

ENSEÑANZAS DEL ENSAYO DE UN FORJADO

Por Javier Lahuerta, Arquitecto

Dentro de los temas experimentales de toda clase que se plantea el arquitecto jefe de la Sección de Viviendas de la Dirección General de Arquitectura, GERMÁN VALENTÍN-GAMAZO, en las viviendas que construye, con la doble misión de ensayar materiales y métodos que permitan edificar mejor y más barato y, a la vez, contribuir a dotar de casa a un gran número de familias, ocupa lugar de importancia el tema de los forjados de piso.

Al iniciarse un nuevo grupo de viviendas en Los Almendrales, Usera (Madrid), me indicó su deseo de que estudiásemos en colaboración el problema de los forjados de las mismas, para tratar de encontrar una solución de losa aligerada de hormigón armado de coste muy reducido, y que, a la vez, tuviese un mínimo consumo de acero.

La planta tipo de estas viviendas, como se ve en las figuras 1 y 2, consta de dos crujeas iguales de 3,33 m de vano, con muros de 0,25 m de espesor. Desde el primer momento se encontró ventaja en aprovechar el efecto favorable de la continuidad de los dos tramos.

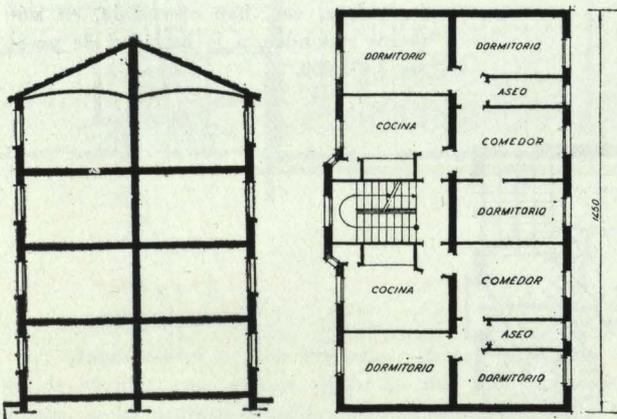


FIGURA 1. Sección tipo de una vivienda del Grupo de Los Almendrales, Usera (Madrid).

FIGURA 2. Planta de una vivienda tipo del mismo Grupo.

Se hicieron bastantes tanteos de coste con la ayuda del constructor AMADOR FERNÁNDEZ, y se llegó a la conclusión de que, de todo lo estudiado, lo más favorable, tanto por su coste como por el consumo de acero, resultaba ser un forjado de 12 cm de espesor, con piezas RÍO-CERÁMICO R-12 y armaduras de TETRACERO.

Las ventajas de este sistema elegido son las siguientes:

- a) Peso propio muy pequeño, menor que el de todos los demás, de valor por metro cuadrado:

Hormigón 0,023 × 2 400	=	55 kg/m ²
Piezas cerámicas (8 unidades)	=	50 kg/m ²
		105 kg/m ²

- b) Consumo muy pequeño de cemento, ya que se necesitan solamente 23 litros de hormigón por metro cuadrado, más el de las cadenas sobre los muros.
- c) Encofrado relativamente ligero.
- d) Canto muy pequeño, que representa economía general en la construcción del edificio.
- e) Para el consumo de acero, el canto pequeño representa en principio desventaja, que en el caso presente se compensaba por las cuatro razones anteriores. Pero como una de las premisas del problema que nos planteamos era el de un consumo mínimo de acero, se adoptó el empleo de TETRACERO, y se estudió con aprovechamiento al máximo.

El acero estirado en frío por torsión, comercialmente designado TETRACERO, tiene, según datos obtenidos experimentalmente, un límite elástico aparente, que suele fluctuar entre 4 400 kg/cm² y 4 700 kg/cm², y una tensión de rotura del orden de 5 500 kg/cm².

Este acero no se encontraba en el mercado en la fecha de 11 de marzo de 1941, en que se aprobó el Decreto sobre restricciones del hierro en la edificación, y, por tanto, en el Reglamento de su aplicación, que establece las Normas para el cálculo y ejecución de las estructuras metálicas y obras de hormigón armado establecidas por la Dirección General de Arquitectura, no figuran los valores numéricos aplicables al mismo.

Sin embargo, el espíritu de dichas Normas es claramente favorable al empleo de aquellos tipos de acero que, como el TETRACERO, permitan economías de consumo, como puede verse en el Apartado 8.º: "Armaduras para hormigón" de las Normas constructivas, cuyo párrafo b) dice literalmente:

"b) Tensión admisible.—La tensión admisible para las armaduras de tracción será de 1 200 kg/cm² como mínimo.

"Se recomienda el empleo de formas y aceros especiales que permitan elevar este coeficiente."

No figuran en dichas Normas criterios para fijar las tensiones admisibles a utilizar en TETRACERO, y, por consiguiente, fué preciso establecerlos por un sistema comparativo sobre los datos conocidos y los estudios y Normas existentes sobre materiales análogos en el extranjero; pero, a la vez, pareció necesario realizar el ensayo de un elemento de forjado semejante a los del edificio, con el fin de poder juzgar el comportamiento del forjado en comparación con las hipótesis de cálculo.

