

DISEÑO ESTRUCTURAL II

Carrera de **Arquitectura**

Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cuyo



UNCUYO
UNIVERSIDAD
NACIONAL DE CUYO



**FACULTAD DE
INGENIERÍA**

UNIDAD 7

HORMIGON PRETENSADO O PRECOMPRESO



(Extracto apunte Precomprimido Ing. Carlos Llopiz)

Dr. Ing. Gonzalo S. Torrasi

2020

TEORÍA DEL HORMIGÓN PRE-COMPRIMIDO.

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. El hormigón precomprimido.

El Hormigón Precomprimido puede definirse como un tipo de hormigón armado en el cual cierta cantidad de acero ha sido pre-tensada para que reaccione contra el hormigón e induzca acciones internas de tal magnitud y distribución que:

1. Se genera en el material resultante un sistema de tensiones internas auto-equilibrante, (tracción en el acero y compresión en el hormigón), y
2. Las acciones resultantes de la aplicación de cargas externas son equilibradas en forma parcial o total con la precompresión.

La razón fundamental para efectuar la precompresión en el hormigón es que éste material por sí solo es resistente en compresión pero es muy débil en tracción. En definitiva, el material compuesto resultante, hormigón armado precomprimido, tendrá una mejor respuesta ante acciones externas en rigidez, en resistencia y en ductilidad.

1.2. Fundamentos.

Para comprender mejor los fundamentos del comportamiento del hormigón precomprimido se analiza a continuación, y en referencia a la Fig.1.1, la respuesta que a tracción pura tendrían un elemento de hormigón simple (sin armar), el mismo elemento con armadura convencional y por último éste elemento precomprimido.

(a) **Hormigón Simple:** Si el elemento en estudio tuviera, por ejemplo, una resistencia a compresión de 35 MPa (350 Kgr/cm^2) con módulo de elasticidad longitudinal del orden de 25000 MPa , y fuera sometido a esfuerzo axial, su respuesta en términos de tensión promedio vs. deformación, $f-\varepsilon$, sería la representada en la Fig.1.1(a). Si bien interesa en este caso el estudio de la respuesta en tracción, se agrega en la parte izquierda del diagrama la respuesta en compresión del hormigón simple para que valga de comparación. Justamente para **compresión**, los parámetros que definen la respuesta son la resistencia máxima a compresión de $f'_c=35 \text{ MPa}$, una deformación para dicha tensión del orden de 0.002 (0.2%) y una deformación máxima cercana a 0.004 (0.4%). Sin embargo a **tracción** la resistencia máxima sería del orden de 2 MPa (de acuerdo a la expresión $f_{cr} = 0.33\sqrt{f'_c}$, $[\text{MPa}]$) y para un módulo de elasticidad de $E_c= 25000 \text{ MPa}$, se obtendría una deformación máxima de tracción del orden de $2/25000 = 0.00008$ (0.008%), con un comportamiento prácticamente elástico hasta la fisuración. La rigidez a axial del material estaría dada por el valor del módulo de elasticidad del Hormigón, es decir E_c (la expresión del ACI-318 $E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 27800\text{MPa}$). .

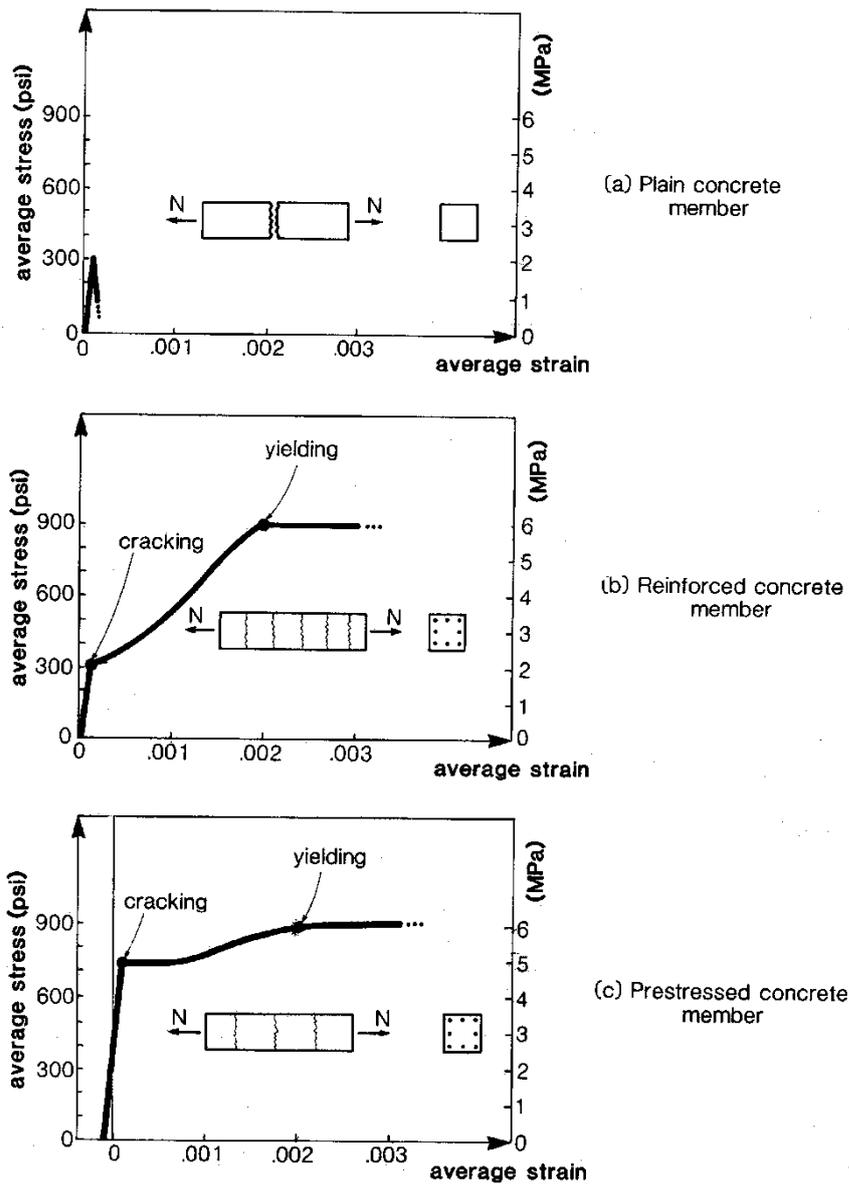


Fig.1.1. Respuesta de hormigón Simple, hormigón Armado y hormigón Precomprimido.

(b) Hormigón Armado: Si al mismo elemento anterior se le hubiera reforzado con acero, su comportamiento a tracción hubiera mejorado notablemente. Por ejemplo, si se le hubiera suministrado 1.5 % de cuantía longitudinal de acero con tensión de fluencia de 400 MPa, es decir unos 120 Kgr Acero/metro cúbico de Hormigón ($0.015 \times 7800 \text{ Kgr/m}^3$), se hubiera obtenido una respuesta como la que se muestra en la Fig.1.1.b. Si bien el nivel de aparición de la primera fisura es a la tensión de 2 MPa, ahora el miembro no falla para dicha deformación sino que continúa resistiendo cargas hasta que fluye la armadura que cruza la primera fisura. Es claro que se ha logrado entonces, con respecto al caso anterior, por un lado aumentar la resistencia final notablemente y además obtener ductilidad que antes no existía. Dado que la cuantía colocada fue del 0.015 (1.5%) del área total de hormigón (que puede tomarse como área total de la sección) y el acero fluye a 400 MPa, la resistencia final a tracción, en términos de tensión, es del orden de los 6 MPa. Esto es porque:

$$f_{eq}^{Ho} \times A_g = f_y A_s, \text{ es decir: } f_{eq}^{Ho} = f_y A_s / A_g = 400 \text{ MPa} \times 0.015 = 6 \text{ MPa}$$

La debilidad que se le puede atribuir a este comportamiento está asociada a la rigidez. Esto se ve claro en la Fig.1.1(b) ya que entre la deformación de 0.00008 y la de 0.002 (0.2%) que es la que corresponde a fluencia del acero, hubo una degradación importante en la rigidez del elemento. Inicialmente se contaba con un módulo $E_c = 25000 \text{ MPa}$ y ahora la rigidez estaría asociada al módulo equivalente dado por $(6-2)/(0.002-0.00008) = 2083 \text{ MPa}$, es decir la rigidez promedio se redujo en más de 10 veces después de la fisuración.

