

Criterio para el cálculo de piezas de hormigón armado

Trabajo presentado a las Cuartas Jornadas de Ingeniería Estructural por los ingenieros argentinos José Luis Delpini — Francisco García Olano — J. Alberto Segura Godoy — Jorge A. González Dogliotti.

1. SOLICITACION LIMITE O ESTRUCTURAL.

1.0. El criterio de cálculo de piezas de hormigón armado que más se ha difundido en los últimos años es aquel que se basa en el concepto de *rotura*. Este criterio, aunque simple en su planteo, resulta insuficiente en muchos casos; basten para ello las siguientes consideraciones.

1.1. Estudiemos el comportamiento de una columna zunchada o una viga con armadura menor que la crítica.

Los diagramas solicitaciones-deformaciones de los mismos presentan una gran analogía, pudiendo ser esquematizados según la figura 1, donde se observan nítidamente dos estados diferentes: 0-1 y 1-2.

1.1.1. Estado 0-1: al aumentar las solicitaciones la pieza sufre pequeñas deformaciones, hasta alcanzar el punto 1, que llamaremos *de fluencia*, caracterizado por el desprendimiento del recubrimiento en las columnas y la presencia de fisuras muy visibles y acentuadas en las vigas.

1.1.2. Estado 1-2: las deformaciones crecen rápidamente aun para pequeños incrementos de la solicitación; en las columnas el zuncho trabaja activamente, y en las vigas el hormigón aporta toda su resistencia, hasta alcanzar el punto 2, que es el de rotura, ocurriendo la destrucción total de la pieza por fluencia o rotura del zuncho en la columna y aplastamiento del hormigón en la viga.

Podemos decir que nos hallamos en presencia de piezas que se comportan como un material *dúctil*.

1.2. El estudio del comportamiento, bajo cargas crecientes, de una columna simple o de una viga con armadura superior a la crítica nos revela un diagrama solicitaciones-deformaciones que puede ser idealizado según la figura 2, presentando un único estado 0-1.

1.2.1. Estado 0-1: la pieza sufre deformaciones crecientes hasta alcanzar el estado de *rotura* (punto 1) que corresponde a la destrucción total: aplastamiento del hormigón y fluencia del hierro longitudinal en la columna y aplastamiento del hormigón en la viga.

La rotura es del tipo característico de un material *frágil*, y sobreviene bruscamente sin fluencia previa.

1.3. Es evidente que en ambos ejemplos la rotura de las piezas ha sido precedida de fenómenos distintos que invalidan todo tratamiento uniforme.

En el primer caso, la estructura dejará de ser satisfactoria mucho antes de alcanzar la rotura, debido a las excesivas deformaciones: acortamientos en la columna, flechas en la viga.

“Se podría así multiplicar indefinidamente los ejemplos demostrativos de que el criterio de rotura es de aplicación limitada y que en muchos casos puede llevar a confusiones inconvenientes y aun peligrosas... Ni la rotura, ni el límite de escurecimiento, ni las deformaciones, ni la aparición de grietas, ni las vibraciones, etc., pueden ser evidentemente elegidas como criterios generales válidos para todos los casos” (1).

De esta misma imposibilidad surge la necesidad de adoptar un criterio que tenga en vista el fin a que se destina la pieza o estructura.

Por ello se propone el presente criterio de cálculo basado en el concepto de *solicitud límite o estructural*, entendiéndose por tal “*el valor de la solicitud en el instante en que la pieza deja de prestar el servicio para el cual fuera proyectada*” (2).

Por las razones que en cada caso se aportan consideramos conveniente adoptar como *solicitud límite o estructural* la *solicitud de fluencia*, obteniendo con ello una rigurosa unidad de criterio en los casos de compresión y flexión. Es de desear que se prosigan los estudios para plantear con este criterio el cálculo para las restantes solicitudes.

1.4. En cuanto al coeficiente de seguridad, cuyo estudio escapa a los límites de la presente comunicación, entendemos que “no estamos facultados para atribuir un coeficiente de seguridad al hormigón y otro al hierro, ... lo más que podemos hacer es, para fijar la carga admisible, *partir aquella carga por el coeficiente de seguridad que estimemos conveniente*... Lo que proyectamos es *hormigón armado como un solo material*, y la seguridad no puede establecerse más que para este único material y no para cada componente” (3).

2. COMPRESION

2.0. *Definición*: columna zunchada es aquella que está constituida por: una sección F_b de hormigón, parte de la cual compone el núcleo F_k , una sección F_e de acero longitudinal y una sección F_s de zuncho; y que en el momento

(1) F. García Olano. 1ª conf. del Hormigón. Tomo 2, p. 57, Bs. As., 1950.

(2) J. L. Delpini. Comunicación sobre “Cálculo simplificado de piezas flexadas” Porto Alegre, 1952.

(3) J. L. Delpini. 1ª conf. de Hormigón. Tomo 2, p. 71, Bs. As., 1950.

de la rotura es capaz de soportar una carga igual a la suma de fracción resistida por la columna simple de secciones F_b y F_e , más la fracción resistida por la acción del zuncho.

2.1. *Funcionamiento*: el diagrama típico de cargas-deformaciones de una columna zunchada es el de la figura 3.

2.1.1. Al alcanzar la carga el valor P_F (punto 1), que coincide con el de rotura de la columna simple, comienza a desprenderse el recubrimiento, la columna zunchada *fluye*, poniéndose de manifiesto una *falla*. Esta carga P_F la llamaremos carga de *fluencia*.

Las deformaciones correspondientes ϵ_F según surge de los ensayos representados en la figura 4 son del orden del 1,8 o/oo

2.1.2. De allí en adelante se desarrolla la acción del zuncho, las cargas van creciendo hasta un valor máximo P_z que puede ser caracterizado por la iniciación de la fluencia en el zuncho (punto 2), y luego decrecen ligeramente hasta alcanzar la carga de rotura P_R (punto 3). Este decrecimiento de las cargas o *rama descendente*, no siempre se pone de manifiesto en los ensayos. Por otro lado dichas cargas de rotura son difíciles de medir y su dispersión es muy acentuada, considerando conveniente adoptar como sollicitación final la carga de iniciación de fluencia del zuncho o carga máxima.

Las deformaciones ϵ_z , correspondientes al punto 2, son función de la cantidad de zunchado, que con el fin de hacer comparables ensayos de diverso origen conviene expresar por la relación entre las cargas P_z y P_F . Dichas deformaciones crecen con el aumento de esa relación $P_z / P_F = m$ (cuadro I y figura 4), alcanzando valores del 30 o/oo para $m = 2$ (zunchado máximo según el reglamento alemán).

2.2. *Dispersión de las cargas*. Las cargas P_F (fluencia de la columna zunchada, rotura de la columna simple) tienen una dispersión medida por una desviación standard σ_F que oscila entre 7 y 10%, según los ensayos del D.A.F.E., 1908.

Las cargas P_z (iniciación de fluencia en el zuncho) presentan una desviación standard σ_z del orden del 5%, según ensayos del D.A.F.E. y de la Universidad de Illinois.

En este último caso la dispersión es menor porque es predominante la acción del zuncho y la falla es consecuencia de la fluencia del acero, que como es sabido tiene poca dispersión.

La dispersión σ_z irá aumentando a medida que disminuye la importancia del zuncho, llegando a ser igual a σ_F cuando el zuncho es nulo.

2.3. *Riesgo y seguridad*.

2.3.1. El criterio sustentado por la mayoría de los reglamentos actuales para el cálculo de columnas, permite calcular la carga de servicio o admisible dividiendo por un coeficiente de seguridad fijo, la carga expresada por la ley de adición, que en esencia es la carga de rotura.