El TETRACERO suele calcularse con tensión admisible de 1 800 kg/cm², valor que indica la casa que lo fabrica, según creemos, por ser el que figura para aceros especiales en la Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón del Ministerio de Obras Públicas (art. 31).

Esta tensión admisible corresponde al acero especial definido en el artículo 10 de la misma, con límite de elasticidad aparente mínimo de 3 600 kg/cm², y resistencia a tracción de 5 000 kg/cm².

Como las características del TETRACERO son algo superiores, pareció posible calcular las armaduras con una tensión admisible más elevada, y se estudió el valor que se obtendría con las exigencias que impone la Instrucción citada.

Estas exigencias son:

- a) El coeficiente de seguridad respecto al límite elástico aparente del acero será 2 (art. 29).
- b) A estos efectos no se tomará como límite elástico aparente del acero valor superior al 80 por 100 de su tensión de rotura, ni a 21,5 veces la tensión de rotura del hormigón en probeta cilíndrica ó 17 veces en probeta cúbica, salvo que se tomen precauciones especiales para evitar la fisuración (art. 31).

Según ellas, como límite elástico del TETRACERO había que tomar el menor de los tres valores:

Límite elástico aparente (valor mínimo). $4\,400\text{ kg/cm}^2$
 80 % de la tensión de rotura: $0,8 \times 5\,500 = 4\,400\text{ kg/cm}^2$
 17 veces la resistencia en probeta cúbica del hormigón.

Para que esta última exigencia no rebajase el valor a utilizar del límite elástico aparente, sería preciso emplear hormigón con resistencia de:

$$\frac{4\,400}{17} = 260\text{ kg/cm}^2$$

Esta resistencia puede conseguirse con hormigones de 350 kg de cemento por m^3 , pero es alta para el hormigón ordinario de 300 kg de cemento, que es el que quería emplearse.

Su objeto parece ser que la fisuración no pase de cierto valor, ya que puede evitarse si se emplean precauciones especiales para evitar las fisuras. Como en los ensayos realizados con vigas armadas con TETRACERO, y sometidas a flexión, se ha visto que, debido a su adherencia más eficaz al hormigón, se producen grietas en mayor número, pero más finas que en las armadas con acero ordinario, se creyó posible evitar tal exigencia, sobre todo teniendo en cuenta que en pisos interiores, y guarnecidos posteriormente, la presencia de pequeñas grietas en el hormigón carecía de importancia.

De todos modos, se consultaron Normas extranjeras, para ver si, basándose en ellas, podía confirmarse tal hipótesis.

En primer lugar, la Norma alemana DIN 1045, del año 1943. En ella encontramos (art. 5.º, apart. 6.º) el acero de clase IIIb, estirado en frío por torsión, al que se le exige un límite elástico aparente de $4\,200\text{ kg/cm}^2$ y una resistencia a tracción superior a $5\,000\text{ kg/cm}^2$, características que rebasa TETRACERO. Este acero IIIb, según el artículo 29, tabla V, puede emplearse con hormigón de resistencia en probeta cúbica a veintiocho días de 160 kg/cm^2 en placas, trabajando a tensión admisible de $2\,200\text{ kg/cm}^2$. En vigas y losas nervadas debe emplearse hormigón con resistencia de 225 kg/cm^2 , y calcularse con tensión admisible de $2\,000\text{ kg/cm}^2$.

La Norma suiza S. I. A. núm. 162, proyecto de 1951, marca en su artículo 11, para el acero especial IIa estirado en frío por torsión, un mínimo de $3\,500\text{ kg/cm}^2$ como límite elástico aparente, y $4\,200\text{ kg/cm}^2$ como tensión de rotura, características bastante más bajas que las de TETRACERO. La Norma indica que tal acero debe emplearse con hormigones de alta resistencia (300 kg/cm^2), salvo caso que se compruebe con ensayos que su adherencia al hormigón sobrepase, al menos en

25 por 100, la del acero ordinario. Según el artículo 26, este acero puede calcularse con tensión admisible de $2\,000\text{ kg/cm}^2$ en vigas y placas y de $1\,800\text{ kg/cm}^2$ en vigas T y losas nervadas, valores elevables a $2\,200\text{ kg/cm}^2$ y $2\,000\text{ kg/cm}^2$, respectivamente, si se tiene en cuenta el efecto de retracción de fraguado y cambios de temperatura.

La Norma italiana, establecida en el Regio Decreto número 2229 en el año 1940, no habla del acero estirado en frío, sino solamente del acero duro, que debe tener un límite elástico aparente no inferior a $3\,100\text{ kg/cm}^2$ y resistencia no menor que $6\,000\text{ kg/cm}^2$. Empleado con hormigón de resistencia de 225 kg/cm^2 , su tensión admisible es de $2\,000\text{ kg/cm}^2$.

Finalmente, la Norma británica CP 114, año 1948, recoge el acero estirado en frío por torsión, definido en BS 1144, al que se le marca un límite elástico aparente de $4\,210\text{ kg/cm}^2$ ($60\,000\text{ lb/sq.in}$) y una resistencia mínima de $4\,920\text{ kg/cm}^2$ ($70\,000\text{ lb/sq.in}$), marcándose como tensión admisible la mitad del límite elástico aparente garantizado, sin exceder de $1\,900\text{ kg/cm}^2$ ($27\,000\text{ lb/sq.in}$).

