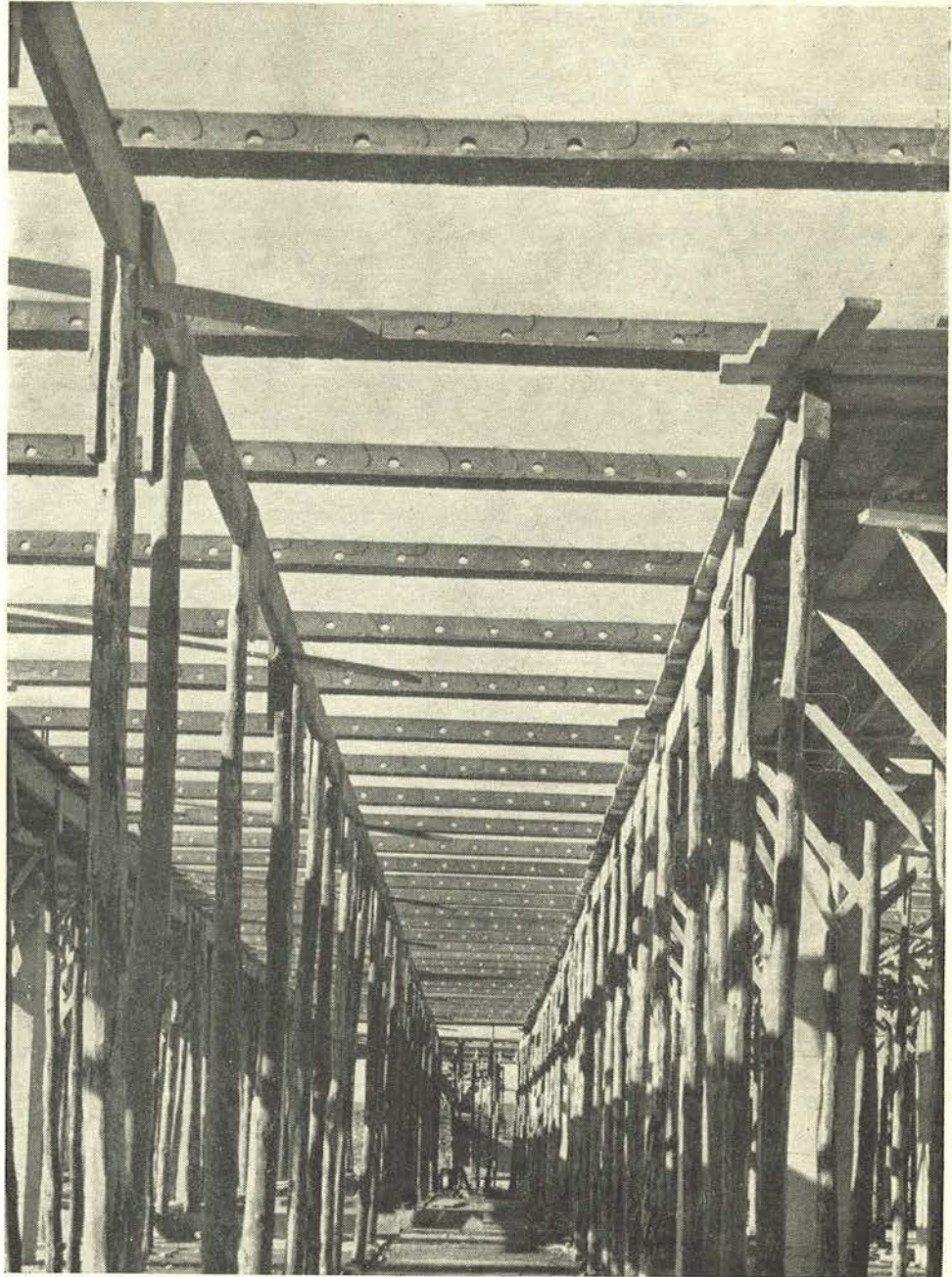


asociación española del hormigón pretensado



i.e.t.c.c.

**instituto eduardo torroja
de la construcción y del cemento**



**últimas noticias técnicas en estructuras
de hormigón pretensado**

boletín n. 66

Residencia Sanitaria de Toledo,
arquitecto: Sotomayor
viguetas pretensadas SAHE
de 12 cms de canto

últimas noticias técnicas en estructuras

de **h**ormigón **p**retensado

boletín de circulación limitada núm. 66

enero - febrero - marzo 1963

i.t.e.c.c.

instituto Eduardo torroja

DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

PATRONATO: JUAN DE LA CIERVA DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito legal: M. 853-1958

índice

	<i>Págs.</i>
837-4-16 Estabilidad lateral de piezas prefabricadas durante las operaciones de puesta en obra	3
591-2-21 Algunos aspectos del proyecto de grandes puentes	12
837-4-17 Técnicas de prefabricación	23

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL

	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	Dólares
Socio adherido individual	150,00	3,55
Socio no adherido individual	300,00	7,00
Socio colectivo (aunque figure como Socio adherido) ...	300,00	15,00

estabilidad lateral de piezas prefabricadas durante las operaciones de puesta en obra

Jean MULLER

Ingeniero Subjefe
Empresas Campenon Bernard, París, Francia

(Tomado del «J. P. C. I.», febrero 1962.)



1. Generalidades

El problema de la estabilidad lateral en piezas prefabricadas pretensadas de gran luz, es, a menudo, de primordial importancia, puesto que tales piezas son generalmente muy esbeltas, con objeto de reducir su peso al mínimo. Las condiciones más desfavorables se presentan normalmente durante las operaciones de lanzamiento, o bien, antes de que las vigas queden unidas por el tablero o por traviesas.

Lo que sigue está basado en los resultados de un estudio muy extenso emprendido por Pierre Lebellet (1), quien dio un paso definitivo en la resolución de tales problemas.

La notación empleada es la siguiente:

I_x momento de inercia longitudinal;
 I_a momento de inercia transversal de la sección;
 J momento de inercia transversal de la cabeza superior o inferior;
 K_t módulo de torsión;

E y G módulo de elasticidad, con $G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$;

μ módulo de Poisson;
 $A = EI_x$ rigidez a flexión longitudinal;
 $B = EI_y$ rigidez a flexión transversal;
 $C = GK_t$ rigidez a torsión;
 $D = EJ$ rigidez a flexión transversal de la cabeza superior o inferior;
 $2a = L$ luz de la pieza;
 Z brazo del par de fuerzas interiores (llamado corrientemente brazo mecánico);
 p carga vertical uniforme;
 q carga horizontal uniforme (lateral);
 $C. G.$ centro de gravedad.

Definición de pandeo lateral:

Cuando una viga de gran esbeltez lateral está sometida a una carga vertical creciente (uniforme o concentrada), se presenta un valor crítico de esta carga (que puede ser mucho más bajo que el que produciría la rotura por flexión o esfuerzo cortante) para el cual se produce un rápido aumento de la flexión lateral y del giro correspondiente cerca del centro de la viga. Este es el fenómeno de pandeo lateral, que puede ocasionar la rotura de la pieza.

Este fenómeno puede presentarse incluso donde no haya aplicadas cargas laterales o fuerzas exteriores.

2. Pandeo lateral de una viga simétrica de gran esbeltez bajo carga vertical uniforme

La carga se supone aplicada en el centro de gravedad. La carga crítica P_{crit} que produce el pandeo lateral se puede escribir como sigue:

$$P_{crit} = \frac{m\sqrt{BC}}{L^3}$$

m = coeficiente variable que depende principalmente de las condiciones de apoyo en relación con:

- Flexión vertical.
- Flexión lateral.
- Torsión.

A continuación se da su valor para los casos más corrientes:

Para torsión	CONDICION DE LA SECCION DE APOYO		VALOR DE M
	Para flexión vertical	Para flexión lateral	
Empotrada	Simplemente apoyada.	Articulada	28,3
Empotrada	En voladizo.	Articulada	12,8
Empotrada	Empotrada en los dos extremos.	Articulada	98
Empotrada	Empotrada en un extremo y apoyada en el otro.	Articulada	54
Empotrada	Simplemente apoyada.	Empotrada	50
Empotrada	Empotrada.	Empotrada	137

3. Influencia de la forma de la sección y del punto de aplicación de la carga

Los resultados anteriores son válidos para secciones rectangulares con dimensiones transversales pequeñas en relación a la luz y carga aplicada a la altura del C. G.

a) *Caso de vigas simétricas en I:*

Las cabezas superior e inferior aumentan la rigidez transversal. Se emplea el siguiente factor adimensional:

$$\beta = 2 \frac{D}{C} \cdot \frac{Z^2}{L^2} = 2 \frac{EJ}{GK_t} \cdot \frac{Z^2}{L^2}$$

Para vigas con cabezas muy anchas, el brazo mecánico Z , es igual a la distancia entre ambas cabezas.

El aumento K_2 de la carga de pandeo, debido la rigidez transversal de las cabezas, tiene el siguiente valor:

En viga articulada respecto a la flexión lateral:

$$K_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{4} \cdot \beta}$$

En viga empotrada respecto a la flexión lateral:

$$K_2 = \sqrt{1 + \pi^2 \cdot \beta}$$

Estos coeficientes de aumento K_2 son, generalmente, pequeños.

b) *Caso de vigas asimétricas en I (el caso más frecuente en vigas de hormigón pretensado):*

Sean J_1 y J_2 los momentos de inercia transversales de las cabezas superior e inferior. El momento de inercia transversal equivalente de la sección viene dado por:

$$\frac{2}{J} = \frac{1}{J_1} + \frac{1}{J_2}$$

Pueden emplearse las fórmulas anteriores con el valor de J deducido.

c) *Influencia del punto de aplicación de la carga.*

Si la carga no está aplicada en el C. G. de la sección, sino a una distancia d de él, el giro de la sección produce una carga transversal adicional, que afecta a la carga de pandeo. El factor de corrección es el siguiente:

$$K_1 = 1 - 0,72\delta \quad \text{con} \quad \delta = \frac{2d}{L} \cdot \sqrt{\frac{B}{C}}$$

K_1 es menor que la unidad si la carga está aplicada por encima del C. G.

Para secciones asimétricas, d es la distancia desde el punto de aplicación de la carga al centro de torsión y no al C. G.

d) *Fórmulas aproximadas para los casos usuales.*

Para las dimensiones normales de vigas de hormigón pretensado simplemente apoyadas, el factor de corrección debido a la rigidez transversal de las cabezas y a la posición de la carga, puede tomarse como sigue:

$$K_1 \cdot K_2 = 1 + 1,25\beta - 0,72\delta$$

donde

$$\beta = 2 \frac{D}{C} \cdot \frac{Z^2}{L^2} \quad \text{y} \quad \delta = \frac{2d}{L} \sqrt{\frac{B}{C}}$$

4. Vigas con empotramientos elásticos

Las condiciones de los extremos de las vigas pueden ser tales que ocasionen un empotramiento elástico respecto a la torsión.

Sea R_x la constante de rigidez a la torsión de tal empotramiento. Para un giro ψ de la sección de apoyo, el momento de torsión producido es $M_x = -R_x \cdot \psi$.

Se suponen, además, las condiciones siguientes:

- Efecto despreciable de la flexión de las cabezas.
- Carga uniforme aplicada en el C. G.
- Viga articulada en los dos extremos respecto a flexión vertical y lateral.

La carga crítica de pandeo puede seguir expresándose por $P_{crit} = m \frac{\sqrt{BC}}{L^3}$.

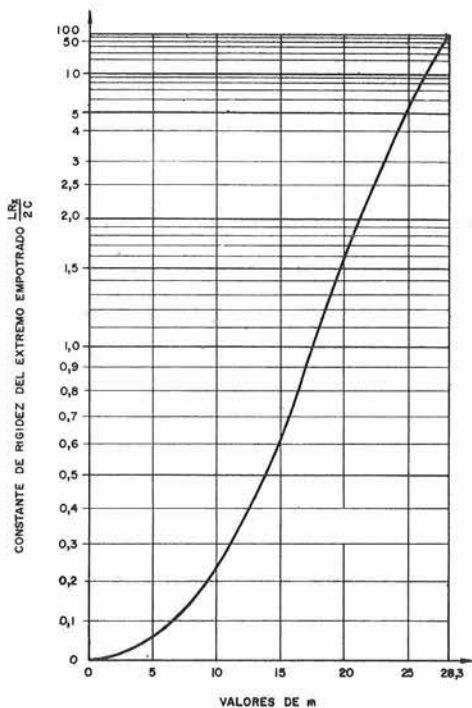


Fig. 1. Carga de pandeo de una viga con empotramientos elásticos.

En la figura 1 se dan los valores de m en función del factor R_x . Se observa que para valores grandes de R_x (viga empotrada en los extremos a efectos de torsión), m se aproxima al valor 28,3 mencionado anteriormente.

5. Viga rectangular suspendida por los dos extremos

Supóngase una viga soportando una carga p (p. e. su propio peso unitario), suspendida por sus dos extremos en puntos a distancia e por encima del C. G. (fig. 2a). Una pequeña desviación ψ de la posición vertical produce en la viga un momento de torsión dado por $-\frac{pL}{2} \cdot e \cdot \psi$. En este caso la constante de rigidez antes

definida tiene por valor: $R_x = \frac{p \cdot L \cdot e}{2}$

Normalmente, una viga se levanta por medio de cables, según se ve en la fig. 2b, y debido al alargamiento elástico de éstos, el centro instantáneo de rotación no está a la altura del punto de levantamiento, sino a una distancia e dada por $e = d + \frac{H}{1 + K}$ con $K = \frac{V \cdot \cos \epsilon}{2E_s A_s \sin^3 \alpha \sin^2 \epsilon}$ donde V es la reacción en la sección de apoyo dada por $V = \frac{pL}{2}$

E_s es el módulo de elasticidad de los cables;

A_s , la sección de los cables;

α y ϵ , los ángulos indicados en la fig. 2b.

d , la distancia del C. G. a los puntos donde se sujetan los cables a la viga.

Conociendo el valor de e , el factor R_x es fácil de calcular, y se puede obtener la carga crítica a partir del ábaco de la fig. 1.

6. Viga rectangular sostenida en puntos intermedios

Cuando se levanta una viga suspendiéndola de dos puntos distanciados $\rho \frac{L}{2}$ de la sección central, la carga crítica depende del valor de ρ . Lebelle ha deducido las fórmulas correspondientes, obteniendo también unos ábacos que da en su trabajo original. La presencia de una sección en voladizo hace que la carga crítica aumente rápidamente. Como ejemplo, la figura 3 da la variación de m en función de ρ , relación de la distancia entre puntos de amarre a la longitud total de la viga. Se supone que ésta está empotrada a efectos de torsión en A y B.

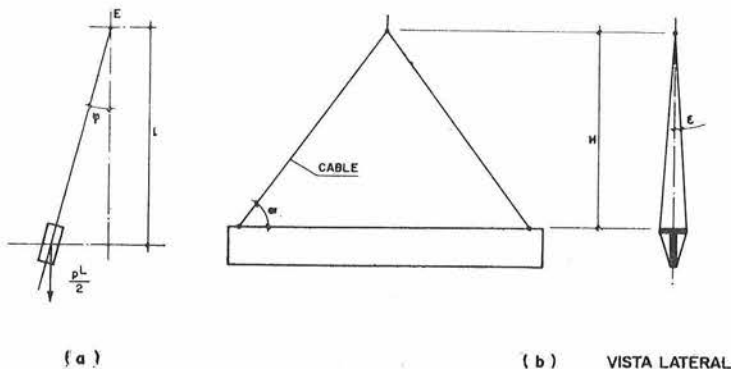


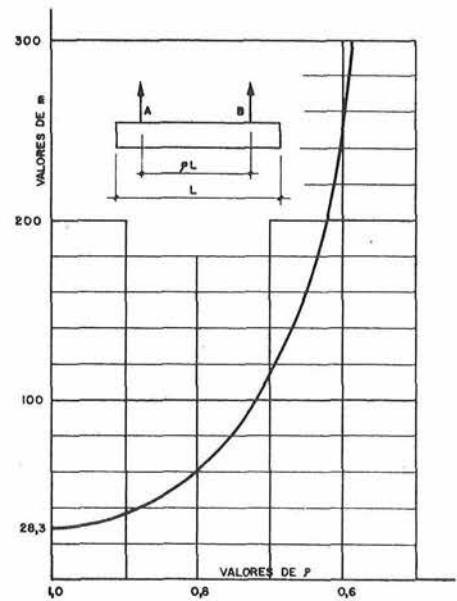
Fig. 2

Por tanto, el medio más eficaz de aumentar el coeficiente de se-

Fig. 3. Carga de pandeo en función de la situación de los puntos de amarre.

guridad de una viga respecto al pandeo lateral, consiste en reducir la distancia entre los puntos de amarre. La posición óptima se obtiene para $\rho = 0,50$ (los puntos de amarre están a $L/4$ y $3L/4$). Esta disposición se puede emplear pocas veces con vigas de hormigón pretensado, debido a las tensiones internas que se originan, ya sea en las secciones de amarre, donde las tracciones en la fibra superior pueden ser excesivas, o en la sección central, donde se pueden desarrollar excesivas tensiones de compresión en la fibra inferior y de tracción en la superior.

Los puntos definitivos de amarre se escogerán después de comprobar cuidadosamente las tensiones en todas las secciones críticas.



7. Efecto de las cargas laterales en vigas de gran esbeltez en relación con el pandeo lateral

Supóngase una viga sometida a una carga vertical uniforme p (p. e. su peso propio) y a una carga lateral uniforme w (p. e., presión del viento). Supóngase también que la viga está articulada en sus dos extremos, a efectos de flexión vertical y lateral.

En el caso de que p sea despreciable, el máximo momento lateral será $\frac{wL^2}{8}$

Debido a la tendencia al pandeo lateral, el efecto de una carga vertical p es aumentar el momento lateral por encima del valor inicial, a la vez que se producen momentos de torsión a lo largo de la viga.

a) *Viga empotrada a efectos de torsión.*

El momento real puede expresarse por $M_y = \mu_1 \cdot \frac{wL^2}{8}$

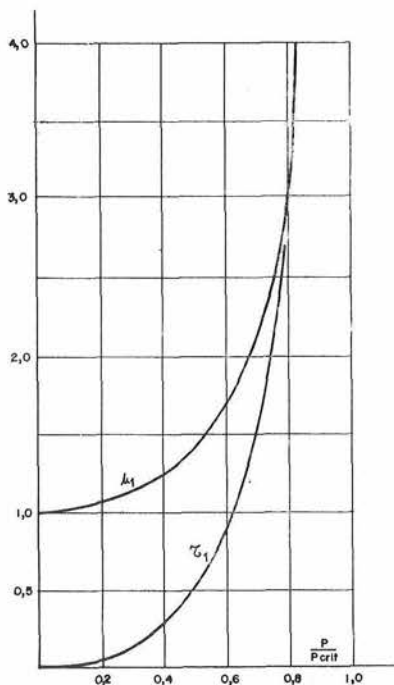
donde μ_1 es un factor mayor que la unidad que depende de la magnitud de la carga vertical.