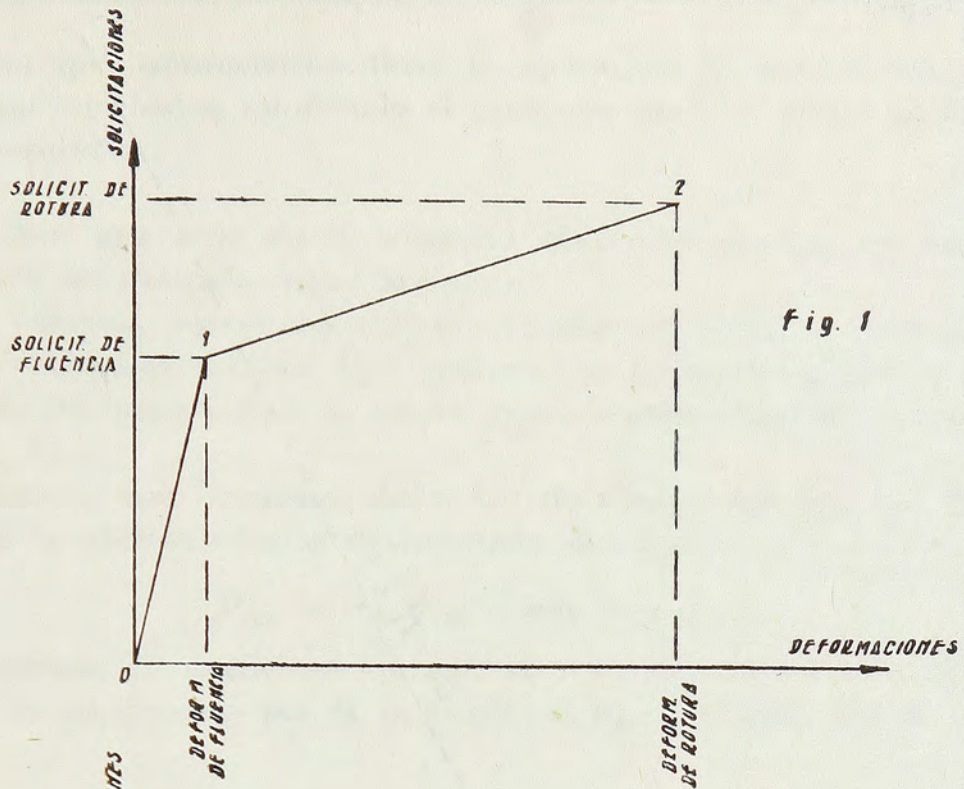


Fig. 1

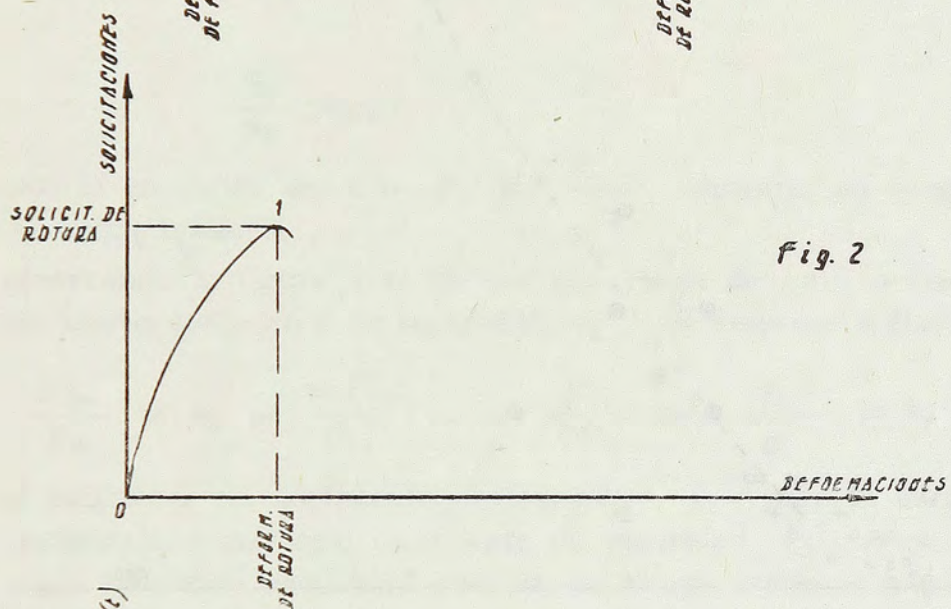


Fig. 2

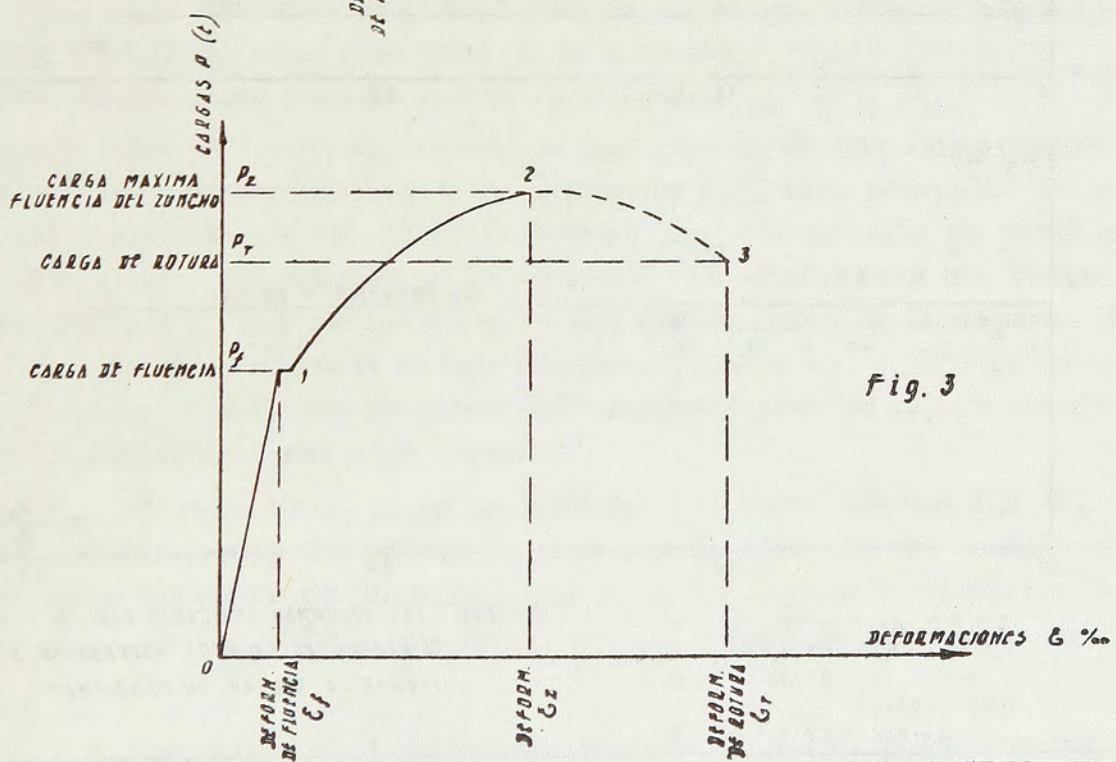
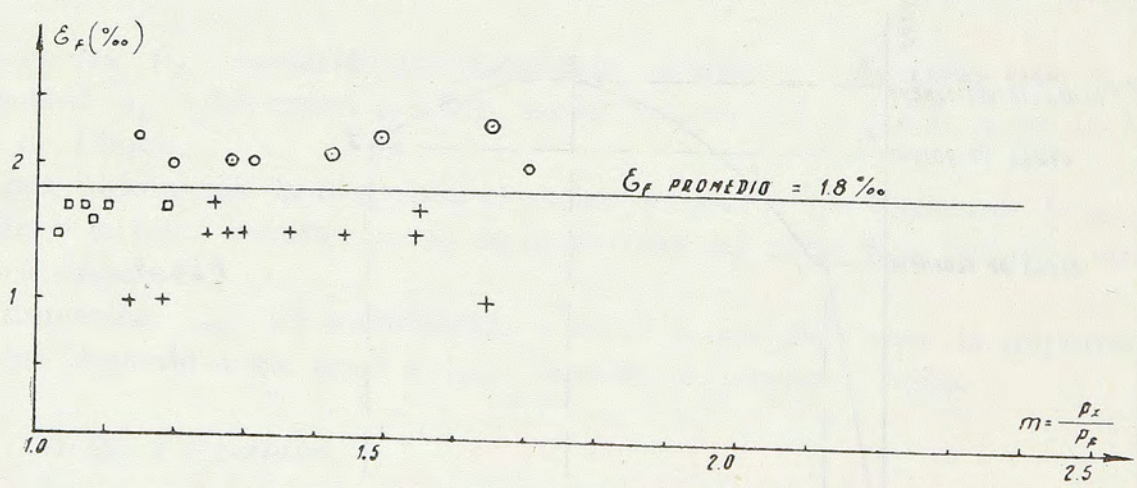
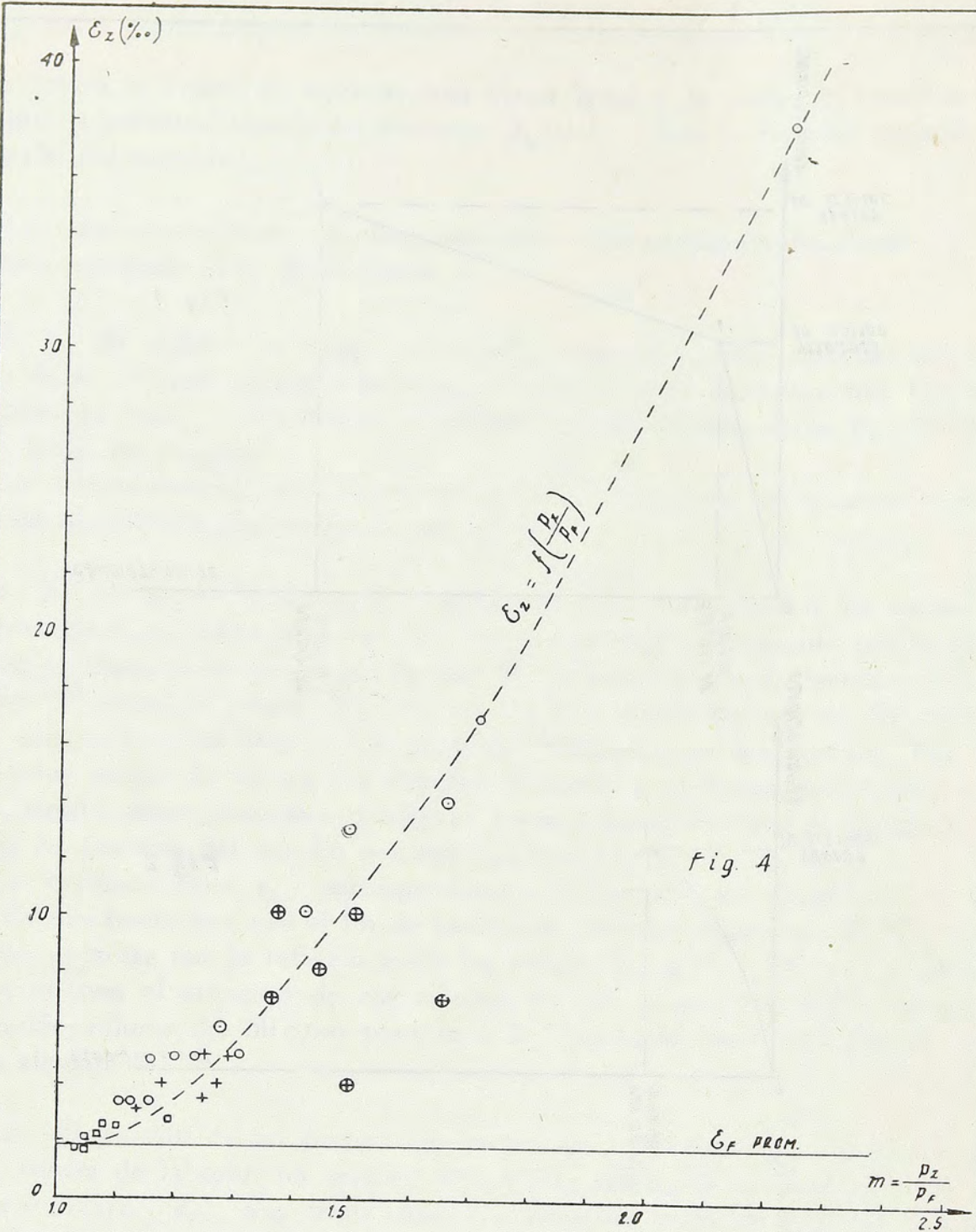