(c) Hormigón Armado Precomprimido: Si el mismo elemento de hormigón inicial tuviera ahora la mitad de la cantidad de acero que el caso anterior, o sea una cuantía de 0.75 % (60 Kgr de Ao./m³ de Hormigón), de los cuales las 2/3 partes de esta cantidad (unos 40 Kgr de Ao./m³ de Hormigón) fueran de acero convencional y el resto de acero (20 Kgr de Ao./m³ de Hormigón, cuantía 0.25%) de alta resistencia y previamente tensados y anclados contra el mismo hormigón, durante la aplicación de la carga exterior N se obtendría una respuesta similar a la que se muestra en la Fig.1.1(c). Suponiendo que las barras de acero de alta resistencia se hubieran tensado hasta $f_{ps} = 1400 \text{ MPa}$ (14000 Kgr/cm², es decir 3.5 veces más que la fluencia del acero convencional), resultaría que la tensión de *precompresión* promedio sobre la sección sería del orden de $f_c = 3.5 \text{ MPa}$ (resulta de $f_c = f_{ps} \times 0.0025$). En consecuencia la primer fisura de tracción en el Hormigón se produciría ahora a una tensión promedio de compresión de 5.5 MPa (que es la suma de 3.5 MPa que se requieren para llevar al hormigón a tensión casi cero más los 2 MPa que se necesitan para vencer la resistencia a tracción). La fluencia de la sección sigue controlada por el acero convencional. Para obtener la tensión de fluencia promedio de la sección, habría que sumar las contribuciones de las tensiones aportadas por las dos armaduras, de acuerdo a este esquema:

$$\text{armadura convencional } 400 \text{ MPa} \times 0.0050 = 2 \text{ MPa.}$$

$$\text{armadura pretensada } 1600 \text{ MPa} \times 0.0025 = 4 \text{ MPa.}$$

donde se ha supuesto que 1600 MPa es la tensión a la que se encuentra la armadura de alta resistencia después del tensado inicial, de las pérdidas de pretensado (se ha considerado 0.001 de pérdida total de pretensado por fluencia lenta del hormigón, contracción por pérdida de humedad y deformación elástica por compresión) y de la tensión adicional para que se alcance la deformación de 0.002 en la sección. Después de la fluencia de la “sección”, que se alcanzaría a una tensión promedio de 6 MPa , el elemento podría aumentar aún un poco más la resistencia por el posible aumento de la tensión en el acero de alta resistencia. En definitiva, esto implica que el comportamiento de esta sección de Hormigón Armado Precomprimido a tracción posee claramente una **rigidez**, una **resistencia** y una **ductilidad** (a cargas monotónicas y estáticas) que ni el hormigón simple ni el armado convencional poseen.

1.3 Breve referencia histórica.

La idea y principios de la precompresión en el hormigón datan de bastante tiempo atrás. Con el uso de los zunchos en los toneles se estaba básicamente precomprimiendo al hormigón por el efecto de confinamiento provocado por la tracción en dichos zunchos reaccionando contra las paredes del tonel (Fig. 1.2).



Fig.1.2. Toneles con zunchos

A fines del siglo XIX, por el año 1886, P. H Jackson de San Francisco realizó una propuesta de precomprimir al hormigón. En 1888 W. Dörung de Berlín solicitó una patente referida a precompresión del hormigón en mesas de tensado. Los primeros ensayos en elementos de hormigón que contenían armaduras de resistencia convencional (la utilizada en el hormigón armado) previamente traccionadas y con precompresión por adherencia fueron realizados en 1906 (hace casi 100 años) por M. Koenen, en Berlín. Estos y otros intentos pioneros de esa época no fueron satisfactorios puesto que al no haber utilizado aceros de alta resistencia, las bajas tensiones iniciales en dichas barras se perdían en su casi totalidad debido a las pérdidas del tensado inicial de las barras.

El desarrollo moderno del hormigón precomprimido es debido al francés Eugene Freyssinet, quien claramente mostró los efectos de la fluencia lenta y la contracción del hormigón. Este investigador en 1928 demostró que mediante el uso de acero de alta resistencia las pérdidas de tensiones se podían mantener en niveles razonablemente bajos. El problema básico en los primeros intentos fue que al utilizar acero de resistencia normal no era posible de elongarlo en la operación de pretensado más allá de una deformación de 0.0015 (0.15%), y a su vez las pérdidas de dicho tensado por contracción y fluencia lenta sumaban cerca de 0.001 de deformación, por lo cual casi las $2/3$ partes de la precompresión en el hormigón se habían perdido. Con aceros de alta resistencia, sin embargo, la elongación que se puede alcanzar es cercana a 0.007 , por lo cual cerca de $6/7$ de la tensión inicial son utilizables para resistir las cargas de servicio. Para reducir las pérdidas aludidas, aconsejó no solamente utilizar aceros de alta resistencia sino también hormigones de resistencia elevada. La expansión del hormigón precomprimido se volvió posible cuando se desarrollaron métodos confiables para el tensado de las barras y para los anclajes extremos de las mismas, como los que desarrolló Freyssinet en 1939. El uso del hormigón precomprimido se extendió rápidamente. Ya en el año 1951 se informaba que en Europa se habían construido 175 puentes y 50 pórticos en edificios de viviendas con hormigón precomprimido. En América del Norte, por ejemplo, para ese tiempo se habían construido cerca de 700 tanques de reserva de agua con hormigón precomprimido. Para 1990, se dice que en Norte América cerca de 200000 toneladas de acero de pretensado es utilizado cada año ($1/4$ del consumo total en el mundo).

2. PRINCIPIOS GENERALES DEL HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO.

2.1. Respuesta en flexión. Distintas formas de interpretación.

En la sección 1 se analizó el efecto de la precompresión en elementos de hormigón sometidos a tracción. En este caso, se dará una explicación sobre los principios básicos que rigen el comportamiento del hormigón precomprimido a partir de la respuesta en flexión. Éste es uno de los esfuerzos que en las estructuras de hormigón con frecuencia se trata de balancear a través de pre-esfuerzo en el hormigón para contrarrestar a las tensiones de tracción que se inducen por flexión.

El comportamiento del hormigón precomprimido en flexión se puede explicar a partir de tres (3) diferentes conceptos o perspectivas: tensiones, cupla interna y balance de cargas.

2.1.a. El Concepto de Tensiones.

En este caso el hormigón es considerado como un material elástico que es comprimido con antelación para balancear las tensiones de tracción que se inducen por efecto de cargas externas. El hormigón es débil a tracción y fuerte a compresión. La precompresión permitirá al mismo soportar considerables tensiones de tracción. El hormigón no se va a fisurar si su resistencia a tracción no es excedida. Dentro de ese rango las tensiones pueden ser determinadas utilizando la teoría elástica.

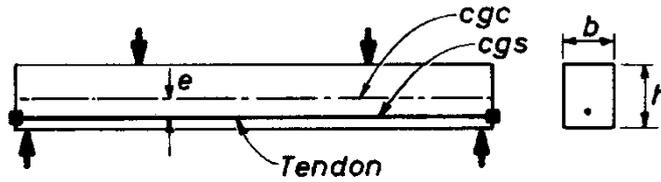


Fig. 2.1(a) Viga Precomprimida bajo Cargas Externas.

La Fig.2.1(a) muestra una viga de hormigón precomprimido con una barra de tensado (cgs = centro de gravedad del acero) colocada a una excentricidad constante e con respecto al centroide de la sección de hormigón (cgc = centro de gravedad del hormigón). En cualquier sección y debido a la fuerza F de precompresión, las máximas tensiones en el hormigón, fibras extremas, están dadas por:

$$f = F/A \pm Fe/Z \tag{2.1}$$

$A=bh$ y $Z=bh^2/6$ representan el área y el módulo de resistencia respectivamente. Si M es el momento que en cualquier sección inducen las cargas exteriores, las máximas tensiones debidas a éstas se calculan mediante el cociente M/Z , indicadas como positivas para compresión y negativas para tracción. La Fig.2.1(b) muestra la distribución de tensiones resultantes en la sección. Es importante notar que un cable excéntrico es más eficiente que uno que se hubiera colocado en el baricentro de la sección ($e=0$). Si el objetivo es anular por completo las tensiones de tracción en un elemento de sección rectangular donde no se ha aplicado ninguna carga exterior (es decir sólo hay esfuerzos de precompresión), se debe cumplir el requerimiento de:

$$Fe/Z = 6Fe/bhh \leq F/bh$$

Es decir entonces:

$$e \leq h/6 \tag{2.2}$$

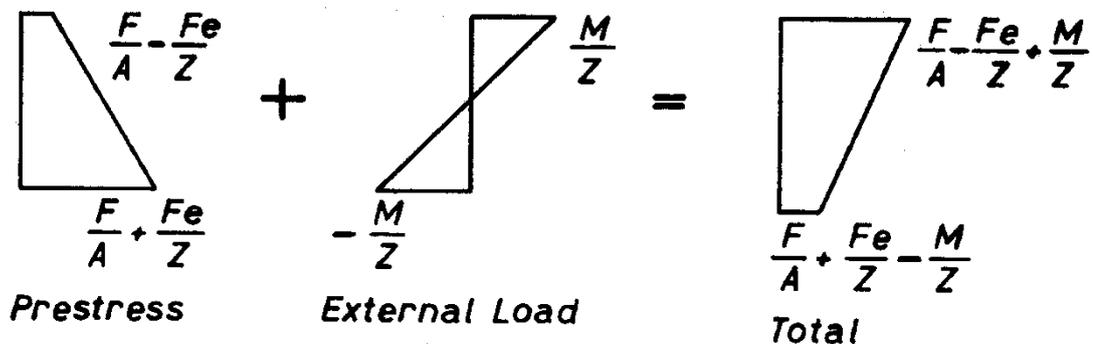


Fig.2.1(b) Tensiones en una sección de la Viga.

