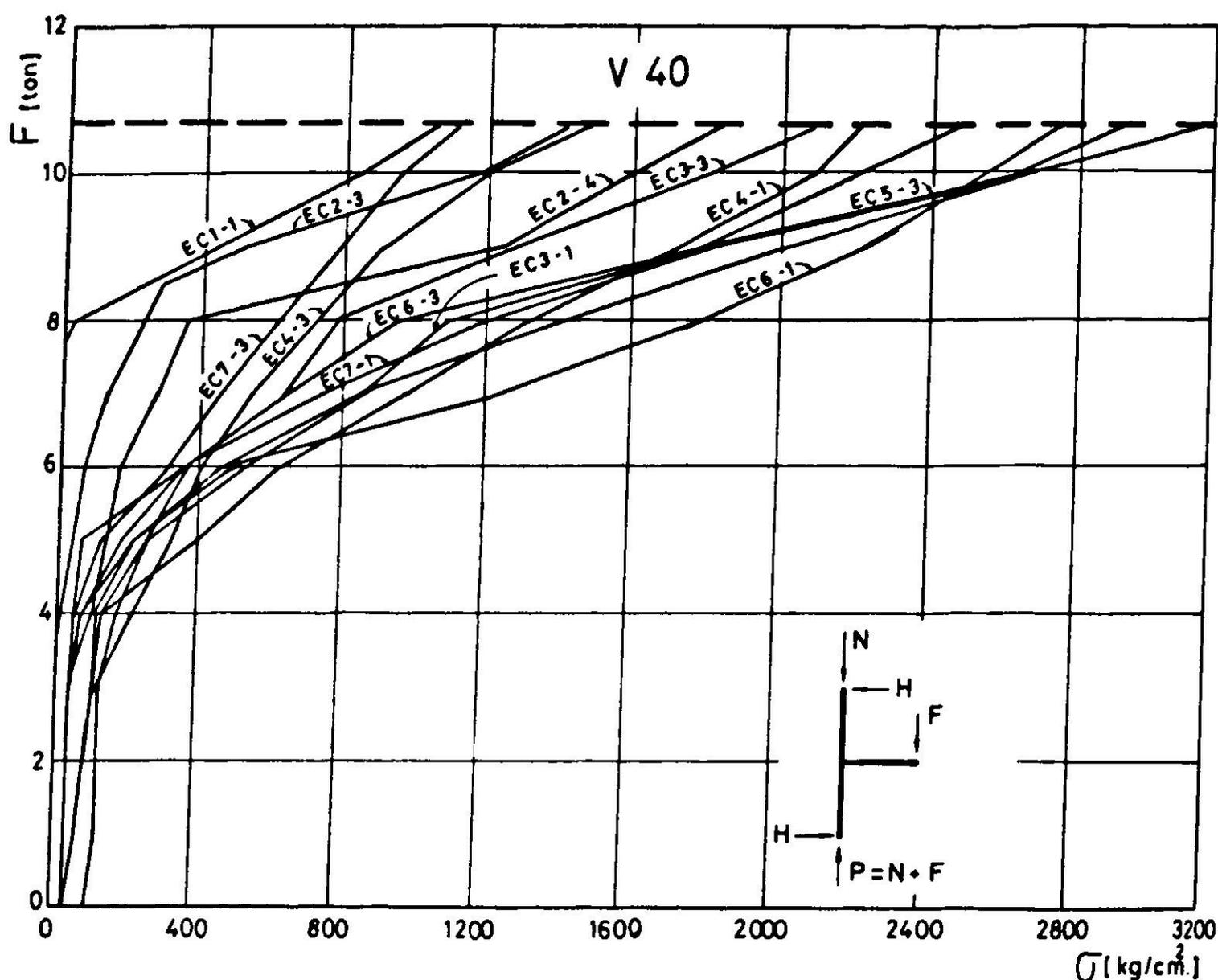


Fig. 13. Tensión en los cercos de la columna ubicados en la zona del nudo de V40 en función de la carga aplicada F .

En la Fig. 14, se aprecia que el esfuerzo de corte máximo aplicado (aprox. 40 t), es prácticamente el mismo en los tres casos y que la armadura transversal comienza a trabajar cuando el esfuerzo de corte en el nudo es aproximadamente 20 t. La colaboración nominal del hormigón es del orden de 15 t ($V_c = 0.9\sqrt{f'_c} bd$), es decir en este tramo inicial la colaboración del hormigón es mayor que la supuesta por el procedimiento ACI - ASCE 352. La fórmula empleada en este caso es la 4, donde se ha tomado $\beta = \gamma = 1$, y $N_u = 0$ que corresponde a diseño sísmico. Sin embargo, si se considera $N_u = 30.000$ kg, se obtiene un $V_c = 20$ t que coincide con los valores experimentales. A medida que la carga aumenta, en las probetas V30 y V40, dicha colaboración alcanza un valor