De esta ojeada a las principales Normas europeas (falta la francesa, que no pudimos disponer de ella) podemos resumir lo siguiente:

- a) La relación entre el valor máximo de tensión admisible para el acero retorcido en frío $adm\sigma_s$ y el límite elástico aparente $lim\sigma_s$, y entre éste y la resistencia $rot\sigma_s$ son, respectivamente:

NORMA	$adm\sigma_s$	$lim\sigma_s$
	$lim\sigma_s$	$rot\sigma_s$
Alemana (1943)	0,52	0,84
Suiza (1951)	0,63	0,83
Italiana (1940)	0,65	0,52
Británica (1948)	0,50	0,86

- b) La prevención de la fisuración del hormigón como consecuencia del alargamiento de la armadura se establece, de modo más o menos explícito, exigiendo un mínimo de resistencia al hormigón, siendo la relación entre la tensión admisible para el acero y dicha resistencia en probeta cúbica la siguiente:

$$\text{Norma alemana (1943): } \frac{2\,200}{225} = 9,8$$

$$\text{Norma suiza (1951): } \frac{2\,200}{300} = 7,4, \text{ o bien que la adherencia entre hormigón y armaduras sea 25 por 100 superior que la del acero ordinario.}$$

$$\text{Norma italiana (1940): } \frac{2\,000}{225} = 8,9$$

Norma británica (1948): No lo exige.

De todo este estudio se deduce que las hipótesis de cálculo pueden ser perfectamente las siguientes:

Tensión admisible para el acero: 0,5 del límite elástico aparente, sin que éste rebase 0,85 de la resistencia del acero.

Prevención de la fisuración: En caso de armaduras expuestas a la intemperie, no parece prudente que la relación entre la tensión admisible del acero y la resistencia del hormigón en probeta cúbica pase de 10. Creemos, sin embargo, que podrá emplearse hormigón de resistencia menor en dichas estructuras, como indica la Norma suiza, si se comprueba mediante ensayos que el ancho de las fisuras en el acero estirado en frío disminuye al aumentar su número, como consecuencia de la mayor adherencia. En estructuras protegidas, el problema de la fisuración lo vemos de mucha menor importancia.

Se hizo, por tanto, el cálculo de los forjados adoptando como tensión admisible en las armaduras de TETRACERO el valor:

$$0,5 \times 4400 = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

La carga de cálculo fué:

Forjado	105 kg/m ²
Pavimento	75 kg/m ²
Sobrecarga	150 kg/m ²
<hr/>	
Carga total	330 kg/m ²

El cálculo se realizó teniendo en cuenta la continuidad de los tramos, la influencia del empotramiento elástico de los forjados en los muros y el redondeo de las zonas de momentos sobre los apoyos, así como el efecto de sobrecarga actuando en un solo tramo.

bico, cuya resistencia a veintiocho días en probeta cúbica, estando regularmente hecho, oscila entre 180 kg/cm² y 210 kg/cm².

La máxima tensión tangencial de trabajo resultaba de 4,3 kg/cm², por lo que no fué necesario disponer estribos.

Con estos datos se dió la orden de construir una losa de ensayo, con un ancho de 1,00 m, que tuviera dos nervios, disponiendo tiras de ancho de medio bloque en los bordes laterales.

Fuó detenidamente considerado el problema de conseguir que las condiciones de empotramiento elástico en los muros fuesen lo más parecidas a la realidad, proponiéndose diversas soluciones que se desecharon, aceptándose, finalmente, sustentar la losa sobre muros de 1,00 m de ancho de 0,25 m de grueso, con una altura de 0,90 m, macizando con hormigón los 0,25 m de asiento de la losa sobre cada muro. Estas condiciones de apoyo se estimaron más desfavorables que las reales; pero interesaba ver el comportamiento de las uniones entre losa y muro sin que existieran muros por encima de la losa.

El armado de los nervios de esta losa de ensayo no pudo ser ejecutado como estaba previsto, y el constructor hizo una sustitución de armaduras, que es la que se describe en la figura 4, que es ligeramente inferior en el vano, 11 por 100 inferior en el apoyo central y 24 por 100 inferior a 0,40 m a cada lado del apoyo central y en los apoyos extremos.