Fig. 3



D.A.F.F. Heft N° 28
 Illinois - Bull N° 267
 " " N° 190
 Univ. Lehigh
 Journal A.C.I. Vol. 28

○
 + ⊕
 ○
 □

OBSERV.: LAS COLUMNAS INDICADAS CON ⊕ Y CON □ ROMPEN EN LA RAMA ASCENDENTE, SIN LLEGAR A ANULAR SU PENDIENTE.

Veamos qué consecuencias tiene la aplicación de este criterio al cálculo de columnas zunchadas, estudiando el problema desde el punto de vista de los riesgos y seguridad.

2.3.2. Sea una serie de N columnas zunchadas iguales, con una relación de zunchado m , ensayadas hasta la rotura.

Cada columna provee dos valores importantes: el de la carga de fluencia P_F y el de la carga máxima P_Z ; valores que podemos agrupar en dos distribuciones de frecuencias, que sin mayor error es posible considerar como normales (figura 5).

Los valores más frecuentes de ambas distribuciones, P_{Fm} y P_{Zm} están ligados por la referida relación de zunchado, es decir:

$$P_{Zm} = m P_{Fm} \text{ donde } m > 1$$

El establecer un coeficiente de seguridad ν_Z para la carga máxima implica correr un riesgo, medido por la probabilidad p_Z , definida por la relación de las áreas.

$$\frac{S_1}{S_Z} = p_Z$$

Por tanto la carga de servicio $P_S = \frac{P_{Zm}}{\nu_Z}$ entraña un riesgo p_Z con respecto a la carga máxima.

Pero, observando la figura 5 se ve que esta carga de servicio también lleva aparejado un nuevo coeficiente de seguridad ν_F con respecto a fluencia

$$\frac{P_{Zm}}{P_S} = \nu_Z = \frac{m P_{Fm}}{P_{S..}} \dots \frac{P_{Fm}}{P_S} = \frac{\nu_Z}{m} = \nu_F$$

“es decir, al establecer un coeficiente de seguridad ν_Z para la carga máxima P_Z surge automáticamente otro coeficiente de seguridad ν_F para la fluencia P_F . Pero dado que cada seguridad entraña un riesgo, como se ha dicho, falta verificar si el riesgo resultante para P_F es aceptable” (4).

Este riesgo estará medido por la probabilidad $p_F = s_2/S_F$

2.3.3. Con el fin de determinar la importancia de este riesgo consideremos dos series de columnas iguales, de N ejemplares cada una, ensayadas hasta la rotura, tal como hicimos en 2.3.2., la serie 1 con una relación de zunchado m_1 y la serie 2 con una relación m_2 . Cada serie nos suministrará dos conjuntos de valores P_F y P_Z , que agruparemos en dos distribuciones de frecuencias (figuras 6, a y b). En dichas figuras se han dibujado, junto a las respectivas curvas normales, los diagramas típicos de cargas-deformaciones para los valores más frecuentes de las cargas máximas y de fluencias.

Al fijar el valor de la carga de servicio P_S como fracción fija ν_Z de la carga máxima, quedan determinadas, para ambas series, en las distribuciones de frecuencias de las cargas de fluencias, áreas S'_2 y S''_2 , que relacionadas con las áreas totales $S_{F1} \equiv S_{F2}$ (dado que representan el mismo número de columnas N)

(4) J. A. Segura Godoy —J. A. González Dogliotti— Ciencia y Técnica, N° 597, p. 108. Bs. As., marzo de 1952.