La variación de μ_1 en función de la relación entre la carga vertical p y la crítica P_{crit} está dada en la figura 4 para una viga de sección rectangular, empotrada en los dos extremos a efectos de torsión.

Además de este momento flector, se producen momentos de torsión a lo largo de la viga. El máximo valor se produce en la sección de apoyo, y su valor es el siguiente:

$$M_t = \tau_1 \cdot \frac{2C}{L} \cdot \frac{w}{p}$$

La variación de τ_1 en función de $\frac{P}{P_{crit}}$ se representa también en la figura 4.



7. FACTOR DE TORSION
INCREMENTO DEL MOMENTO LATERAL

Fig. 4. Estabilidad lateral de piezas. Influencia de la carga vertical en la flexión transversal.

Fig. 5. Pandeo de una viga con cargas concentradas y carga uniforme.

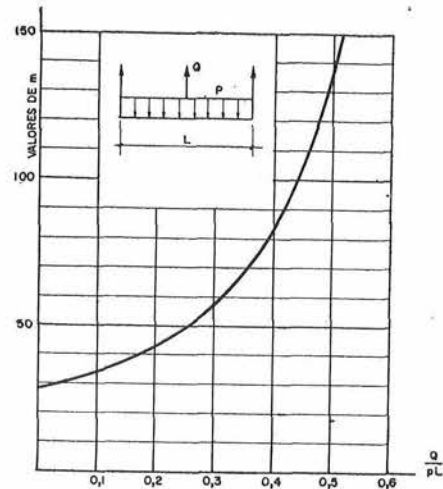
b) *Viga con empotramiento parcial a efectos de torsión en los extremos.*

El momento lateral depende de la relación $\frac{P}{P_{crit}}$ y de la rigidez R_x en los extremos.

El máximo momento lateral bajo carga uniforme w viene dado por:

$$M_1 = \frac{wL^2}{8} \cdot \frac{\mu_1}{2C} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\mu_1}{LR_x} \cdot \tau_1}$$

deduciéndose los valores de μ_1 y τ_1 del ábaco de la figura 4.



Viga rectangular bajo carga uniforme y carga concentrada

Se ha indicado anteriormente la forma en que se puede aumentar la seguridad al pandeo lateral, reduciendo la distancia entre los puntos de amarre. El mismo efecto puede conseguirse si se levanta la viga por los extremos, aplicando al mismo tiempo en el centro una carga vertical hacia arriba. Si se emplea una grúa para el manejo de las piezas, se puede emplear con este objeto un tercer cable, para aplicar una carga regulable.

El gráfico de la fig. 5 da la variación de m en función de la carga central Q . Se ha de poner especial cuidado en evitar que se produzcan tensiones excesivas de tracción o compresión, en las secciones críticas. Esta condición fija, en general, el límite superior de la carga aplicada Q .

8. Viga sometida a una carga vertical y a un esfuerzo axial

En este caso la rotura de la viga puede deberse a las causas siguientes:

- Pandeo lateral debido a la carga vertical (o flexión vertical).
- Pandeo debido a la fuerza axial.
- Pandeo por torsión debido a la fuerza axial.

NOTACION:

N = Fuerza axial (positiva si es de compresión).

N_e = Carga crítica de pandeo de Euler $N_e = \frac{B \cdot \pi^2}{L^2}$.

N_t = Carga crítica de pandeo por torsión $N_t = \frac{SC}{I_p}$.

Siendo: S = área de la sección; $I_p = I_x + I_y$, momento de inercia polar.

M_o = Momento crítico respecto al pandeo lateral, para viga sometida a flexión vertical pura, sin fuerza axial, dado por $M_o = \frac{\pi \sqrt{BC}}{L}$.

M_{cr} = Momento crítico respecto al pandeo lateral para viga sometida a flexión vertical y carga axial.

La fórmula que relaciona los factores anteriores es la siguiente:

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_o}\right)^2 = \left(1 - \frac{N}{N_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{N}{N_t}\right)$$

Esta fórmula es válida sólo cuando la viga está sometida a un momento constante a lo largo de toda su longitud.

Sin embargo, puede emplearse la misma fórmula para una viga sometida a carga vertical uniforme, cuando N es pequeño en comparación con las cargas axiales N_t y N_c que originan el pandeo. Este es el caso que se presenta cuando en el transporte de la pieza se emplean cables inclinados, que introducen cargas axiales en la viga, de moderada magnitud.

Ejemplo típico

A continuación se indica el estudio realizado en relación con el pandeo lateral, para una viga prefabricada del puente de Tancarville.

a) Características de la viga:

Las características de la sección central son las siguientes:

— Posición del C. G.: a 1,27 m de la fibra superior.

— Momentos de inercia transversales:

Cabeza superior $J_1 = 0,00712 \text{ m}^4$.

Cabeza inferior $J_2 = 0,037 \text{ m}^4$.

— Momento equivalente de las cabezas:

$$J = \frac{2}{\frac{1}{J_1} + \frac{1}{J_2}} = 0,01195 \text{ m}^4.$$

— Sección total: $J_y = 0,045 \text{ m}^4$.

— Módulo de torsión: $K_t = 0,013 \text{ m}^4$.

— Brazo mecánico: $Z = 2,64 \text{ m}$.

— Posición del centro de torsión: a 0,58 m de la fibra superior.

— Peso medio de la viga: 2,41 t/m.

Luz de cálculo: $L = 48,8 \text{ m}$.

b) Coeficiente de seguridad de una viga colocada sobre las pilas.

Se supone que la viga descansa sobre las pilas sin conexión con las vigas adyacentes. Los extremos se suponen adecuadamente anclados para evitar cualquier giro de las secciones de apoyo. Debido a que este estado de carga puede durar varios días, el módulo de elasticidad que debe tomarse es:

$E = 210.000 \text{ kg/cm}^2$.

$G = 0,4E = 84.000 \text{ kg/cm}^2$.

La carga crítica de pandeo es: $P_{crit} = 28,3K_1K_2 \frac{\sqrt{BC}}{L^3}$.

[Fórmula obtenida en el apartado 3 (d)]

Los coeficientes adimensionales β y δ se calculan como sigue:

$$\beta = 2 \cdot \frac{D}{C} \cdot \frac{Z^2}{L^2} = 2 \cdot \frac{EJ}{GK} \cdot \frac{Z^2}{L^2} = 2 \cdot \frac{210.000 \times 0,01195 \times 2,64^2}{84.000 \times 0,013 \times 48,8^2} = 0,013$$

$$\delta = \frac{2d}{L} \cdot \sqrt{\frac{B}{C}} = \frac{2d}{L} \sqrt{\frac{E \cdot I_y}{G \cdot K}} = 2 \cdot \frac{0,58 - 1,27}{48,8} \sqrt{\frac{0,045}{0,4 \times 0,013}} = -0,082$$

El factor de corrección K_1, K_2 es, por tanto:

$$K_1 \cdot K_2 = 1 + 1,25\beta - 0,72\delta = 1 + 1,25 \cdot 0,013 + 0,72 \cdot 0,082 = 1,08$$

$$y P_{crit} = \frac{1,08 \times 28,3}{48,8^3} \sqrt{210.000^2 \times 0,4 \times 0,013 \times 0,045} = 8,3 \text{ t/m.}$$

El coeficiente de seguridad es, pues, igual a $\frac{8,3}{2,41} = 3,4$.

c) *Estabilidad durante las operaciones de izamiento.*

Debido a la corta duración de estas operaciones, el valor del módulo de elasticidad puede tomarse igual a $E = 280.000 \text{ kg/cm}^2$.

La viga se iza con una distancia entre puntos de amarre de $L = 50,3 \text{ m}$. Debido a los medios de izamiento utilizados, la viga se comporta como si tuviera libertad para girar en los extremos alrededor de un eje situado a una distancia $e = 3,05 \text{ m}$ por encima del C. G. En los extremos la rigidez de empotramiento viene dada por $R_x = \frac{pLe}{2}$ y depende de la magnitud de la carga p . Multiplicando los dos miembros de la relación anterior por $\frac{L}{2C}$, se obtiene el siguiente factor adimensional:

$$\frac{LR_x}{2C} = \frac{pL^2}{4C}$$

Suponiendo que K es el coeficiente de seguridad al pandeo, se tiene: $P_{crit} = 2,41 \cdot K \text{ t/m}$; y

$$\frac{LR_x}{2C} = 0,32 \cdot K \quad [1]$$

Por otra parte:

$$P_{crit} = m \cdot \frac{K_1 K_2 \sqrt{BC}}{L^3} \quad y \quad K = \frac{P_{crit}}{2,41}$$

Con los valores numéricos anteriores resulta $K = 0,153 \cdot m$. [2]

Eliminando K entre las ecuaciones [1] y [2] se obtiene:

$$\frac{LR_x}{2C} = 0,049 \cdot m$$

En el ábaco de la figura 1 existe otra relación entre $\frac{LR_x}{2C}$ y m . La intersección de esta curva con la $\frac{LR_x}{2C} = 0,049 \cdot m$ da $m = 15,5$.

El coeficiente de seguridad es, pues, $K = 0,153 \times 15,5 = 2,4$.

También puede estudiarse la tendencia al pandeo lateral, calculando el valor mínimo del módulo de elasticidad que produce pandeo para una carga dada.

Para ello la carga P_{crit} se supone que toma su valor real $p = 2,41$ t/m, y, por tanto,

$$\frac{LR_x}{2C} = 0,43$$

Entrando en la figura 1 se obtiene $m = 13$.

Sustituyendo en la ecuación $P_{crit} = m \frac{K_1 K_2 \sqrt{BC}}{L^3}$ con los valores $m = 13$ y $P_{crit} = 2,41$, resulta $E = 140.000$ K/cm².

El coeficiente de seguridad calculado de esta forma sería únicamente $K = \frac{210.000}{140.000} = 1,5$.

d) *Estabilidad de una viga que ha de moverse con grúa.*

Supongamos que la misma viga anterior ha de moverse con una grúa según el sistema indicado en la figura 2, con los siguientes valores numéricos:

$$\alpha = 45^\circ \quad H = 24,4 \text{ m} \quad d = 1,28 \text{ m} \quad E_s = 1.546.760 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = 9,67 \text{ cm}^2$$

Para una anchura de cabeza de 1.22 m se tiene:

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{0,610}{24,40} = 0,025 \quad \operatorname{sen} \varepsilon = 0,025 \quad \operatorname{cos} \varepsilon = 1$$

Con la notación anterior, resulta:

$$K = \frac{V \operatorname{cos} \varepsilon}{2E_s A_s \operatorname{sen}^3 \alpha \operatorname{sen}^2 \varepsilon} = 8,9$$

$$e = 1,28 + \frac{24,4}{1 + 8,9} = 3,75 \text{ m}$$

$$\frac{LR_x}{2C} = 0,39$$

Del ábaco de la figura 1 se obtiene que el valor correspondiente a m es 12,5 en vez de 13, como se había obtenido anteriormente. Por tanto, la operación presenta, aproximadamente, el mismo coeficiente de seguridad. Sin embargo, la fuerza axil aplicada a la viga por los cables, reduce algo este coeficiente.

$$N = 58,97 \text{ t.}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 B}{L^2} = 394,6 \text{ t.}$$

La tendencia al pandeo por torsión tiene un efecto despreciable. El factor de corrección debido a la tendencia a pandeo por la fuerza axil es:

$$\sqrt{1 - \frac{58,97}{394,63}} = 0,92$$

Por consiguiente, el coeficiente de seguridad se reduce solamente un 8%.

Referencia

- (1) «Stabilité élastique des poutres en béton précontraint à l'égard du déversement latéral», por Pierre Lebel. Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Septiembre 1959.

algunos aspectos del proyecto de grandes puentes

E. M. BIRKET y P. F. STOTT, asociados de la Empresa G. Maunsell

presentado en el Symposium de Hormigón Pretensado
de Australia - Sidney, agosto 1961

(Tomado de «Prestress», vol. 11, diciembre 1961)

1. INTRODUCCION.

El uso, cada vez más extendido, del hormigón como medio estructural para grandes puentes, ha sido un aspecto particular del desarrollo de la Ingeniería Civil en la pasada década. El actual progreso del arte de la construcción de puentes con este material no es, sin embargo, una manifestación súbita. Trabajos tales como los puentes de arco en St. Pierre-du-Vauvre, Francia (432 pies de luz = 131,674 metros, Freyssinet, 1923) y Plougastel (591 pies = 180,137 metros, 1930) y puentes de vigas pretensadas en Sclayn (206 pies de luz = 62,789 metros, Magnel, 1946) y sobre el Marne (tal como Esbly, 243 pies de luz = 74,066 metros, Freyssinet, 1946-49) dan una clara indicación, en una temprana etapa, de la economía de la construcción de hormigón para este tipo de estructuras. Pero la marcha del desarrollo fue lenta al principio. Aunque muchas estructuras de esta época pueden considerarse como obras maestras proyectadas por grandes ingenieros, hay que admitir que eran, hasta cierto punto, de origen intuitivo y estaban basadas en una amplia experiencia casi empírica en esta materia. Tales estructuras fueron construidas, ciertamente, en vanguardia de la validez general de un adecuado conocimiento de las relevantes propiedades del hormigón, del acero de alta resistencia y de la amplitud en que el análisis de estructuras fue afectado por esas propiedades. Pero aquellas notables construcciones han servido como hitos que guían a aquellos que desean alcanzar un conocimiento completo y racional de las técnicas de proyecto aplicables a grandes estructuras.

En este trabajo se intenta discutir brevemente varios aspectos de la construcción en hormigón que han llegado a ser de importancia en el proyecto de grandes puentes.

2. MATERIALES.

A.—Generalidades.

El desarrollo de las construcciones de hormigón pretensado se ha caracterizado por una fuerte demanda de materiales de alta calidad. Esto es así particularmente en el caso de construcción de puentes, donde la escala del trabajo es tal que la economía, e incluso la posibilidad del proyecto, pueden resultar afectadas si la limitación de las tensiones de trabajo conduce a la adopción de seccio-

nes de mucho canto con gran peso propio. Una ajustada consideración de las propiedades y eficacia del hormigón y del acero de alta resistencia, que son los principales materiales de construcción, es, por consiguiente, una premisa esencial a estos proyectos exigentes, y de esta investigación se deriva gran parte del impulso que hoy día existe hacia una creciente normalización.

B.—Hormigón.

Ahora hay un conocimiento amplio de los métodos científicos de preparación, producción y control de la mezcla, que son esenciales si se quiere obtener hormigones de alta resistencia en los que podamos confiar; y es posible para el proyectista determinar tales normas de procedimiento a medida que se faculte para emplear con confianza unas resistencias elevadas. En general, la más baja resistencia del hormigón que puede considerarse para piezas pretensadas es de 6.000 libras por pulgada cuadrada (421,84 kg/cm²) en probeta cúbica (aproximadamente, 4.800 libras/pulg², es decir, 337,47 kilogramos/cm², en probeta cilíndrica) a los 28 días. Esta cifra resultará inalcanzable sólo en raras ocasiones, ya que cementos y áridos de suficiente resistencia se pueden obtener en la mayor parte de las localidades. Por otra parte, hormigones de esta resistencia se pueden hacer casi siempre con una consistencia tal que permita su uso en las secciones más difíciles de hormigonar, en piezas delgadas fuertemente armadas y en casos en los que se hormigona a gran profundidad.

Sin embargo, la economía de la construcción exige el empleo de tensiones más altas y hormigones de calidad superior a este mínimo que ahora se emplea habitualmente. Pero se debe tener cierta precaución y es prudente, de ordinario, investigar cuidadosamente la producción de hormigón para cada caso especial, con objeto de asegurarse de que las condiciones locales permitirán la producción de hormigón de la calidad requerida, ya que para resistencias de valor superior a 6.000 libras/pulg² la debilidad de los áridos y la mala calidad del cemento pueden causar los más serios disgustos. También debe prestarse especial atención al proyecto de las secciones en que ha de emplearse, puesto que con el aumento de resistencia hay menos flexibilidad para el contenido de agua y para la granulometría, si se quiere obtener la alta docilidad requerida para hormigonar secciones difíciles.

Apuntada esta precaución inicial, no hay duda de que una resistencia mínima de 7.500 libras/pulg² (527,30 kg/cm²) en probeta cúbica (aproximadamente 6.000 libras/pulg², es decir, 421,84 kg/cm², en probeta cilíndrica) se alcanza a menudo de una manera satisfactoria. Actualmente parece ser que esta cifra es un límite práctico generalizado, aunque en circunstancias especiales de secciones sencillas, buena calidad de los materiales y una alta normalización del control, se pueden emplear incluso mayores resistencias, especialmente si las piezas van a ser prefabricadas.

Las siguientes cifras dan una idea de la satisfactoria producción de hormigón de alta calidad en la construcción de puentes:

	Probeta cúbica normalizada a los 28 días	Resistencia media alcanzada		Desviación media cuadrática	
		psi	kg/cm ²	psi	kg/cm ²
Puente de Narrows, Perth	6.500 psi ↘ 457 kg/cm ²	8.700	612	630	44
Viaducto Hammersmith, Londres	6.000 psi ↘ 422 kg/cm ²	8.266	581	585	41
Puente de la Avda. del Rey, Camberra ...	7.500 psi ↘ 527 kg/cm ²	9.710	683	862	61

Pero hay que recordar que la resistencia no es el único parámetro importante al proyectar, relacionado con el hormigón. Está la cuestión de la deformación lenta, que no sólo afecta a la pérdida de tensiones, sino también a la estabilidad de las piezas. La situación actual es que, aunque todavía no tenemos una explicación eficaz del fenómeno de deformación lenta en el hormigón, se han realizado suficientes ensayos de laboratorio como para determinar los límites máximos para factores de deformación lenta, sobre los cuales se puede basar un proyecto en el que no se corran riesgos. Los trabajos recientes de Ross y de otros han contribuido a esto, pero todavía no se conoce claramente el efecto que la forma y el tamaño tienen sobre los resultados. Se sabe que las deformaciones lentas que se miden son, a menudo, bastante inferiores a las supuestas basándose en ensayos de laboratorio, pero todavía faltan nuevas investigaciones para descubrir una correlación totalmente satisfactoria.