Las tensiones máximas en cualquier sección de la viga están dadas por:

$$f = F/A \pm Fe/Z \pm M/Z \tag{2.3}$$

Para comprender aún más el comportamiento en términos de deformaciones y tensiones en la viga precomprimida, la Fig.2.1(c) muestra las condiciones que se presentarían en la sección central de una viga de hormigón armado sin y con precompresión. Los cables para la precompresión podrían tener también un eje curvo de forma tal que los pre-esfuerzos que se induzcan se contra balanceen de una manera más eficaz con los generados por M . Una posible disposición de cable la muestra la Fig.2.2.

		conditions at midspan		
		strains	stresses	stress resultants
non-prestressed	(a) No external loads			$M = 0$
	(b) Just prior to cracking			
	(c) Just prior to failure			$M = w l^2 / 8$
prestressed	(a) No external loads			$N = 0$ $M = 0$
	(b) Just prior to cracking			
	(c) Just prior to failure			$M = w l^2 / 8$

Fig. 2.1(c) Comportamiento de Vigas de Hormigón No Comprimidadas y Precomprimidas.

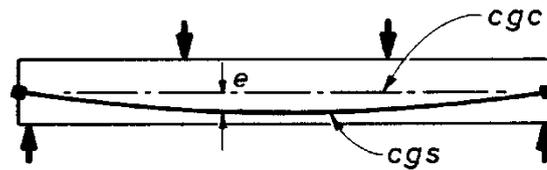


Fig. 2.2. Viga con Cable Curvo.

Es interesante notar que a medida que la acción externa varía, pero dentro del rango de carga de servicio, la fuerza T prácticamente permanece constante en un elemento de hormigón precomprimido. Esto es porque las tensiones iniciales son muy elevadas (tal vez del orden de 1200 MPa , ver Fig. 2.1(c) mientras que el incremento de las tensiones de acero debidas a deformación de flexión en el hormigón representan solamente un porcentaje de cambio muy pequeño en la fuerza de acero (tal vez pasen de 1200 a 1240 MPa , según se insinúa Fig. 2.1(c). A medida que la carga externa varía, C y T pueden considerarse como constantes y lo que cambia es el brazo elástico j_d . Como comparación, en la viga de hormigón armado, ver Fig. 2.1(c), a medida que la carga externa se incrementa, dentro del rango de servicio, C y T aumentan y lo que se mantiene casi constante es j_d .

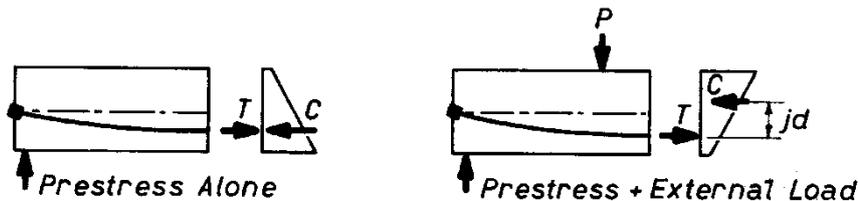


Fig. 2.3. Cupla Interna de un Elemento Precomprimido.

En el hormigón armado convencional no se puede utilizar en forma efectiva aceros de alta resistencia a tracción, puesto que si se intentara llevar éstos a tensiones altas, implicaría necesariamente deformaciones elevadas. Esta situación provocaría a su vez que el hormigón que rodea a dichas armaduras fuera sometido a combinación de tensiones que se traducirían en una configuración de fisuras muy serias para el estado de servicio. En el hormigón precomprimido éste problema no existe puesto que el acero ya fue previamente tensionado.

2.1.b. El Concepto de la Cupla Interna.

La segunda forma conceptual de ver el efecto de precompresión es considerar al hormigón precomprimido como una combinación de acero y hormigón en el cual la fuerza de tracción en el acero y la resultante de las tensiones de compresión en el hormigón forman una cupla interna que resiste los momentos flectores debidos a las cargas externas. En la Fig.2.3 se ve que la fuerza de compresión C que puede aportar el hormigón actúa en el baricentro del bloque de tensiones de compresión. Por otro lado la fuerza de tracción T del cable debe ser, por condición de equilibrio, igual y opuesta a C

para cualquier estado de acciones. Cuando no existe carga externa sobre la viga, C y T deben tener la misma línea de acción, es decir que la cupla interna es cero. Luego de aplicada la carga externa, el centroide del bloque de tensiones de compresión se mueve hacia arriba en la sección debido al cambio necesario en la distribución o perfil de tensiones de compresión. Como resultado, se manifiesta la cupla interna $C_{jd} = T_{jd}$ que es la que equilibra al momento externo, y que se observa en la parte derecha de la figura.

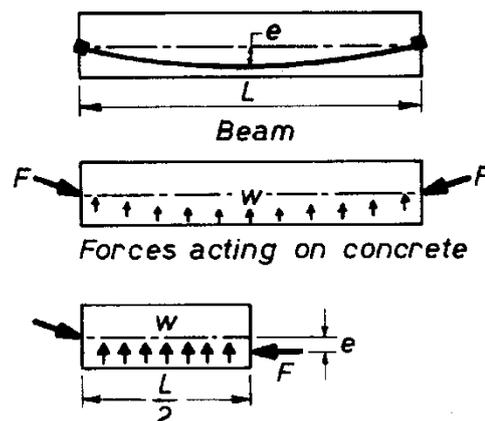


Fig.2.4(a) Fuerzas de un Tensor Parabólico

2.1.c. El Concepto del Balance de Cargas.

El hormigón precomprimido se puede considerar también como un intento para balancear las cargas externas a través de las acciones inducidas por los tensores. La Fig.2.4(a) muestra una viga simple precomprimida por un cable parabólico. El tensor, al reaccionar contra el hormigón, aplica a éste una carga uniformemente distribuida w por unidad de longitud, con sentido hacia arriba. Considerando las fuerzas que actúan en la mitad de la viga y tomando momentos con respecto a la sección extrema izquierda (la de anclaje del tensor), resulta:

$$M = Fe = wl^2 / 8$$

Por lo que:

$$w = 8Fe / l^2 \quad (2.4)$$

En forma similar, la Fig.2.4(b) muestra las fuerzas que actúan sobre el hormigón de un elemento con un tensor de tramos rectos y ascendentes hacia los apoyos. Bajo esta óptica, las cargas externas se pueden balancear por las acciones que hacia arriba induce el tensor. Si la acción exterior fuera exactamente balanceada por el tensor, la viga no sufriría flexión alguna y el hormigón estaría sometido solamente a un estado uniforme de tensiones iguales a F/A , puesto que el momento exterior sería equilibrado por el inducido por la precompresión.

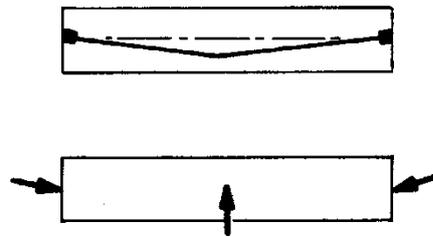


Fig. 2.4(b) Fuerzas de un Tensor de dos Tramos Rectos.

En la práctica generalmente no es posible equilibrar las cargas externas en forma total, pero mediante una adecuada precompresión es posible compensar una buena parte de las deformaciones debidas a la acción externa. Esto permite el uso de elementos más esbeltos y livianos que los que resultan con hormigón armado ya que con la precompresión la fisuración o se minimiza o se elimina, por lo que la rigidez aumenta notablemente. Es así que para una luz determinada, mientras que la relación luz-altura en una losa de hormigón convencional armada en una dirección puede ser del orden de 28:1, en el caso de losa precomprimada se puede aumentar a 45:1.

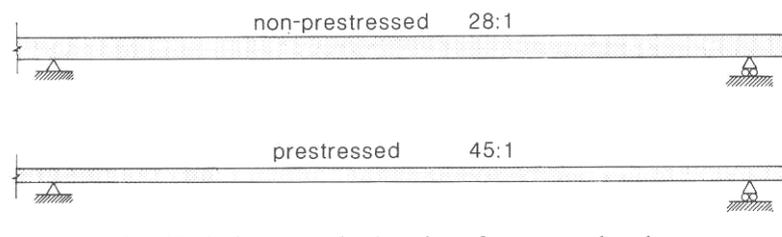


Fig. 2.5. Relaciones Típicas de luz/altura losas armadas en una dirección Precomprimadas y no precomprimadas.

2.2. GRADOS DE PRECOMPRESIÓN.

2.2.1. Definiciones.

En general se puede hablar de precompresión total, limitada, parcial y constructiva.

La precompresión **total** se utiliza cuando para la carga total de servicio y en la dirección portante principal no existen tensiones de tracción por flexión. Sin embargo, se debe reconocer que estrictamente hablando es imposible la no-existencia de esfuerzos de tracción concentrados en ciertos sectores o más distribuidos en otros por diversos efectos, que provocarán fisuras de cierto grado inevitables. Por ejemplo, en la zona de los anclajes de los tensores; tensiones transversales por adherencia; tensiones de tracción por flexión oblicua, corte y torsión; tensiones de tracción por gradientes térmicos; etc.

El pretensado **limitado** es aquel para el cual ante las cargas máximas de servicio, las tensiones de tracción en el hormigón, en la dirección de las cargas, no sobrepasan de un valor considerado como admisible.