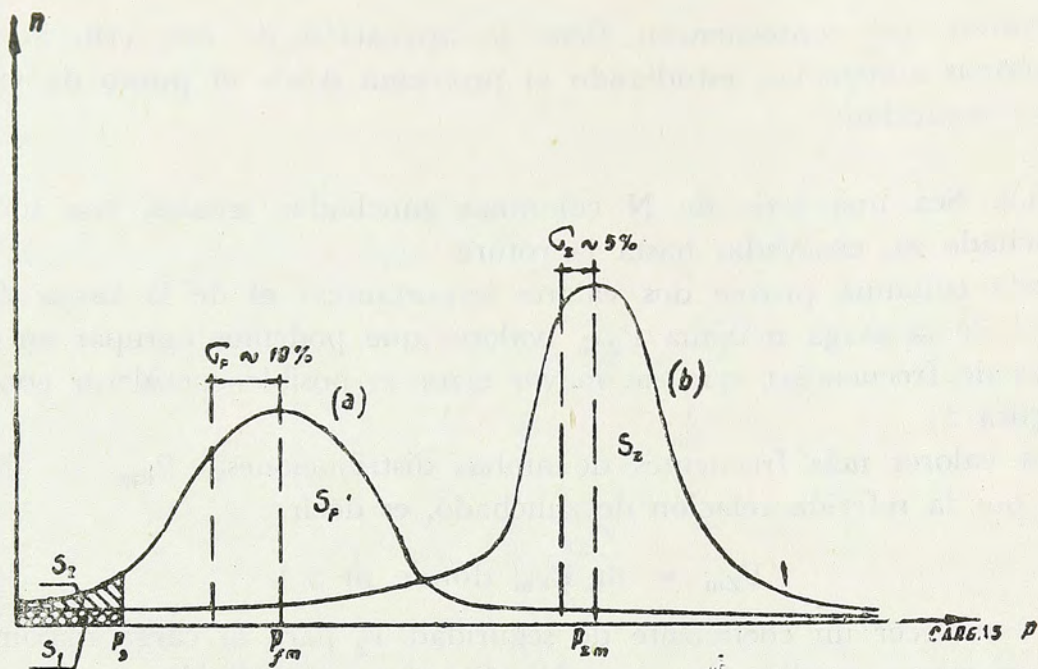


Fig. 5

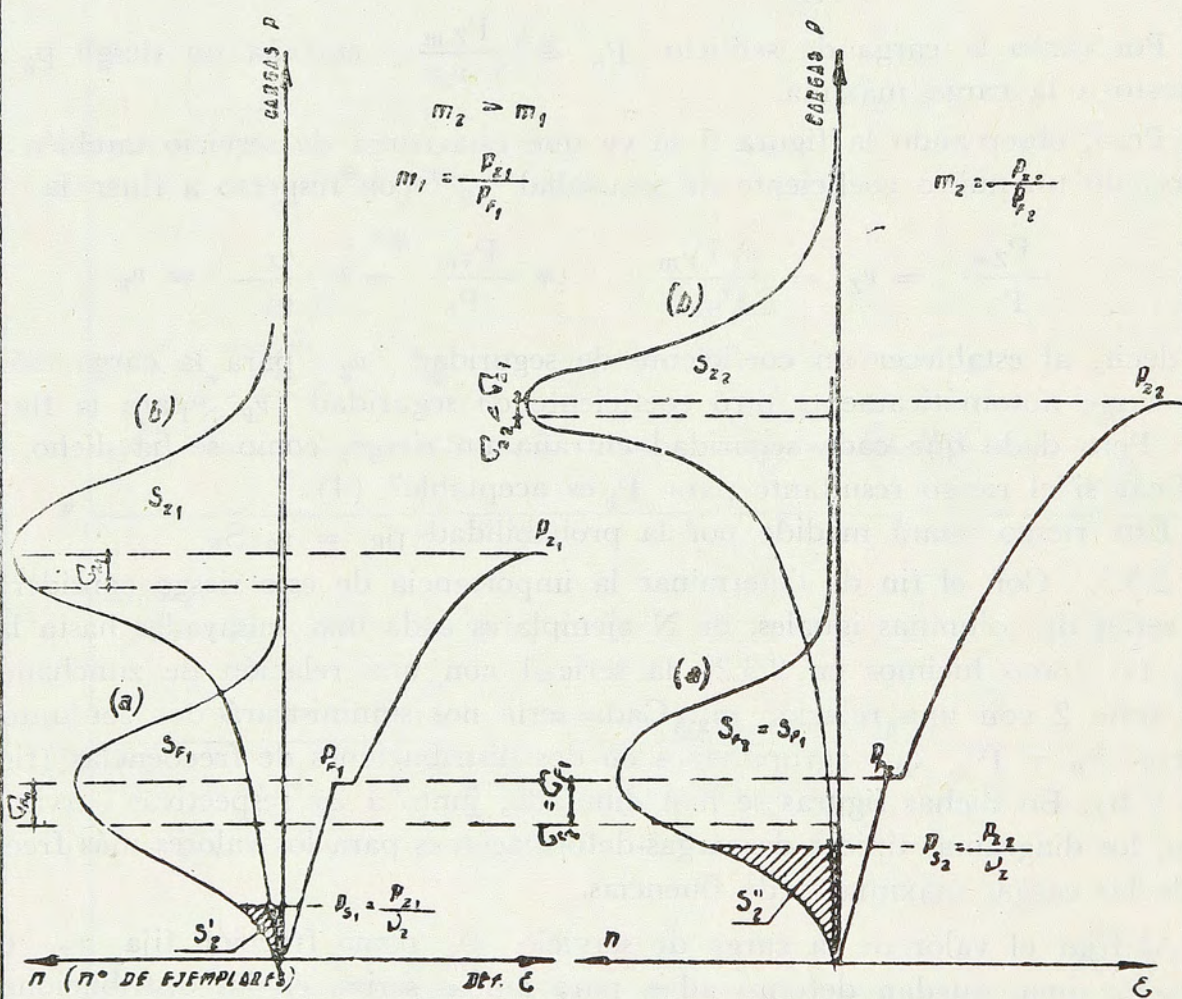


Fig. 6a

Fig. 6b

- a) DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS DE LAS CARGAS DE FLUENCIA P_f
 b) " " " " " " MAXIMAS P_2

nos darán los riesgos respectivos en fluencia. De la simple inspección de la figura 6 surge que $S_2'' > S_2'$. . . $\frac{S_2''}{S_{F2}} > \frac{S_2'}{S_{F1}}$

luego

$$P_{F2} > P_{F1}$$

O sea que, a pesar de haber determinado en ambos casos la carga de servicio como fracción fija de la carga máxima, existe un riesgo diferente en fluencia, y este es mayor en la serie de columnas que tienen más elevada relación de zunchado ($m_2 > m_1$).

2.3.4. En la figura 7 se ha trazado la curva correspondiente a la variación de la relación de los riesgos en función de la relación de zunchado. Esta curva ha sido calculada suponiendo distribuciones normales, con desviaciones standard para la carga de fluencia $\sigma_F = 10\%$ y para la carga máxima variable linealmente desde $\sigma_Z = 10\%$ para $m = 1$ (zuncho nulo) hasta $\sigma_Z = 5\%$ para $m = 2$, y para un riesgo arbitrario para la carga máxima de 10 %.

Se puede apreciar cómo crece rápidamente la relación de riesgos P_F / P_Z con el aumento de m . Dado que el riesgo p_Z es un valor único, resulta que al aumentar el zunchado crece enormemente el riesgo p_F para la carga de fluencia.

En este ejemplo, por razones de simplicidad en el cálculo, se ha supuesto que el riesgo para la carga máxima es fijo, resultando en consecuencia un coeficiente de seguridad para la misma variable en función de m (5).

En la realidad se dispone de un coeficiente de seguridad para la carga máxima fijo, lo que significa un riesgo variable y menor a medida que aumenta m , por lo tanto el crecimiento de los riesgos para fluencia es más acentuado de lo que muestra la figura 7.

2.3.5. De este análisis resulta que, según el criterio adoptado hasta ahora por la mayoría de los reglamentos, el tomar como carga de servicio una fracción fija de la carga de rotura de la columna zunchada, trae como consecuencia arriesgar cada vez más con respecto a fluencia, al aumentar la relación de zunchado.

Con el fin de obviar este peligro, consideramos conveniente dimensionar las columnas zunchadas fijando como carga de servicio una fracción de la carga de fluencia.

Pero desde que existe un zuncho, es lógico arriesgar más en fluencia cuanto mayor es la importancia del mismo. Esto se traduce en un coeficiente de seguridad variable en función de la relación de zunchado; o en otras palabras: la adopción de un coeficiente de seguridad con respecto a fluencia implica el uso de una determinada relación de zunchado.

2.3.6. Pero con esto no se halla la columna zunchada aún a cubierto de otra falla: una deformación inadmisibile con el resto de la estructura. Es nece-

(5) Esto resulta del hecho de que al aumentar m disminuye la dispersión (la curva es más "concentrada y elevada") y una misma probabilidad (área S_1 / S_2) determina un valor P_S cada vez más alejado de P_Z (fig. 6, a y b) o sea coeficiente de seguridad creciente.

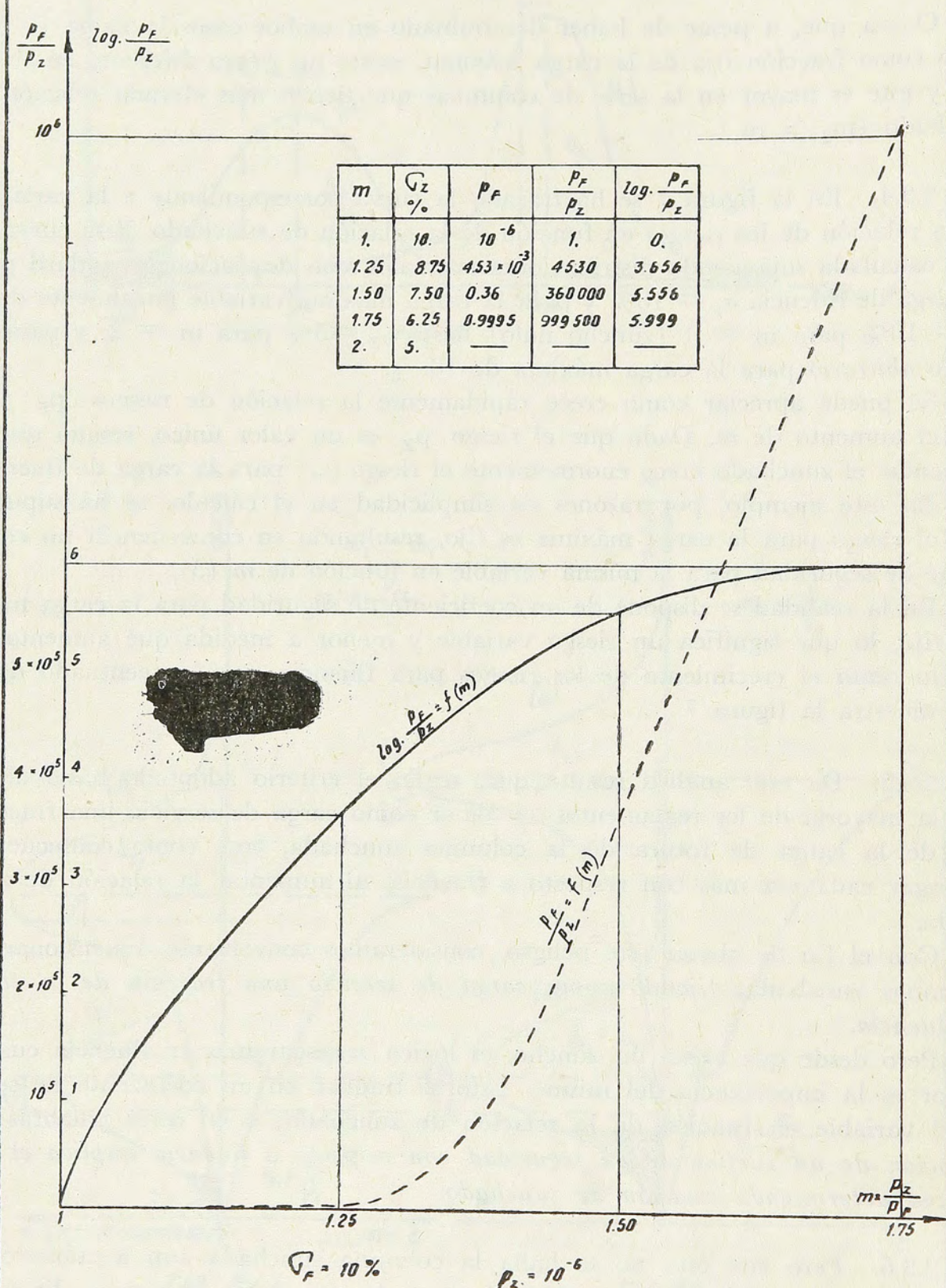


fig. 7

sario fijar una deformación máxima de servicio ϵ_S fracción enésima de la deformación en fluencia ϵ_F (fig. 8).