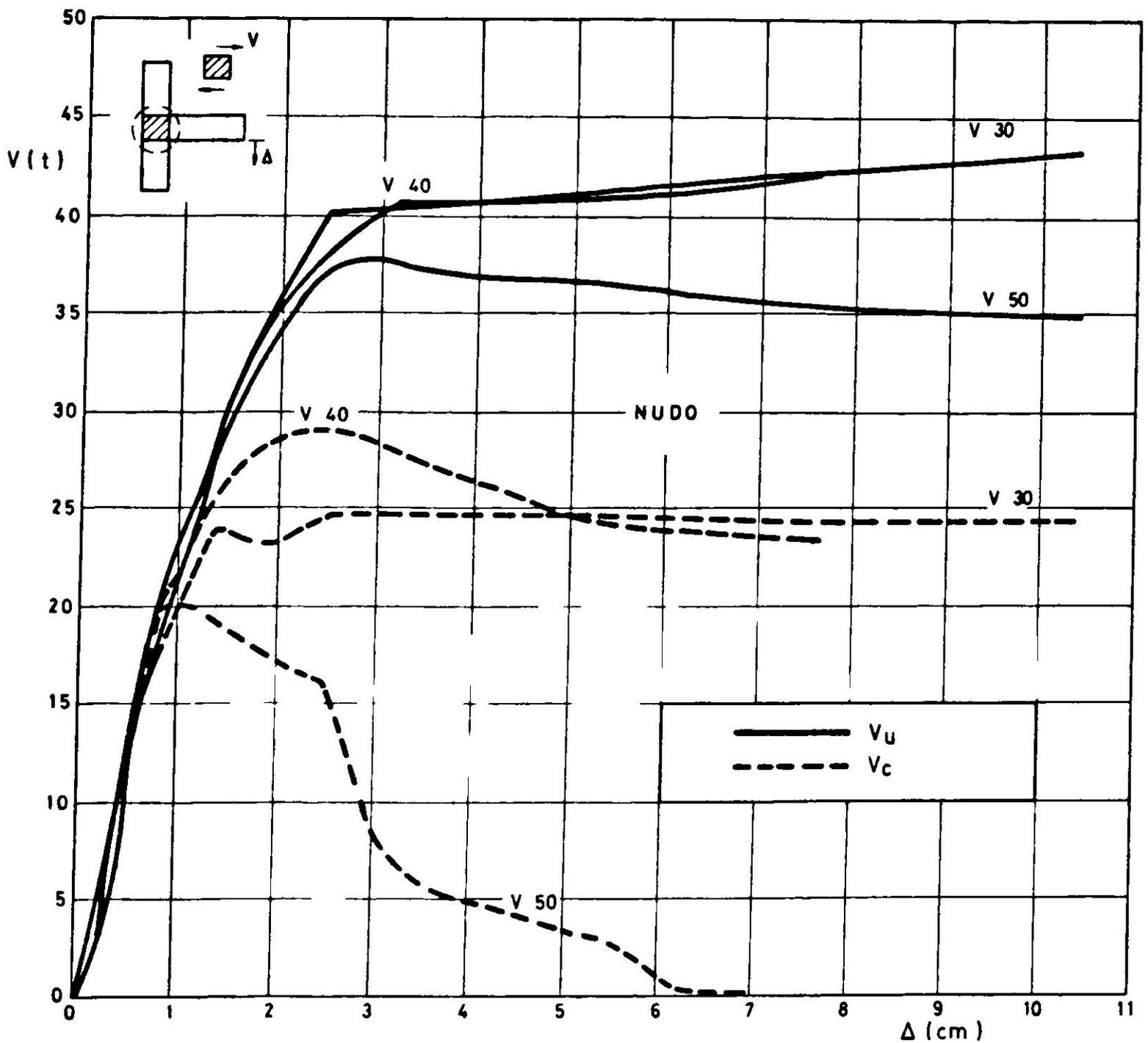


Fig. 14. Relaciones entre el esfuerzo de corte total, V_u , y la colaboración del hormigón, V_c , en función del desplazamiento, Δ .

de 24 t permaneciendo constante hasta el final del ensayo. Sin embargo en la probeta V50, a partir de las 20 t, la resistencia del hormigón cae abruptamente; toda la carga es traspasada a las armaduras, produciéndose una grave situación de inseguridad. También se puede observar que el desplazamiento Δ producido es similar en los tres casos. Sin embargo, en la Fig. 15 se aprecia que la distorsión de los nudos fue muy diferente entre sí. Si consideramos que la viga de la probeta V50 es por sus dimensiones la más rígida (las rigideces de las vigas de las probetas V30, V40 y V50 están en las proporciones aproximadas de 1: 2 1/2: 4 1/2, respectivamente) y que su nudo sufre la mayor distorsión, podemos afirmar que en este caso la deformación Δ se produce a costa de la distorsión angular. Esto quiere decir que la pérdida de la rigidez de los ensambles al