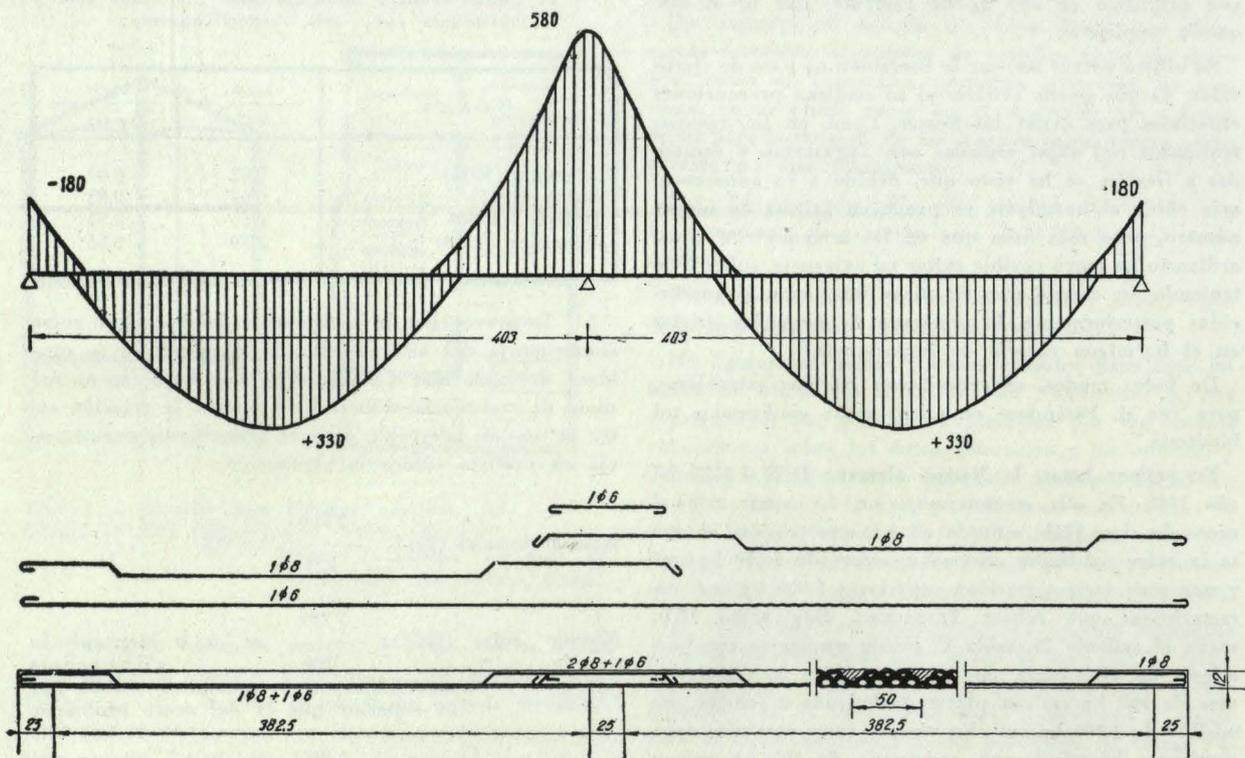


FIGURA 3. Forjado para las viviendas. Gráfica de momentos flectores, armado y sección.

La gráfica de momentos, el armado de la losa y la sección de la misma se detallan en la figura 3. La cantidad de TETRACERO requerida es de 1,45 kg por metro cuadrado de losa.

Las tensiones de trabajo máximas en el hormigón eran de 51 kg/cm² en los momentos positivos y 75 kg/cm² en los momentos negativos, bastando para ello un hormigón ordinario de 300 kg de cemento por metro cúbico.

Como se trataba de estudiar el comportamiento, pareció incluso ventajoso ensayar esta losa, que tenía los errores de armado indicados, cuyo reflejo en la rotura debería ser interesante.

La calidad de la ejecución de losa de ensayo se ordenó fuera igual que la que se emplease en los forjados del edificio. La realidad es que fué peor. Debido a que el encofrado hizo movimiento, la losa quedó ala-

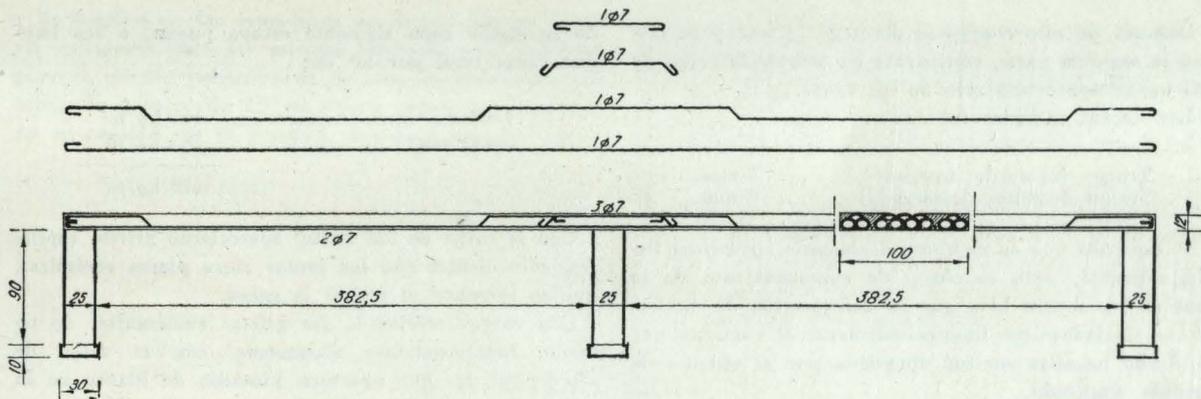


FIGURA 4. Losa de ensayo. Armado y sección.