Dado que el diagrama hasta la fluencia es prácticamente lineal, la fijación de la fracción $n = \epsilon_F / \epsilon_S$ implica obtener $P_S = P_F / n$, o sea, que el número n mide el coeficiente de seguridad que debe imponerse como límite para no sobrepasar la deformación ϵ_S .

Ya que hemos impuesto la condición de que a cada coeficiente de seguridad a fluencia corresponda una determinada relación de zunchado, resulta que al imponer n fijo queda también impuesto un máximo m y por tanto un mínimo coeficiente de seguridad, es decir que: *adoptada una deformación máxima bajo cargas de servicio queda fijado un límite para el zunchado*, límite que no deberá ser sobrepasado so pena de tener deformaciones mayores que las admisibles.

2.3.7. En resumen, esta nueva forma de encarar el problema permite:

- Controlar los riesgos en la fluencia, la que se establece como sollicitación límite o estructural.
- Conocer el riesgo para la sollicitación final P_Z .
- Emplear la relación de zunchado adecuada para el riesgo P_Z .
- Limitar esa relación teniendo en cuenta la deformación máxima admisible.

En cambio, los criterios actualmente aceptados, sólo controlan el riesgo para la sollicitación final, circunstancia que, como se ha visto, entraña un peligro rápidamente creciente para los casos más comprometidos, que son los que requieren precisamente altos zunchados, amén de la posibilidad de alcanzar deformaciones incompatibles con la admisible.

2.4. Fórmulas propuestas:

2.4.1. La carga de servicio o admisible para columnas simples y zunchadas será:

$$P_S = \frac{P_F}{\nu} = \frac{K_b F_b + \sigma_S F_e}{\nu} \quad (1)$$

donde:

P_S : es la carga de servicio o admisible.

P_F : carga de fluencia.

K_b : tensión de rotura del *hormigón en la columna*.

F_b : sección total del hormigón de la columna.

σ_S : tensión de fluencia del acero longitudinal.

F_e : sección del acero longitudinal.

ν : expresión del coeficiente de seguridad variable, función de la relación m de zunchado y quizá del porcentaje del acero longitudinal.

3. FLEXION

3.0. *Definición*: En una viga de hormigón armado sometida a un momento flector puro, la *rotura final* se manifiesta por el aplastamiento del hormigón,

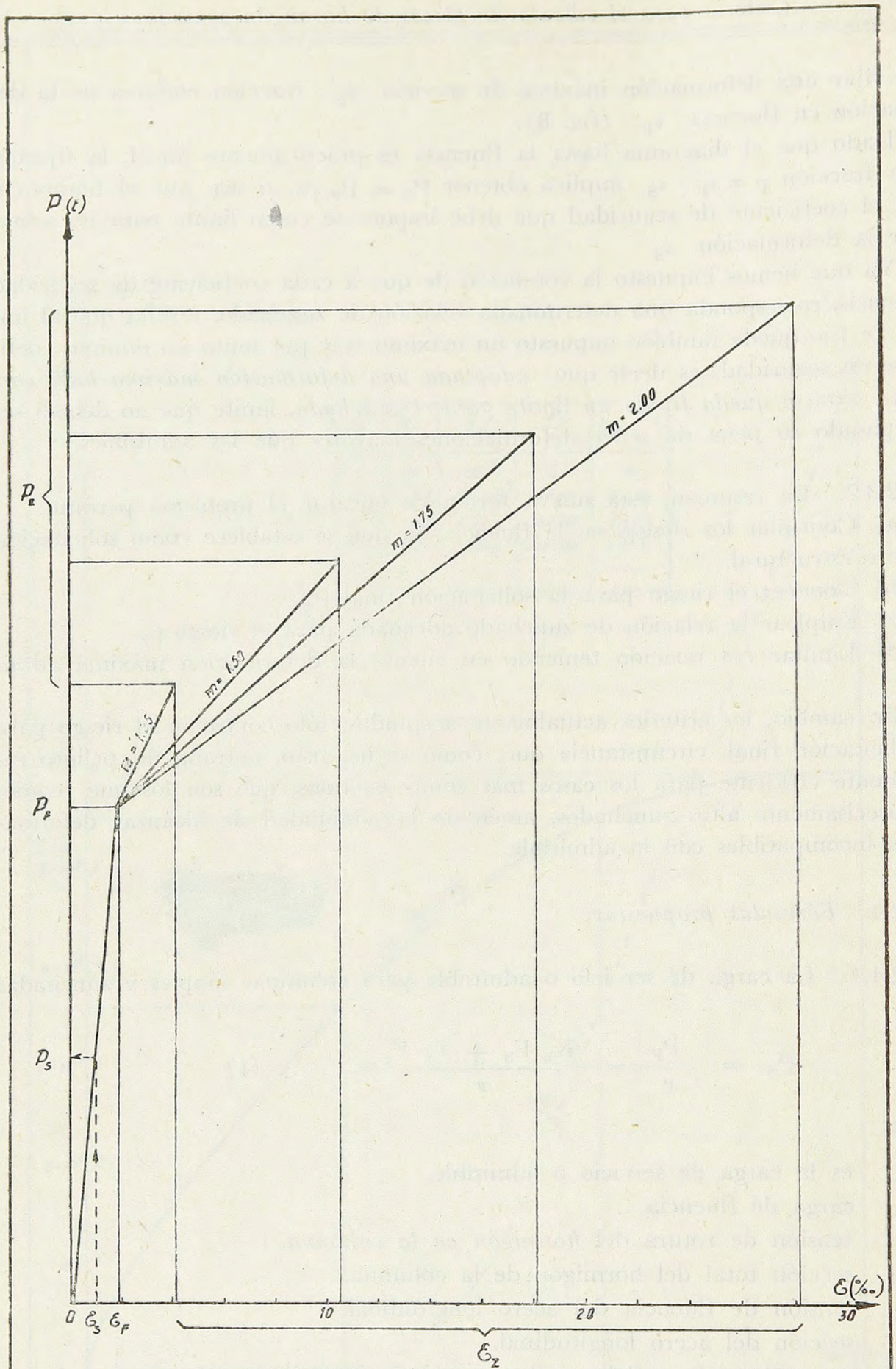


fig. 8

EL GRÁFICO HA SIDO TRAZADO TENIENDO EN CUENTA
 LAS DEFORMACIONES ϵ_2 CORRESPONDIENTES A DIVERSOS
 VALORES DE m . (SEGUN CUADRO I Y FIG. 4)

pudiendo este hecho haber sido precedido o no por la fluencia del acero traccionado, según fuera la cantidad y tipo de éste con relación a la del hormigón comprimido.

Esta diferencia de comportamiento permite distinguir dos grandes grupos de vigas que denominaremos *vigas de tracción débil o sub-armadas* y *vigas de compresión débil o super-armadas* (6), respectivamente. Entre ambos se halla un tercer grupo límite, que es el comúnmente llamado de *vigas balanceadas*, en las que "simultáneamente" se alcanza la fluencia del acero y el aplastamiento del hormigón.

Puede existir un cuarto grupo en que el acero *rompe* antes de que el hormigón se aplaste, grupo que no consideramos en este trabajo.

3.1. *Funcionamiento de las vigas de tracción débil*: El diagrama típico de momentos-flecha/luz de una viga de este grupo es el de la figura 9.

3.1.1. Al alcanzar el momento el valor M_F (punto 1) se produce la fluencia del acero (tensión σ_S), mientras que el hormigón permanece a una tensión σ_b menor que la de rotura σ_R . Podemos decir que la viga *fluye*, poniéndose de manifiesto una *falla*. A este valor M_F lo llamaremos *momento de fluencia*.

Las deformaciones no son muy apreciables, siendo del orden de un milésimo de la luz las flechas registradas en ese instante.