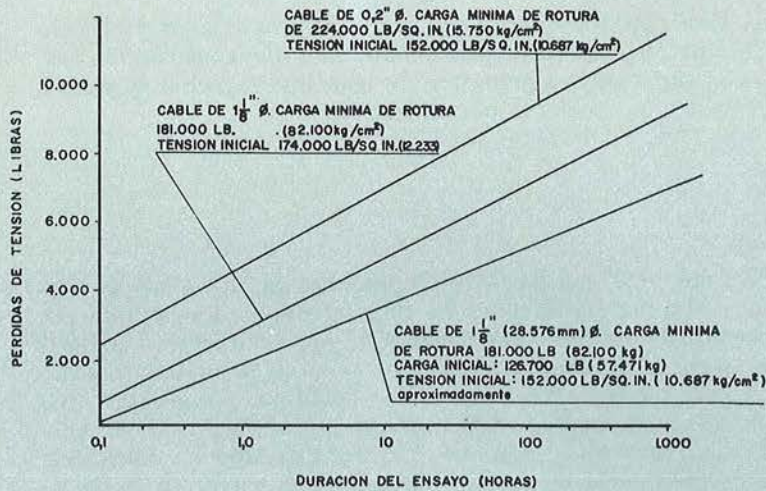


Fig. 1.—Curvas de relajamiento para alambres y cables. Ensayo a longitud constante. Para más de mil horas, a la escala indicada, las curvas continúan en línea recta generalmente.

C.—Acero.

Es curioso observar, en relación con la práctica comercial, que aunque los fabricantes de acero han correspondido a la demanda de cables de pretensado, que son necesarios para unidades de mayor capacidad de carga, y a la demanda de materiales de alta resistencia, fabricando productos muy controlados de alta calidad, ha faltado, con frecuencia, información básica sobre las propiedades de deformación lenta, que es esencial para el uso eficaz de estos cables en las grandes estructuras. Esto se refleja en las normas prácticas, tales como la CP. 115, en las que se sugieren márgenes nominales de relajamiento en los casos en que no se dispone de resultados experimentales. Los estudios recientemente realizados por Bannister en Cardiff (referencia 1), y por los fabricantes, han servido para mejorar esta situación, y ahora se va disponiendo de datos más amplios sobre la deformación lenta. La figura 1 muestra curvas típicas de relajamiento para cables de 1 1/8" (28,574 mm) y para alambres de 0,2" (unos 5 milímetros).

En las grandes obras de puentes se necesita que las fuertes cargas de pretensado sean lo más concentradas posible y se han buscado cables de pretensado muy compactos. La figura 2 muestra dos ejemplos de ese tipo de cables, que se emplean normalmente en tubos. En éstos, lo compacto del cable depende de lo que se puedan aproximar los conductos en la pieza. Los cables pueden emplearse tanto interna como externamente, y se muestra, a la misma escala, el dispositivo de los cables principales que van a emplearse en el puente de la Commonwealth Avenue, en Camberra.

Pero no basta seleccionar un cable; hay que decidir también la tensión a que se le va a someter. Los autores no creen que las condiciones de las normas prácticas para la limitación de tensiones iniciales deben aplicarse necesariamente a las estructuras especiales que se estudian en este artículo. Todos los aspectos de este trabajo, sea el proyecto, inspección de materiales o control de la obra, se realizan con mucho más cuidado de lo que es corriente, y hay razón para creer que se pueden adoptar tensiones altas en esas circunstancias, con seguridad y eficacia.

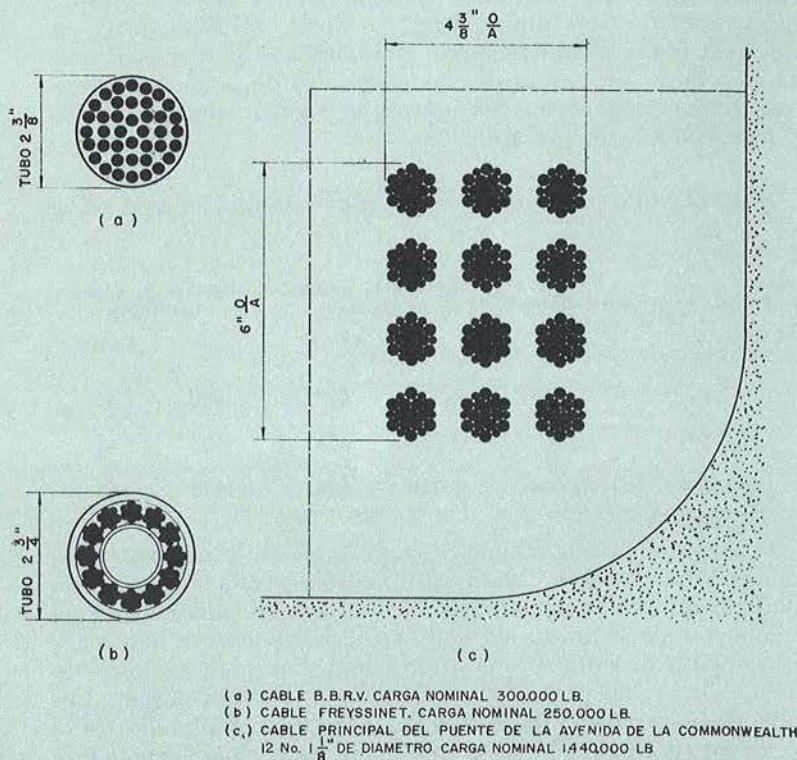


Fig. 2.—Cables de pretensado.

Por ejemplo, en las vigas principales del puente de King's Avenue, la tensión inicial, después de aflojar los gatos en los doce cables Freyssinet de 0,276" de diámetro (= 7,01 mm), era de más del 80 por 100 de la tensión nominal de rotura, en contraste con el límite normal del 70 por 100. En el puente de Narrows, de Perth, los cables de 4,67" de diámetro (= 17,018 mm), fueron tesados también al 80 por 100, y en el viaducto Hammersmith, Londres, los cables de 1 1/8 pulgadas de diámetro (28,574 mm) se tesaron igualmente a más del 80 por 100 de la tensión máxima. Puede observarse, en las curvas de deformación lenta para cables grandes, que sólo se pierde una pequeña proporción de la ventaja de estas tensiones mayores, como consecuencia de la mayor deformación lenta. A pesar de esto, cabe notar que ya se ha realizado el volver a tesar los cables después de haber experimentado su deformación lenta, y en estructuras grandes ello representa muchas veces una ventaja económica.

3. ANALISIS ESTRUCTURAL, CALCULO E INVESTIGACION.

El proyecto de grandes puentes se ha beneficiado más que los proyectos de otros tipos de estructuras, con la posible excepción de cubiertas laminares, de los recientes progresos en el empleo de nuevas técnicas de análisis y cálculo y del avance correspondiente al estudio de problemas afines.

El trabajo más valioso ha sido que, en el análisis y comportamiento de los forjados de puentes, los trabajos iniciales de Guyon (ref. 2) y Massonet (ref. 3), se vieron continuados por otros intentos de conseguir una forma práctica y racional de cálculo de la distribución de carga. El más concienzudo y fundamental es el iniciado por Morice y Little (ref. 4), de la Asociación de Cemento y Hormigón, en Inglaterra, continuado después por varios investigadores en esa organización durante varios años. La importancia de lo que se ha hecho, para el proyectista práctico, está en que el estudio teórico está confirmado por una serie exhaustiva de ensayos, que han demostrado la adecuación de la teoría simplificada para describir las condiciones de trabajo en el campo de las tensiones elásticas, y que han indicado claramente los modos de rotura y los márgenes de seguridad aplicables a cada forma de estructura.

Un aspecto importante de este trabajo es el haber dirigido la atención a los efectos de torsión en las estructuras monolíticas, y se han tratado estos efectos de tal modo que permiten al proyectista tener en cuenta de un modo fácil la torsión en las estructuras de forjado que incluyen un emparrillado de vigas. Además, estas investigaciones han conducido a un resurgimiento del interés por los problemas más fundamentales del hormigón, cuando éste está sometido a tensiones combinadas, así como por otros problemas relacionados con flexión y torsión combinadas. Si hubiera más información disponible sobre este tema, el proyectista podría estudiar con confianza estructuras sometidas a efectos de torsión importantes, en aquellos casos en que estas estructuras son, o más económicas, o más estéticas. Los resultados que se tienen hasta ahora parecen indicar que para vigas pretensadas rectangulares y en I, el momento de torsión de rotura es fundamentalmente independiente del momento de flexión aplicado. Sin embargo, esto es solamente un estado inicial de la investigación, y hay secciones más complicadas, tales como la que se ve en la figura 3, que requieren un estudio especial. La figura 4 muestra un modelo a escala 1/14, hecho en hormigón, de esta sección, después de haberla ensayado para determinar el factor de carga que había en el momento de la rotura. El resultado de este ensayo demostró que un momento de torsión de importancia no afectaba mucho a la carga de rotura en flexión; conclusión que está relacionada claramente con la de ensayos en secciones más sencillas.

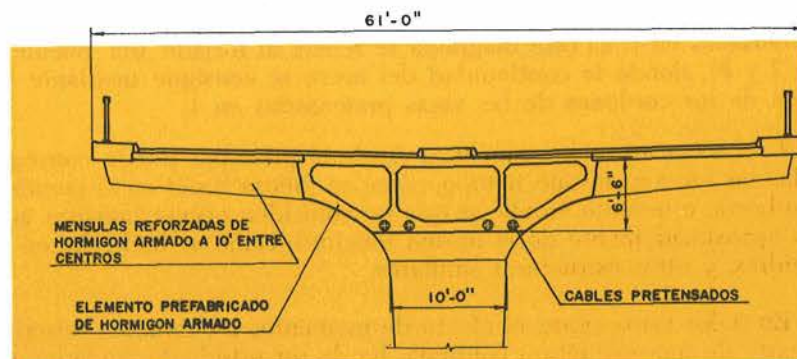


Fig. 3.—Viaducto de Hammersmith, Londres, de 140 pies de luz. Sección transversal.

4. DISPOSITIVOS ESTRUCTURALES.

Apoyándose sobre la sólida base de un desarrollo cada vez más amplio de los materiales de construcción y de una amplia investigación, el estudio de grandes puentes de hormigón pretensado ha permitido comprender la importancia de ciertos dispositivos estructurales y ha llevado a la evolución de formas especiales, particularmente adecuadas al material. Nos proponemos aquí hacer referencia a algunos aspectos de la técnica de proyectar grandes puentes, que ilustra la tendencia actual en este campo.

a) Construcción monolítica.

Aunque las ventajas, y problemas de detalle, de la construcción monolítica en hormigón armado fueron bien comprendidas cuando surgió el gran desarrollo del hormigón pretensado, el avance correspondiente en el nuevo material ha sido relativamente lento, porque, en las estructuras pequeñas, las ventajas no eran necesariamente grandes y porque el detalle del monolitismo frecuentemente parecía ser delicado. El aumento de escala, a que han dado lugar las obras de grandes puentes, ha demostrado que se pueden derivar importantes ventajas del monolitismo y ello ha llevado al desarrollo de varios sistemas para resolver, en parte o del todo, este problema. Esos problemas pueden considerarse del modo siguiente:

1. La construcción de vigas simplemente apoyadas, convertidas luego en vigas continuas para cargas vivas, se ha empleado en dos formas principales. La primera se da en el puente de Narrows, en el cual se levantó la superestructura en forma de tramos independientes, con voladizos dobles unidos por tramos suspendidos. Estos tramos suspendidos se apoyaban cerca de los puntos de inflexión de la elástica, de modo que el diagrama de momentos flectores del peso propio era similar al de una viga continua. Tesando la estructura por medio de cables cortos, a través de las juntas unidas con mortero, se consigue una continuidad en condiciones de sobrecarga.

La segunda forma representa un dispositivo apropiado a luces algo más cortas, en el cual las vigas que están simplemente apoyadas sobre la luz durante el proceso de construcción, y sometidas a las principales cargas muertas, se convierten en vigas continuas bajo el efecto de las sobrecargas, mediante enlaces sencillos en los apoyos. Estos enlaces se han realizado por medio de pretensado, pero los autores creen que en la mayor parte de los casos una unión de hormigón armado sería igualmente eficaz y económica. Se muestran ahora diagramas de momentos flectores típicos: Los de las figuras 5 y 6 se refieren al puente de Jackadgery, N. S. W., en el cual se consigue la continuidad de acero por encima de los apoyos, al construir «in situ» un forjado de hormigón armado compuesto con vigas pretensadas en I. El otro diagrama se refiere al forjado del puente de Gladesville, de Sidney (figuras 7 y 8), donde la continuidad del acero se consigue mediante un entrelazado de las barras que salen de los cordones de las vigas pretensadas en I.

2. La construcción monolítica desde el principio puede conseguirse de dos modos: pretensando todas las luces al mismo tiempo, como se piensa hacer en el puente de la Commonwealth Avenue, en Camberra, o tesando en etapas que no coinciden necesariamente con los sucesivos tramos, pero que son aproximadamente de la misma longitud, como se ha hecho en el acueducto de Hammersmith, de Londres, y otras estructuras similares.

En todos estos casos, el efecto de momentos secundarios introducidos por el pretensado de toda o parte de una estructura continua, ha de ser estudiado cuidadosamente.

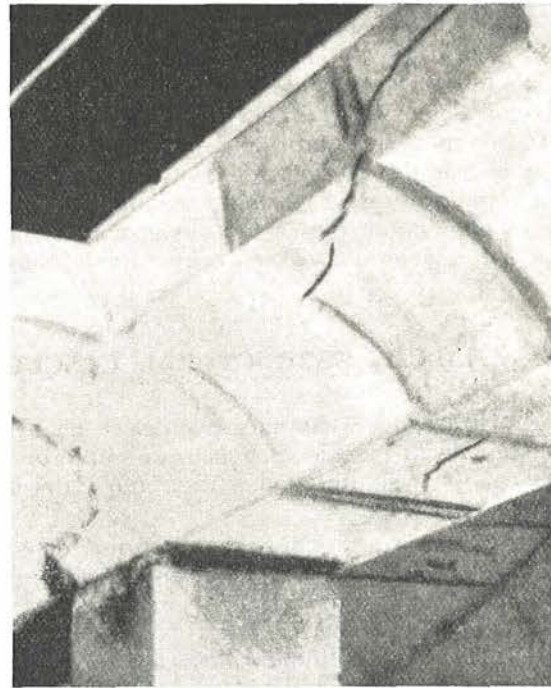


Fig. 4.—Viaducto de Hammersmith. Modelo de hormigón.

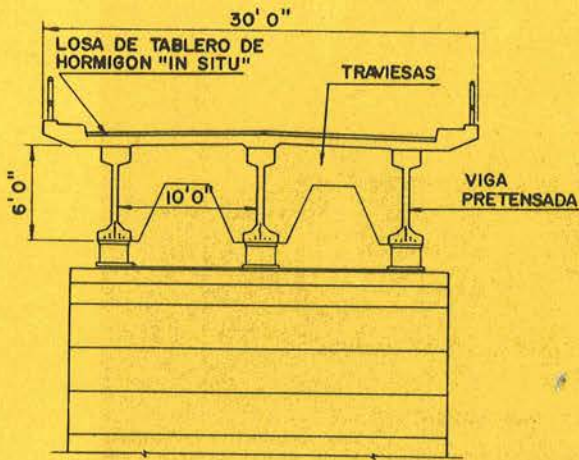


Fig. 5.—Pueno de Jackdgergery. Sección transversal del tablero.

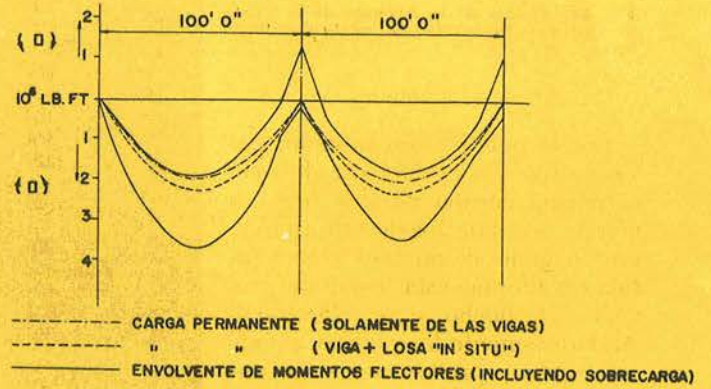


Fig. 8.—Pueno de Gladesville. Diagrama de momentos flectores del tablero.

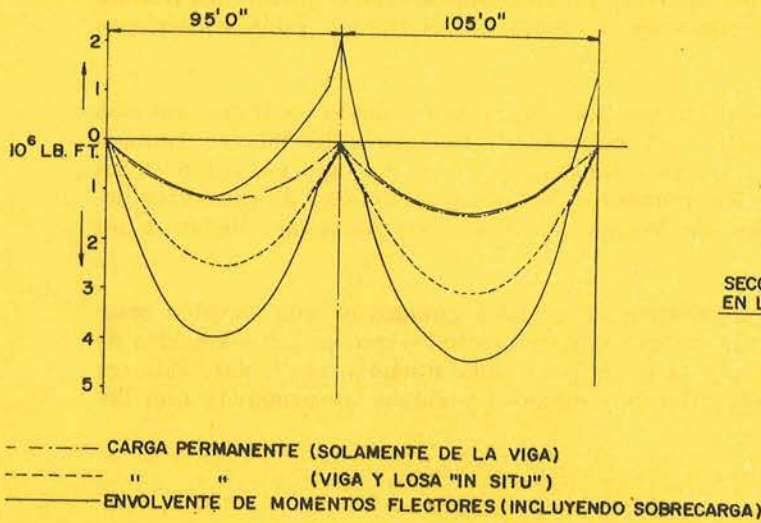


Fig. 6.—Pueno de Jackdgergery. Diagrama de momentos flectores.

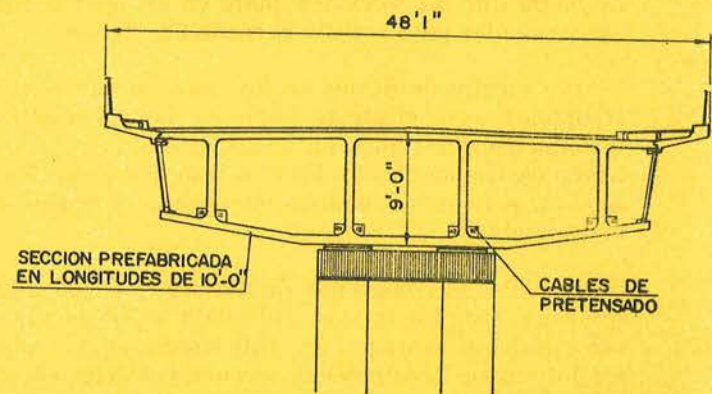


Fig. 9.—Pueno de la Avenida de la Commonwealth. Sección transversal del tablero. Vano mayor, 240 pies (73,15 m).