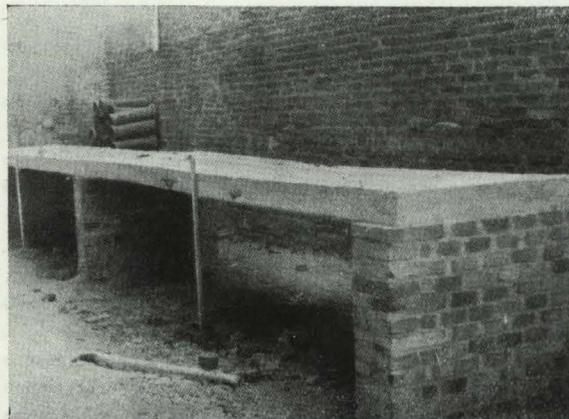


FIGURA 5. Losa de ensayo antes de la carga.

beada, como puede verse en la figura 5. El hecho de emplear piezas cerámicas partidas por la mitad en los bordes laterales tuvo como consecuencia que el espesor de éstos fuera en algunas zonas inferior a los 12 cm previstos, llegando a tener 10 cm en el centro del borde del tramo derecho.

En la losa rota después del ensayo aparecieron también importantes desviaciones en la posición de las armaduras, como se indicará más adelante.

La losa se ensayó aproximadamente a los cuarenta días de haber sido hormigonada.

El ensayo consistió en lo siguiente:

1. Colocar sobre el total de la losa una carga igual al peso del pavimento y sobrecarga, o sea 225 kg/m^2 ; medir las flechas y descargar midiendo las flechas remanentes.
2. Colocar sobre uno de los tramos la carga de 225 kg/m^2 , dejando el otro descargado; medir flechas, descargar y volver a medir flechas.
3. Cargar uniformemente los dos tramos hasta rotura, midiendo las flechas.

Para tener una orientación sobre las flechas previsibles se calcularon éstas en la hipótesis de losa de dos tramos con apoyos articulados, admitiendo como coeficiente de elasticidad del hormigón $E_H = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$ y coeficiente de equivalencia $E_A : E_H = 10$. El momento de inercia de la losa de prueba se supuso constante con el valor del centro de la losa $J = 1\,760 \text{ cm}^4$. En estas condiciones, el valor máximo de la flecha para la sobrecarga es de

$$f = \frac{Pl^3}{185 E_H J} = 8,6 \text{ mm.}$$

La carga consistió en ladrillos colocados de plano. Se pesaron de antemano cincuenta ladrillos, calculándose que una capa de ladrillos, o sea 32 ladrillos por m^2 , representaba una carga de 90 kg/m^2 .

La carga de 225 kg/m^2 era, por tanto, exactamente dos capas y media de ladrillos, que fueron las que se colocaron.

La medida de flechas se hizo con listones de madera con trazos, de exactitud suficiente dada la magnitud de las flechas previstas, colocados en los puntos teóricos de máxima flecha de una viga de dos tramos con carga uniforme, o sea a una distancia de los apoyos extremos de $0,42 l = 1,70 \text{ m}$.

Colocada la carga de 225 kg/m^2 , las flechas medidas fueron:

Tramo izquierdo	6 mm.
Tramo derecho	7 mm.

Se descargó, quedando las flechas remanentes siguientes:

Tramo izquierdo	2 mm.
Tramo derecho	3 mm.

La presencia de estos valores remanentes, en los que habían podido influir circunstancias ajenas al comportamiento de la losa, hizo que se repitiera el ensayo de nuevo, midiendo la flecha de nuevo con el cero en la losa descargada, y los resultados fueron:

Tramo izquierdo	4 mm.
Tramo derecho	4 mm.

Las flechas medidas después de descargar dieron:

Tramo izquierdo	0 mm.
Tramo derecho	0 mm.

Los valores medidos son algo menores de la mitad que el calculado. Como explicación de ello, tenemos tres razones:

Primera, que los muros de apoyo mantuvieron unión rígida con la losa, sin producirse fisuras entre losa y muro, o sea que estaba produciéndose un empotramiento efectivo que reduce la flecha.

Segunda, que el coeficiente de elasticidad del hormigón probablemente sería algo superior a $210\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Tercera, que la influencia de las piezas cerámicas debió ser algo mayor de lo que se consideró en el cálculo del momento de inercia.

Después de este ensayo se descargó la losa y se realizó la segunda parte, consistente en colocar la carga de 225 kg/m² sobre uno solo de los vanos.

Las flechas medidas fueron:

Tramo izquierdo (cargado)	4 mm.
Tramo derecho (descargado)	0 mm.

Se esperaba que en el tramo descargado apareciera flecha negativa; pero el efecto de empotramiento de la losa en los muros hizo que la deformación de un tramo se trasladase tan inapreciablemente al contiguo que la flecha negativa no fué apreciada por el sistema de medida empleado.

Descargada de nuevo la losa, el tramo izquierdo recuperó totalmente la flecha, volviendo a cero.