3.1.2. Tiene luego lugar un aumento de los momentos, en general de poca magnitud, hasta alcanzar el valor M_R , caracterizado por el aplastamiento del hormigón (tensión σ_R), pudiendo el acero haber alcanzado una tensión superior a σ_S (punto 2).

Se ha producido el colapso de la pieza, es la *falla final*.

Durante este período se produce un rápido aumento de las deformaciones, llegando a medirse flechas del orden del 3% de la luz.

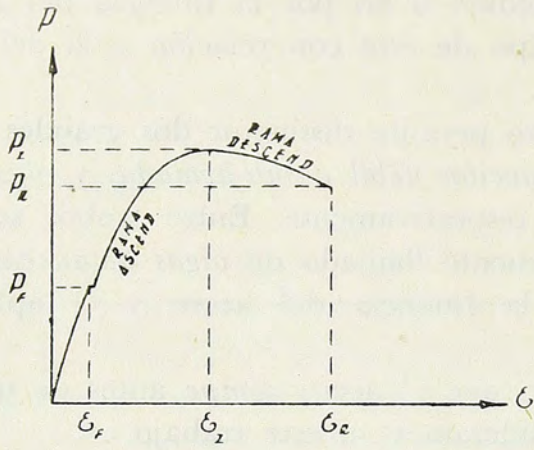
3.2. *Funcionamiento de las vigas de compresión débil*: El diagrama típico de momentos-flecha/luz de una viga de este grupo es el de la figura 10.

3.2.1. En estas vigas el primer suceso importante y único, es el aplastamiento del hormigón (tensión σ_R), mientras que en el acero la tensión es menor que la de fluencia σ_S . Este valor M_R (punto 1) es el *momento de rotura*, coincidente con el de fluencia de la pieza.

3.3. *Dispersión de los momentos*: En las vigas de tracción débil la dispersión correspondiente al momento de fluencia es menor que la del momento de rotura, dado que éste se halla influenciado por la rotura del hormigón, mientras que aquél depende de la fluencia del acero.

En las vigas de compresión débil la dispersión correspondiente al momento de rotura está medida por una desviación standard similar a la del hormigón, dado que la rotura depende de la resistencia del mismo.

(6) J. A. Segura Godoy —J. A. González Dogliotti. C. y T. 597, p. 94—.



OBSERVACIONES:

* NO FIGURA

LAS COLUMNAS INDICADAS CON \oplus Y
 CON \square ROMPIEN EN LA RAMA ASCENDENTE,
 SIN LLEGAR A ANULAR SU PENDIENTE.

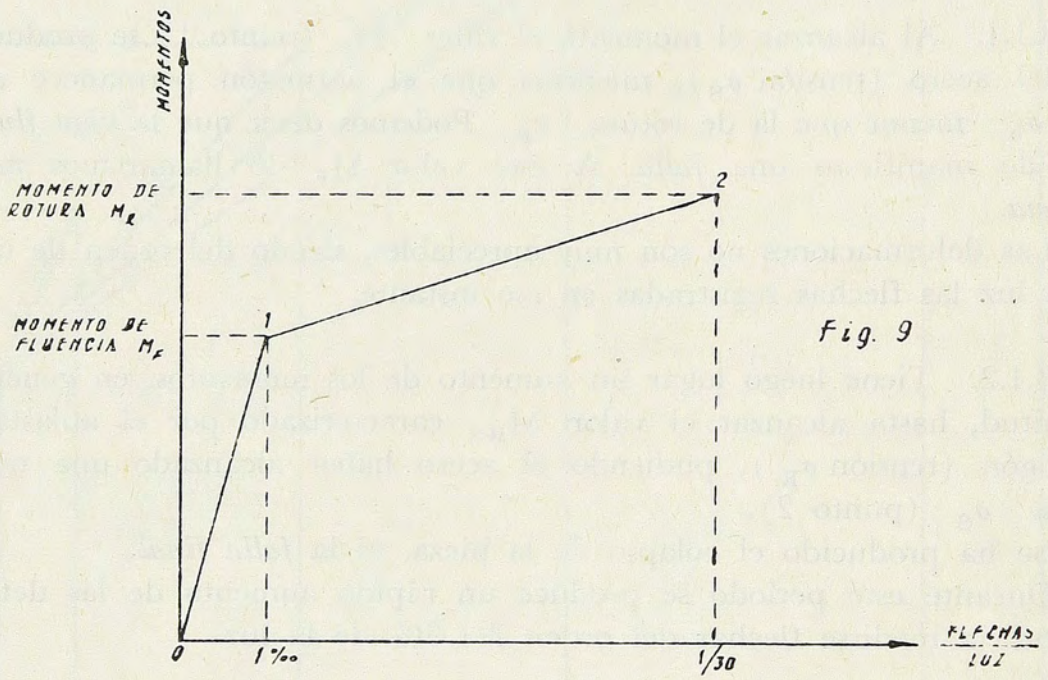


Fig 9

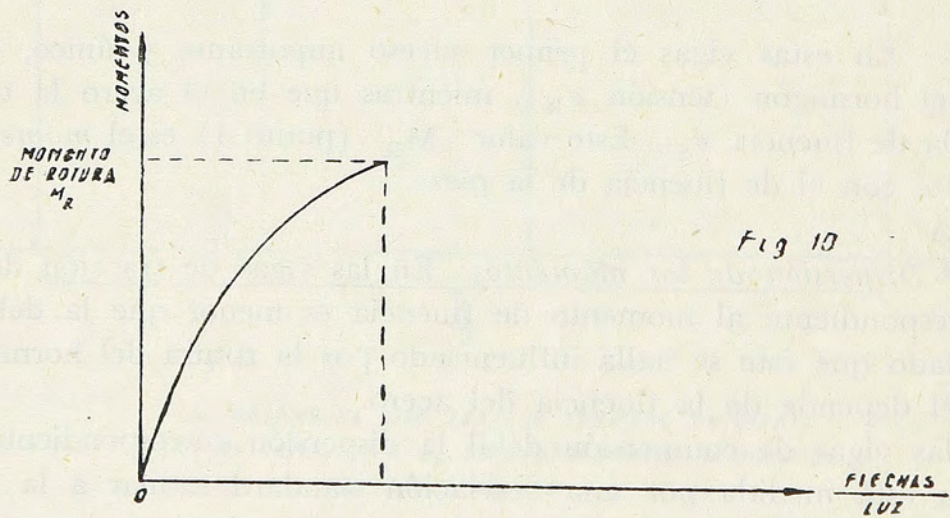


Fig 10

3.4. *Elección de la sollicitación límite:* Ateniéndonos a la definición dada para la sollicitación límite, nos parece lógico adoptar como tal, para las vigas de tracción débil, el *momento de fluencia*, puesto que después de él se producen grandes flechas que invalidan la estructura.

Contribuyen a dar peso a esta elección por un lado, la menor dispersión del momento de fluencia, y por otro el hecho de que la diferencia entre el momento de fluencia y el de rotura no es muy grande, no obteniéndose mayor economía al proyectar con respecto a este último.

En cuanto a la sollicitación límite, para las vigas de compresión débil, no queda ninguna duda: debe ser el momento de rotura coincidente con el de fluencia.

3.5. Fórmulas propuestas:

3.5.1. Resulta natural expresar el valor del momento límite en función del esfuerzo interno total de tracción o de compresión máximos, según se trate de vigas de tracción o de compresión débil, y del brazo de palanca interior.

A estos esfuerzos internos totales los llamaremos *vectores o resultantes capaces*.

El valor del vector capaz de tracción será:

$$\vec{Z} = F_e \cdot \sigma_s \quad (2)$$

donde: F_e : sección de acero traccionado, y
 σ_s : tensión de fluencia del mismo.

Es decir Z es el *valor máximo capaz* de alcanzar la resultante de tracción en el instante de la sollicitación límite.

El valor del vector capaz de compresión será:

$$D = c \cdot b \cdot h \cdot \sigma_R \quad (3)$$

donde: c : coeficiente que tiene en cuenta la forma del sólido de tensiones;
 h : altura útil;
 b : ancho máximo de la zona comprimida, y
 σ_R : tensión de rotura del hormigón.

Es decir, D es el *valor máximo capaz* de alcanzar la resultante de compresión en el instante de la sollicitación límite.

Según sean los valores relativos de estos dos vectores se podrán clasificar las vigas de acuerdo con las definiciones dadas en 3.0.

- 1º Si $Z < D$ la viga será de tracción débil o subarmada;
- 2º Si $D < Z$ la viga será de compresión débil o superarmada;
- 3º Si $Z = D$ la viga será balanceada.

3.5.2. *Vigas de tracción débil:* El valor del momento de fluencia puede expresarse así:

$$M_F = a_1 h Z \text{ y teniendo en cuenta la (2)}$$

resulta: $M_R = a_1 h F_e \cdot \sigma_s \quad (4)$

En la fórmula (4) el coeficiente a_1 debe ser lógicamente menor que la unidad, dado que $a_1 \cdot h$ es el brazo de palanca interior z .