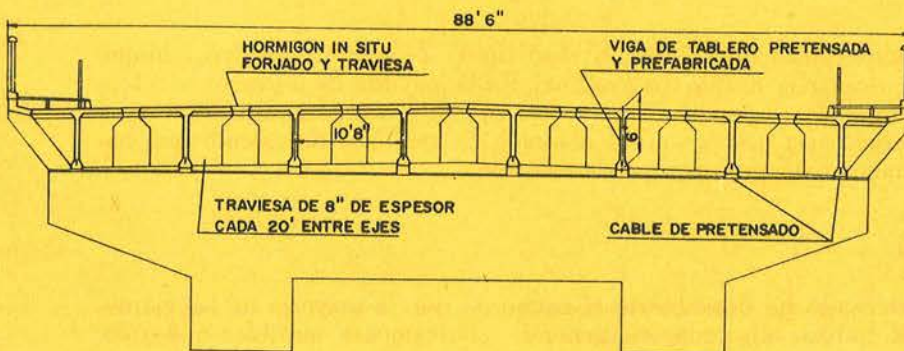
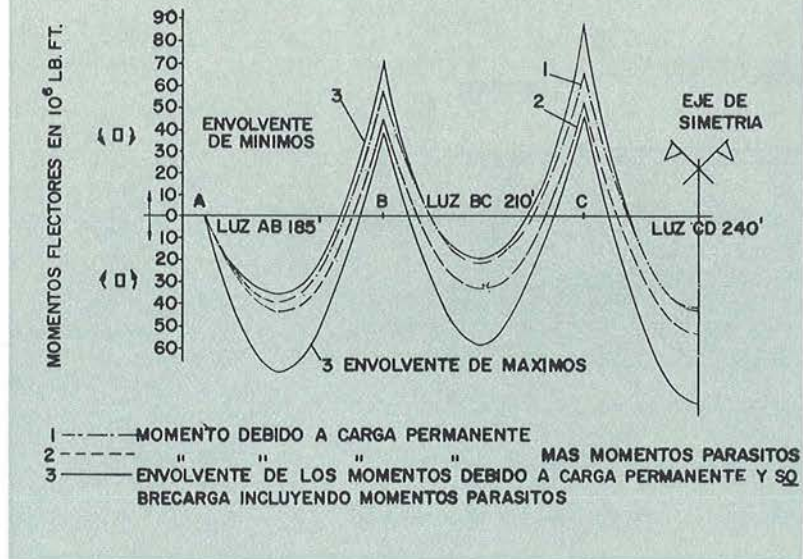


Fig. 7.—Pueno Gladesville, de 100 pies de luz. Sección transversal del tablero.

Fig. 10.—Puen­te de la Aven­ida de la Commonwealth. Dia­grama de mo­men­tos flexo­res.

En la prác­tica son raros los ca­sos en que los per­files que forman el mis­mo cor­dón no den lugar a efectos se­cun­da­rios de este tipo, y, por lo ge­neral, no hay gran ven­taja en adop­tar esta forma de pro­yec­to. De he­cho, si se se­lec­cionan cui­da­do­sa­mente los per­files, puede con­se­guirse que los efectos se­cun­da­rios con­duzcan a una re­dis­tri­bu­ción de mo­men­tos que sea fa­vorable, como se in­dica en el dia­grama de mo­men­tos que se ve en las figu­ras 9 y 10, cor­res­pon­dien­tes al puen­te de Cam­berra men­ciona­do an­te­rior­mente.



En este caso, en una estructura de sección casi constante, los momentos secundarios tienen el efecto de descargar los momentos que se dan en los apoyos y de aumentar los del centro de los tramos, de modo que las secciones, tanto en los apoyos como en el centro de los tramos, están eficazmente aprovechadas para resistir el momento flector.

Los efectos de flexión en los casos en que se construye por etapas de un modo continuo, son más complejos, pero el efecto total que hemos resumido es, en general, muy parecido. Pueden también introducirse momentos en la estructura, aplicando gatos sucesivamente en los apoyos, como se ha hecho en Hammersmith. En este caso particular, los momentos flectores y la cantidad de gatos eran pequeños, pero en estructuras tales como el puente de Wuppertal-Oehde, en Alemania, llegan a ser considerables.

Por ello, se comprende que la construcción monolítica en grandes puentes es una cuestión resoluble de distintos modos, aplicando, en cada nueva circunstancia, métodos que ya son conocidos de otros trabajos estructurales. Hay muchas soluciones posibles para cada situación particular: diferentes formas de construcción, secciones, efectos secundarios y métodos y etapas constructivas, que lleven a soluciones totalmente distintas.

b) Secciones en cajón para torsión.

Se ha dicho anteriormente que aquellos proyectos en los que se da más importancia a las propiedades torsionales de los miembros principales, resultan más atractivos al proyectista, y hay una tendencia en grandes estructuras de puentes hacia un empleo más frecuente de secciones en cajón, muy resistentes a torsión. Parece probable que la sección ideal para estos usos constará de una parte central muy rígida a torsión con extensiones laterales en voladizo, de modo que toda la sección sea funcional en flexión longitudinal, y que el cajón de torsión distribuya las cargas excéntricas en el plano transversal.

La sección del viaducto de Hammersmith (fig. 3) es un caso típico de este dispositivo, aunque aquí los voladizos no participan en resistir la flexión longitudinal. En la mayoría de los casos se adoptan soluciones de compromiso intermedias, y pueden llegar a ser de cálculo indeterminado si se le añaden diafragmas. Hemos de esperar hasta que se pueda disponer de métodos de cálculo que hagan posible el análisis y el perfeccionamiento de este tipo de solución.

c) Flexibilidad de construcción.

El progreso en el hormigón pretensado ha descubierto el hecho de que la mayoría de las estructuras proyectadas para tensiones de trabajo altas son, en general, relativamente sensibles a flexión.

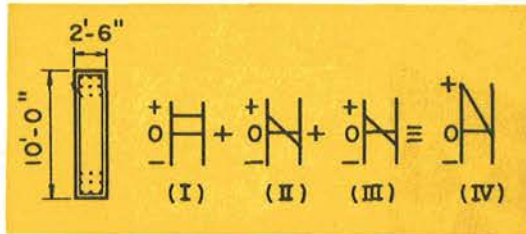


Fig. 11.—Punto de Tasman. Sección transversal y diagrama típico de tensiones para soportes de 130 pies (39,62 m) de altura.

BARRA DE PRETENSADO.—I. Tensión directa.—II. Tensiones de flexión debidas a la desviación bajo la presión del viento, diferencias de temperatura y supuestos defectos de alineación inicial.—III. Tensiones de flexión debidas a deformaciones bajo carga permanente y movimientos transitorios del tablero.—IV. Distribución total de tensiones (prescindiendo del pretensado y flexiones laterales).

Así, los puentes de estructura continua no son corrientemente muy sensibles a pequeños asientos de los apoyos, por lo que no es necesario eliminar este tipo de solución allí donde se prevé un posible asiento de los apoyos.

La flexibilidad puede aprovecharse para fines específicos en aquellos puentes donde los movimientos de dilatación del tablero pueden absorberse por la flexión de los pilares más bien que por corrimientos en los apoyos, con lo que se ahorran gastos iniciales y de entretenimiento. El puente de Waterloo es un sencillo ejemplo, muy temprano, de esto (ref. 5).

Ha habido una evolución considerable de concepto, en relación al modo de proyectar viaductos altos y largos, tales como el puente Tasman, en Hobart. Es una ventaja disponer de secciones de tablero largas y continuas, y los corrimientos relativamente grandes, debidos al efecto combinado de deformación lenta, contracción y dilataciones termohigrométricas, pueden absorberse por la flexión de los pilares si el forjado está a suficiente altura por encima del suelo, siempre que se acepten tensiones de trabajo en el hormigón bastante altas. Esta condición plantea un conflicto con las normas y prácticas para el cálculo de piezas en compresión, puesto que en éstas se especifican tensiones de trabajo pequeñas, en relación con la esbeltez de la estructura, para asegurarse así un coeficiente de seguridad a la estabilidad que sea adecuado, después de haber tenido en cuenta la deformación lenta como factor que reduce el módulo de elasticidad real. Pero se ha demostrado que, en el cálculo de tensiones debidas a flexiones reversibles reiteradas de una pieza estructural, la deformación lenta no tiene el efecto de reducir el módulo de elasticidad real y, en consecuencia, no hay reducción en la tensión originada por un movimiento dado de una pila (ref. 6). Por ello, parece ilógico limitar la tensión máxima basándose en el efecto total de la deformación lenta, excepto en el caso de tensiones debidas a cargas directas. Se sugiere que la tensión admisible quede determinada por un criterio parecido al principio de «tensión unitaria», es decir:

$$\frac{\text{Tensión directa en compresión}}{\text{Tensión admisible en compresión}} + \frac{\text{Tensión debida a la flexión}}{\text{Tensión admisible en flexión}} \geq 1.$$

En esta expresión, la tensión admisible en compresión se calcularía según el método del coeficiente de reducción por esbeltez, mientras que la tensión admisible en flexión sería la aceptada normalmente para la calidad del hormigón en cuestión.

El aceptar una tensión alta no significa que no sea necesario estudiar la inestabilidad al proyectar las pilas, puesto que se ha demostrado también que el efecto de una tensión aplicada constantemente aumenta debido a la deformación lenta (ref. 7).

La figura 11 muestra una sección y un diagrama de tensiones típico, referente a una de las pilas del puente Tasman.

d) Control del esfuerzo cortante.

En las estructuras delgadas de los tableros que son corrientes en los proyectos modernos, el control de las tensiones por esfuerzo cortante cerca de las pilas es una cuestión de primordial importancia. Se dispone de tres métodos principales de control:

I. Pretensado directo para aumentar la capacidad resistente al esfuerzo cortante de la sección.



Fig. 12.—Puente de Mangfall.

II. Cables inclinados para transmitir las cargas directas del tramo a la pila.

III. Pretensado vertical de las almas para aumentar la capacidad directa de transmisión de esfuerzo cortante.

De éstos, los dos primeros métodos son generalmente automáticos, debido al sistema de proyectar estructuras sometidas a flexión longitudinal, pero su eficacia puede aumentarse por un cuidadoso modo de distribuir los cables. Por ejemplo, el superponer cables de tramos adyacentes por encima de un mismo apoyo, aumenta la tensión directa de un modo que no está necesariamente relacionado con las necesidades impuestas por el momento flector.

El pretensado vertical es un modo sencillo y eficaz de proveer un refuerzo en una zona local cerca del apoyo, si el alma tiene un espesor que se ha mantenido constante a lo largo del tramo por razones de uniformidad y reutilización del encofrado. Este procedimiento se ha empleado en el puente Narrows, en Perth.

e) Construcción de vigas trianguladas.

Se ha empleado intensamente el hormigón armado y el hormigón pretensado en la construcción de vigas trianguladas para estructuras que hayan de soportar cargas ligeras; pero, hasta ahora, rara vez se ha empleado en las estructuras de puentes. El puente de Mangfall, cerca de Munich (luz central de 108 metros) es un ejemplo reciente y excepcional (fig. 12) que parece ser un método prometedor para la ejecución en hormigón de grandes vanos. El empleo de almas trianguladas puede ser muy conveniente en luces donde la influencia de peso muerto, debido a un aprovechamiento ineficaz del alma sea muy grande.

El empleo eficaz de este tipo de construcción depende, sobre todo, de la resolución de problemas de detalle y hemos de esperar un desarrollo cuidadoso de métodos especiales de construcción y de técnicas de pretensado, antes de que se pueda contar con su aplicación general.

5. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

El problema central en toda gran obra de puentes es el procedimiento constructivo, y en el caso de puentes de hormigón, aún más que en los de acero, el procedimiento constructivo llega a ser parte integrante del proyecto. En términos generales, la elección está en construir con cimbra o sin ella y en hormigonar «in situ» o prefabricar: cuatro métodos básicos.

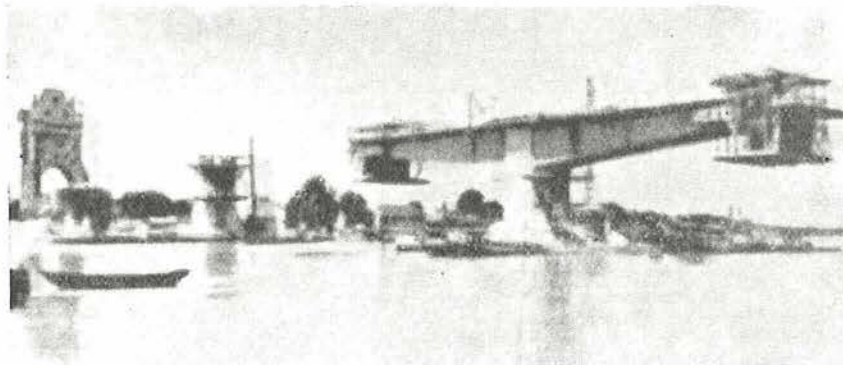


Fig. 13.—Puenle de Worms. En construcción.

El método más sencillo implica la iza con grúa, o el lanzamiento, de vigas prefabricadas, bien a pie de obra o en fábrica, en cuyo caso no hay necesidad de emplear cimbra. Este procedimiento es exactamente igual al empleado desde hace mucho en las construcciones de acero y no deriva en absoluto de las características especiales del hormigón. Debido al gran peso de las piezas largas de hormigón, y a las restricciones que se imponen sobre esta forma de construir en general, este método probablemente no es apto para luces de más de 150 pies (46 m), excepto en circunstancias especialmente favorables, y se emplea normalmente para luces entre 100 y 120 pies (30 a 36,50 m). El puente de King's Avenue, de Camberra, se ha construido con vigas en T de hasta 154 pies (47 m) de luz y con un peso de hasta 120 toneladas. En este caso, el número de estas vigas es suficientemente grande para justificar el gasto de los equipos especiales que son necesarios para manejar estas piezas.

Pasando de la construcción a base de piezas prefabricadas sin emplear cimbra, a las construcciones «in situ» también sin cimbra, llegamos a un método muy capaz y que ya está totalmente perfeccionado para la construcción de puentes de hormigón de gran luz. Se trata de la construcción en voladizo. En su forma original clásica, la construcción avanza desde los dos arranques, por dovelas sucesivas, formando dos voladizos simétricos. El encofrado para el avance del voladizo se suspende de la sección previamente terminada, y, una vez que esta parte nueva se ha hormigonado, se la pretensa respecto a la estructura ya construida. Después, el encofrado se cambia a otra sección y se repite el ciclo. La figura 13 muestra el puente de los Nibelungos, en Worms, durante su construcción, y se ve claramente la zona de trabajo en los extremos de los voladizos. La mayor luz de este puente es de 407 pies (124 m). El nuevo puente de Medway, en Inglaterra, va a tener una luz central de 500 pies (152,4 m) y será construido por el mismo método. No hay duda de que se podrán realizar luces aún mayores sin gran dificultad.

La mayoría de las aplicaciones del método en voladizo, han utilizado hasta ahora el sistema de voladizo doble como esquema estructural permanente, colocando solamente en el centro de la luz un enlace para esfuerzo cortante. Pero también se ha aplicado este sistema a construcciones en una sola dirección, aunque, en general, con la ayuda de algunos apoyos intermedios. Además, hay posibilidades de esquemas constructivos en los cuales el método de voladizo doble se convierta en el de una estructura continua, donde la sección central tiene resistencia a flexión bajo cargas vivas.

Donde la topografía y el tamaño de la construcción lo hacen económico, se emplea la cimbra junto con el sistema de hormigonado «in situ». Este método probablemente es el más eficaz para alcanzar la máxima economía en el uso de materiales en la obra permanente, sobre todo si toda la estructura puede pretensarse en una sola operación. Pero las ventajas son, en general, marginales y dependen más del uso repetido del encofrado y de la cimbra, como factores principales para reducir gastos. Siguiendo este aspecto del problema constructivo, llegamos al de anillos prefabricados. Aquí, las unidades separadas se van ensamblando sobre una cimbra y luego se hacen las juntas y el pretensado para conseguir una unidad monolítica. De este modo, los gastos de encofrado pueden reducirse, ahorrándose el costo de manejar y colocar el hormigón «in situ». El puente de Narrows, en Perth, es, particularmente, un buen ejemplo del empleo de esta técnica en gran escala (fig. 14). En él, secciones en I de 10 pies (3,048 m) de longitud se van colocando sucesivamente, con juntas de 3 pulgadas (76,2 mm); luego se pretensan con cables externos dispuestos a lo largo de las almas de las vigas. Este método también se ha empleado con otras variantes. En el puente de Amstel, en Holanda, se unieron un número mayor de grandes secciones premoldeadas por medio de cables internos.

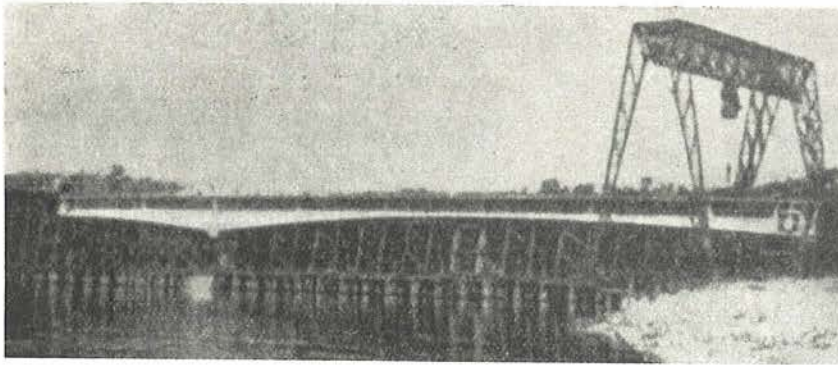


Fig. 14.—Puente de Narrows. En construcción.

6. POSIBILIDADES FUTURAS.

La construcción de un puente de vigas de 500 pies (152,4 m) de luz, y otro de arco de 1.000 pies (304,8 m), ambos en hormigón, y que están ahora en curso de realizarse, confirman que el hormigón es un fuerte competidor del acero como medio estructural en un campo de trabajo en el que aún hace diez años su empleo se hubiera considerado arriesgado y rarísimo. Con la posible excepción de América del Norte, esta situación es un hecho en todo el mundo, lo que indica la fuerza y seguridad de este proceso evolutivo en la construcción.