El pretensado **parcial** ocurre cuando las tensiones de tracción no se restringen a un determinado valor límite, y el control de fisuración se logra mediante el uso de armadura convencional.

El pretensado **constructivo** se utiliza, por ejemplo en el caso de estructuras apoyadas no sometidas a flexión, para evitar juntas de dilatación, prevenir fisuras de separación, reducción de la fisuración o de las deformaciones, confinamiento de ciertas regiones, por ejemplo nudos, etc.

2.2.2. Implicancias de los Grados de Precompresión.

Es un error creer que en todos los casos la precompresión total implica un mejor comportamiento de las estructuras con respecto al hormigón precomprimido parcial o limitado.

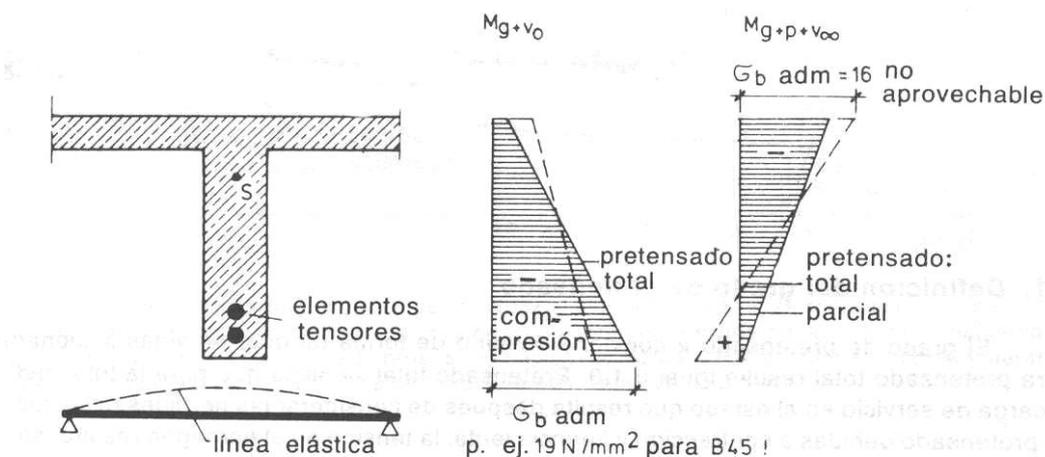


Fig. 2.6. Sección en el tramo. Para relación L/D grande la tensión de compresión en el cordón traccionado, para pretensado total, puede tomar un valor muy elevado y origina fuertes deflexiones negativas.

Si la relación entre la carga útil L y el peso propio D fuera elevada, la condición de pretensado total obligaría, por ejemplo en el caso de la Fig.2.6, a inducir en el hormigón tensiones de compresión muy elevadas en las fibras extremas del cordón traccionado por efecto de L . Como consecuencia de esta elevada precompresión se puede llegar a inducir flexiones negativas (opuesta a la de cargas gravitatorias) excesivas y que aumentan con el transcurso de tiempo por los efectos de retracción y fluencia lenta del hormigón. Este efecto provocaría la aparición de fisuras en la zona superior de la viga, y que una vez que actúe toda la carga podrían no cerrarse en forma completa, reduciendo en definitiva la altura de brazo elástico y en consecuencia la capacidad a flexión, como se indica en Fig.2.7.

Además, el pretensado total puede inducir al diseñador a colocar muy poca armadura en el hormigón, lo cual a veces es permitido por las normas, pero que en la realidad va en detrimento del comportamiento de las estructuras. Esto es debido a que cuando se inducen esfuerzos de coacción debido a por ejemplo diferencias de temperatura, asentamientos diferenciales, esfuerzos no previstos por desajustes, desalineamientos o diferencias de dimensiones en obra, diferencias con las hipótesis de cargas, etc., pueden aparecer fisuras que quedan sin control por la inexistencia del refuerzo de armaduras y superando tal vez ampliamente las separaciones y los anchos que deberían tener dichas fisuras.

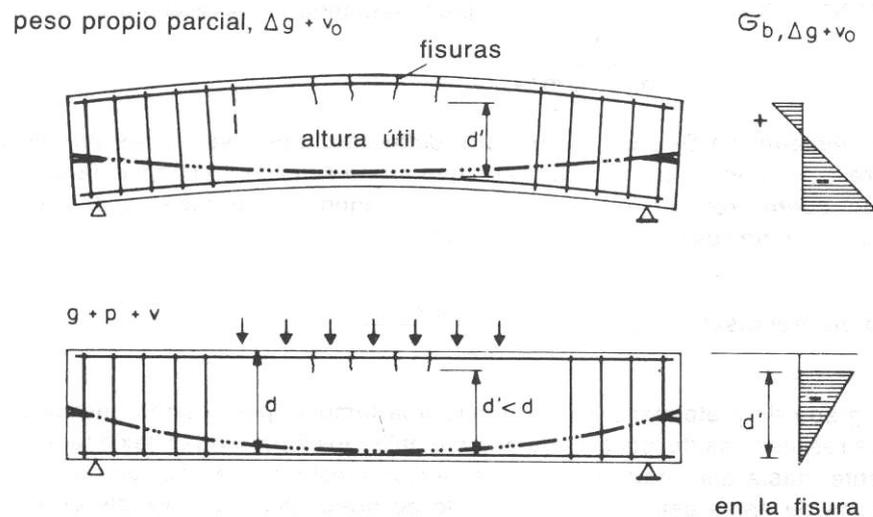


Fig. 2.7. Un elevado grado de Precompresión puede, para el caso de carga parcial, conducir a fisuras en la futura zona comprimida que se abren por fluencia lenta y posteriormente, cuando actúa la carga total, ya no se cierran totalmente. Como consecuencia la altura última queda disminuida.

En definitiva, se manifiesta que los conocimientos adquiridos a partir de los daños y de los ensayos en estructuras ponen en evidencia y sin lugar a dudas que, en las estructuras corrientes para edificios y puentes, la precompresión limitada o la parcial

conducen a un comportamiento más favorable que el que daría condiciones de diseño para hormigón precomprimido total. Esta afirmación implica la suposición que un preesfuerzo más débil en el hormigón se va a compensar con el agregado de armadura convencional que tendrá mejor y mayor control sobre la fisuración del hormigón.

La precompresión total sólo es necesaria en casos muy aislados cuando, por ejemplo, se deba evitar cualquier fisuración en depósitos para líquidos. Aún en estos casos la presencia de tracciones por esfuerzos imprevistos puede alterar las condiciones ideales de diseño. En consecuencia, para la mayoría de los casos de la práctica, es muy recomendable agregar en el hormigón refuerzo con armaduras convencionales.

2.3. Métodos para inducir pre-esfuerzos.

Para pre-esforzar al hormigón mediante tensado del acero, existen dos formas designadas en la práctica como pre-tensado y post-tensado. La principal diferencia entre los dos métodos, y es que origina la distinta designación, está en cuándo el acero es tensado: si es antes o después que el hormigón fue colocado en el molde. Lo importante es reconocer que para cualquiera de los dos casos, y teniendo como referencia el momento en que la estructura va a estar sometida a las cargas de servicio, el *acero* es el *pre-traccionado* y el hormigón resultará *pre-comprimido*.

2.3.1. Pretensado.

Este término se usa en general para describir cualquier método de pre-esfuerzo en el cual los tensores se traccionan antes de que el hormigón sea colocado en su molde, o estrictamente hablando, antes de que el hormigón haya endurecido. En este caso los elementos de tracción son anclados temporariamente en extremos muy rígidos que forman parte de lo que se conoce como banco de tensado. Luego el hormigón llena los moldes, rodeando por supuesto los tensores para lograr adherencia directa. Una vez que el hormigón ha alcanzado suficiente resistencia los tensores son cortados o liberados de sus anclajes en ambos extremos. Se produce entonces la transferencia de la fuerza de pretensado del acero hacia el hormigón, quien reacciona y queda precomprimido por esfuerzos inducidos por la adherencia inmediata entre ambos materiales. En este caso se requiere de fuertes bancos de tensado pero no de elementos permanentes de anclaje. Este método es acreditado a un ingeniero alemán, E. Hoyer que lo desarrolló en 1938. El proceso se puede apreciar en Fig. 2.8.