3.5.3. *Vigas de compresión débil*: El valor del momento límite puede ser expresado así:

$$M_R = z \cdot D$$

donde $z = \beta \cdot h$ y teniendo en cuenta la (3) resulta:

$$M_R = \beta \cdot h \cdot c \cdot h \cdot b \cdot \sigma_R = \beta \cdot c \cdot h^2 \cdot b \cdot \sigma_R \quad \text{y haciendo: } \beta \cdot c = a_2$$

queda:
$$M_R = a_2 \cdot h^2 \cdot b \cdot \sigma_R \quad (5)$$

3.5.4. En nuestra opinión la fórmula generalmente empleada y deducida para momentos de rotura:

$$M = \mu \cdot \sigma_S \left(1 - k \frac{\mu \sigma_S}{\sigma_R} \right) b h^2 \quad (6)$$

donde: k vale aproximadamente 0,5.

1º No puede indicar el momento de fluencia M_F en las vigas de tracción débil por cuanto incluye el valor σ_R tensión que alcanza el hormigón cuando el momento es mayor que M_F ;

2º Tampoco puede aplicarse a vigas de compresión débil porque incluye el valor σ_S , tensión que no alcanza a producirse; y

3º La fórmula (6) solamente es válida para el caso especialísimo de vigas balanceadas, donde simultáneamente se alcanzan σ_R y σ_S .

3.6. Determinación de los coeficientes a_1 y a_2 .

Con los datos disponibles en la bibliografía a nuestro alcance se confeccionaron cuatro gráficos (7), que permiten tener una idea de los valores de los coeficientes a_1 y a_2 .

Sus "verdaderos" valores deben ser determinados estadísticamente, ensayando un número suficiente de vigas de ambos grupos.

Estos ensayos han sido programados ya por la cátedra de Construcciones de Hormigón Armado de la Facultad de Ingeniería de Buenos Aires y por el momento se hallan en curso de realización.

3.6.1. Gráfico N° 1.

De los ensayos catalogados resulta que, para las vigas en las cuales la relación $\mu \sigma_S / \sigma_R < 0.18$, es decir, vigas de tracción débil, el valor:

$$\frac{M}{h \cdot \sigma_s \cdot F_e} = a_1 > 1$$

(7) Estos gráficos fueron ya incluidos en la comunicación presentada en Porto Alegre, año 1952, sobre "Cálculo simplificado de piezas flexadas"

Se obtuvo este valor $\alpha_1 > 1$ porque los momentos introducidos en la fórmula (4) fueron medidos al aplastarse el hormigón, (M_R), instante para el cual, en el acero de las vigas de tracción débil existe una tensión mayor que σ_S .

Si los momentos medidos hubieran sido los correspondientes a fluencia del acero se habría obtenido $\alpha_1 < 1$.

3.6.2. Gráfico N° 2.

Los valores de momentos de fluencia catalogados y llevados a la fórmula (4) muestran que cuando los valores de las variables son los que corresponden resulta $\alpha_1 < 1$.

Es de hacer notar que para vigas de tracción muy débil resultan algunos valores de $\alpha_1 > 1$. Esto se debe a que en ellos tiene mayor importancia relativa la resistencia a tracción del hormigón, la que no se ha tenido en cuenta en las fórmulas propuestas, porque en los casos reales o comunes su aporte es muy pequeño, del orden del 1% de la resistencia total.

3.6.3. Gráficos N° 3 y N° 4.

Según los ensayos aquí registrados, el valor de α_2 , aplicando mínimos cuadrados, resulta:

$$\alpha_2 = \frac{360}{\sigma_R} + 0,24 \quad \text{en lib/pulg.}^2.$$

y

$$\alpha_2 = \frac{25}{\sigma_R} + 0,24 \quad \text{en Kg/cm.}^2 \quad (7).$$

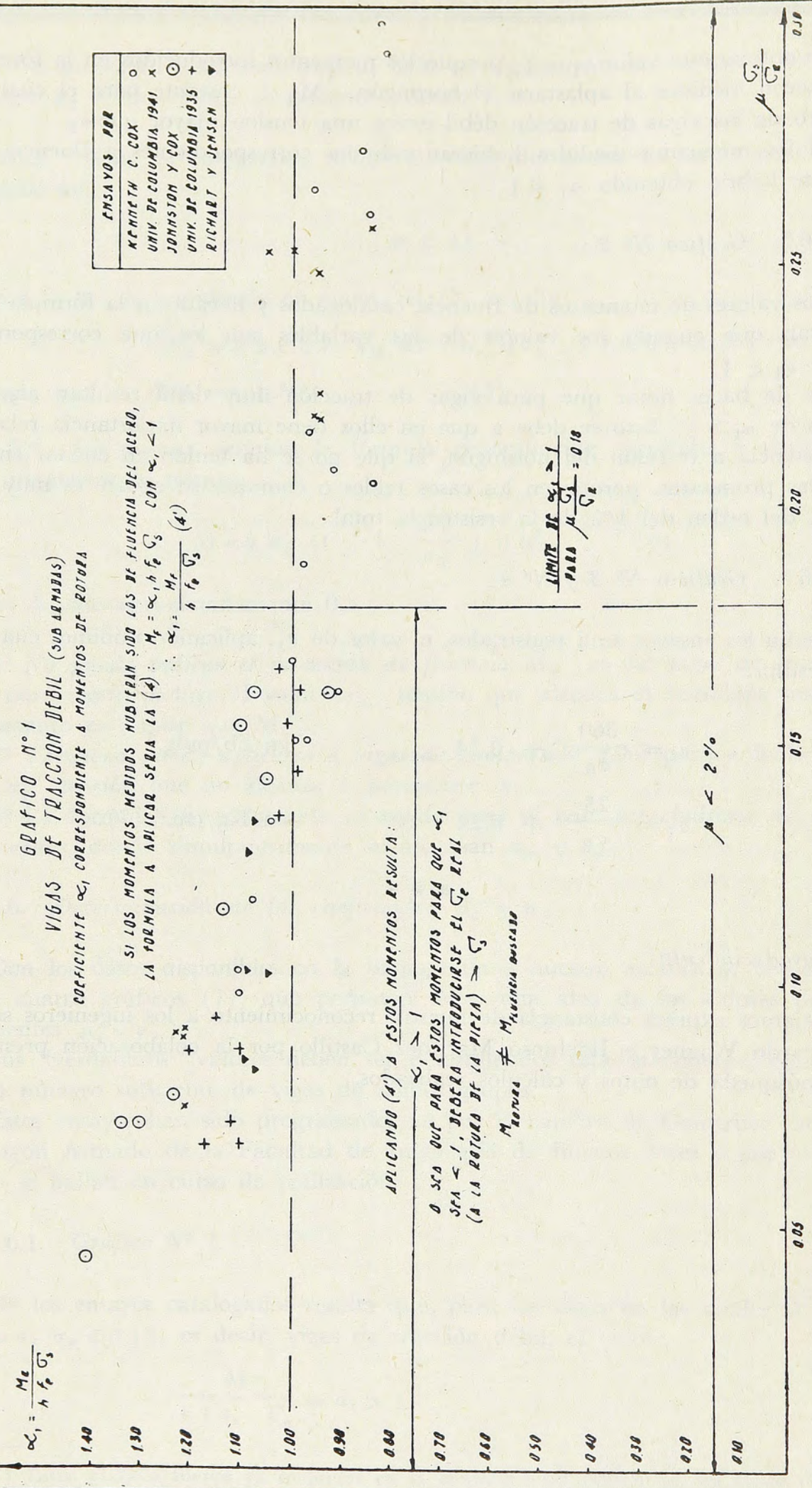
* * *

Agradecimiento:

Dejamos expresa constancia de nuestro reconocimiento a los ingenieros señores Ricardo Wagner e Ildefonso Martínez Castillo por la colaboración prestada en la búsqueda de datos y cálculos realizados.