Este ímpetu inicial, que ha llevado a esta situación, no está todavía agotado ni mucho menos. Hay margen para mejorar la tecnología del hormigón, el utillaje del pretensado y las técnicas de construcción, todo lo cual puede llevar a refinamientos importantes en los actuales métodos de proyecto. Por ello hemos de suponer que se obtendrá una mejora en el costo de la construcción en obras de hasta 500 pies (152,4 m) de luz, donde ahora se concentra la investigación. En circunstancias especiales, no cabe duda de que el puente de hormigón pretensado entrará con éxito a competir en el campo de trabajo de 500 a 1.000 pies (152,4 m a 304,8 m), que por ahora, excepto en construcciones en arco, sigue siendo un ámbito reservado al acero.

La posibilidad de llegar a construir luces mayores es emocionante, pero estos autores piensan que la influencia del hormigón en la construcción de puentes es más fundamental que la simple sustitución del acero por el hormigón, para ciertas dimensiones de luz. La gran economía del hormigón para luces de hasta 500 pies (152,4 m), sobre todo cuanto se tiene en cuenta la duración y pocos gastos de entretenimiento, ha deshecho el antiguo equilibrio entre costos de superestructura y de cimentación. De hecho, el coste mayor de la cimentación en las estructuras de hormigón de luces relativamente cortas, no se ve compensado en muchos casos por el ahorro que se tiene en la superestructura, de modo que, probablemente, veremos un aumento en la proporción de puentes de menos de 500 pies (152,4 m) y un decrecimiento correspondiente en los de más de 500 pies (152,4 m) de luz. Sólo en aquellos casos en que se especifican condiciones difíciles para la navegación, o donde las condiciones de cimentación son muy complicadas, podrán eliminarse las soluciones de luces más cortas.

En conclusión, estos autores esperan que el carácter general de este trabajo haya servido para hacer resaltar que el continuo progreso en este campo depende, en gran parte, del libre intercambio de ideas y experiencias entre ingenieros, investigadores y fabricantes. Los organizadores de este symposium merecen ser felicitados por su contribución en este sentido.

Bibliografía

- (1) BANNISTER, J. L.: *Structural Engineer*. Agosto 1953-marzo 1959.
- (2) GUYON, Y.: *Ann. P. et Ch.* Septiembre-octubre 1946, págs. 533-612.
- (3) MASSONET, C.: *I. A. B. S. E.* Vol. X, 1950, págs. 147-182.
- (4) MORICE, P. B. y LITTLE, G.: *Structural Engineer*. Vol. XXVI, núm. 3, pág. 154.
- (5) BUCKTON, E. J., y CUEREL, J.: *J. Inst. C. E.* Vol. 20, 1942-43.
- (6) ROSS, A. D.: *J. A. C. I.* Vol 29, núm. 9, 1958.
- (7) ROSS, A. D.: *Structural Engineer*. Vol. 20, núm. 8, 1946.

técnicas de prefabricación

Presentado en el Symposium Australiano de Hormigón Pretensado

Sidney, Agosto 1961

G. R. GOFFIN

(Tomado de «Prestress», marzo 1962.)

Introducción

No es posible, en un trabajo de extensión moderada, referirse a todos los aspectos de las muchas técnicas que se emplean en la fabricación de hormigón pretensado. No es posible hacer un comentario verdaderamente al día de esta tecnología, porque los avances en este campo son tan rápidos y la variedad de productos prefabricados aumenta tan de prisa que cualquier estudio global perderá actualidad casi al momento de publicarse.

Este trabajo se ha escrito sabiendo que el número de los proyectistas y usuarios de productos prefabricados es muy superior al de los fabricantes, y que aquéllos, a menudo, tienen poco contacto con los procesos de fabricación. Este trabajo está dirigido en primer lugar a los proyectistas. Debido a la amplitud del tema hay muchos aspectos que necesariamente se describen brevemente y estamos conscientes de las muchas omisiones que tiene, algunas de las cuales serán corregidas por otros autores.

Este tipo de trabajo de prefabricación hace posible una gran variedad de métodos. Estos dependen a menudo de las instalaciones que hay disponibles, que pueden variar desde lo imprescindible hasta industrias muy complicadas y ricas en recursos. El ingeniero o fabricante que se especializa en piezas de hormigón pretensado se ve obligado muchas veces a encontrar una solución de compromiso entre la instalación que apenas si sería adecuada a una fabricación en gran escala que se ajuste a la demanda, y una instalación totalmente mecanizada, de gran costo inicial, que podrá cubrir las máximas necesidades futuras, pero que provisionalmente sólo podría aprovecharse en parte. Este aspecto, con frecuencia, plantea decisiones difíciles en el estudio de proyecto de una empresa.

Es evidente que cualquier comentario referente a técnicas ha de consistir, en gran parte, en la descripción de las instalaciones. Además, puesto que casi todo el trabajo de prefabricación se hace por métodos de pretensado, naturalmente se hará más hincapié en éste que en el procedimiento de postesado. De todos modos, este segundo constituye un aspecto importantísimo, como se comprenderá por otros trabajos que se presentan en otras secciones más especializadas de este Symposium, relacionados con materias no tratadas aquí para no duplicar la extensión de este trabajo.

Finalmente, nos hemos limitado a describir los métodos y sistemas típicamente australianos. Nuestros métodos son muy similares, aunque con ciertas modificaciones, a los adoptados en el resto del mundo. En algunos aspectos es una combinación de la práctica americana e inglesa, pero hasta ahora no hemos desarrollado instalaciones de gran capacidad, que son muy frecuentes en los Estados Unidos, y las necesidades que nosotros hemos de satisfacer en cuanto a variedad y flexibilidad de trabajo son más parecidas a las que se dan en la Gran Bretaña.

El uso del hormigón pretensado en la construcción y la edificación ha crecido de un modo impresionante en la mayor parte del mundo y lo mismo ha pasado en Australia. Es interesante notar que en los Estados Unidos hace diez años no había instalaciones para fabricar piezas de hormigón pretensado. Hoy, sólo una década después, el número de estas instalaciones en aquel país es algo superior a 400 y la industria tiene una magnitud de alrededor de 600.000 millones de dólares. Ninguna otra innovación en la historia de la Ingeniería civil se ha extendido tanto y tan intensamente en un período tan corto. La razón, evidentemente, es que este método de producción ofrece algo que la sociedad necesita, y corresponde a los proyectistas, fabricantes y constructores la responsabilidad de aprovechar lo mejor posible esta nueva ventaja que les brinda el progreso técnico.

Medios

En general, los productos de hormigón pretensado se dividen en las siguientes clases:

Postesado

a) Piezas de hormigón premoldeado con los cables ya colocados en su sitio, tesando éstos después que el hormigón ha alcanzado la suficiente resistencia.

b) Piezas de hormigón premoldeado que, una vez endurecidas, se unen unas a otras por medio de cables que se tesan para alcanzar el pretensado necesario.

Pretesado

c) En primer lugar, los cables se tesan entre los puntos de apoyo, y el hormigón se coloca alrededor de ellos dándole forma por un molde o serie de moldes, o bien por medio de un molde deslizante. Cuando se ha alcanzado la resistencia necesaria se sueltan los cables. Este es el procedimiento llamado de «línea larga».

d) Los cables de tesado se estiran entre los extremos del molde, luego se coloca el hormigón y se le deja endurecer, soltándose los cables, que transmiten la tensión al hormigón. Este es el procedimiento de moldeo «individual», soportando el molde la carga del tesado hasta que ésta se transfiere al hormigón.

Es frecuente combinar los métodos de post y pretesado, en piezas estructurales, en la unión de piezas pretensadas para darles continuidad, y en el caso de tuberías que pueden estar pretesadas longitudinalmente y postesadas transversalmente, es decir, con alambres enrollados en hélice y tesados.

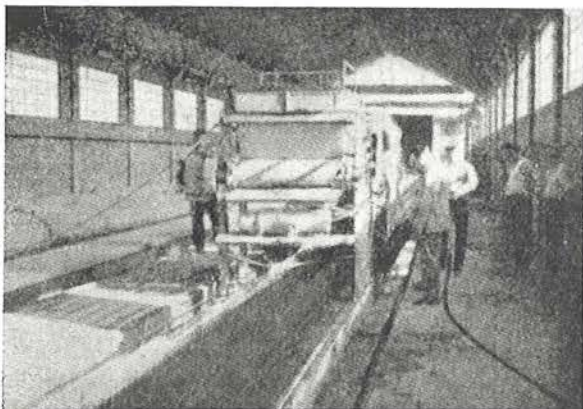


Fig. 1. Máquina Weiler para fabricar vigas pretensadas con encofrado deslizante.

Los principios y técnicas de los productos del pretensado premoldeado son comunes a los trabajos de post y pretesado; las diferencias son debidas a las operaciones de manejo, colocación y tesado de los cables.

El método empleado depende de muchos factores y el control primario depende, en general, de las disponibilidades e instalaciones que haya para moldear las piezas.

Puede establecerse muy sencillamente cuál es el objetivo del trabajo de pretensado. Esto es, producir la cantidad requerida de piezas del tamaño y calidad deseados y de la manera más económica. Como toda definición, ésta tiene, de hecho, una marcada simplificación y presenta un cuadro engañoso del problema inicial a resolver en cualquier operación de prefabricación a gran escala.

Las instalaciones pueden variar desde las más sencillas, en las que se coloca a mano el hormigón en el molde, hasta las instalaciones complejas, casi automáticas, que fabrican placas o secciones en un proceso virtualmente continuo (fig. 1).

Como cualquier descripción en esta materia es más bien un comentario de los medios de fabricación, sería mejor estudiar los varios casos o combinaciones que se pueden dar.

Las instalaciones para pretensar piezas implican alguna de las siguientes variantes:

1) Instalación para un objeto especial, para el moldeo de un número y tipo determinado de pieza. Este caso se da cuando se ha de construir un gran puente o proyecto donde se necesita o es económico instalar medios de prefabricación a pie de obra.

En este caso, la instalación se proyecta para el objeto especial, de un modo más bien provisional.

2) Instalaciones para una producción sostenida a largo plazo, esto es, permanente, pero para un producto específico. Un ejemplo es la fábrica de hacer traviesas pretensadas, o la instalación de pretensado en la que se hace una sección de forma especial, tal como la pieza en doble T.

Estas son instalaciones para fines especiales y, en el campo del pretensado, los bancos empleados son para este «especial propósito».

3) Instalaciones de utilidad general, en las que se pueden prefabricar piezas varias, tanto post como pretesadas. Estas pueden incluir varias instalaciones de tesado, algunas especiales, otras de utilidad general, así como unidades más pequeñas o «cajas de tesado» y medios para hacer piezas postesadas.

El objetivo de tales instalaciones es la flexibilidad y variedad, con capital inicial razonable. Este es el tipo más corriente de instalación adoptado en Australia.

Como preliminar a toda discusión de técnicas, hay que recordar que el producto pretensado puede variar desde un poste que pesa unas cuantas libras, a secciones con peso del orden de 30 toneladas, en Australia. En otros países se han pretensado estructuras completas de secciones de puentes con peso de hasta 163 toneladas, que se han colocado a razón de ocho por día.

Sólo es posible describir algunas fases comunes al trabajo de pretensado en diferentes campos y reconocer de antemano las muchas omisiones inevitables.

Métodos de prefabricación

Amasadura del hormigón

La prefabricación de hormigón pretensado requiere un hormigón de mejor calidad del que se emplea corrientemente «in situ». La rápida producción de unidades hace necesario el emplear hormigones que alcancen rápidamente una resistencia bastante alta, que en el caso de unidades pretesadas es de 3.500 a 4.500 libras por pulgada cuadrada (246 a 316 kg/cm²) en probeta cilíndrica en compresión, en el momento de quitar los moldes.

La docilidad varía de un valor medio, por ejemplo 2 pulgadas de asiento, en el caso de hormigones aptos para secciones delgadas o formas complejas, a estados muy densos para procesos especiales, en los que hay que quitar el molde en seguida de acabar la compactación.

Para la preparación de la mezcla y vertido de hormigones de esta clase, las mezcladoras de cubeta de eje vertical han dado un resultado superior y su uso está bastante generalizado. Esta observación se aplica también a Gran Bretaña y a Europa, pero quizás no con la misma extensión a Estados Unidos.

En este último país, muchas empresas de prefabricación trabajan en gran escala; las distancias dentro del taller, desde donde se prepara la masa hasta donde se la moldea, pueden ser grandes, y por ello se emplean con frecuencia mezcladoras móviles de tambor que descargan directamente en el molde. En estos casos, el hormigón suele ser más dócil que el que se emplea en Australia para trabajos de pretensado.

El empleo de adiciones en el hormigón ha recibido bastante impulso debido a la necesidad de obtener resistencias mayores, con mayor facilidad de colocación del mismo. Su empleo se ha extendido más ampliamente en Estados Unidos que en cualquier otra parte, y el objeto primario es conseguir mayor docilidad e incluir burbujas de aire en la masa del hormigón. En el hormigón pretesado, uno de los objetivos es conseguir lo antes posible una resistencia alta, pero los aceleradores de fraguado contienen, con frecuencia, cloruro cálcico, y este producto nunca debe emplearse en hormigones que tengan armaduras de acero de alta resistencia.

Un factor significativo en la tecnología americana es la disponibilidad de cementos de endurecimiento rápido, mientras que en Australia esto no se consigue tan fácilmente. En América ello permite el uso de docilidades altas, lo que explica quizá el que sea más común allí el uso de adiciones.

No vamos a discutir detalladamente los medios de amasado. Varían desde las combinaciones más elementales de mezcladoras cargadas a pala, pasando por hormigoneras de tamaño medio, que son una combinación de hormigonera y dosificadora en peso, hasta llegar a las instalaciones centrales, proyectadas especialmente para conseguir rendimientos de 100 a 150 toneladas por día.

Instalaciones de pretesado

Los moldes en los que se fabrican las piezas pretesadas consisten, esencialmente, en una placa lisa de moldeado con rebordes que sobresalen por encima de la placa en cada extremo, donde se anclan los cables o alambres después de tesarlos.

La distancia entre los rebordes puede variar desde 60 ó 70 pies hasta más de 500, siendo esta última longitud relativamente corriente, en los Estados Unidos, donde hay un gran mercado para productos estructurales, debido a la gran masa de población (fig. 2). Las instalaciones de tamaño corriente en otros países, y en Australia mismo, suelen ser de 200 a 250 pies de longitud. La longitud de la base depende, necesariamente, del número y longitud individual de las unidades que se desee prefabricar simultáneamente, y esto es difícil determinarlo en el momento de proyectar una instalación de tipo general. Instalaciones de excesiva longitud determinan un mal aprovechamiento de alambres o cables, que siempre son caros. Por el contrario, si tienen poca longitud, también tienen poco rendimiento.

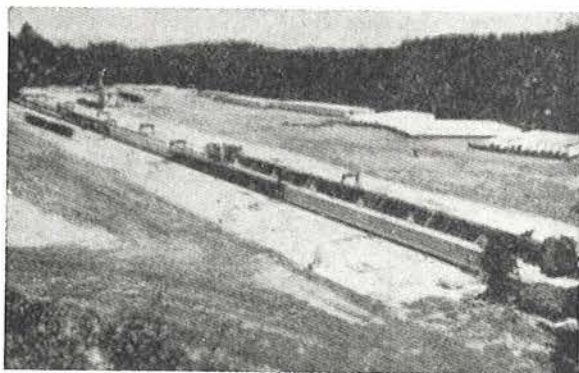


Fig. 2. Banco de 500 pies con estribos móviles y bastidores.

El disponer de anclajes móviles da cierta flexibilidad a la longitud de la instalación. En general, el anclaje en que se sujetan los cables con gatos está fijo, y es el anclaje «muerto» el que se puede variar de posición.

La economía de la fabricación de piezas pretesadas está notablemente afectada por la longitud de la instalación, ya que la operación de colocar, tesar y anclar los cables, aumenta poco su costo con la longitud y constituye una parte importante del costo de prefabricación. La frase «línea larga» se emplea frecuentemente en la prefabricación para describir el empleo de instalaciones de bastante longitud, en las cuales el costo es tanto más bajo cuanto más longitud tengan aquéllas.

El banco de pretesado es casi siempre de hormigón, excepto en el caso de bancos muy cortos o aquellos que hay que trasladar de una obra a otra. Hay instalaciones cuya longitud es de hasta 300 pies. Cuando los bancos son de hormigón, las muy considerables fuerzas de compresión debidas al teso de los cables pueden resistirse en la placa de base, y los momentos que aparecen en los extremos, debidos a los anclajes, pueden absorberse haciendo el espesor de la losa mayor en la zona de anclajes, o bien, colocando miembros longitudinales de hormigón para resistir estos esfuerzos de los an-

clajes. Estos miembros se extenderán de un extremo al otro, de modo que la placa de base sea sólo una superficie de moldeo. Las instalaciones de acero se proyectan de un modo similar.

Los apoyos que sobresalen por encima del nivel de la base, han de resistir todo el esfuerzo a cierta altura por encima de la base, que dependerá de cómo esté proyectada la pieza que se ha de fabricar. La carga bruta también depende del número de «líneas» de producción que hayan de fabricarse en una instalación particular, es decir, de la anchura. En el caso de una instalación de utilidad general, tal como se dan en Australia, la carga puede ser del orden de 500 toneladas a una altura de 46 cm por encima de la superficie de la base, o mayor aún.

Instalaciones para usos especiales (fig. 3) se construyen de acuerdo con las necesidades mencionadas anteriormente, pero en ese caso la base misma a menudo tiene la forma de la sección transversal, de modo que sirve como molde inferior del producto que se va a fabricar. Estas bases se emplean para piezas normalizadas, tales como una viga en T, doble o sencilla, y son más corrientes en los Estados Unidos, también por razón de que el mercado es más importante que en la mayor parte de los demás países. La combinación de hormigón y acero puede emplearse para dar forma en el encofrado, y en el caso de que estas instalaciones sean muy largas, hay que tomar medidas para contrarrestar los efectos de dilatación diferencial del hormigón y el acero durante el curado por vapor, que es de uso prácticamente universal.

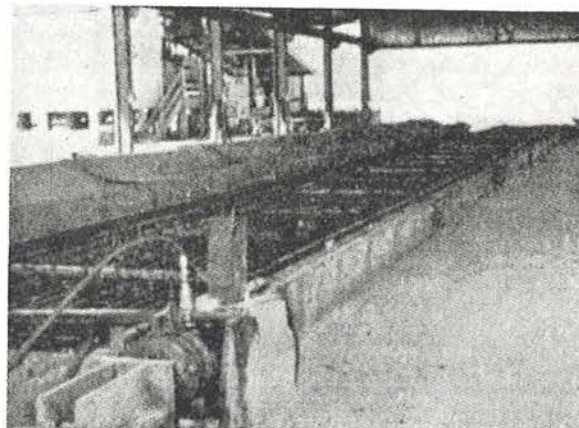


Fig. 3. Banco especial para producción de traviesas pretensadas.