Finalmente, se realizó el ensayo de carga hasta rotura, midiendo las flechas después de colocar cada capa de ladrillos. Las flechas medidas, contadas desde el cero, fueron las siguientes:

Sobrecarga (kg/m ²)	270	360	450	540
Flecha en el tramo izquierdo (mm).	6	11	21	39
Flecha en el tramo derecho (mm).	6	12	19	33

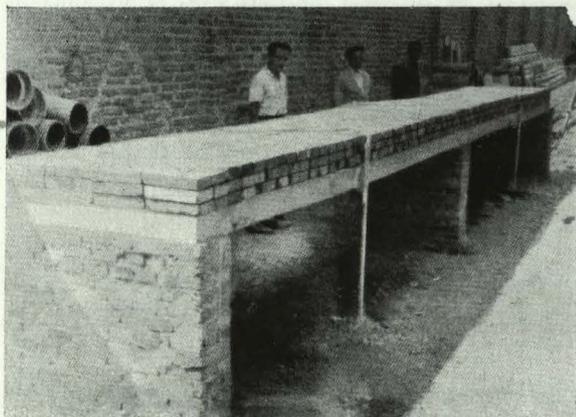


FIGURA 6. Losa de ensayo con sobrecarga de 270 kg/m²

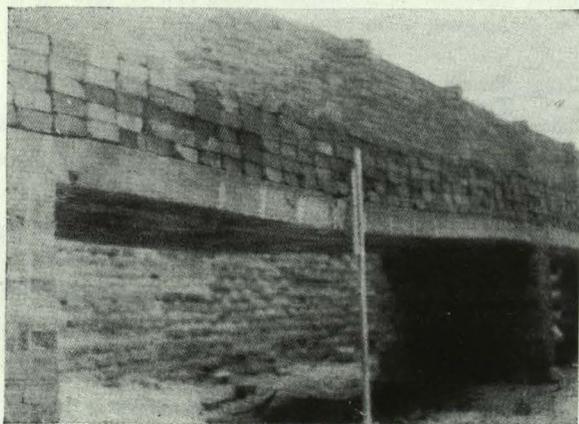


FIGURA 7. Losa de ensayo con sobrecarga de 540 kg/m²

Las figuras 6 y 7 muestran la losa de ensayo con las sobrecargas de 270 kg/m² y 540 kg/m², respectivamente.

La carga se continuó, produciéndose la rotura cuan-

do la media capa siguiente estuvo puesta, o sea bajo una carga total por m² de:

Forjado	105 kg/m ²
Sobrecarga	585 kg/m ²
	690 kg/m ²

Con la carga de 225 kg/m² aparecieron grietas capilares, coincidentes con las juntas entre piezas cerámicas, que se cerraban al retirar la carga.

Con cargas crecientes, las grietas aumentaron de tamaño, manifestándose claramente, con la carga de 540 kg/m², las que aparecen pintadas de blanco en la figura 7 y marcadas en la figura 9.

Las grietas que se destacaban por su tamaño fueron las siguientes:

- Grieta núm. 1, en la cara superior de la losa sobre el borde del apoyo extremo.
- Grieta núms. 5 a 7, en la cara inferior de la losa en el centro del vano.
- Grieta núm. 10, en la cara superior de la losa, a 45 cm del eje del apoyo central (aproximadamente el punto en que la armadura pasa de 3 ∅ 7 a 1 ∅ 7).

Estas grietas indican claramente que, una vez sobrepasado el período de comportamiento elástico de la losa, es decir, cuando el acero alcanzó en algunos puntos tensiones por encima de los 4 400 kg/cm², sobrevienen los alargamientos grandes de la armadura en los tres puntos más desfavorables (coincidentes con las grietas números 1, 6 y 10), en los que por la plasticidad del acero trabajan las armaduras con tensiones casi iguales. El colapso de la losa, efectivamente, se produjo con



FIGURA 8. Losa de ensayo después de la rotura.

rotura de las armaduras en los citados tres puntos del tramo izquierdo casi simultáneamente, iniciándose en la grieta núm. 10, en la que, después de la rotura, se apreció que tenía las armaduras bastante desplazadas.

Un segundo más tarde, faltó el tramo derecho de su contrarresto, quebró, volcando en su caída el trozo sobre el apoyo central, que quedó intacto, como puede verse en la figura 8.

Calculando la sollicitación de la losa en la hipótesis de que las tensiones de las armaduras en los puntos 1, 6 y 10 fuesen iguales, bajo la carga de rotura, la zona de momentos sería la de la figura 9.

La tensión en las armaduras en dichos puntos debería calcularse bajo las mismas hipótesis que sirvieron para el cálculo primitivo de la losa, es decir, con un brazo de palanca de 9,5 cm; pero como esta hipótesis no se cumplió en la práctica, debido a que las arma-

es decir, un 16,5 por 100 menor que la que se fijó en el cálculo.