GRAFICO N° 1
 VIGAS DE TRACCION DEBIL (SUD ARMADAS)
 COEFICIENTE α_1 CORRESPONDIENTE A MOMENTOS DE ROTURA

SI LOS MOMENTOS MEDIDOS HUBIERAN SIDO LOS DE FLUENCIA DEL ACERO,
 LA FORMULA A APLICAR SERIA LA (4): $M_f = \alpha_1 h f_p \sigma_s$ CON $\alpha_1 < 1$
 $\therefore \alpha_1 = \frac{M_f}{h f_p \sigma_s} \quad (4)$



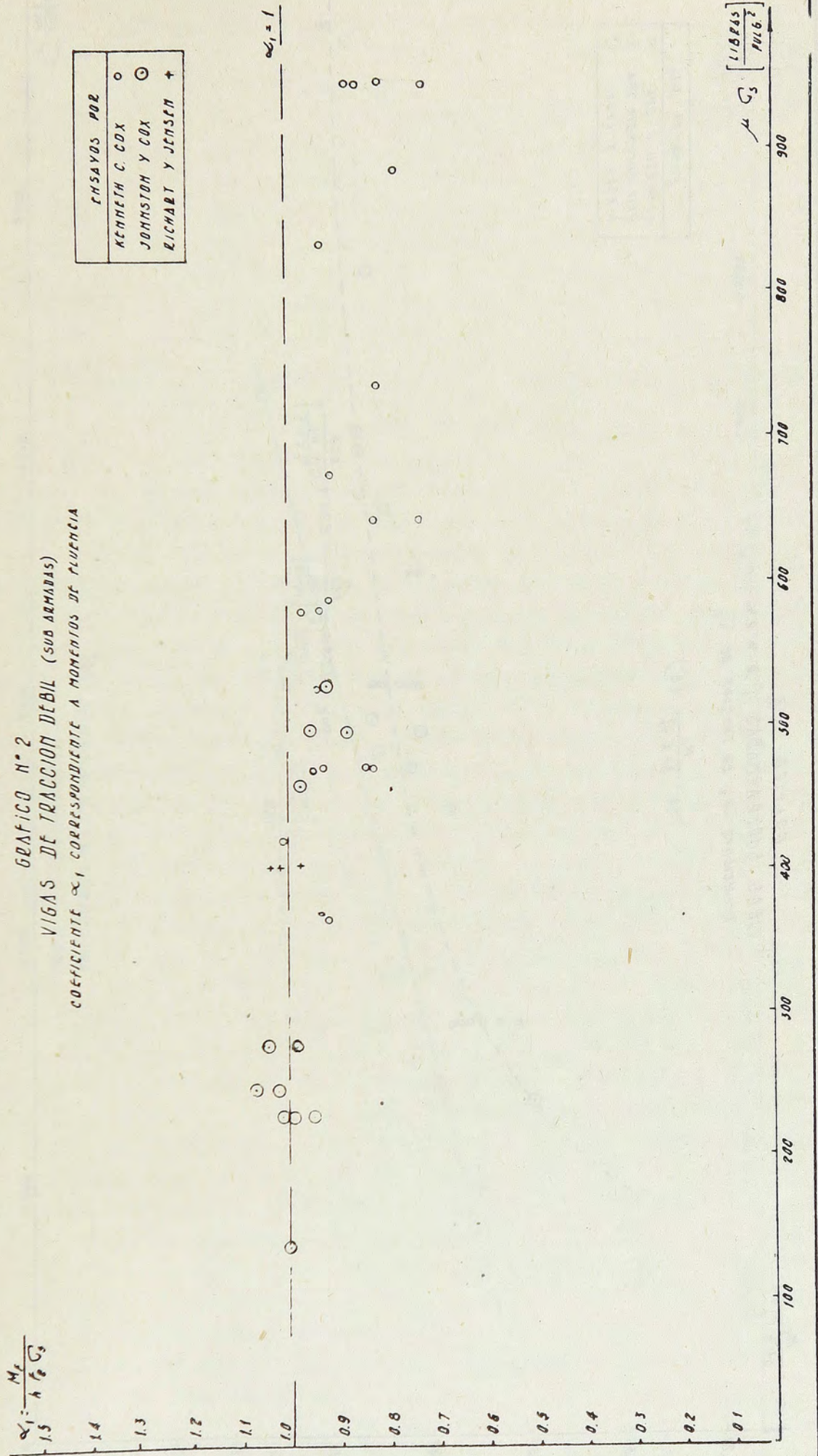
ENSAYOS POR	
KENNETH C. COX	○
UNIV. DE COLUMBIA 1941	x
JOHNSTON Y COX	⊙
UNIV. DE COLUMBIA 1935	+
RICHART Y JENSEN	▽

LIMITE DE $\alpha_1 > 1$
 PARA $\frac{M}{G_z} = 0.18$

APLICANDO (4) A ESTOS MOMENTOS RESULTA:
 $\alpha_1 > 1$
 O SEA QUE PARA ESTOS MOMENTOS PARA QUE α_1
 SEA < 1 , DEBERA INTRODUCIRSE EL σ_s REAL
 (A LA ROTURA DE LA PIEZA) $> \sigma_s$
 $M_{ROTURA} \neq M_{FLUENCIA \text{ BUSCARO}}$

$\mu < 2\%$

GRAFICO N° 2
 VIGAS DE TRACCION DEBIL (SUB ARMADAS)
 COEFICIENTE α_1 CORRESPONDIENTE A MOMENTOS DE RUEDA

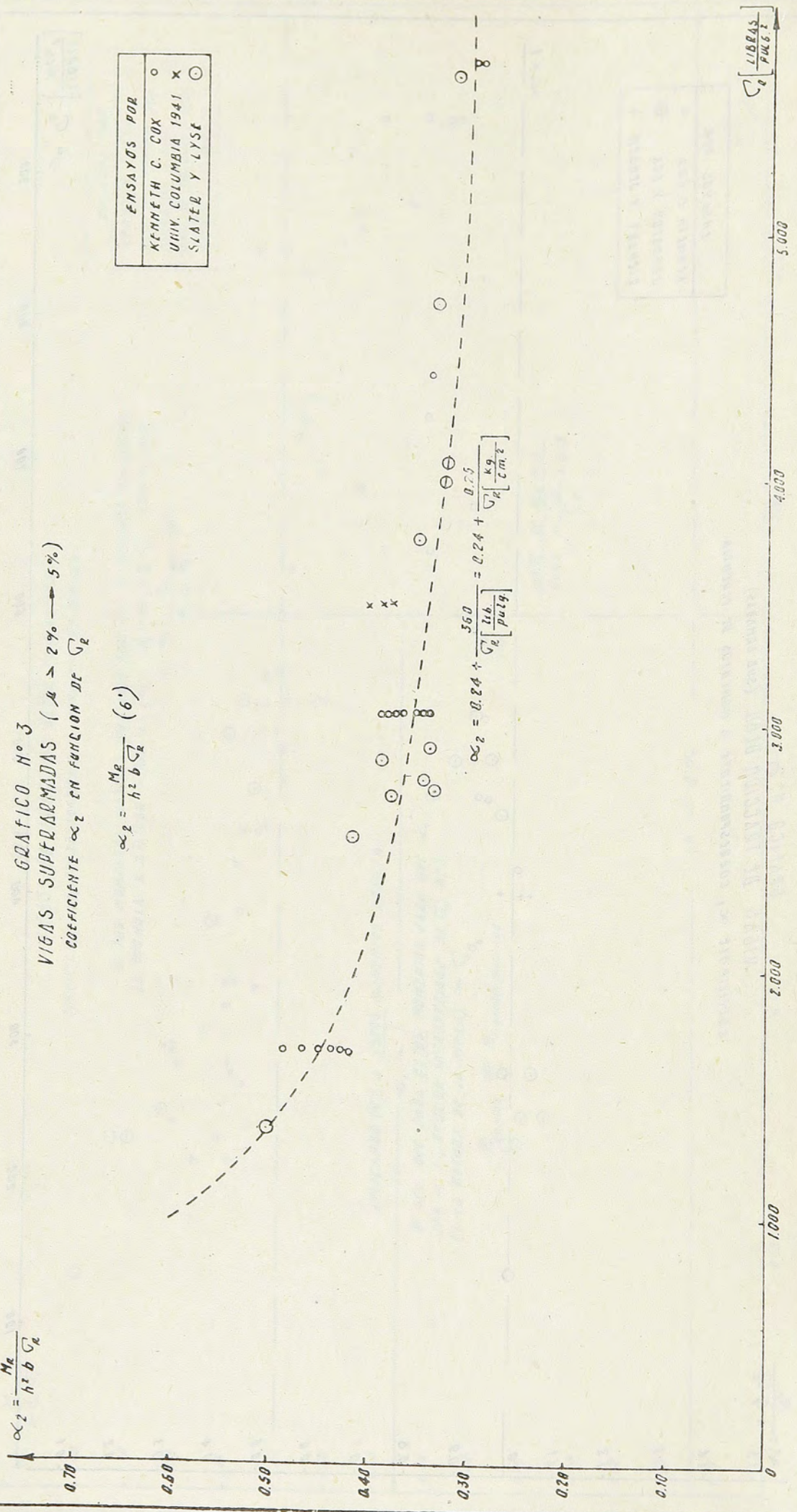


$$\alpha_2 = \frac{M_R}{h^2 b \sigma_c}$$

GRAFICO N° 3
 VIGAS SUPERARMADAS ($\mu > 2\% \rightarrow 5\%$)
 COEFICIENTE α_2 EN FUNCION DE σ_c

$$\alpha_2 = \frac{M_R}{h^2 b \sigma_c} \quad (6')$$

ENSAYOS POR	
KENNETH C. COX	○
UNIV. COLUMBIA 1941	x
SLATED Y LYSE	⊙



σ_c [$\frac{LIBRAS}{PULG^2}$]

GRAFICO N° 4
 VIGAS SUPERADMIDAS
 COEFICIENTE α_2 EN FUNCION DE $1/G_2$