Ahora, al generalizarse la práctica de cambiar la dirección de los alambres o cables en las piezas pretensadas, la placa base hay que proyectarla de modo que resista las fuerzas impuestas por el cambio de dirección de los cables. La posición y magnitud de estas fuerzas varía con la longitud de las piezas, y el proyectista de la instalación tiene que considerar las combinaciones más desfavorables.

Una variante de la placa base es la «caja de tensión», que es, en realidad, una base de acero en miniatura que se emplea para fabricar piezas pequeñas o secciones ligeras en pequeñas cantidades. La longitud de estas cajas es de unos 80 pies, y su anchura varía según su objeto. Estas cajas no permiten el ahorro que es posible con las instalaciones grandes, pero son muy útiles como auxiliares de aquéllas y dan más flexibilidad a la solución de pequeñas unidades.

Los moldes que se tesan individualmente son, de hecho, una variante de las cajas metálicas de tensión. Su empleo no es muy corriente por su mayor costo, debido a las operaciones que hay que realizar individualmente y, además, los moldes son caros por ser de construcción sólida, para resistir los esfuerzos. Pero su uso es normal para hacer ciertas piezas pretensadas, tales como postes que, con frecuencia, requieren la centrifugación del hormigón.

Medios de manejo

El trabajo de prefabricación implica la manipulación del hormigón desde la amasadora hasta el molde; también el movimiento de los moldes, el desencofrado y, finalmente, el transporte de la pieza desde su posición inicial hasta el sitio de almacenamiento, y de allí a la obra. Los métodos y medios de manejo varían mucho y dependen en gran parte del utillaje disponible, de la conformación del espacio y de las necesidades. La solución final suele ser de compromiso y los ingenieros están siempre convencidos de no haber encontrado la solución óptima.

En cualquier proyecto de gran envergadura es necesario disponer de grúas-puentes o de unidades móviles que hagan la misma función. El método usual es el de llevar el hormigón a la grúa en cubos que se transportan lo más rápidamente posible, empleándose la grúa para levantar el hormigón sobre los moldes, y después para transportar la pieza fabricada; también se emplea la grúa para manejar los moldes.

En instalaciones fijas y, sobre todo, allí donde las instalaciones de moldeo están muy cerca unas de otras, la grúa-puente es preferible. Las instalaciones de moldeo se agrupan en paralelo debajo del espacio adonde alcanza la grúa, pudiendo extenderse dicho alcance al sitio de almacenamiento y al de amasado. Este aspecto obliga a planificar muy bien la instalación, y el no tenerlo en cuenta perjudica gravemente la eficacia del trabajo. En los casos en que hay mucho espacio libre entre las instalaciones de moldeo, y también donde las instalaciones son provisionales, la grúa móvil tiene muchas ventajas. En muchas instalaciones grandes, de Estados Unidos sobre todo, donde las instalaciones son de mucha longitud, la grúa móvil es casi la solución única al problema de levantar pesos grandes en las operaciones de prefabricación.

Una innovación reciente en las instalaciones de ultramar es el «transportador en puente», que es una variante de un vehículo que se emplea en Australia para transportar madera. El camión forma puente por encima de la instalación de moldeo, con suficiente espacio libre a los lados y por encima para levantar las piezas. Estos camiones-puente se emplean a menudo en parejas para transportar vigas o pilas muy largas, desde el sitio de moldeo a la obra.

Otra variante en el tema transporte es el elevador de horquilla de gran capacidad, que se emplea para transportar los moldes y piezas, además de efectuar otras funciones en la fábrica.

El transporte del hormigón entre los lugares de amasado y moldeo puede constituir una sola operación junto con la de vertido, siempre que el mecanismo de transporte tenga suficiente altura; por el contrario, se puede interponer un paso adicional, de modo que el hormigón se descargue en un recipiente que luego sea elevado por otro aparato hasta verterlo en el molde. También está adoptado en Australia el empleo de hormigoneras móviles, tales como las que emplean los fabricantes de hormigón preamasado, aunque su uso es más frecuente en los Estados Unidos. En este país se emplea corrientemente para trabajos de poca altura, como losas, vigas en doble T, secciones en U, etc., en los que el hormigón se vierte directamente desde la amasadora al encofrado.

En las instalaciones menores de Australia, el transportador mono-raíl para el hormigón se emplea bastante, y el dumper es también un instrumento útil en los casos en que puede disponerse de un margen suficiente de altura para descargar. Una variante de ese sistema es el transportador de bandeja de poca altura, con el que se puede establecer un servicio de baldes llenos y vacíos entre la hormigonera y la grúa.

Las interrupciones en la producción son muy perniciosas para la eficacia de la prefabricación, interesando al máximo el poder mover el hormigón sin interrupción. En estas operaciones, instrumentos sencillos de trabajo, como, por ejemplo, los cubos de hormigón, pueden constituir problemas serios, puesto que las mezclas que se emplean hacen difícil el controlar con precisión la cantidad de hormigón que se transporta, cosa que suele ser necesaria al hormigonar secciones muy delgadas. Hay mucho margen para mejorar el utillaje comercial que se utiliza actualmente.

Los comentarios anteriores se refieren a trabajos de pretesado y postesado de cualquier magnitud. En los talleres de prefabricación en los que se hacen piezas pequeñas como, por ejemplo, las traviesas postesadas, el trabajo se resuelve a menudo por moldeo individual, y los moldes se llenan con baldes desde grúas mono-raíles, o con transportadores móviles que funcionan a nivel del suelo; o, incluso, llevando los moldes a una zona común de hormigonado. En este último caso, el molde puede llenarse directamente de la hormigonera o por medio de una cinta transportadora que conecta la hormigonera con el molde. El sistema que se emplea depende en gran parte de que la vibración se efectúe con vibradores internos o con mesa vibrante.

Hormigonado y compactación

Las propiedades del hormigón para trabajos de pretensado requieren que se le someta a vibrado si se quiere obtener un producto de buena calidad. La técnica del hormigonado es tan conocida que no es necesario hacer mención especial, y nos limitaremos a comentar el problema de vibrar la masa.

Se ha realizado bastante investigación teórica sobre la cuestión del vibrado del hormigón, pero todavía hay una gran distancia entre el conocimiento de laboratorio y su forma de aplicación en la práctica. El tema es complejo, hay muchas variables, y por ello la práctica está todavía regida, en gran parte, por reglas empíricas.

Evidentemente, es fundamental conseguir una dosificación y amasado correcto para alcanzar la resistencia y docilidad necesarias, y ello depende en gran parte del tipo de vibrado que se adopte.

No hace muchos años que se cambió el sistema del vibrado por medio de vibradores de 3.000 ciclos/minuto, por frecuencias más altas, y en poco tiempo se han llegado a emplear vibradores con frecuencias de hasta 20.000 r.p.m., de los que hay una extraordinaria variedad en uso.

La vibración puede ser interna, es decir, introduciendo una herramienta, o externa, en la forma de vibradores sujetos al molde. Para piezas pequeñas, pero que puedan llegar a ser de hasta una tonelada de peso, se puede aplicar la vibración externamente, colocando el molde sobre una mesa vibrante. En el caso de losas planas, con sección de cuatro o cinco pulgadas de espesor, se emplea comúnmente el vibrador de superficie.

En las instalaciones fijas, la fuerza motriz es suministrada por aire comprimido o electricidad; en las instalaciones pequeñas, de trabajo intermitente en obra, también se emplean vibradores movidos por motor de gasolina. Los vibradores eléctricos deben manejarse con precaución, en prevención de roturas y cortes de fluido, siendo muy recomendables las unidades de voltaje reducido, que se emplean con ayuda de un transformador de voltaje y de frecuencia. Tanto las unidades eléctricas como las de aire comprimido, pueden emplearse interna y externamente, siendo las frecuencias más altas, en vibradores eléctricos, de unas 9.000 r.p.m., que pueden llegar hasta 15.000 r.p.m. durante períodos cortos, mientras que los vibradores de aire comprimido alcanzan, en algunos casos, de 17.000 a 20.000 r.p.m.

Siempre que el vibrador trabaje dentro de su régimen normal es más eficaz a mayor frecuencia, pero esto requiere un mayor gasto de entretenimiento. No hay que descuidar las previsiones en este terreno y es conveniente tener siempre una buena reserva de piezas de recambio si no se quiere interrumpir la producción.

El emplear vibradores externos o internos depende mucho del tipo de producción, exceptuando las piezas pequeñas, que se vibran mejor sobre una mesa vibrante. En el caso de piezas mayores, que tengan dimensiones laterales pequeñas (como vigas) es aconsejable una combinación de vibración externa e interna. En las piezas de alma llena con mucha concentración de armaduras, no conviene el uso de vibradores internos y se requiere el empleo de vibración externa, sobre todo en secciones muy estrechas. La vibración eficaz externa de una viga grande, hace necesario el uso de más vibradores de los que quizá puedan emplearse, y esta deficiencia hay que suplirla con el uso de vibradores internos.

La selección de piezas eléctricas o neumáticas depende mucho del gusto particular y es frecuente efectuar cambios por los fabricantes al instalar utillaje nuevo. Los servicios de vibración tienen que colocarse al lado de las instalaciones de moldeo, junto con el agua y el vapor para el curado, que suelen llevarse por medio de conductos a lo largo de toda la superficie del taller de moldeo. Es corriente que en la misma fábrica se empleen vibradores neumáticos y eléctricos, y que se disponga de servicios auxiliares dobles.

La colocación de los vibradores externos depende de la sección de las piezas y del rendimiento efectivo del vibrador. Es necesario recordar que el objeto es vibrar el hormigón y que el montaje del vibrador y el molde deben transmitir esta vibración. Por ello, el apoyo del vibrador ha de ser rígido y transmitir el trabajo a las partes esenciales del molde, y no sólo a su superficie.

Como indicación breve y para las docilidades que se emplean corrientemente en hormigón pretensado, la magnitud de trabajo del vibrador varía entre 0,5 y 1 vatios por libra de peso del molde y de hormigón. La cantidad mayor se refiere a las masas más compactas. Para fabricación de vigas de puente, normalmente, se emplean unidades de vibración de 600 vatios a 8 ó 10 pies de distancia a lo largo del molde. En este sentido cabe recordar que el sujetar el molde a la base pesada de la instalación, da como resultado una pérdida de energía a través de dicha base.

No comentaremos aquí el modo de realizar el vibrado; indicaremos solamente que los vibradores internos son más difíciles de manejar que los externos, debido a que aquéllos se pueden mover de un sitio para otro con mayor facilidad, creando así discontinuidades en el modo de vibrar. La ausencia de burbujas de aire y la aparición de una superficie brillante, suelen ser la indicación de que se ha conseguido una vibración adecuada; pero el vibrar demasiado un hormigón no suele ser problema, ya que la docilidad y el tipo de mezcla que se emplea, pocas veces originan un estado de segregación. Con piezas pequeñas vibradas sobre un tablero, una granulometría imperfecta o una amplitud excesiva de vibrado pueden conducir a una inestabilidad rotacional, con efectos perniciosos en la calidad.

El revibrado del hormigón es beneficioso y puede aplicarse hasta varias horas después de colocada la masa. Por ello, no supone dificultad el efecto de transmisión de vibración de otros moldes que están próximos. Debe pensarse que si esto no fuera así, muchas de las prácticas actuales para hormigonar «in situ» no serían admisibles.

Las mesas vibrantes son un instrumento importante en los talleres de prefabricación, y la fuerza que absorben puede variar de una fracción de 1 HP a 10 HP o más, con instalaciones múltiples. Las unidades de vibración pueden ser excéntricas rotatorias o de la forma de impulsos eléctricos. Predominan aquéllas, y estas últimas, sobre todo en la forma de vibradores externos, pueden ajustarse en amplitud y energía de acuerdo con la masa que hay en el molde. En la práctica no se emplea este ajuste todo lo que fuera de desear. En el empleo de mesas vibratorias, el molde puede estar fijo a la mesa o no. Normalmente se emplea el segundo dispositivo, ya que acelera la compactación y facilita el trabajo.

Moldes

El proyecto de moldes es uno de los aspectos más importantes para la eficaz producción de hormigón prefabricado. Requiere un conocimiento detallado del método de fabricación, una estimación del hecho de que unos trabajadores relativamente inexpertos son los que tienen que desmontar y volver a montar los moldes para dar continuamente un producto con unas dimensiones ajustadas a las tolerancias admitidas; y, además, el tener en cuenta que en la prefabricación se requieren muchas horas de trabajo.

Los materiales tradicionales para la construcción de los moldes son la madera y el acero. La madera se emplea sobre todo en moldes que van a usarse pocas veces, y el acero, para los procesos verdaderamente en serie. Los moldes de plástico empezaron a utilizarse hace algunos años con armadura de fibra de vidrio o sin ella; y también encuentran muchas aplicaciones los moldes de hormigón; en estos casos, se emplea algún separador para evitar la adherencia del producto.

En la fabricación de los moldes, el método de vibración del hormigón es un problema inicial a considerar. Si la vibración va a ser externa, se requiere un molde bastante resistente para evitar que se deforme y también para que no se pierda energía. Los vibradores internos no requieren el mismo orden de rigidez en los moldes, pero la superficie de éstos debe poder resistir el contacto directo con el vibrador. Los moldes que llevan vibradores sujetos a ellos, deben estar reforzados, no sólo para transmitir la vibración, sino, además, para que los nervios principales sirvan de apoyo a la base del vibrador.

Todos los moldes que hayan de utilizarse varias veces deberán aguantar el manejo consiguiente, y si no fueran suficientemente rígidos, será necesario proveerlos de medios rígidos para levantarlos y moverlos.

En moldes que vayan a emplearse repetidas veces, la madera tiene la desventaja de deformarse y contraerse con las variaciones atmosféricas y de humedad. La superficie interna de los moldes de madera es susceptible de dañarse por herramientas o durante las operaciones de ensambladura y desencofrado. Se ha progresado en estos últimos años en el modo de preparar las maderas y las superficies plásticas de modo que los moldes de madera, a veces en combinación con el acero, se emplean más frecuentemente para usarse un número limitado de veces, o para moldes en los que hay que va-

riar su forma a medida que progresa el trabajo; por ejemplo, la progresiva reducción en profundidad de elementos prefabricados para puentes postesados de gran luz.

Los moldes de materiales tipo resina, armados con fibra de vidrio, se han empleado bastante para hacer secciones en canal en los Estados Unidos, hace unos cinco años. Estos moldes, que han dado buen resultado, tienen una superficie muy suave y las piezas no requieren un acabado posterior. Además, los moldes de plástico, al formarse de un molde matriz, permiten el empleo fácil de formas redondas o curvas, que de otro modo resultarían caras. Al mismo tiempo, sin embargo, los moldes resultan caros y su fabricación un tanto tediosa. Al mejorar la técnica de los plásticos puede esperarse que el uso de los moldes de este material se haga más general, sobre todo para piezas pequeñas. En el caso de piezas grandes y empleos muy severos, los moldes de acero probablemente seguirán dominando este campo durante mucho tiempo.

Los moldes de acero pueden hacerse de chapa ligera de hasta 1/8 de pulgada de espesor, prensadas en la forma conveniente y reforzadas donde sea necesario. Para piezas más grandes, se suelen hacer dos chapas de 1/4 de pulgada, fabricadas y apoyadas en armaduras pesadas. Son factibles moldes que tengan longitudes hasta 100 pies o más, en el caso de vigas y piezas similares. Para longitudes mayores hay que tener en cuenta, al proyectar el molde, la dilatación de éste, si se va a adoptar el curado por vapor.

Los moldes que se empleen para trabajos de pretensado tienen que construirse de modo que sea fácil y rápida su colocación y fijación. La base misma, si ha de servir para varios usos, debe hacer fácil el sujetar y el mover las diferentes secciones del molde en cualquier posición. Lo corriente es emplear una base fija, y los laterales y extremidades del molde se montan y desmontan sobre ella. Para la producción en serie de piezas planas, tales como pilas y placas, es ventajoso que los laterales del molde estén sujetos por medio de bisagras.

Teniendo en cuenta la rápida producción en las fábricas de prefabricación, puede repetirse un error en gran número de unidades si no se descubre a tiempo. Por ello, hay que prestar mucha atención a los detalles del molde, y es esencial controlar los productos continuamente. Las secciones del molde se sujetan a la base por pernos, cuñas, etc., o por una combinación de estos medios; y por ello, siempre que sea posible, estas partes del molde, al unirse, deben caer en su posición automáticamente, de modo que la función del operador sea simplemente apretar un tornillo.

Es esencial que las juntas sean estancas, ya que si se cierran con algún material flexible, éste puede ocasionar trastornos. Por ello, hay que fiarse más de una construcción precisa en la que se pueden corregir pequeños defectos gracias al uso de grasa o rellenos de plástico.

En los trabajos de pretensado, la operación de destesado lleva consigo una contracción de la pieza de hormigón y, a menudo, origina un movimiento de la pieza a lo largo de la base. Si este movimiento se dificulta a causa de resaltos sobre la base del molde, o por inadecuado diseño del mismo, es inevitable que la pieza sufra alguna rotura o fisuración.

Al moldear piezas mayores, el procedimiento general es colocar los cables o alambres en posición sobre una base fija; después se tesan y, a continuación, se coloca la armadura secundaria. Los lados del molde se colocan, después, correctamente alineados, así como las extremidades del molde, por las cuales pasan a veces los cables.

Los métodos para postesar piezas de tamaño mayor son muy parecidos y no requieren comentario. La ensambladura de moldes pequeños, bien para trabajos de postesado o en moldes que se tesan individualmente, se realiza según el procedimiento normal. En la fabricación de piezas pequeñas, lo importante es la distribución de las operaciones de ensambladura y de desencofrado en relación con las otras operaciones, para conseguir un movimiento cíclico adecuado.

En los moldes de acero es esencial recubrirlos de aceite o de algún otro producto desencofrante. Estos productos pueden tener un efecto importante en el acabado de la pieza, sobre todo si la ductilidad del hormigón es baja. Con estos hormigones es casi inevitable que queden pequeños huecos en la superficie, independientemente del cuidado con que se compacte y coloque la masa. Este defecto casi nunca tiene importancia en la estructura, pero allí donde el aspecto exterior lo justifique, conviene aplicar algún tratamiento superficial.