En la figura 10 se han representado en abscisas las cargas por m² sobre la losa de ensayo, y en ordenadas las flechas medias medidas, incrementadas en el valor

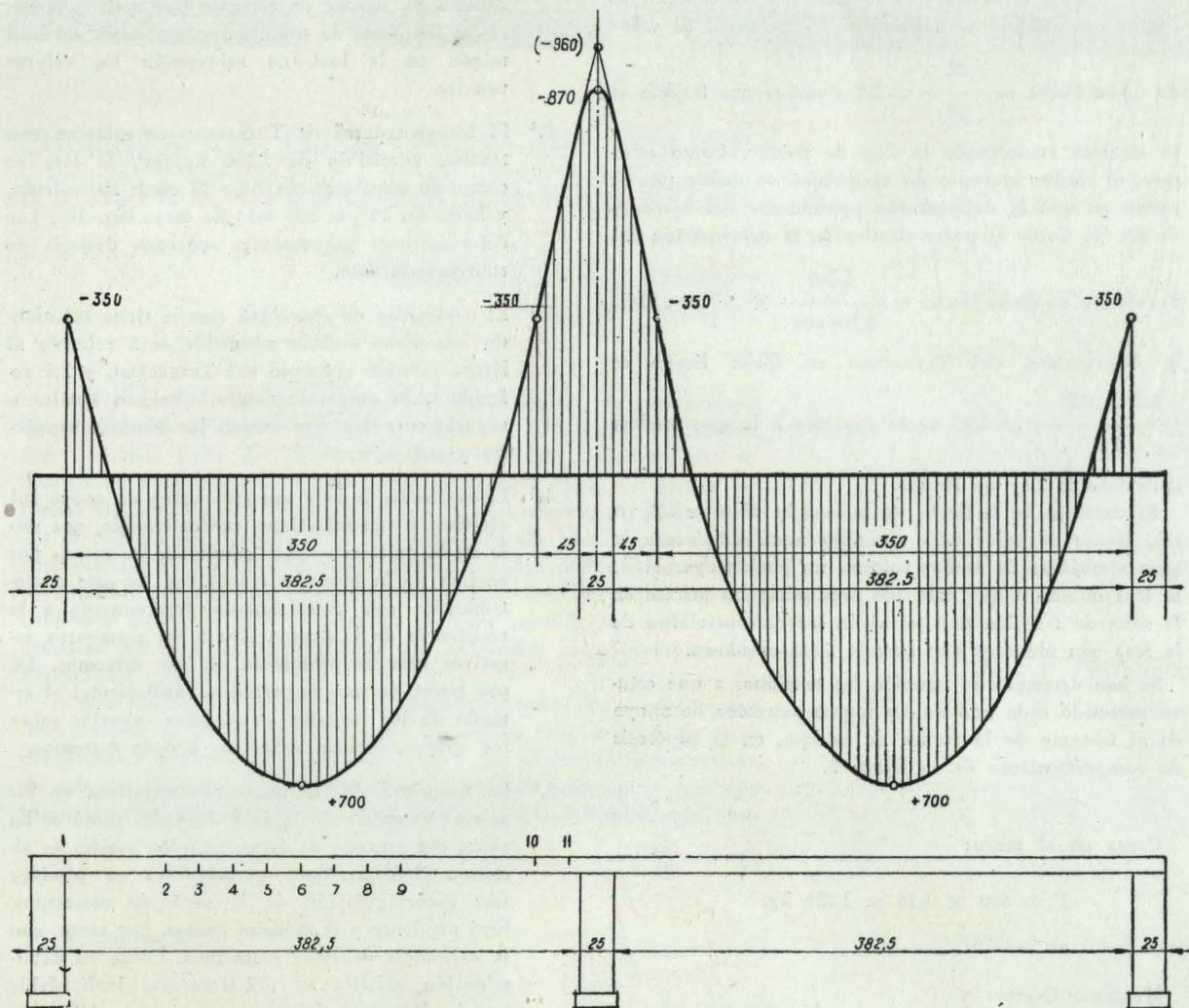


FIGURA 9. Losa de ensayo con la sobrecarga de rotura. Gráfica de momentos flectores y posición de las grietas en media losa.

duras de la fila superior sobre los apoyos estaban colocadas por debajo de su posición correcta 2 cm en una y 4 cm en la otra, deberemos tomar como brazo de palanca real un valor reducido de 8,3 cm, con lo que la tensión de rotura de las armaduras es:

$$\sigma_A = \frac{35\,000}{8,3 \times 0,77} = 5\,500 \text{ kg/cm}^2$$

que coincide con el que se obtiene como resistencia del TETRACERO en los ensayos de tracción.

Como consecuencia de las diferencias de armado que señalamos antes entre la losa de prueba y el previsto para los forjados, así como por la defectuosa posición de las armaduras sobre los apoyos, se redujo la resistencia de la losa, de tal manera que su verdadera carga de cálculo debería ser:

$$\frac{2\,200}{5\,500} \times 690 = 276 \text{ kg/m}^2$$

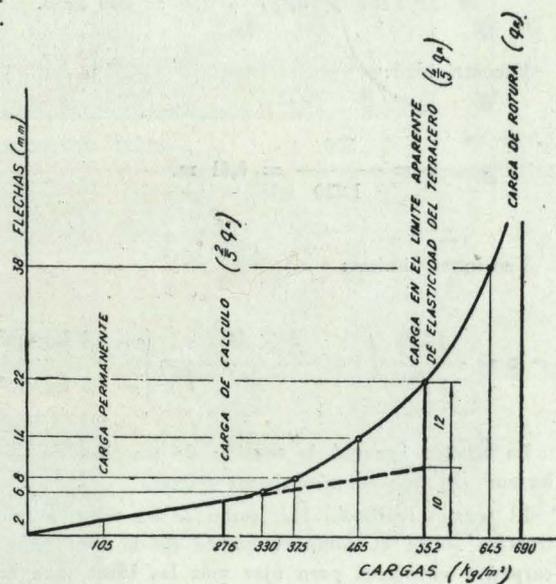


FIGURA 10. Representación gráfica de cargas y flechas en la losa de ensayo.

correspondiente a la carga permanente, que por proporcionalidad se ha calculado en 2 mm.