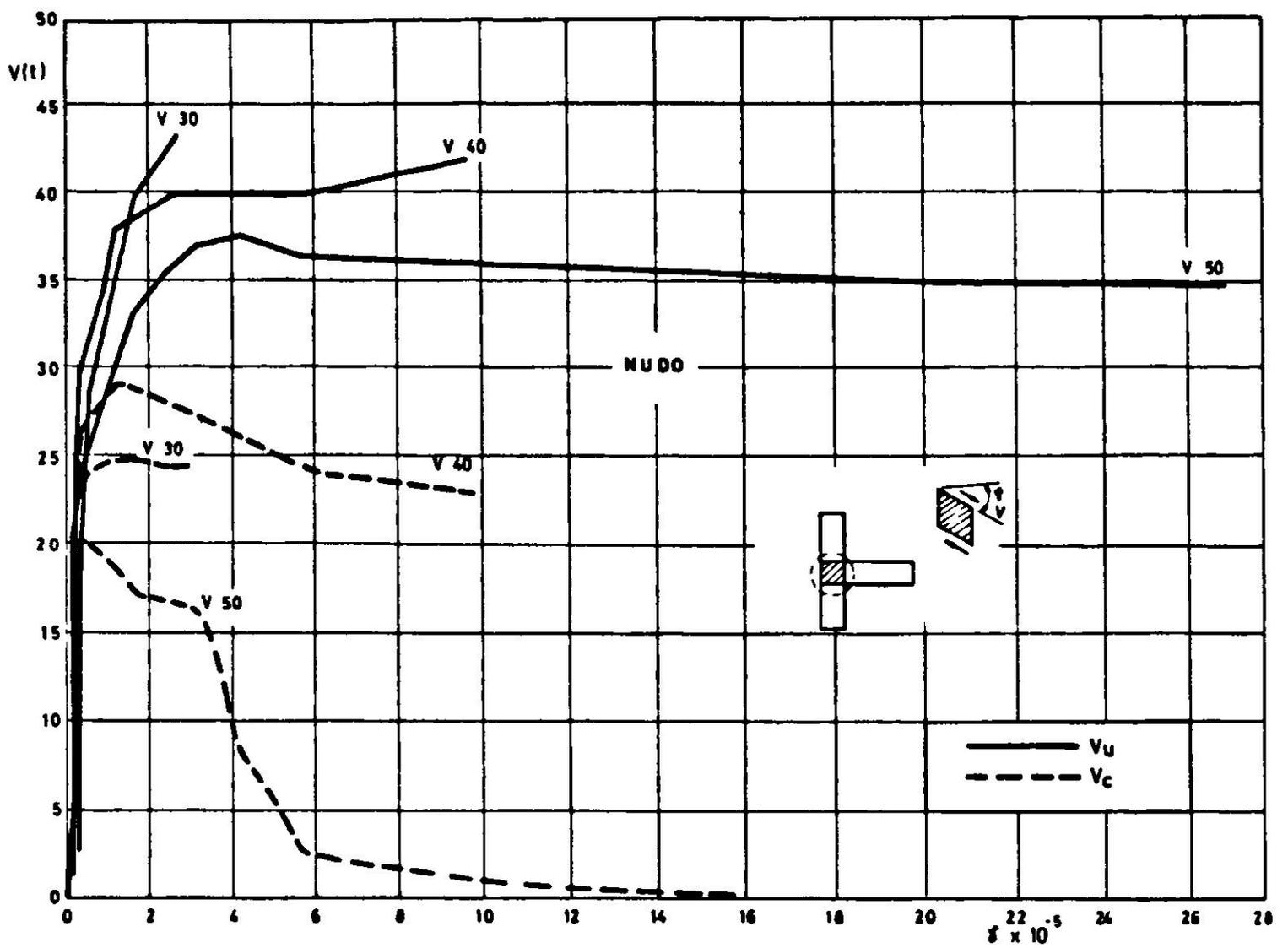


Fig. 15. Relaciones entre el esfuerzo de corte total, V_u , y la colaboración del hormigón, V_c , en función de la distorsión, γ .

alcanzar el esfuerzo de corte aplicado (V_u) un valor entre 37 y 40 t, Fig. 14, se debe a la formación de rótula plástica en las vigas de las probetas V30 y V40; en cambio en la V50 la rótula se ha producido en el nudo.