En las piezas de tamaño grande, la contracción debida al fraguado y la dilatación de los moldes por el calor, ocasiona adherencias y roturas, a menos que se tenga en cuenta al desencofrar. Es corriente adoptar una «pre-relajación» de los lados de los moldes, que implique una separación moderada o total de los mismos antes del comienzo de la aplicación del curado por vapor. Con un proyecto apropiado y técnicas de desencofrado estudiadas, no se produce perturbación. Si es necesario emplear la fuerza bruta u otro procedimiento similar para mover los moldes, eso significa que el diseño o la técnica son incorrectos.

Para fabricar piezas pequeñas se emplean, cuando es factible, moldes de una sola pieza, con la debida disminución gradual de sus dimensiones, o bien con algunas secciones dispuestas para ser aflojadas, como fase previa al desencofrado. En ambos casos, el producto se retira frecuentemente por giro de 180° y elevación del molde desde la pieza.

El ciclo de operación de moldeo y la planificación de ésta en el tiempo, dependen de la rapidez de producción que se necesite y del procedimiento de curado. En el verano, en los Estados del Sur, es posible alcanzar resistencias satisfactorias al destesar dentro de límites de dos o tres días, sin necesidad de acelerar el proceso por medio de curado. Si se adopta este último procedimiento, los lados del molde se quitan frecuentemente unas horas después del moldeo y se vuelven a emplear en otro sitio del banco, quedando la pieza sobre su base hasta alcanzar la resistencia necesaria. Se adopta un procedimiento parecido en trabajos de postesado de cualquier tamaño, quedando la pieza en su posición original hasta acabar el tesado de la misma.

Donde se requiera una producción rápida—y éste es normalmente el caso en trabajos de prefabricación de cualquier cuantía—el curado por vapor permite un ciclo de producción de 24 horas, dando completa reutilización a todo el molde dentro de este período; el cual comprende desencofrado, separación, limpieza, colocación del producto desencofrado y ensambladura.

En procedimientos especializados, como fabricación de traviesas de ferrocarril empleando el postesado, el producto puede desencofrarse inmediatamente después de la fabricación; esto, por supuesto, requiere un hormigón extremadamente seco.

Armaduras y maniobra de tesado

Con los ciclos rápidos de trabajo que corrientemente se imponen en las operaciones de prefabricación, la armadura de acero dulce secundaria, así como los cables de tesado, se proyectan de modo que se puedan manejar rápidamente.

Los sistemas de armadura se prefabrican corrientemente y, o bien se sueldan, o se emplea una combinación de soldadura y atadura. Los conjuntos principales de armadura se colocan en el molde en una o varias secciones, a las que se añaden barras individuales que se sujetan a la armadura principal. Cuando las secciones son pequeñas, es frecuente emplear parrilla de alambre como armadura secundaria, sobre todo en placas y en vigas en T. La posición y modo de fijar la armadura se ajusta a la práctica normal de buen hormigonado, con la condición adicional de rapidez y seguridad, de modo que la armadura no se desplace por efecto de fuerte vibración.

El comentario anterior se aplica a los trabajos de pretesado y postesado, normalmente con una importante distinción entre los dos. En las unidades pretesadas, cuando se coloca la armadura secundaria, los cables están ya tesos, proporcionando así un medio de exacta fijación para el acero dulce, independiente del molde y con muy poca probabilidad de desplazamiento. Es esencial, por supuesto, en una pieza de bastante longitud, comprobar que el peso de la armadura de refuerzo no desplaza los cables hacia abajo. En los trabajos de postesado, el refuerzo secundario constituye, corrientemente, un apoyo para los tubos de postesado. La situación es reversible.

La colocación y tesado, anclaje y relajación de los alambres, cables o barras, es un tema extenso, y será tratado con suficiente amplitud en otras secciones de este Symposium, por lo que aquí la referencia será tan breve como sea posible.

Para trabajos de pretensado se emplean alambres de alta resistencia, lisos o no lisos, o cables de alta resistencia; estos últimos se usan predominantemente en la mayor parte de los productos, siendo más fácil su manejo y ofreciendo señaladas ventajas al dar esfuerzos más concentrados y nece-

sitar menos espacio. Para la fabricación de cables de postesado, el alambre de acero de alta resistencia continúa siendo lo que más corrientemente se emplea en Australia; pero para cargas pesadas se emplea la agrupación de cordones para formar cables, y llegará a ser más corriente a medida que se requieran mayores estructuras en el campo del hormigón pretensado. Alternando con el cable de cordones está la barra de acero de alta resistencia, que tiene muchas aplicaciones. Con cables y con barras, es casi universal la colocación de vainas, en lugar de la formación de conductos por medio de barras que luego se retiran.

Los alambres o cables deben pasar por encima del banco de pretensado y a través de las placas extremas. Las longitudes de cable pueden ser considerables, y es frecuente ir desenrollando el cable directamente de los tambores sobre el molde. Cuando los moldes son más pequeños, estos cables se manejan a mano, cortándose las longitudes previamente.

El actual tesado en instalaciones o cajas de pretensado se efectúa por tesado individual de cada alambre o cable, o por tesado múltiple, en el cual todos los elementos se sujetan a una «cabeza» móvil, que tira de todos los alambres simultáneamente. El empleo de gatos hidráulicos es universal con uno u otro sistema, los cuales son de la variedad de dos velocidades, con rápido movimiento de retorno. El uso de un peso muerto colgado a los cables se emplea en algunas instalaciones de otros países y tiene la ventaja de su sencillez, con la desventaja de alguna pérdida en flexibilidad y control. El anclaje de los alambres individuales o cables a la cabeza en que actúan los gatos se efectúa por medio de una variedad de montantes.

En trabajos de postesado es general el tesado hidráulico de cables o barras, pudiendo disponerse de numerosas formas de anclaje final. Hasta que el postesado termina, el tubo evita el contacto entre acero y hormigón y después, se rellena el hueco con cemento.

En piezas pequeñas postesadas se emplea todavía el hueco perforado; el cable o barra se introduce y tensa después que el producto ha alcanzado la necesaria resistencia (fig. 4). Esta práctica está limitada corrientemente a trabajos tales como traviesas postesadas y otros similares.

El cable de postesado puede colocarse fácilmente en forma de catenaria, de modo que siga la variación del momento, además de resistir la tensión diagonal y el esfuerzo cortante en las extremidades de las vigas (fig. 5). Recientemente se ha adoptado un método parecido para las piezas pretesadas, colocándose los cables de modo que quedan sujetos en la parte central y se levantan o se bajan en las extremidades según convenga.

La curvatura del cable permite una economía importante y una reducción en el peso y costo de las piezas. En general, los cables de trazado curvo se emplean junto con otros de trazado recto. En las piezas cortas, los cables curvos no tienen tanta ventaja, pero su empleo es corriente en vigas doble T y en otras secciones con luz de más de 8 metros.

En las piezas pretesadas, los cables de trazado curvo deben mantenerse en su posición correcta hasta soltar los anclajes, y esto se consigue por medio de puntos de sujeción en las extremidades y en el centro (fig. 6). Los puntos de sujeción están fijados en el banco o en la base del molde y hay que soltarlos



Fig. 4. Tesado de barras en traviesas postesadas.

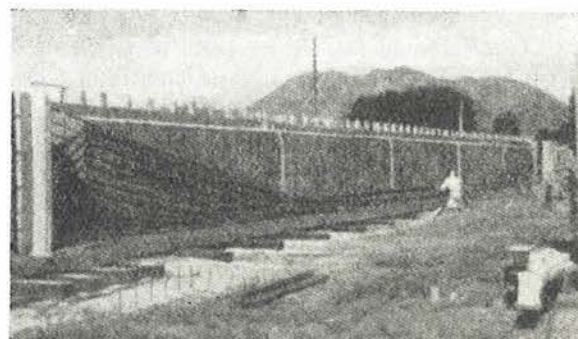


Fig. 5. Viga postesada de 108 pies. Montaje de los cables en vainados.

antes de destesar los cables. La curvatura de los cables a partir de su posición inicial se efectúa por medio de gatos o tornillos, o por procedimientos de elevación, tales como grúas.

En el banco de pretensado, el proceso de destesado implica, en general, el soltar la tensión de todo el cable en uno de los extremos, para lo cual se emplean gatos o tornillos fuertes. Los cables se cortan luego entre cada pieza por medio de sopletes o sierras, después de lo cual se pueden quitar las placas extremas. El aflojamiento de las placas extremas a veces se omite, y la operación de destesado se realiza cortando los cables progresivamente, pero hay objeciones a este método, y a veces lo prohíben las normas de trabajo.

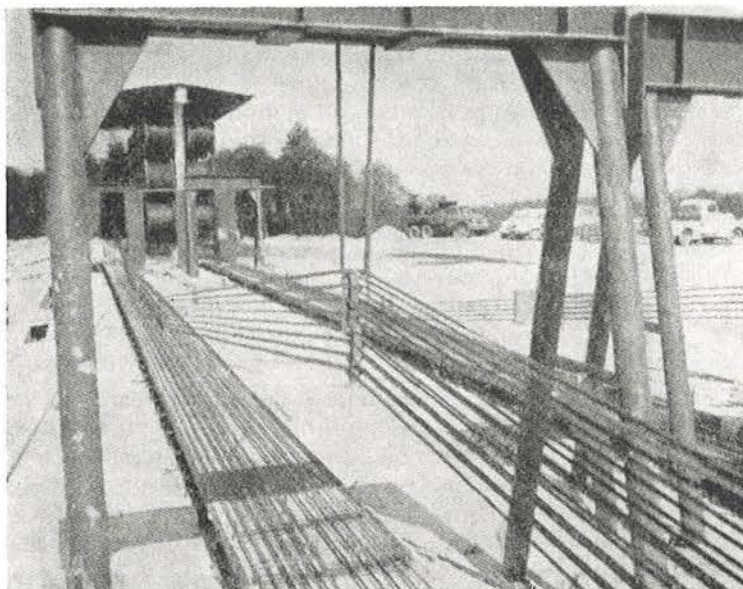


Fig. 6. Trazado curvo de cables de pretensado, mostrando los puntos superiores e inferiores de sujeción.

La etapa final del proceso de pretensado consiste en cortar los cables que sobresalen en los extremos, bien con sierra o con soplete, y, finalmente, se aplica una capa de mortero o pintura a los anclajes. En el comienzo del pretensado, a menudo se prefería que la capa protectora de pintura sirviera para sellar los extremos de los cables, pero la experiencia ha demostrado que la corrosión no tiene gran importancia, y esta práctica es ahora poco frecuente.

Curado

Si el tiempo y la velocidad de producción lo permiten, lo normal es utilizar el curado húmedo del hormigón. Se le protege contra una desecación demasiado rápida hasta que alcanza la resistencia necesaria, y esto dura unos días, para asegurarse de conseguir la resistencia necesaria a los 28 días.

Si la producción es rápida, hay que aumentar la resistencia del hormigón por medio de calor; corrientemente cubriendo la pieza y aplicando vapor y, a veces, calentando el molde mismo; en algunas fábricas de otros países, también se ha practicado el baño de agua caliente.

En algunas ocasiones, el objeto perseguido al pretesar y postesar es diferente. En el primero se busca una alta resistencia rápidamente, para soltar los anclajes y volver a emplear los moldes; mientras que en el postesado, basta conseguir suficiente resistencia para manejar la pieza, puesto que ésta se puede mover a otra zona hasta que se la someta al tesado.

La resistencia que se necesita alcanzar en el pretesado antes de soltar los anclajes suele ser de 3.500 a 4.500 libras por pulgada cuadrada (246 a 316 kg/cm²), en probeta cilíndrica, según la forma de la pieza. La resistencia estipulada a los 28 días que corresponde a las anteriores, suele ser de 5.500 a 6.500 libras por pulgada cuadrada (387 a 457 kg/cm²).

Los comentarios que siguen se refieren a trabajos de pretesado. Pero también son aplicables al postesado, en los casos en que se necesita una producción rápida. Si no es así, el postesado se parece mucho a la producción de hormigón armado corriente.

La fabricación económica de pretesado requiere un ciclo de 24 horas, y el período y temperatura de exposición al vapor, así como la técnica que se adopte, dependen, sobre todo, de la pieza y de las condiciones del ambiente. Como ejemplo de lo que se suele hacer con piezas grandes, el vapor tarda como mínimo dos o tres horas en aplicarse después del moldeado. La temperatura máxima se alcanza

dos o tres horas después, y el período de curado puede durar otras cinco o seis horas o más, a 150/170° F (65/75° C).

En una instalación organizada según este ciclo, el programa es tal que el hormigonado se realiza por la tarde y el curado durante la noche. El destesado se realiza a la mañana siguiente, temprano. Durante las operaciones de curado se tapan las piezas con caperuzas de varios materiales o con tejidos sueltos. La tela de lona es bastante frecuente, pero recientemente se tiende a emplear el nylon o similares, que dura más y aguanta mejor el efecto del vapor.

Después de terminado el curado de vapor, el producto se puede trasladar directamente al almacén o bien puede necesitar un curado adicional en ambiente húmedo. Esto último es frecuente en las normas ministeriales y constituye, a veces, pero no siempre, un paso más, dado a partir de las primeras normas de hormigón, en las que el efecto y valor del primer curado—el de vapor—se había pasado por alto. Si el objetivo del curado del hormigón es alcanzar, en primer lugar, una cierta resistencia para poder destesar, y, en segundo lugar, una resistencia determinada a los 28 días, éste debe ser tal como para cumplir aquellos requisitos con seguridad. El llevar el curado más allá de este grado puede ser costoso y suele reportar muy pequeñas ventajas materiales.

Si se pretende alcanzar toda la resistencia posible del hormigón, es de la mayor importancia evitar el secado brusco después que ha terminado el curado al vapor; y puesto que la resistencia característica del hormigón curado en ambiente húmedo aumenta, por esto mismo es también recomendable su empleo. Sin embargo, si el hormigón alcanza la resistencia requerida a los 28 días sin especiales medidas de postcurado, ninguna ventaja se obtiene por excederse en el mismo, porque la resistencia adicional no se ha tenido en cuenta en el proyecto.

Cabe añadir, sin embargo, que en algunas piezas postesadas conviene retrasar el tesado lo más posible para evitar una contracción excesiva. Este período es más bien de maduración que de curado, en el sentido normal de la palabra.

A veces, las normas de prefabricación sobre curado acelerado son innecesariamente molestas por no tenerse en cuenta la relación entre la resistencia requerida al soltar los anclajes y la que se pide a los 28 días. Como observación muy general se puede decir que el hormigón que se emplea en productos pretesados con curado por vapor, aumentará su resistencia, en condiciones de trabajo, en un 50 % después de soltar los anclajes. Si su resistencia en ese momento es de 4.000 libras por pulgada cuadrada (281 kg/cm²), su resistencia mínima a los 28 días será de unas 6.000 libras por pulgada cuadrada (422 kg/cm²). Las normas que no valoran suficientemente esta última magnitud implican que el proyectista no aprovecha todo el valor estructural del hormigón, y si esta cifra se exagera, el fabricante se encuentra con dos condiciones que sólo puede conciliarlas haciendo un gasto mayor.

Control de la prefabricación

Hay muchos aspectos del control de la prefabricación de hormigón pretensado que son similares al control de cualquier hormigón de buena calidad. Normalmente, es más fácil el control de hormigón prefabricado que el de hormigón «in situ», porque aquél se realiza en un local fijo, con personal especializado. En estos casos es más viable el control de calidad, y la repetición de las fases de un proceso lleva a un conocimiento especializado del modo de controlar.

Otro factor importante es la mayor facilidad que hay para desechar un producto prefabricado que uno hecho «in situ». La comprobación de productos, aunque sean grandes, por rutina, es más fácil, y aunque no se deseche una viga de 90 pies, por ser algo imperfecta, sin pensarlo bien antes, esto puede ocurrir en un taller; pero sería muy raro hacer algo parecido en una estructura que se fabrica «in situ», en un puente o construcción similar.

Esta gran ventaja de la prefabricación no siempre se aprecia bien, o, mejor dicho, no se utiliza por los proyectistas; y el no hacerlo implica la pérdida de alguna de las economías de prefabricar.

Se dan a continuación detalles de los métodos principales de control en las varias fases de la prefabricación.

Amasadura y colocación del hormigón

No va a discutirse aquí la manera de establecer la dosificación del hormigón. Esto es fundamental a toda la producción eficaz de piezas prefabricadas por la mayor resistencia exigida al hormigón, pero el tema es demasiado amplio, y sólo diremos que la dosificación ha de proporcionar las propiedades necesarias y la resistencia deseada para el propósito a que se destina el producto, dentro de las variaciones normales de los materiales, clima y condiciones de trabajo que son comunes a toda obra de hormigón.

Será rutina necesaria el controlar constantemente los áridos finos y gruesos y las proporciones de la mezcla, si se desea conseguir buenos resultados.

Los operarios que efectúan la amasadura adquieren gran práctica en el control de la calidad y docilidad por simple observación, y el apuntar correctamente la dosificación, además de efectuar de vez en cuando el ensayo de asiento en cono de Abrams, así como el ensayar probetas, suele dar buenos resultados. Si se manejan masas muy secas, es esencial efectuar controles regulares por medio del contador «Vee Bee».

El control de la puesta en obra y de la compactación requiere una combinación de inspección y de adiestramiento de los operarios. La docilidad del hormigón en estos casos puede variar desde masas muy húmedas, para construcción de piezas grandes, a masas muy secas, que mantienen su forma, para hacer piezas pequeñas que se sacan del molde en seguida. El control y la preparación eficaz de los operarios permitirán conseguir que éstos puedan apreciar a simple vista la calidad de la compactación, y que lleguen a saber conseguirla. La observación visual, y los defectos que se aprecien en el producto final, son la única guía para ello.

Curado

En el curado acelerado es necesario controlar tanto el tiempo como la temperatura del tratamiento de vapor. Esto no es tan fácil como parece en una fábrica en la que se trabaja en diferentes sitios al mismo tiempo, con lo que varía la demanda exigida a las instalaciones de vapor.

La base de control es la observación de la temperatura en el recinto del vapor, y el aumento progresivo de resistencia del hormigón, por medio de probetas. Los detalles de la temperatura son parte esencial del sistema de control en una fábrica en la que se fabrican distintas piezas. El empleo de un termógrafo de vez en cuando, en diferentes partes de la fábrica, ayuda a organizar el curado por vapor, y éste se puede comprobar comparando los datos gráficos del operario de cada instalación. Toda desviación injustificada del ciclo de curado puede descubrirse, y si es necesario puede prolongarse el curado y retrasar el destesado hasta alcanzarse la resistencia prevista.