El examen de la figura muestra la semejanza entre dicha curva y la de la gráfica tensión-deformación del TETRACERO.

Observemos la flecha en el punto que corresponde al límite aparente de elasticidad del TETRACERO. El valor

de dicha flecha es $\frac{22}{10} = 2,2$ veces el que tendría si

se siguiera cumpliendo la Ley de Hooke. Como sabemos, el límite aparente de elasticidad se define por el punto en que la deformación permanente del acero es de 0,2 %.

Como la parte elástica de la deformación del TETRACERO en dicho límite es $\frac{4400}{2100000} \times 100 = 0,21\%$,

la deformación del TETRACERO en dicho límite es

$\frac{0,2 + 0,21}{0,21} = 1,95$ veces superior a la que tendría

aplicando la Ley de Hooke.

El aumento de la flecha en la losa ha sido de 2,2 veces, frente al valor 1,95 obtenido aquí. Obsérvese la gran semejanza de ambos valores, un poco mayor el de la losa debido a que antes de producirse las grietas en la zona de tracción del hormigón las deformaciones de la losa son menores que cuando éstas se abren.

Se han determinado también las tensiones a que estuvo sometido cada uno de los muros extremos de apoyo en el instante de la rotura de la losa, en la hipótesis de comportamiento de la figura 8.

Carga en el muro:

$$T = 690 \times 1,76 = 1220 \text{ kg.}$$

Momento flector:

$$M = 1220 \times 0,125 + 350 = 500 \text{ kgm.}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{500}{1220} = 0,41 \text{ m.}$$

Tensiones límites:

$$\sigma = \frac{1220}{2500} \left(1 \pm \frac{6 \times 41}{25} \right) = \begin{cases} + 5,2 \text{ kg/cm}^2 \\ - 4,3 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

La fábrica aguantó la tensión de tracción de $- 4,3 \text{ kg/cm}^2$ sin que se produjeran grietas.

El ensayo realizado fué, como se ha visto, muy instructivo sobre el comportamiento de la losa bajo las cargas, y conviene, para fijar más las ideas, que hagamos un resumen de las enseñanzas que del mismo se desprenden.

Estas enseñanzas, que podrán aplicarse a los forjados de hormigón armado aligerados con piezas cerámicas armados con TETRACERO, pueden resumirse en las siguientes conclusiones:

1.^a El hormigonado puede hacerse con hormigón ordinario de 300 kg de cemento por metro cúbico, si las tensiones de trabajo a compresión del hormigón en la losa no sobrepasan los valores usuales.

2.^a Si las armaduras de TETRACERO se calculan con tensión admisible de 2200 kg/cm², la losa se comporta elásticamente bajo la carga de cálculo, y hasta un 30 por 100 más de carga (fig. 10). Las deformaciones permanentes aparecen después de sobrepasada ésta.

3.^a El coeficiente de seguridad que se tiene calculando con dicha tensión admisible es 2 referido al límite elástico aparente del TETRACERO, y 2,5 referido a la carga de rotura, que son iguales o superiores a los que exigen las Normas españolas y extranjeras.

4.^a La unión de la losa con sus muros de apoyo fué efectiva, y aún más tiene, evidentemente, que serlo en la práctica cuando continúan los muros por encima de la losa. La efectividad de este empotramiento está condicionado precisamente a la resistencia de la propia losa a los momentos negativos que se produzcan en sus extremos. Es, por tanto, de una importancia fundamental el armado de los forjados en su fibra superior sobre los apoyos, incluso sobre los apoyos extremos.

5.^a La magnitud de los momentos negativos en los apoyos extremos de la losa depende, como se ha visto, del armado de éstos, pues en cuanto se alcanzan deformaciones permanentes se produce una autorregulación de la zona de momentos. Será prudente y económico contar, por tanto, con la existencia de estos momentos. Como su determinación elástica es prácticamente inabordable por la dificultad del comportamiento elástico de las fábricas de ladrillo, podrá tomarse como valor de los momentos en los extremos de losa

de $\frac{1}{2}$ a $\frac{1}{3}$ del momento de empotramiento

perfecto correspondiente. Es preciso, sin embargo, calcular los muros teniendo en cuenta este momento flector y la carga.

6.^a En los apoyos centrales, el armado tiene aún mayor importancia y produce economía. Del comportamiento de la losa de ensayo se ha deducido claramente que la falta de armado a poca distancia del apoyo ha reducido en bastante medida la resistencia efectiva de la losa.

7.^a Es asimismo de una importancia grande asegurarse durante el hormigonado de la correcta posición de las armaduras. Las armaduras inferiores rara vez se desplazan, pues el hormigonado tiende a bajarlas; pero las armaduras superiores, con demasiada frecuencia se colocan hundidas, lo que rebaja notablemente la resistencia del elemento.