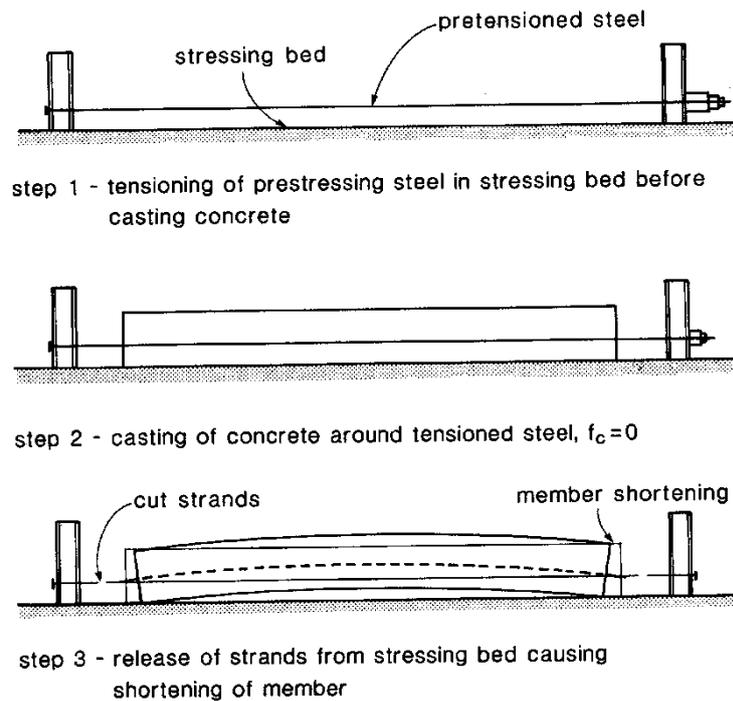


Fig. 2.8. Precompresión del Hormigón mediante el Pretensado del Acero.

El método es básicamente un proceso de fábrica, y hoy existen en el mercado numerosos elementos estructurales que son prefabricados con pretensado. La Fig.2.9 muestra algunas de las secciones transversales de elementos prefabricados.

En general los tensores son rectos, pero muchas veces se los curva para variar su excentricidad (draping o harping en textos en inglés) y lograr condiciones de trabajo más favorables. Por ejemplo, la Fig.2.10 muestra cómo se posicionan los tensores y los elementos utilizados para tal operación. Por supuesto que los elementos que mantengan a los tensores en la posición no recta deberán permitir el movimiento longitudinal para poder materializar la operación de tensado. Esta configuración de tensores permite por ejemplo reducir la excentricidad en los extremos apoyados y por lo tanto se reduce o evita la fisuración del hormigón en las fibras superiores. Una manera alternativa de lograr este objetivo es reduciendo la fuerza de precompresión en dichos extremos, por ejemplo, eliminando la adherencia (debonding) en cierta longitud y en ciertos tensores, tal como muestra la Fig.2.11 (blanketing en textos en inglés).

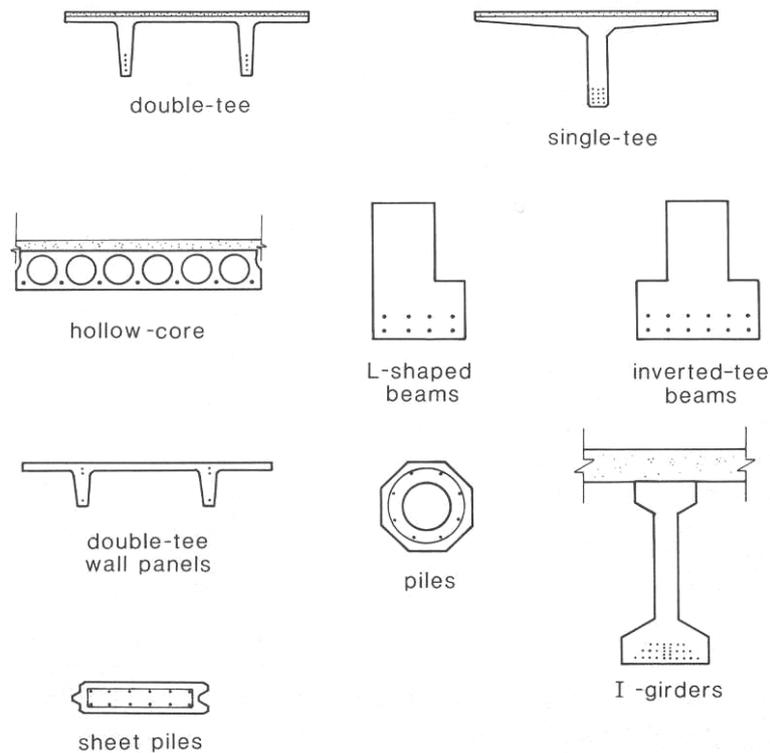


Fig. 2.9. Elementos Prefabricados Pretensados típicos.

2.3.2. Post-tesado.

En este caso el tensor es puesto en tracción y liberado contra el hormigón después de que éste ha adquirido suficiente resistencia. El esfuerzo de compresión se transmite al hormigón a través de anclajes permanentes que se colocan en los extremos del elemento. Los conductos a través de los cuales pasan los tensores son generalmente vainas metálicas livianas y de pequeño espesor. Los tensores o bien se han colocado junto con las vainas o bien se enhebran antes de hacer la operación de tensado. Esta última situación en lo posible debe evitarse por los problemas que podría acarrear el enhebrado.

Con este método los tensores pueden fácilmente posicionarse para que en forma más efectiva puedan compensar los esfuerzos de las cargas externas: su forma se puede adaptar a las zonas de tracción asociadas a la flexión.

La Fig.2.12 muestra formas de tipos de tensores, vainas y elementos típicos para las operaciones de tensado y anclajes. En las Figs.2.13 (a) a (e) se muestran diferentes tipos de anclajes para materializar el post-tesado. Algunos son de fricción, otros de apoyo directo y otros son combinación de ambos.

El post-tesado puede ser o bien una operación de fábrica o in situ. Puede ser por ejemplo que el hormigón haya sido colado in situ y luego de endurecido allí puesto en precompresión, o bien puede que se hayan prefabricado elementos individuales se

enhebran los cables a través de ellos y se efectúa la precompresión en conjunto para todos, para conformar la estructura continua.

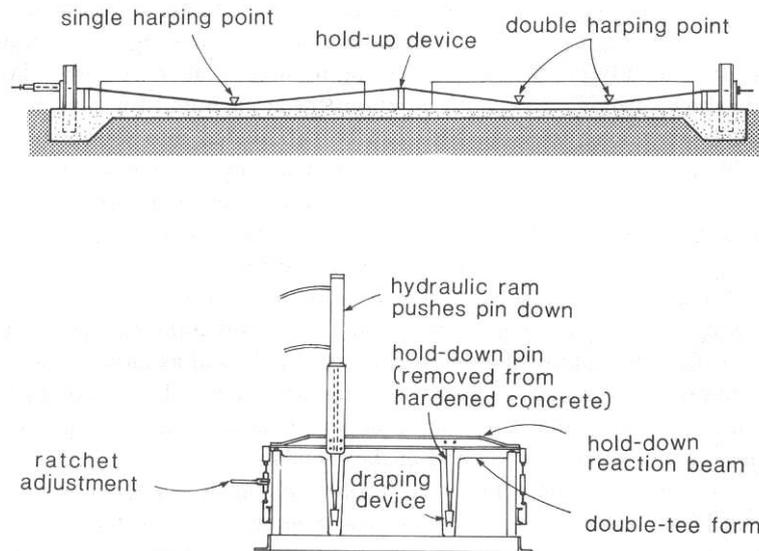


Fig. 2.10. “Draping” o “Harping” de los cables.

El espacio que queda entre las vainas y los cables generalmente se llena con una lechada de cemento (grouting) principalmente con dos objetivos: en primer lugar para evitar la posible corrosión de los aceros tensados y en segundo porque al inducir la adherencia entre los materiales se aumenta la capacidad resistente del elemento estructural. Para minimizar el tiempo en que los tensores están expuestos a la corrosión, es aconsejable insertar los cables dentro de los conductos justo antes de que se deban hacer las operaciones de tensado. El grout consiste de una mezcla de cemento y agua (con relación a/c cercana a 0.50) junto con un aditivo reductor de agua y un agente expansivo. Para el caso de relleno para conductos de gran diámetro a veces se agregan materiales de relleno como arena, puzolanas o cenizas. Un adecuado grouting debería mantenerse bien fluido durante la operación de llenado, no debería mostrar segregación, no debería contraerse, tener adecuada resistencia y no contener componentes que contribuyan a la corrosión. El grout se inyecta en los puntos bajos del recorrido del tensor o en sus extremos. En los puntos altos se ubican tubos de ventilación tal cual muestra la Fig.2.14. Si el ducto no fuera correctamente ventilado, bolsones de aire podrían quedar atrapados en puntos altos de las vainas, ver Fig. 2.15, y el congelamiento de agua que llegara a ese sector podría resultar en daño serio a la estructura y a su vez en corrosión de los cables. Antes del grouting, las vainas deberían ser liberadas de suciedades que podrían estar alojadas, mediante la inyección de aire libre de aceites. A veces los ductos son limpiados con agua a presión.

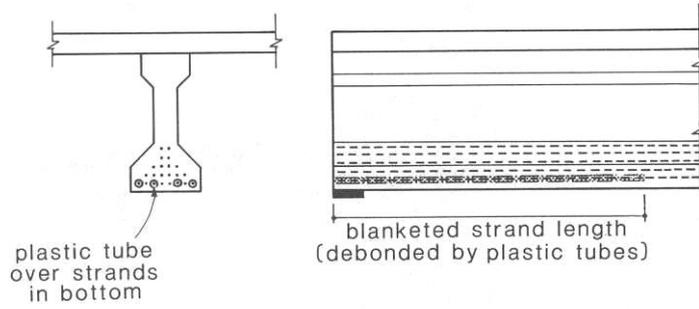


Fig. 2.11. "Blanketing" de los Cables.

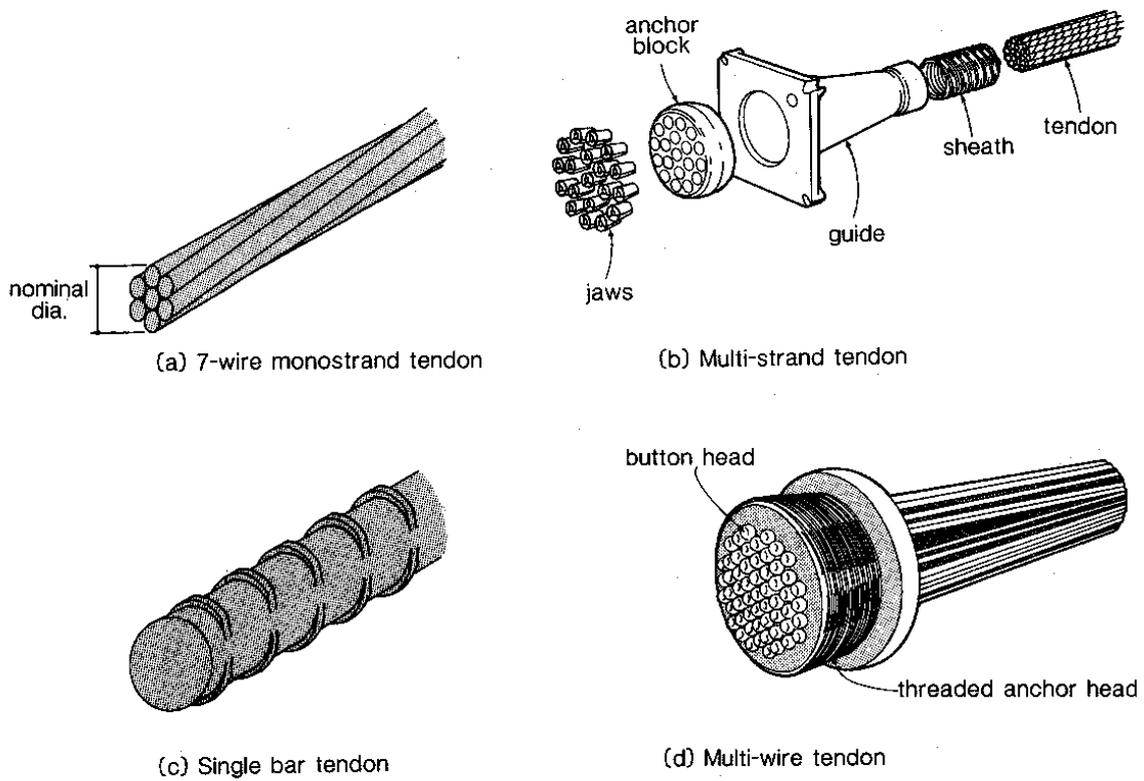


Fig. 2.12. Tipos de Tensores más utilizados: (a) cordón único de 7 alambres; (b) cable formado por varios cordones (cada uno con varios alambres); (c) cable formado por una única barra de acero y (iv) cable formado por muchos alambres.

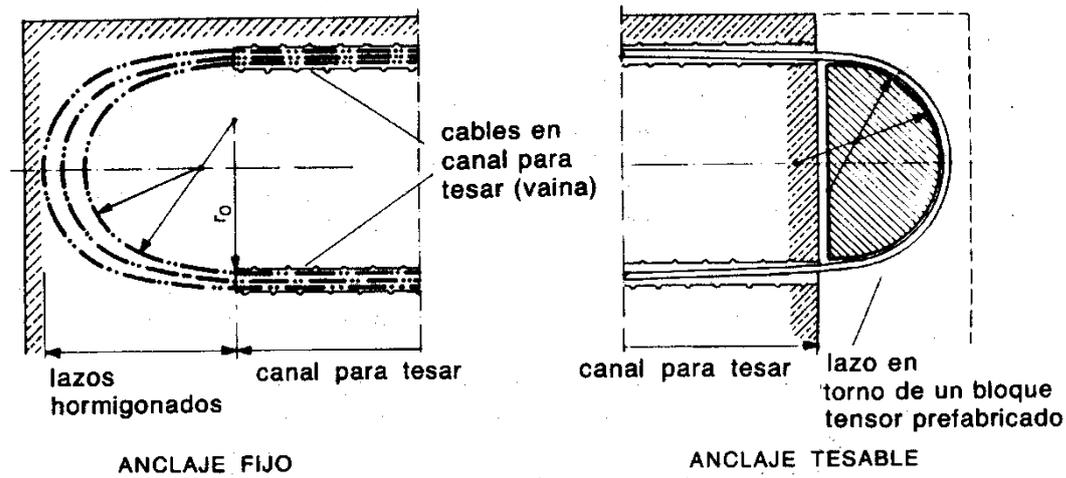


Fig. 2.13. a. Anclaje en lazo entre dos canales de tendido, hormigonado colocado alrededor de un bloque tensor prefabricado. Los alambres se abren en abanico hacia la parte curva.

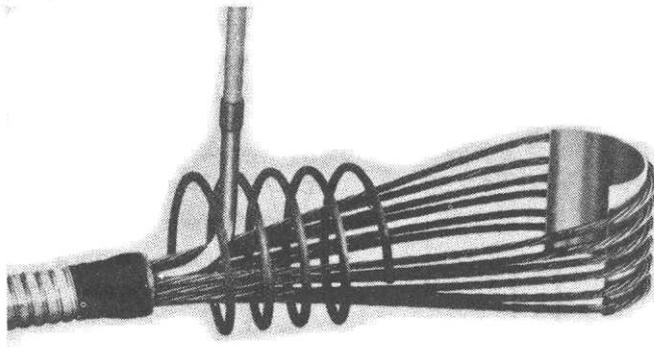


Fig. 2.13.b. Anclaje en lazos para trenzas, con coraza de chapa. (Procedimiento de VSL).

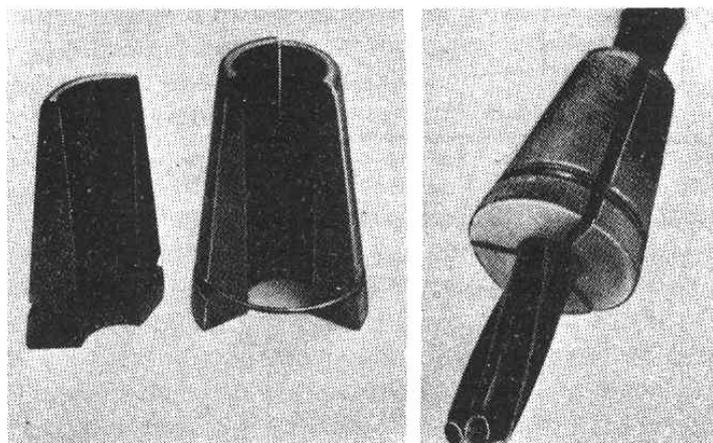


Fig. 2.13.c-1. Cuña anular para el anclaje de alambres o trenzas individuales.



Fig. 2.13.c-2. Vista de los Anclajes utilizados para la losa post-Comprimida del Laboratorio de Estructuras, IMERIS, de la Facultad de Ingeniería de la UNCuyo. Mendoza.

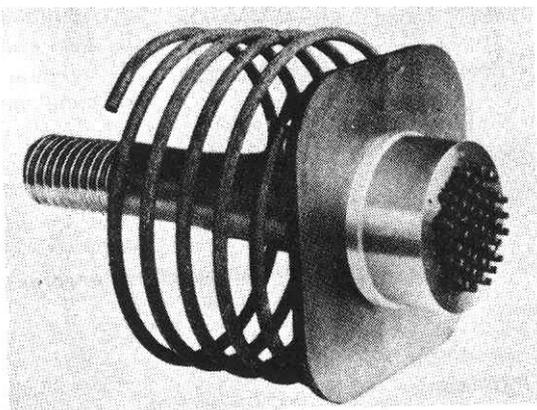
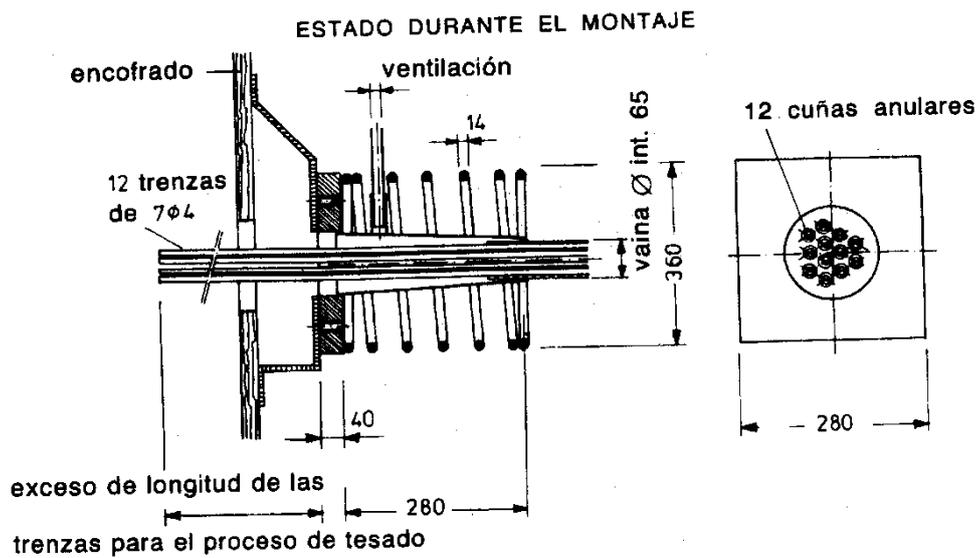


Fig. 2.14.d Cuñas anulares dispuestas con muy poco espacio entre sí, para un elemento tensor VSL de 12 trenzas de 7 diámetro 4mm.

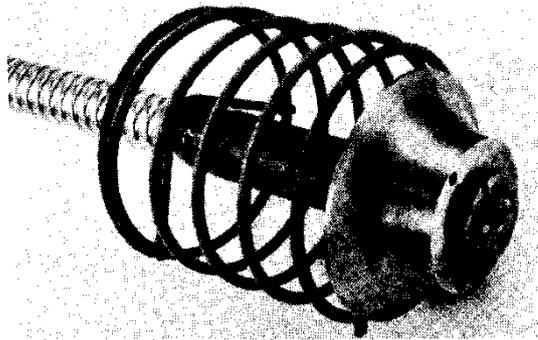
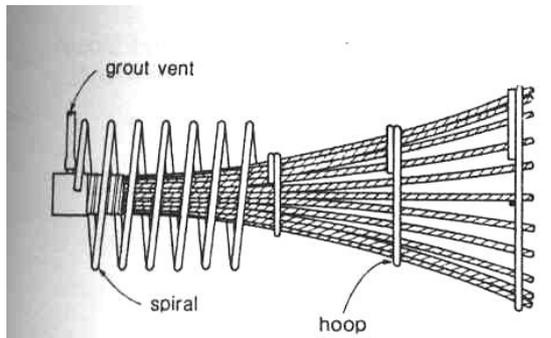
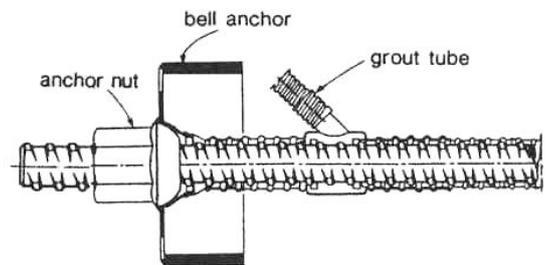


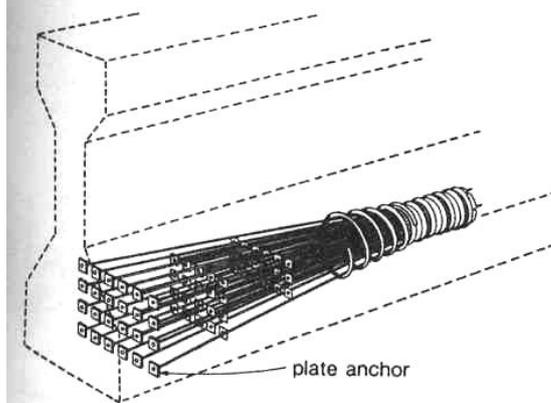
Fig. 2.15. Cuatro cuñas en sector circular anclan con un Leoba AK 163, 12 alambres de diámetro 14 mm. Los alambres interiores se mantienen fijos mediante barras separadoras dentadas y endurecidas.



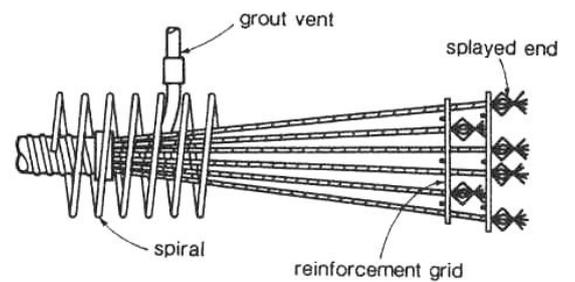
(a) Freyssinet open end anchor



(b) Dywidag bell anchor



(c) BBR individual wire anchorage



(d) VSL splayed strand anchorage

Fig. 2.15(b). Ejemplos de anclajes pasivos extremos.

3. MATERIALES.

A los efectos del diseño y construcción de hormigón armado pre-esforzado, es necesario conocer el comportamiento de sus materiales componentes, es decir, el hormigón, el acero para pretensado y el acero convencional. Las propiedades del acero han sido estudiadas en otros cursos, por lo que veremos las propiedades del acero.

3.1. Acero

3.1.1. Tipos de aceros.

Acero de alta resistencia en la forma de alambres, cables o barras es utilizado para hormigón precomprimido. Tales formas se mostraron ya en la Fig.2.12. La tabla No. 3.2 muestra las propiedades de estos elementos de acuerdo a las normas ASTM A416, A421 y A722. La Tabla No.3.3 muestra las características requeridas para los tensores según lo especifican las normas de la ASTM.

Tabla No.3.2

Tipo de tensor	Grado f_{pu} MPa	Designación. Según Dimensiones	Dimensiones Nominales		Peso Kgr/m
			Diámetro (mm)	Área (mm ²)	
Cable de 7 alambres	1860	9	9.53	55	0.432
	1860	11	11.13	74	0.582
	1860	13	12.70	99	0.775
	1860	15	15.24	140	1.109
	1760	16	15.47	148	1.173
Alambres para Pretensado	1550	5	5.00	19.6	0.154
	1720	5	5.00	19.6	0.154
	1620	7	7.00	38.5	0.302
	1760	7	7.00	38.5	0.302
Barras Deformadas para Pretensado.	1080	15	15.0	177	1.44
	1030	26	26.5	551	4.48
	1100	26	26.5	551	4.48
	1030	32	32.0	804	6.53
	1100	32	32.0	804	6.53
	1030	36	36.0	1018	8.27

Tabla No. 3.3

Tipo de tensor	Resistencia mínima a tracción f_{pu} [MPa]	Resistencia mínima de fluencia f_{py} [MPa]	Elongación mínima al momento de ruptura.	
			%	Long. control
12.7 y 15.2 mm cables con tensiones aliviadas	1890	1610	3.5	610 mm
12.7 y 15.2 mm				

cables con baja relajación	1890	1715	3.5	610 mm
Alambre de 7 mm	1645	1400	4.0	255 mm
25.4, 32, 35 mm barras conformadas para pretensado	1050	840	4.0	20 d _b

El tipo de acero para pretensado más común es el cable de 7 alambres. La Fig.3.1 muestra el proceso utilizado para la fabricación de estos tensores. Tal cual se puede ver, dos tipos de trenzas se pueden fabricar: los cables con tensiones aliviadas y los cables de baja relajación. El proceso de paso a diámetros sucesivamente menores, trefilado, y el de formación de las trenzas inducen tensiones residuales significativas. Estas tensiones causan una disminución del rango de período lineal. El alivio de tensiones (*stress relieving*) elimina las tensiones residuales y se obtiene entonces un límite de proporcionalidad más alta. El proceso de templado (*strain tempering*) es aún más efectivo en mejorar las características de tensión-deformación y tiene además la ventaja de reducir en forma substancial las pérdidas (que son función del tiempo) debidas a la relajación de los cables.