Control de la resistencia del hormigón

El control adecuado de las piezas prefabricadas requiere la producción continuada de probetas durante el hormigonado, así como también, de ser posible, una comprobación de la docilidad, y, finalmente, gráficos de los resultados, para ver la tendencia de la variación de resistencia, y asegurarse de que tales variaciones están dentro de los límites predeterminados. Es decir, se debe establecer un control de calidad.

Para un control normal de productos corrientes, se deben efectuar cuatro ensayos de compresión para las masas de un día, para cada banco de moldeo o tipo de producto. Esto suele bastar una vez que la producción se ha normalizado, pero cuando una masa o producto son nuevos, o se hacen con nuevos materiales, y son diferentes de la práctica corriente, puede convenir que sea mucho mayor, inicialmente, el número de probetas que se ensayan.

Suponiendo una producción normal, las cuatro probetas permiten hacer dos ensayos para asegurarse de la resistencia necesaria para el pretensado; y los otros dos ensayos, después de pasar las probetas por todo el ciclo de curado húmedo y almacenamiento, permiten comprobar la resistencia a los 28 días. Cuando se dan cambios radicales de producción, un mayor número de probetas hace posible realizar ensayos a intervalos frecuentes, para conocer el incremento de resistencia con el tiempo, y así determinar el ciclo conveniente de curado a vapor y ciclo total de curado, para las nuevas condiciones.

Con frecuencia, el usuario impone condiciones adicionales, todo lo cual ayuda al fabricante.

Resulta evidente de lo dicho anteriormente, que es necesario disponer de buen utillaje de ensayo de compresión en la instalación de fabricación o adyacente a ella.

Control de pretensado

Este se realiza comprobando el alargamiento y tensión de los cables. El fabricante de los cables suministra cifras de la resistencia de rotura y del límite elástico, así como datos de la relación tensión-deformación. El alargamiento preciso para dar al cable la carga necesaria, se calcula previamente antes de empezar la fabricación. Dicho alargamiento depende del cable, de su longitud, de los efectos de rozamiento y del deslizamiento en el anclaje y otros factores, en el caso de cables entubados o curvados. Durante el tesado, la carga que opera sobre el gato hidráulico puede calcularse por los manómetros, y el alargamiento del cable se mide directamente.

Estos dos factores, alargamiento y tracción, pueden no corresponderse por varias razones, que pueden o no ser importantes. Es corriente considerar el alargamiento como el factor primario de control, y las lecturas del manómetro como secundarias, pero la falta de concordancia se limita al 5%. Una divergencia de más de esta cantidad requiere una investigación inmediata.

Generalidades

Deben controlarse cuidadosamente las dimensiones del molde y del producto de acabado. Deben efectuarse inspecciones periódicas de la alineación de las piezas pretensadas, y si se observa una curvatura en una pieza terminada que supera los límites establecidos, conviene estudiar la resistencia del hormigón, y otras posibles causas para corregirla. Como otro aspecto de la rutina, del control, todas las piezas pretensadas y almacenadas deben inspeccionarse para ver si tienen fisuras u otros defectos de significado estructural.

Problemas de fabricación

Todo trabajo de fabricación tiene sus problemas, y la prefabricación no es una excepción. Citaremos a continuación algunos de los que surgen en la técnica del pretensado.

En las instalaciones en las que se fabrica siempre el mismo producto, los problemas casi siempre surgen en la etapa inicial de puesta a punto. En las instalaciones de producción más variada, las dificultades pueden presentarse al cambiar de tipo de producción, o al introducir variaciones en lo que se venía fabricando. Ello requiere una atención constante por parte del personal.

Fisuración

Una de las ventajas del pretensado consiste en la evitación de fisuras, y esto se consigue en productos bien proyectados y bien fabricados. Sin embargo, siempre hay peligro de que un producto se raje durante la fabricación. A continuación se citan algunas de las causas y sus remedios, debiendo recordarse que tales fenómenos pueden surgir por separado o simultáneamente.

Retracción plástica

Es frecuente que en el cordón superior de las vigas grandes, y en las alas de las vigas en T, se contraiga y raje el hormigón durante su estado húmedo. La tendencia a la fisuración de este tipo se agrava frecuentemente si el vapor se aplica sólo a la parte inferior del molde, de modo que la pieza se caliente sin alcanzarle el vapor, con lo que parte de la pieza se reseca.

La medida corriente para evitar esto es cubrir la superficie de la pieza, tan pronto como sea posible, después del hormigonado, y tener cuidado de que se mantenga húmeda por medio de vapor o regándola.

Fisuración debida a asentamiento

Incluso en un hormigón bien compactado puede producirse un cierto asentamiento después de su puesta en obra, allí donde la profundidad del hormigón es marcadamente diferente en secciones adyacentes; por ejemplo, en la unión de un alma profunda con un ala delgada de una viga, la unión puede fisurarse debido a la diferencia de asentamiento en una y otra parte de la sección.

Si el proyecto de la sección se estudia bien, esto suele evitarse eliminando las transiciones rápidas y las aristas agudas en dirección vertical.

Cuando este peligro no puede evitarse mediante una sección adecuada, a menudo es eficaz volver a vibrar la masa después de un intervalo de tiempo. El intervalo depende de la clase de hormigón, y puede llegar a dos horas, naturalmente siempre antes de empezar el curado por vapor. Otro procedimiento que se adopta a veces en las vigas es dejar un intervalo entre el final del hormigonado del alma y el hormigonado de las alas superiores. Aquí también el intervalo depende de la consistencia del hormigón.

Retracción y efectos térmicos

Estos factores pueden operar conjuntamente, y causar fisuras verticales a lo largo de la parte superior de piezas largas, moldeadas sobre bancos de pretensado, y que se enfrían después del curado por vapor, antes de soltar los cables.

El problema no es frecuente cuando el ciclo de operaciones tiene por objeto soltar los cables lo antes posible y quitar el producto, pero puede surgir cuando el curado por vapor se acaba antes de que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria, y la pieza se deja sobre el banco hasta que se endurece suficientemente durante el período de enfriamiento.

Este tipo de fisuras aparece a intervalos de 20 ó 25 pies y se suele extender en el 60 ó 70 % de la zona superior, hacia la parte pretensada.

La medida preventiva consiste en continuar el curado de vapor hasta alcanzar la resistencia necesaria para soltar los cables, o bien se puede soltar el 20 ó 25 % de la carga al finalizar el curado por vapor, y el resto al transportar la pieza.

Fisuras de tensión

En las piezas pretensadas que contienen cables curvados, los puntos de sujeción, en las inflexiones de los cables, deben dejarse libres antes de soltar completamente los cables. Frecuentemente, ocurre que al aflojar las fuerzas que tiran hacia abajo, la fuerza sobre la superficie de arriba es suficiente para causar fisuras transversales. Para evitarlo puede ser necesario cortar algunos de los cables antes de soltarlos todos, y se efectúa entre piezas contiguas en toda la longitud del banco, según un esquema determinado. A esto sigue el destesado general.

En piezas postesadas con cables entubados, el mismo problema puede surgir si el orden del tesado es tal que la tensión sobre la parte superior central de la pieza no se mantiene dentro de límites admisibles.

Otra variedad de fisuras de tesado consiste en rajadas horizontales en las extremidades de la pieza, a intervalos verticales, entre los extremos de los cables o entre los anclajes de cables, en las piezas postesadas. Estas grietas no suelen extenderse mucho hacia adentro, y se deben a una concentración excesiva de fuerzas en zonas extremas, actuando normalmente a los cables. El problema es poco frecuente cuando los cables están debidamente espaciados verticalmente en el extremo de la pieza, pero aún así puede darse, y ello suele evitarse con armaduras verticales de acero dulce o, en piezas muy grandes, con postesados verticales.

El empleo de muchas armaduras verticales de acero dulce no suele ser muy eficaz, porque las características de tensión-deformación relativas del hormigón y el acero son tales, que el hormigón se agrieta antes de que el acero llegue a empezar a trabajar. En ciertos casos parece ser más eficaz emplear barras de pequeño diámetro, en parrilla, de 2 ó 3 pulgadas de malla, lo cual permite al hormigón deformarse plásticamente sin fisuración.

Deformaciones del molde

El agrietamiento debido a la expansión diferencial de los moldes de acero y del hormigón interno es un problema corriente cuando se emplea el curado por vapor o con calor. Se nota, especialmente, en piezas largas, en las que las paredes del molde se sujetan al banco por medio de cuñas o clavijas a rozamiento, por lo que tienen una relativa facilidad para moverse.

En general, cabe recordar que, al curar por vapor un producto en un molde de acero, la deformación inicial del acero será más rápida que la del hormigón, y en una fase posterior, el hormigón tenderá a contraerse si empieza a desecarse. Finalmente, las piezas pretensadas se acortarán bajo el pretensado y se moverán sobre la placa base. La forma de la pieza y el molde han de ser tales que las fuerzas que se originen, a veces considerables, no causen grietas.

Las placas de apoyo al final de las vigas, y otros elementos fijos, no deben estar sujetos al molde, y si ello fuere inevitable, el sistema de sujeción debe soltarse lo antes posible después del hormigonado, y siempre antes de soltar los alambres.

Hay gran variedad en la clase de fisuras debidas al movimiento relativo entre el molde y el hormigón, y la mejor precaución es quitar los moldes laterales antes de que comience el curado acelerado. Con los hormigones de fraguado rápido que ahora se suelen emplear, esto puede hacerse a menudo a las dos o tres horas de colocado el hormigón. Otro sistema es aumentar la temperatura de curado muy despacio, para reducir la deformación relativa entre el hormigón y el acero; y en piezas muy largas, en los laterales del molde que son independientes de la base, deben intercalarse juntas de dilatación.

Los encofrados de madera también presentan problemas si absorben agua, que causa la dilatación del molde en sentido normal a las fibras. Son eficaces los recubrimientos plásticos para evitar esta absorción de agua, pero el curado posterior húmedo, con el molde todavía en su sitio, puede ocasionar mucho daño. Otro recurso para alargar la vida del molde y para evitar que se hinche, es recubrirlo con chapa metálica fina.

Fisuraciones varias

Pueden presentarse otras muchas causas de fisuración, tales como el desplazamiento de los cables mientras se coloca el hormigón, colocación imperfecta del hormigón dejando zonas débiles, congelamiento de la masa, manejo incorrecto de la pieza ocasionando tensiones que ésta no puede resistir; todas estas causas entran dentro de la clasificación de control imperfecto o mala dirección del trabajo. La mejor medida es la experiencia y el cuidado.

Fallos de los cables

Estos fallos son raros en operaciones bien controladas con materiales adecuados. Los fabricantes de prestigio de alambres, cables y barras de acero de alta resistencia toman muchas precauciones para comprobar la calidad del producto, y si la tensión inicial durante el pretensado llega hasta el 75 % de la tensión de rotura, los fallos de un material bueno son muy raros.

Si el material de alta resistencia se maneja mal, ocasionándole daño físico o corrosión, su sección eficaz puede quedar reducida y llegar a una rotura durante el tesado, con posible peligro para los operarios. Por ello es esencial manejarlo y almacenarlo con cuidado y adoptar precauciones adecuadas durante el tesado. Los obreros no deben trabajar encima o al lado de un banco en que se están tesando los cables. Antes bien, deben acostumbrarse a trabajar a cierta distancia, y el colocar parrillas o armaduras corrientes por encima de los cables tesados ayuda a evitar que un cable salte.

El problema más corriente es el de que se suelte un anclaje durante la operación de tesado o después de ella, convirtiéndose el cable o el anclaje en un arma mortal. En las operaciones reiterativas, en las que los anclajes se emplean varias veces, se deben inspeccionar, limpiar y aceitar estas piezas después de cada uso, y rechazar en seguida las que estén dañadas. Otros métodos de seguridad consisten en adiestrar bien a los operarios y evitar que éstos se sitúen en línea con los cables.

Facilidad de rechazar piezas

Parecerá algo raro citar esto como un «problema». Las piezas prefabricadas que no se ajustan a las normas deben rechazarse, pero, en general, es difícil enunciar de tal modo las normas que éstas cubran todos los aspectos del producto. Y el problema que corrientemente surge de un control inexperto está en poder determinar cuál es una media razonable de calidad, de modo que la pieza cumpla con las condiciones que se le exigen.

Las condiciones técnicas y de resistencia de las piezas pueden ensayarse fácilmente, y no es difícil controlar este aspecto mediante un programa de ensayos adecuado. Pero en los aspectos menos evidentes, pero de todos modos importantes, se necesita un enjuiciamiento apreciativo, de modo que las piezas puedan rechazarse sin más en la nave de fabricación, puesto que la rectificación de piezas, por lo general, resulta impracticable.

Con el avance en las técnicas de prefabricación, y con el gran incremento de ésta, no se da frecuentemente el rechazar piezas irresponsablemente; de hacerse así, sería perjudicial para la economía de la industria de la prefabricación.

Proyecto defectuoso

Para aprovechar bien la prefabricación con pretensado, el proyectista debe entender bien el medio que maneja. La máxima economía se consigue por la repetición de operaciones, el empleo de proyectos normalizados y la reducción de las variables al mínimo. La mayor parte de los proyectistas han evolucionado de la construcción «in situ» a la de prefabricación, por el procedimiento de dividir una obra mayor «en pedazos».

Este fallo todavía se encuentra en el campo de la construcción y de la arquitectura, con lo que, aunque se consigan los objetivos inmediatos del proyectista, el resultado no es económico.

Es evidente que el proyectista ha de tener siempre presente cómo será construida su estructura o fabricadas sus unidades, pero esta condición básica algunas veces se olvida, y esto es comprensible cuando el proyectista no conoce bien los métodos de fabricación de los que piensa aprovecharse. Esto no desacredita al proyectista, a no ser que él no reconozca el hecho y no procure asesorarse de acuerdo con sus conocimientos. Lo importante es que busque consejo al principio de su proyecto, y que no se presente al fabricante con un «fait accompli» que va a costar caro.

Distribución y organización del trabajo de prefabricación

No es posible, dentro del alcance de este trabajo, describir la gran variedad de métodos de organizar y distribuir el trabajo de pre y postesado.

Las condiciones varían mucho según el tipo de instalación, el sitio y los medios económicos de que se disponga y la duración del proyecto.

El factor común a todas es el «ciclo» de operación: la constante repetición de las fases de ensambladura del molde, hormigonado, curado, desencofrado y transporte de la pieza con el tesado en el momento oportuno del proceso, según que se adopten métodos de pre o postesado.

La prefabricación es una combinación de buena fabricación de hormigón, con técnicas de producción en masa, y ello requiere un alto nivel de habilidad técnica y de organización.

En cuanto a la distribución de la instalación, nos limitaremos a los errores más corrientes, teniendo en cuenta que éstos casi siempre surgen de una ampliación tardía de las instalaciones. Las principales deficiencias son éstas:

- Falta de espacio para trabajar, que estorba el acceso fácil a los puntos de trabajo.
- Errónea posición de las zonas de hormigonado, curado y almacenamiento, que ocasiona movimientos innecesarios e ineficaces.
- Falta de espacio para el almacenamiento.
- Subestimación del trabajo de mover las piezas.
- Falta de previsión para almacenamiento fácil de moldes que no están en uso.

La organización eficaz de las operaciones de prefabricación requiere una cuidadosa coordinación y disposición de las maniobras de hormigonado y pretensado, así como de la producción del hormigón, su distribución, disposición de las grúas, capacidad de curado y empleo de la mano de obra.

8436

Estos comentarios son igualmente aplicables a una instalación que se refiere a un proyecto particular, como a la producción indefinida de ciertos productos, o a la fabricación de productos de todas clases que varían continuamente. Esta última clase de instalación es la que, quizá, requiere una organización más compleja, y la que quizá se da más a menudo en Australia, donde la producción de un solo tipo de piezas durante un período largo, con frecuencia es sólo una parte de la producción de una instalación.

Si la producción ha de ser eficaz y económica es esencial que los encargados, los operarios especializados y los demás obreros, se den cuenta claramente de que están trabajando según un programa muy ajustado, y que todos ellos conozcan bien sus obligaciones sucesivas dentro del ciclo de producción, procurando que los encargados marquen horas fijas para comenzar y acabar cada fase del ciclo de producción.

Como ejemplo del modo de enfocar la organización, supongamos una instalación dedicada a una producción variada, que fabrica simultáneamente diferentes productos. No hace falta mencionar la preparación previa necesaria para asegurarse de que se dispondrá siempre de los materiales, herramientas y otros elementos esenciales a la producción.

La planificación necesaria requiere:

— Establecer para cada producto el ciclo de producción y fijar el número de piezas a fabricar en cada ciclo, para alcanzar la producción deseada.

— Dividir cada ciclo de producción en fases de ensambladura del molde, colocación de la armadura, hormigonado, etc., y determinar el tiempo que se puede y debe dedicar a cada fase.

— Partiendo del tiempo disponible, fijar la mano de obra necesaria y la distribución de ésta para cada fase.

— Adjudicación de los medios de transporte y de fabricación de hormigón a cada fase de cada producto, y fijar el tiempo que cada producto las va a necesitar. Ello incluye operaciones tales como el amasado, transporte del hormigón y su manipulación, la colocación del molde y de la armadura, el quitar el molde y su manipulación, así como la manipulación del producto. Donde los medios de manipulación son comunes a la producción de varias clases de piezas, hay que programar el empleo de las grúas para el transporte de las piezas al lugar de almacenamiento y el cargarlas y descargarlas.

— Fijar el tiempo y cantidad de vapor para cada producto y adaptar la capacidad de la instalación a los varios usos.

— Combinación de todas estas operaciones, y las secuencias de trabajo para cada tipo de pieza durante 24 horas o el ciclo que le corresponda. Donde las necesidades de un ciclo de trabajo estén en contradicción con las de otro, es necesario hacer un reajuste.

En la práctica, el control por medio de diagramas es el mejor método, relacionando las operaciones y mano de obra con el factor tiempo, por medio de un diagrama «gantt» u otro parecido.

Cuando una instalación de uso general se ocupa de uno o varios productos principales, éstos definen el ritmo básico, y las condiciones rápidamente variables debidas a los productos secundarios pueden ajustarse al ritmo básico. Los cambios de producción de éstos, naturalmente, introducen complicaciones adicionales en el tiempo y mano de obra que se necesitan para cambiar de un tipo de producción a otro.

Lo esencial es un plan de trabajo, y cuando éste se hace con sentido realista y con buen control, los obreros comparten el sentido de ritmo en las operaciones. Todo lo cual produce siempre buenos resultados. El descuido de este aspecto se traduce en una disminución de la economía de la producción.

Registrado el día: 27. 9. 63
Realizados todos los trabajos; fecha: 16-10-63
V.º B.º, firma: *[Firma]*



**instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento**