

ENSAYOS EN FLEXION DE ALGUNOS TIPOS DE ESCALA EN ACORDEON EN HORMIGON REFORZADO

(Tamaño estructural, ancho reducido)

Ingo. GUSTAVO WILLS
Profesor de la Facultad

Objeto. El Laboratorio de Resistencia de Materiales de la Facultad Nacional de Minas, ante la creciente demanda de nuevas formas arquitectónicas, estructuralmente aceptables, se sintió obligado a efectuar, en escala natural, una serie de ensayos, comenzando por el de escaleras de doble contra-huella (o de tipo acordeón) para tratar de obtener en ellas:

- a) Tipo de refuerzo más conveniente.
- b) Espesor mínimo para luces y cargas normales.
- c) Eficiencia frente al 100% supuesto para vigas análogas pero de sección, constante.

Análisis estructural. La imposibilidad de aplicar, a tales modelos, los métodos usuales de cálculo de los momentos flectores y de diseñar acordeamente el hormigón reforzado, así como la ineficiencia de los aceros doblados en escuadra siguiendo la línea inferior del perfil longitud de la escalera, sugirió al Ingo. Ignacio Arango (entonces jefe de este laboratorio) la idea de "absorber" la resultante (R) de las tensiones (F) —Fig. 1— no con estribos o ganchos —Fig. 2— (del tipo recomendado por M Chalos, Cours de Béton Armé. Pág. 55) sino con el doblaje de anillo (A) de los hierros de tensión. La compresión del hormigón comprendido dentro del anillo controlaría el cierre del mismo, haciendo que la contribución por este aspecto al alargamiento total del acero no fuese de mucha consideración. De manera aproximada puede calcularse la presión media a que estará sometido dicho hormigón, despreciando la adherencia y la fricción, (tal suposición no parece alejarse mucho de la realidad al menos para valores elevados de f_s). El equilibrio estático permite escribir:

$$2P = 2prl$$

$$\therefore p = \frac{2P}{2rl} = \frac{2P}{D \cdot d} = \frac{2A_s f_s}{D \cdot d}$$

$$\therefore p = \frac{\pi d}{2D} f_s \quad (1)$$

d = diámetro de la varilla

D = diámetro del anillo.

p = presión unitaria del anillo sobre el hormigón.

Dando así para los anillos de dimensiones corrientes esfuerzos de compresión del orden del quinto de los esfuerzos de tracción de los aceros.

Las dificultades, más aparentes que reales, del doblaje de este refuerzo —tipo 2, Fig. 4— hicieron que las escaleras 1 y 2 llevaran los —tipos 3 Fig. 3— con elementos traslapados. Más adelante descubrimos, sin embargo que el tipo 2 no presentaba a un buen doblador trabajando sobre un banco adecuado (con varillas de doblaje bien ancladas y separadas de acuerdo con el lado del anillo que se trata de obtener) dificultades superiores a aquellas usuales en la obtención de otro tipo cualquiera de refuerzo, (un “oficial” de este laboratorio emplea menos de $\frac{1}{2}$ hora para doblar correctamente una varilla de $3/8"$ y 6 mts de longitud con anillos de 6, 7 u 8 cms).

Dimensiones y notación.

a) Constantes

L = Luz horizontal libre	= 2.70 mts.
l = Longitud huella	= 0.30 mts.
c = Altura contra huella	= 0.15 mts.
b = Ancho	= 0.15

b) variables

h = Espesor total	= 8—10—12—cms
$+A_s$ = Acero en tensión tipos 1, 2 y 3	= $2 \Phi 3/8"$, $2 \Phi 1/2"$
$-A_s$ = Acero en compresión tipos 1 y 2	= $1 \Phi 3/8"$

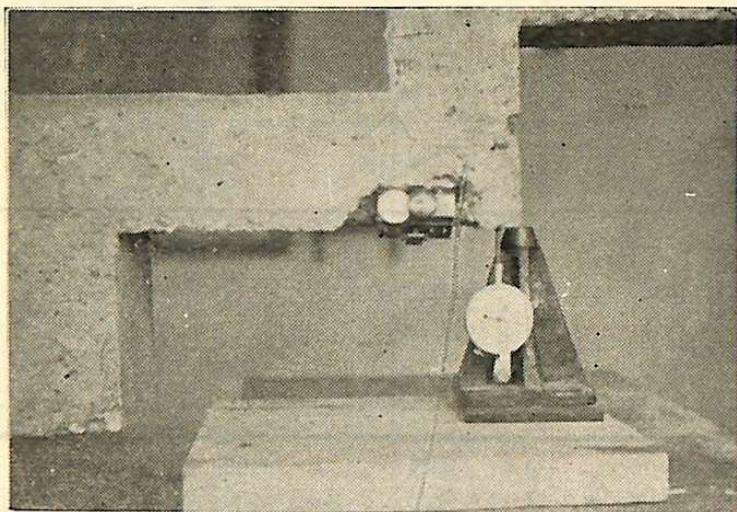
Vaciado. Las cantidades de materiales usados en las diferentes mezclas fueron controladas por volumen. El cemento se apisonaba hasta obtener la densidad que trae en los bultos de 50 Km. ($\rho=1.5$) la constancia del slump (para materiales idénticos permitía obtener un hormigón semejante a sí mismo, en las dos barcadas necesarias para completar una escalera y vaciar algunos probetas testigos (cilindros de $6" \times 12"$)).