La energía externa suministrada al ensamble viga-columna (igual al trabajo de la carga F en el recorrido Δ) es absorbida en tres zonas: (a) en las partes de las vigas y columnas deformadas elásticamente; (b) en la rótula plástica de la viga; y (c) en el nudo. En los ensayos que hemos realizado, el nudo de la probeta V30 absorbió aproximadamente el 3% de la energía externa suministrada; el de la V40, el 19%; y el de V50, el 27%. Estos valores se han determinado a partir de las áreas bajo las curvas $F - \Delta$ y $V - \gamma$. En el último caso, el área se ha multiplicado por la altura del nudo respectivo, h , ya que el trabajo de deformación del esfuerzo de corte, V , es aproximadamente $Vh\gamma$.

CONCLUSIONES

Los tres nudos tenían la misma cantidad de armadura transversal y los tres fueron sometidos al mismo esfuerzo de corte. De acuerdo a las recomendaciones ACI - ASCE 352, la colaboración del hormigón en la resistencia al corte debía

ser similar en todos los casos. Las experiencias realizadas muestran que no es así y que el comportamiento depende del parámetro μ^* , o del parámetro geométrico a/d , Tabla I. De acuerdo con los resultados obtenidos, el coeficiente γ de la fórmula 4 debe ser corregido por un factor α , según los valores siguientes:

μ	α
<2	0
2 ÷ 3	1.3
>3	1.5

Lee y colaboradores³ han sugerido tomar $\alpha = 0.5 (\mu - 1)$, valor que no compartimos, conforme a lo que hemos expuesto.

No es aconsejable, pues, realizar diseños con valores de μ inferiores a 2. Esto quiere decir que para rigidizar marcos sismorresistentes, no es conveniente aumentar la rigidez de las vigas como han sugerido algunos autores⁵, porque existe peligro de producir rótulas plásticas en los nudos, lo que conduce a situaciones de inestabilidad muy peligrosa^{6,7}.

Como se sabe, las estructuras de hormigón armado para zonas sísmicas deben proyectarse de modo que algunos de sus elementos, principalmente las vigas, puedan incursionar en el rango plástico, sin que por ello sufran una pérdida significativa de su resistencia o su capacidad de disipación de energía. Para satisfacer estos requisitos, es indispensable un adecuado detalle en las armaduras, en particular las de las uniones en las vigas con las columnas, las que tienen como función esencial, precisamente, permitir que las vigas concurrentes a ellas disipen energía a través de deformaciones inelásticas. Un nudo ideal es, pues, uno que sea rígido con gran resistencia al esfuerzo de corte, y con una adecuada capacidad para anclar las barras de las vigas y para soportar las cargas axiales de la columna. Por las experiencias realizadas creemos que un nudo adecuado no debe absorber más allá de un 10% de la energía suministrada al ensamble.

REFERENCIAS

1. ACI - ASCE COMMITTEE 352, Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures, *Journal of the American Concrete Institute*, Proceedings, vol. 73, n° 7 (julio 1976), pp. 375-393.
2. ACI COMMITTEE 318, *Building Code requirement for reinforced concrete (ACI 318-71)*, American Concrete Institute, Detroit, Mich., 1971.

* $\mu = \Sigma M_{col} / \Sigma M_{viga}$

3. LEE, D.L.N.; WIGHT, J.K. y HANSON, R.D. Reinforced concrete beam-column joints under large load reversal, *Journal of the Structural Division ASCE*, vol. 103, n° ST12 (diciembre 1977), pp. 2337-2350).
4. YAÑEZ, F. Comportamiento sísmico de uniones viga-columna de hormigón armado. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1979. 221 pp.
5. BERTERO, V.V. y POPOV, E.P. Hysteretic behavior of ductile moment-resisting reinforced concrete frame components, *Report N° EERC 75-16*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, abril, 1975, 75 pp.
6. CLOUGH, R.W. Earthquake response of structures. *Earthquake Engineering*, R.L. Wiegell editor, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.Y., 1970, pp. 307-334.
7. PARK, R. Ductility of reinforced concrete frames under seismic loading, *New Zealand Engineering*, vol. 23, n° 1, (noviembre 1968), pp. 429-435.

SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS

SUMMARY

Three reinforced concrete beam-column joints with different load capacities were tested under severe conditions of loading in order to find out their shear behavior. The results showed the influence of moments ratio, μ (sum of columns ultimate moment/sum of beams ultimate moment), in the collaboration of concrete to shear strength. To take care of this fact a change in the nominal value of v_c as given by the Joint Committee ACI-ASCE (1976)¹ is suggested, consisting in applying a factor α equal to zero for μ less than 2; to 1.3 for μ between 2 and 3 and to 1.5 for μ greater than 3. It was also concluded that for joints to have a good behaviour under severe loads they shouldn't absorb more than 10% of the total input deformation energy the balance being left for the beams and columns to absorb.