En la escalera N° 1, se usó cascajo con elementos hasta de $2"$ de diámetro. Las dificultades de vaciado para obtener un hormigón correcto (libre de hormigueros etc.) obligó en las restantes a utilizar, en su lugar, gravilla (conocido localmente como arenón) con $\bar{d}_{\max} = 1\frac{1}{4}"$. Por otra parte para evitar accidentes en la descimbrada, y al mismo tiempo observar la influencia de la calidad del hormi-

gón sobre la resistencia total, se utilizaron fuertes dosis de cemento y agregados completamente limpios (y para facilitar el trabajo manual, un alto slump).

Ensayos de control del acero y del hormigón. Algunas varillas de $3/8''$ fueron ensayadas en tracción para encontrar el valor de las cargas de cedencia ($Y.P$), rotura ($U.R$) y del módulo de Young (E_a). La carga se aplicaba a la rata de $0.050''/\text{min}$ y las deformaciones se leían en un extensómetro sensible a 0.002 mm .

Las probetas de hormigón se sometían a compresión, el mismo día en que la escalera se ensayaba a flexión, a una rata de $0.050''/\text{min}$ midiendo las deformaciones verticales con un compresómetro a $0.0001''$ para hallar los valores de: el esfuerzo último (f'_c) y del módulo secante (E_h) (tomando para este último $0.5 f'_c$ y dividiéndolo por la deformación unitaria correspondiente).



Deflectómetro a $0.001''$ y
Extensómetro a 0.002 mm .

Ensayos de flexión. La escalera simplemente apoyada sobre las huellas superior e inferior dejaba una luz horizontal libre de 2.70 mts . La carga se aplicaba con cilindros de hormigón (peso promedio 13.25 Kg.) de los apoyos hacia el centro. Se medía principalmente la flecha en el centro de la luz (f_{cl}) con un deflectómetro a $0.001''$) y la extensión del acero en una caja labrada ex-profeso cerca al *c.l.* en la zona de tensión. Accidentalmente se observaba la flecha residual por cargue y descargue dentro de la zona supuesta elástica.

Interpretación de los resultados. Estructuralmente la escalera se asimiló a una viga de luz igual a la proyección horizontal de aquella y de sección $h \times b$.

Para la revisión a partir de los valores E_a , E_h , f'_c , n etc., se utilizó la teoría clásica. La dispersión de los resultados en las curvas $f_c = f(E)$ hacía tan incierto el valor de n que prefirió utilizarse el adoptado en la tabla II en lugar del experimental de la tabla I. Más tarde, cuando ya éste laboratorio disponga de un número conveniente de ensayos, trataremos de interpretar éstos análisis (y los análogos sobre vigas) a la luz de las nuevas teorías del cálculo a la rotura.

RESULTADOS

TABLA I

Ensayo de probetas de hormigón. Valores de f'_c y de n

Estructura	f'_c lbs/ pulg ²	$n = E_a/E_h$
E— 1	650	15
E— 2	1440	8
E— 4	3680	6
E— 5	2960	6
E— 7	3960	6
E— 8	2920	6
E— 9	3500	6
E—10	3100	
V— 1	4180	6
V— 2	4180	6
V— 3	4180	6
V— 4	2920	6

TABLA II

Revisión aproximada por el método clásico

Estructura	f'_c lbs/ pulg ²	n adopt.	h cm.	M. Kgm/mt. tensión	M. Kgm/mt. compresión	M. Kgm/mt. resistente
E— 1	290	15	12	1180	890	890
E— 2	650	10	12	1180	1270	1180
E— 4	1650	10	12	1180	1900	1180
E— 5	1320	10	12	1180	2060	1180
E— 7	1770	10	8	710	720	710
E— 8	1310	10	10	1680	1000	1000
E— 9	1570	10	8	710	640	640
E—10	1400	10	10	1680	1120	1120
V— 1	1880	10	8	710	760	710
V— 2	1880	10	10	950	1340	950
V— 3	1880	10	12	1180	1450	1180
V— 4	1310	10	11	1890	1270	1270

En la tabla anterior se supone que el esfuerzo de trabajo del acero es de 20.000 lbs/pulg² (1410 Kg/cm²). En las escaleras 1, 2 y 5 el acero de la zona de compresión aunque no sostenido por estribos se revisó como para una viga corriente reforzada a compresión. Los valores de los momentos han sido calculados para 1 metro de ancho en la dirección normal al refuerzo principal.

TABLA III

Momentos **Resistente de Fisuración de Falla** **contra** **Esfuerzo en el acero. Flecha en el centro de la luz**
Esf. de Comp., dentro de los anillos.

Estr.	M. Resist. Kg/m	f. c. l. mm	esf. ac. lbs/pg ²	esf. hor. lbs/pg ²	M. Fis. Kg/m	f. c. l. mm	esf. ac. lbs/pg ²	esf. hor. lbs/pg ²	M. Falla Kg/m
E— 1	890	9.4	—	—	875	9.4	—	—	1590
E— 2	1180	11.5	8.500	790	1120	11.1	7.900	700	1720
E— 4	1180	—	—	—	875	5.0	6.000	1110	1590
E— 5	1180	5.2	5.800	1070	875	3.2	3.000	560	1740
E— 7	710	17.1	9.400	2300	545	9.4	7.200	1790	1270
E— 8	1000	10.0	7.400	2200	810	6.0	5.400	1520	1580
E— 9	640	10.8	12.900	3160	575	9.3	11.100	2760	1125
E—10	1120	8.6	6.800	—	980	6.7	5.200	—	1845
V— 1	710	11.6	14.300	—	740	11.8	15.600	—	2010
V— 2	950	5.6	9.400	—	1350	11.6	25.500	—	3480
V— 3	1180	3.4	7.800	—	2120	10.5	31.700	—	3830
V— 4	1270	4.9	6.200	—	3570	21.3	34.800	—	3780

Las columnas 3, 4, 5 y 6 resumen las observaciones hechas de acuerdo con el capítulo "Ensayos de flexión". La 6 "M. Fis" expresa el momento flector calculado a partir de la carga aplicada con cilindros de hormigón en el instante de aparición de las primeras fisuras perceptibles a simple vista. La 10 "M. falla" resume los momentos flectores que trajeron consigo el colapso total de la estructura; para las escaleras 1, 2, 4, 5 y 8 la falla se inició, parece, por trituración del hormigón dentro de los anillos del herraje de tensión antes de que el acero llegara al punto de fluencia. La 7 falló simultáneamente por trituración dentro de los anillos y grandes estiramientos del refuerzo en las vecindades del Y. P. Las columnas 4 y 7 fueron calculadas a partir de la ecuación (1) y expresan el valor del esfuerzo de compresión radial que la tensión del refuerzo crea dentro de los anillos. Las cifras correspondientes a los momentos de falla de las vigas 1, 2 y 3, comportan un gran error por exceso ya que el sistema de carga utilizado en ellas (cilindros de hormigón con su eje horizontal normal al eje de la viga, colocados lado por lado) permitían que ésta trabajara como una zona adicional de compresión.

TABLA IV

Relación de momentos contra

Relación de esfuerzos en
el hormigón y en el
acero

Estructura	M. Resist.	20.000	f_s Resist.	f_c	M. Falla	f'
E ó V	M. Fisur	f_s Fisur	f_s Fisur	f_c Fis. anil.	M. Resist.	f_c Res. anillo
E— 1	1.02	—	—	—	1.79	—
2	1.05	1.82	1.08	0.75	1.46	1.83
4	1.35	2.67	—	1.19	1.34	—
5	1.35	5.35	1.92	1.90	1.48	2.66
7	1.30	2.23	1.31	0.80	1.79	1.72
8	1.20	2.99	1.37	0.69	1.58	1.33
9	1.12	1.80	1.15	0.67	1.77	1.10
10	1.14	3.70	1.28	—	1.65	—
V— 1	0.98	1.03	0.92	—	2.85	—
2	0.70	0.63	0.92	—	3.66	—
3	0.56	0.50	0.25	—	2.23	—
4	0.35	0.46	1.18	—	2.87	—

En la tabla anterior las dos últimas columnas “relación de los momentos de falla y resistente frente a relación del esfuerzo último del hormigón a esfuerzo calculado en el mismo cuando el momento externo era igual al resistente”.

Parecen indicar (si la función momento flector-esfuerzo dentro de los anillos es lineal) que la falla si tuvo lugar por trituration del hormigón tal como parecía desprenderse del agrietamiento previo al colapso mostrado en las fotos.

La relación “Momento de falla sobre Momento resistente” que podría tomarse como una medida del coeficiente de seguridad, muestra que éste es del orden de 1.5 para las escaleras (creciendo hasta 1.8 para la escalera N° 7 con “diseño balanceado”) y de 3 para las vigas (siendo la más económica la “balanceada”. V—1 ya que las sobrerforzadas V—2, V—3 subestiman dicho valor al paso que la sobrerforzada V—4 lo exagera. (Ver tabla II).

De la 3ª columna Relación entre el esfuerzo de trabajo del hormigón y el esfuerzo calculado por la ecuación (1), podría deducirse que para las escaleras no reforzadas a compresión, la fisuración se inicia cuando el valor del último esfuerzo es cercanamente igual al del primero. Las columnas 1, 2 y 3 dan una idea del comportamiento de éstos dos tipos de estructura frente a la teoría clásica de diseño.

Con el objeto de facilitar la comparación de las escaleras y las vigas semejantes, hemos elaborado la siguiente table, aproximando las estructuras más análogas. En ella puede verse que la “eficiencia” de una escalera acordeón armada por los sistemas estudiados no se-

rá nunca del 70%. Por otra parte un sobre-refuerzo utilizando igual número de varillas, conservando el diámetro de los anillos no parece traer gran mejoría.

TABLA V

Escaleras contra Vigas

Estructura	V—1	E—7	V—4	E—8	V—3	E— 4	E—5
M. resist.	710	710	1000	1000	1180	1180	1180
%	100	100	100	100	100	100	100
M. fisur.	740	545	2840	820	2120	875	875
%	100	74	100	34	100	41	41
M. falla	2010	1270	2900	1580	3830	1590	1740
%	100	63	100	54	100	42	45
f_s resist.	14300	9400	4900	7400	7800	—	5800
%	100	66	100	150	100	—	74
f_s fisur.	15600	7200	25700	5400	31700	6000	3000
%	100	46	100	21	100	20	10

El refuerzo a compresión (escaleras 2 y 5) aunque aleja la fisuración no aumenta la última resistencia notablemente. En cambio el hierro adicional de la 1 (ver fig) (utilizado en forma análoga a la 9, que será ensayada cuando éstas notas estén en la imprenta) si parece tener efectividad.

Conclusiones. Si con éstos pocos ensayos nosotros estuviéramos obligados a dar un método de diseño para escaleras en acordeón, recomendaríamos:

- 1º Diseñar la estructura como si se tratara de una loza corriente tratando de obtener una sección balanceada.
- 2º Adoptar un coeficiente de seguridad y multiplicar la sección transformada de la viga anterior por un factor tal que la eficiencia deducida de la tabla V sea la deseada.
- 3º Calcular el diámetro de los anillos con ayuda de la ecuación (1) teniendo en cuenta que si se traslada en ellos el esfuerzo calculado puede reducirse aproximadamente en un 50%.
- 4º Recordando que todas las fallas de los modelos se debieron o a pérdida de adherencia en los anillos traslapados (Esc. 1 y 2) o a trituration del hormigón dentro de los anillos, para valores en general inferiores al límite elástico de los hierros, tratar de me-

- jorar el comportamiento de ésta parte de la estructura para hacerla tan segura como el resto. (p. ej. con el sistema empleado en *E—9* aunque sea en las zonas de mayor momento únicamente).
- 5º Para luces de 2,70 o más metros consideramos arriesgado usar un espesor menor de 8 cm. en secciones balanceadas.

Creemos nuestra obligación decir que las escaleras que no figuran en las tablas, *E—3* y *E—6* fallaron: la *E—3* por impacto al deslizarse por su propio peso a lo largo de un plano paralelo a la pendiente de la escalera, una altura de 10 cm. (sus características eran muy semejantes a las de la *E—5* que fue vaciada en su reemplazo) y la *E—6* (Fig. 5) con una carga viva inferior a 250 Kg/m² (tenía 12 cm. de espesor y un hormigón de 3.000 lbs/p²).

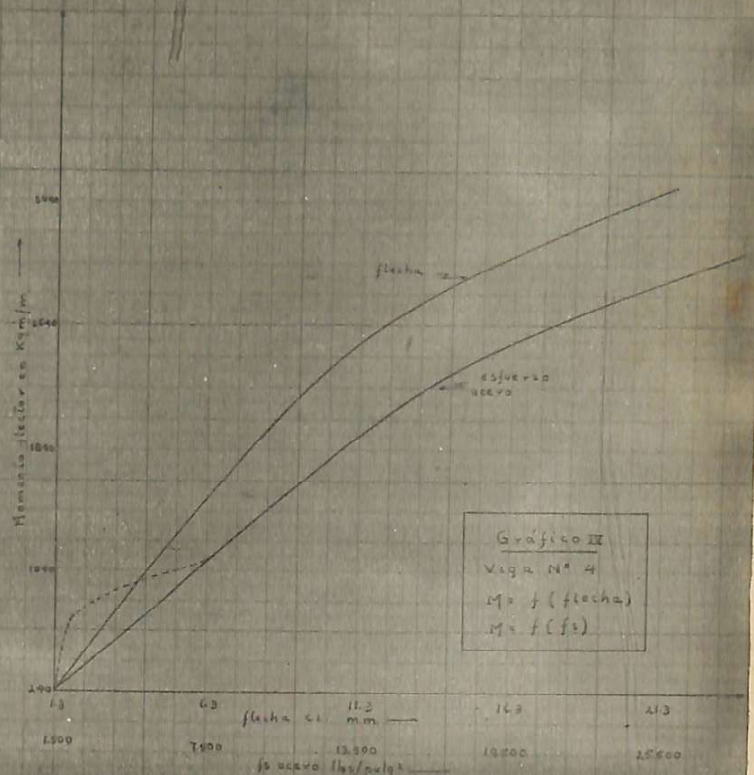
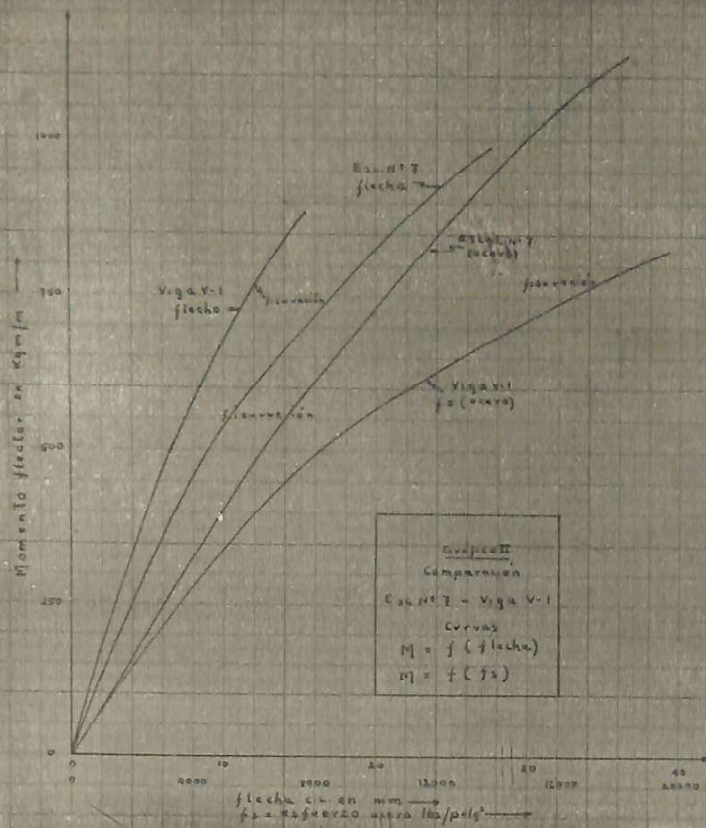
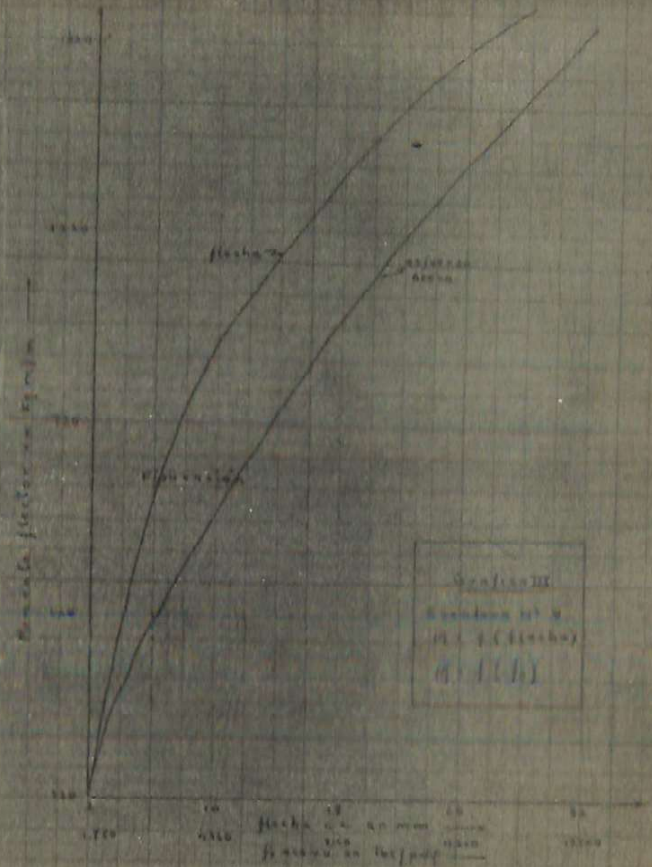
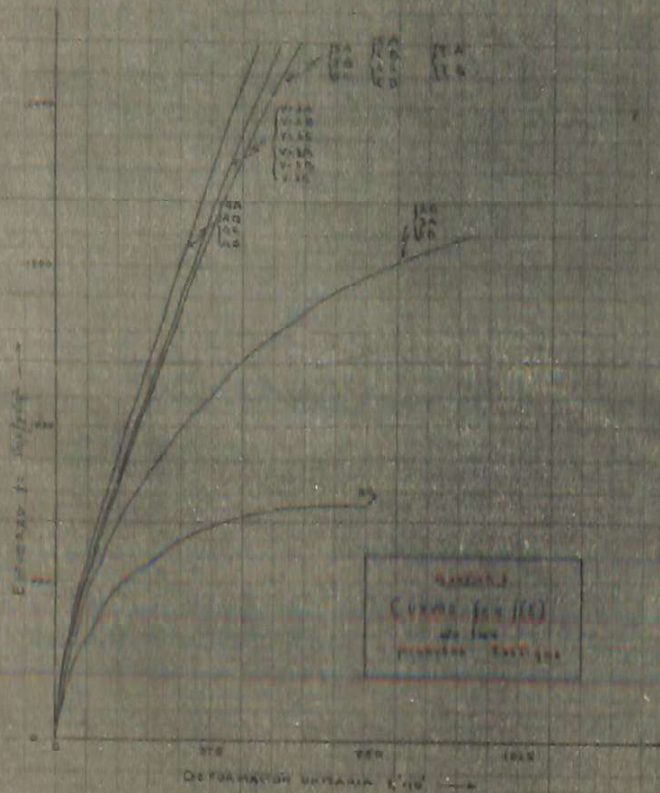


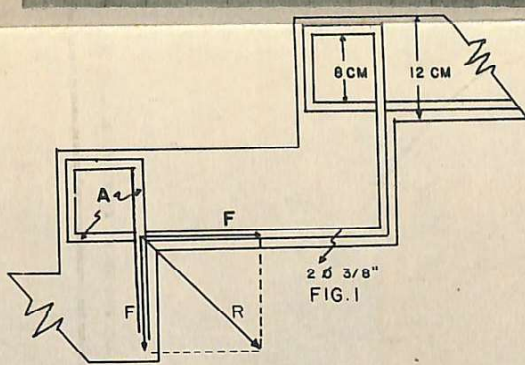
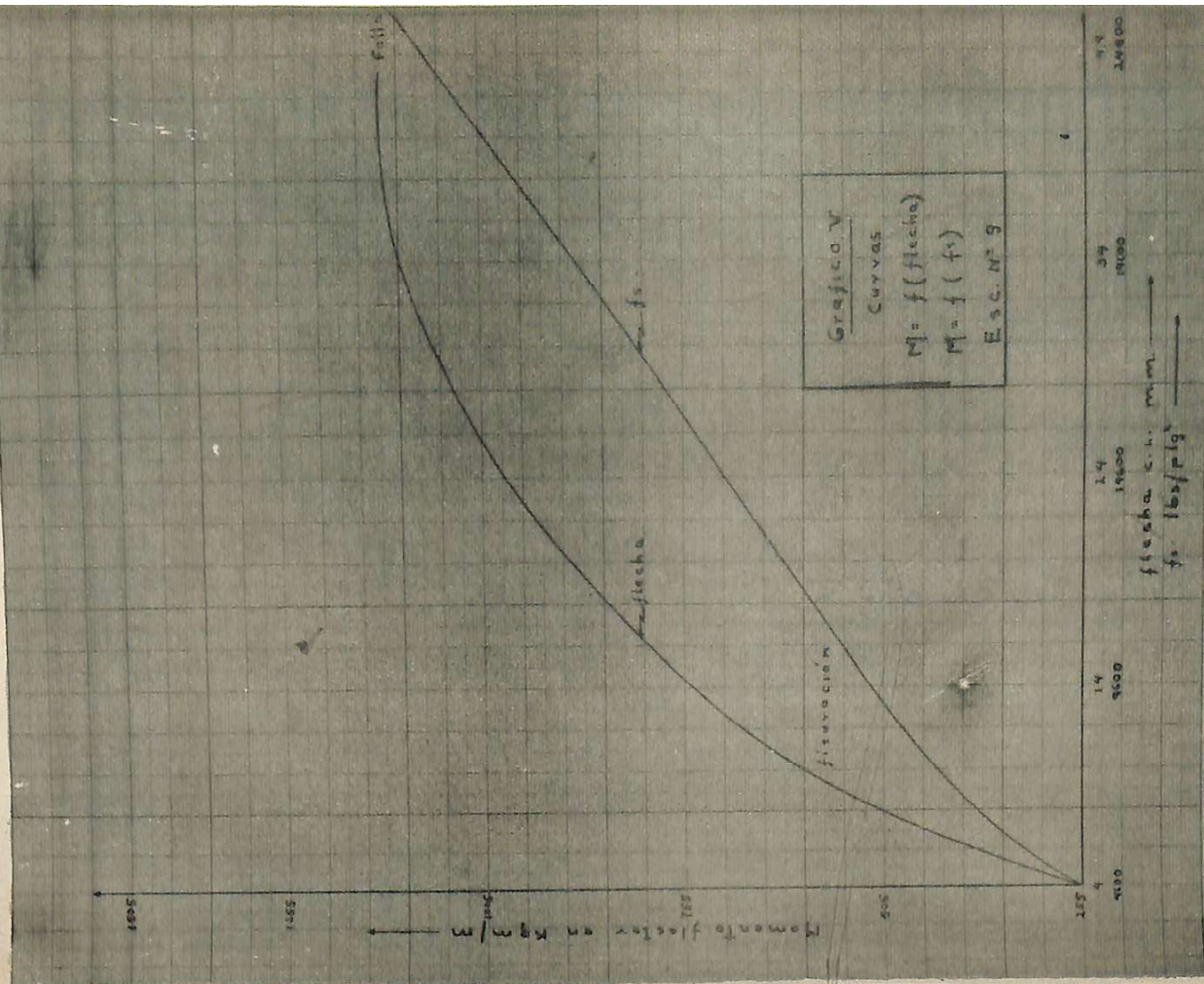
El operador señala el punto donde se presentó la 1ª fisura

Notas. 1º—En el gráfico IV la curva punteada corresponde al camino real seguido por el esfuerzo del acero que por ensayos de carga y descarga había conservado una flecha de 2.1 mm. y un esfuerzo de 5.100 lbs. por pulg², la aplicación de una primera carga no produjo gran influencia sobre los aceros quizás porque el momento externo solo sirvió para liberar la compresión a que los aceros tendidos sometían al hormigón. Las aplicaciones sucesivas de carga dieron por resultado la curva que figura del punto de encuentro hacia la derecha; la comprendida entre la curva punteada y el eje X se trazó por analogía.

2ª—La *E—10* tiene el mismo herraje de la *E—8*, pero en los anillos se puso un punto de soldadura. Para un hormigón de idéntica calidad esta, variación hubiese sido, creemos, del orden del 10% (de aumento en resistencia). Mas adelante comprobaremos este sistema con varillas de 3/8" soldadas o amarradas en estribos (Tipo Fig. 2).

El laboratorio da pública constancia de que sin la colaboración efectiva y desinteresada de las Directivas, de los Profesores, del Estudiantado y de algunos particulares, le hubiera sido, muy difícil sino imposible la realización de los ensayos antes reseñados.





REFUERZO TIPO I
 ESCALERAS N° 4, 7
 ESCALA: 1:50

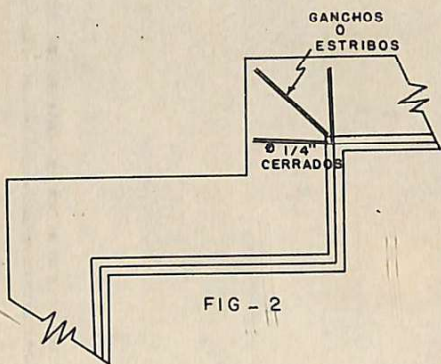


FIG - 2

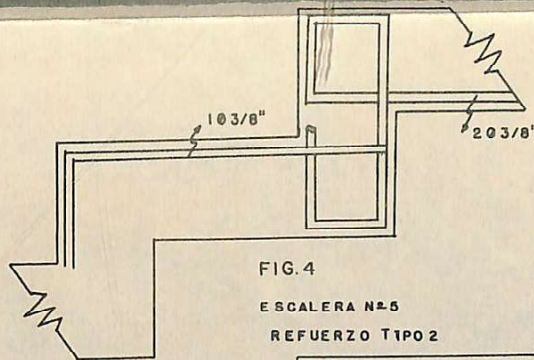


FIG. 4
 ESCALERA N° 5
 REFUERZO TIPO 2

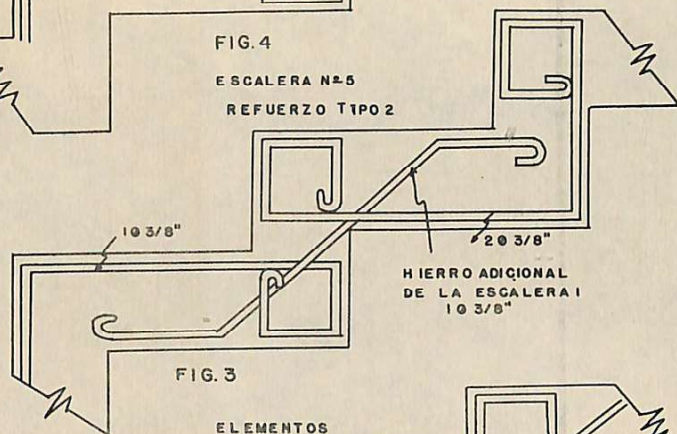


FIG. 3

ELEMENTOS
 TRASLAPADOS
 ESCALERAS 1 Y 2

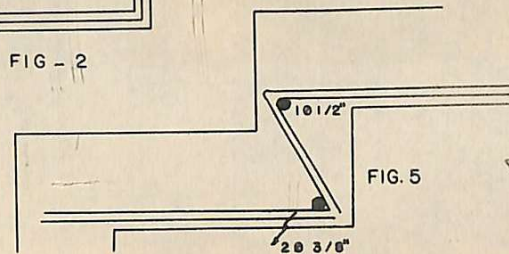
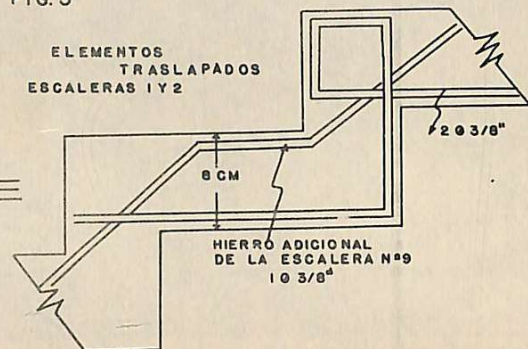
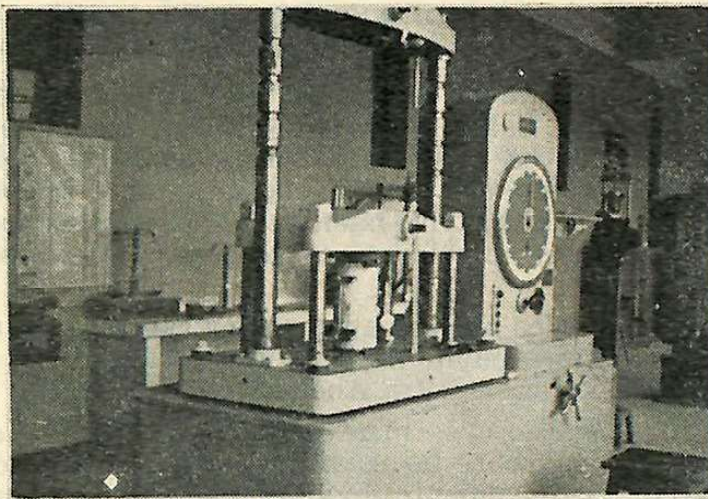


FIG. 5

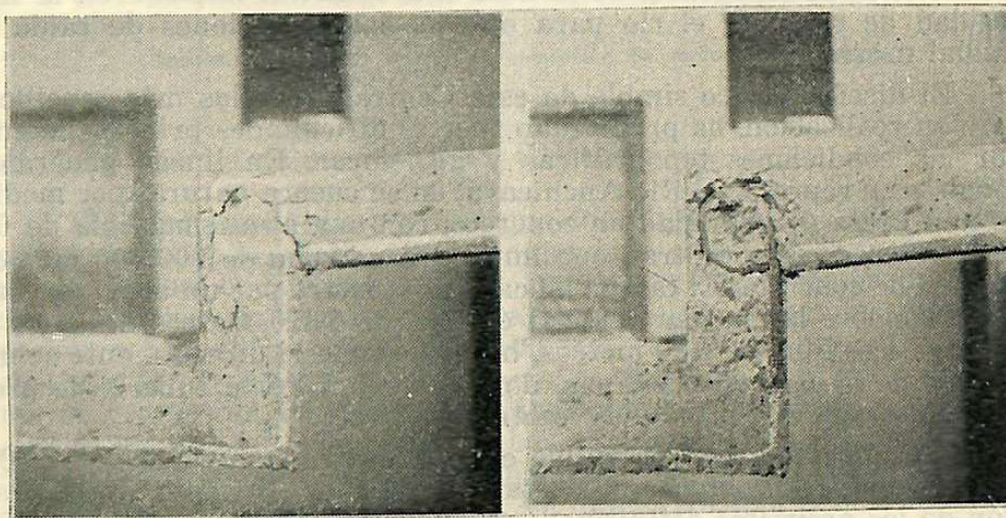


HIERRO ADICIONAL
 DE LA ESCALERA N° 9
 10 3/8"

También se permite recordar a los interesados que los Laboratorios de la Facultad, dentro de sus posibilidades, no sólo cumple con las labores de enseñar sino que se encuentran dispuestos a colaborar en el desarrollo de cualquier trabajo de investigación cuyos resultados puedan ser de alguna utilidad pública.



Nótese el cilindro de 6" x 12"
con el compresómetro a 0.0002"



Escalera fallada N° 1

Igual que N° 1 quitando la cubierta fisurada