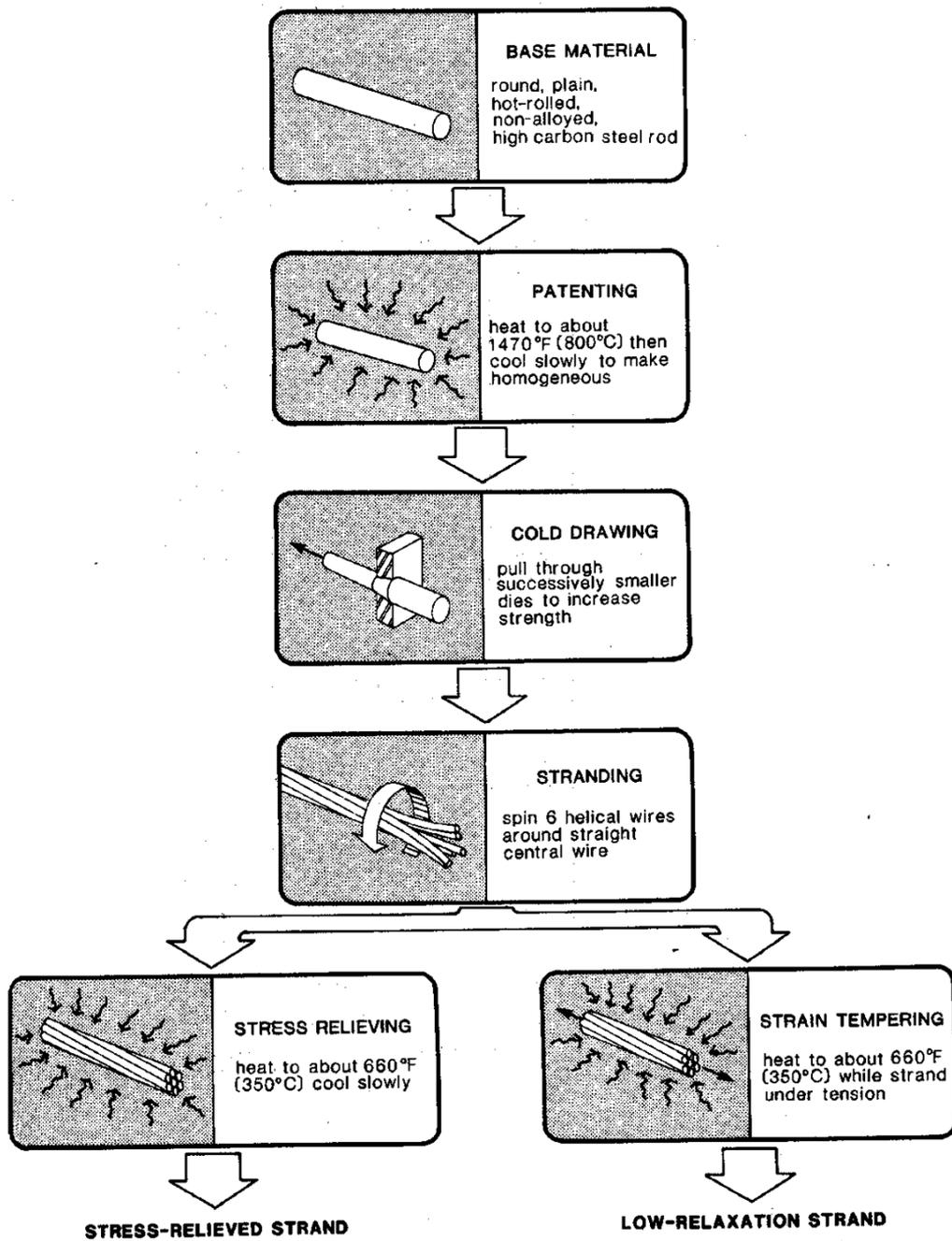


Fig. 3.1. Esquema del Proceso de Fabricación de las Trenzas de 7 alambres.

3.2.2. Respuesta tensión-deformación.

La Fig.3.2 compara las respuestas tensión-deformación para aceros utilizados para precompresión y para hormigón armado convencional.

Mientras que todos tienen básicamente la misma rigidez inicial, la resistencia de los aceros para pretensado está bastante por encima del acero típico ADN-420, con f_y , tensión de fluencia, de 420 MPa.

El valor del módulo de elasticidad se toma generalmente entre 200000 y 210000 MPa, tanto para compresión como para tracción.

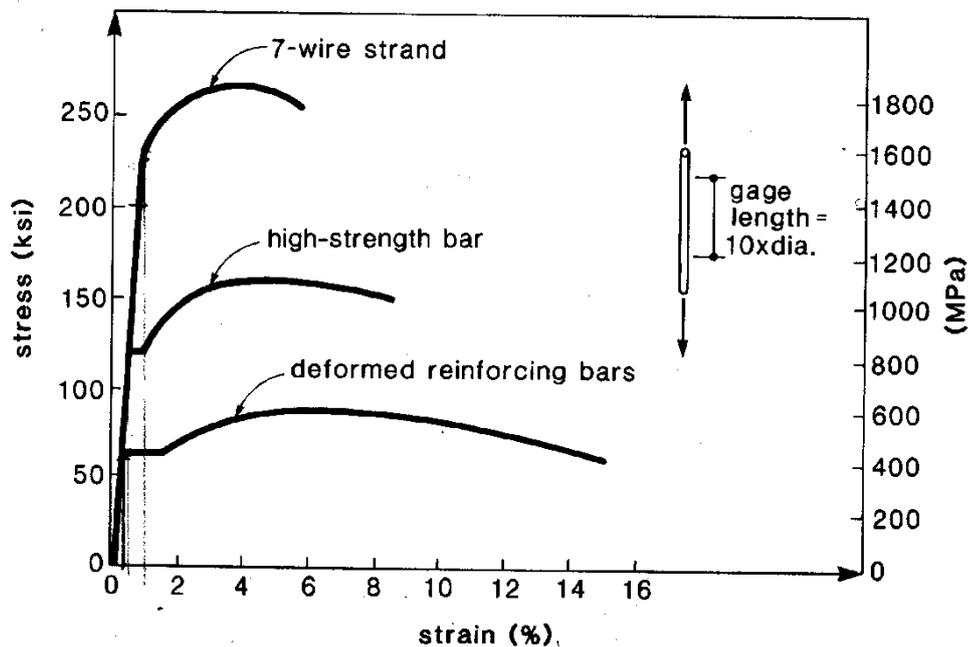


Fig. 3.2. Respuesta Tensión-Deformación para diferentes tipos de aceros.

Para cables y alambres que no exhiben una tensión de fluencia, se define una tensión de fluencia equivalente como aquella que corresponde a una deformación del 0.2 % (0.002). Es claro que a un aumento de la resistencia corresponde una disminución de la deformabilidad de los aceros, y por lo tanto una reducción en la capacidad de disipación de energía, generalmente cuantificada por el factor de ductilidad, el cual representa la relación entre la deformación máxima y aquella que corresponde al inicio de fluencia.

Tablas de Productos ACINDAR.

Alambres para pretensado

Alambre de Acero Relevado de Tensiones

Propiedades mecánicas

Designación ⁽¹⁾	Díámetro nominal	Sección nominal	Peso nominal	Tensión de Fluencia al 0,2% MPa	Alargamiento porcentual de Rotura	
	mm	mm ²	kg/m		%	long. de ref.
APL - 1700 ⁽²⁾	3,50	9,62	0,0755	1500	4,4	50 mm
APL - 1700 ⁽²⁾	4,00	12,57	0,0986	1500	4,6	50 mm
APL - 1740 ⁽³⁾	4,80	18,70	0,1468	1450	5	50 mm
APL - 1650 ⁽³⁾	6,35	31,67	0,2486	1370	5	70 mm

Alambre de Acero «BR» de baja relajación

Propiedades mecánicas. Norma IRAM - IAS U 500 - 517

Designación ⁽¹⁾	Díámetro nominal	Sección nominal	Peso lineal	Tensión de Fluencia al 0,2% MPa	Alargamiento porcentual de Rotura	
	mm	mm ²	kg/m		%	long. de ref.
APL 1700	5	19,64	0,154	1500	5	50 mm
	7	38,48	0,302	1500	5	50 mm

Porcentaje de relajación

Carga inicial %	Relajación máxima a 1.000 h y 20° C (%)
60	1
70	2
80	3

Cordones de 2 y 3 alambres de Acero Relevado de Tensiones. Propiedades mecánicas. Norma IRAM-IAS U 500-07

Designación ¹⁾	Construcción del cordón	Diám. nominal de los alambres mm	Sección nominal del cordón mm ²	Peso nominal del cordón kg/m	Carga al 1% del alargamiento min. ²⁾ kN	Carga de rotura mín. kN	Alargamiento min. sobre 200 mm %
C1800	2 x 1,84	1,84	5,31	0,0417	7,6	9,5	2,5
C1800	2 x 2,4	2,4	9,08	0,0713	13	16,2	2,5
C1800	3 x 2,4	2,4	13,9	0,109	19,4	24,3	2,5
C1650	3 x 3	3	21,2	0,167	28,2	35,3	2,5
C1650 ³⁾	3 x 4	4	37,7	0,296	49,8	62,2	2,5
C1900*	2 x 2,25	2,25	7,95	0,066	13,2	15,6	2,5
C1900*	3 x 2,25	2,25	11,92	0,102	19,8	23,5	2,5
C1750*	3 x 3,00	3	21,2	0,167	31,5	37,1	2,5

³⁾Nuevos Productos

Cordones 1 x 7 de Acero «BR» de Baja relajación. Propiedades mecánicas. Norma IRAM-IAS U 500-03/89 ⁴⁾

Designación	Diámetro nominal mm	Sección nominal mm ²	Peso nominal kg/m	Carga al 1% de alargamiento ²⁾ kN	Carga de rotura mínima kN	Alargamiento de mínimo sobre 200 mm %
C - 1900 ⁴⁾	9,5	54,8	0,432	92	102	3,5
GRADO 270	12,7	98,71	0,775	166	184	3,5
	15,2	140	1,100	235	261	3,5

Porcentaje de relajación

Carga inicial %	Relajación máxima a 1.000 h y 20° C (%)
60	1
70	2,5
80	3,5

¹⁾ Los valores de designación corresponden aproximadamente a la resistencia a la tracción nominal del Cordón expresada en MPa.

²⁾ La carga al 1% del alargamiento total se considera equivalente a la carga al 0,2% de deformación permanente.

³⁾ Consultar por pedido mínimo de este material.

⁴⁾ Bajo pedido especial se fabrican cordones según Norma ASTM A 416/88

4. DISEÑO Y ANÁLISIS DE SECCIONES DE HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO. DIFERENCIAS CON EL HORMIGÓN ARMADO CONVENCIONAL.

4.1 Consideraciones generales.

Para el diseño existen dos metodologías bien diferenciadas: por tensiones admisibles y por resistencia. Existe además el método del diseño por capacidad, una necesidad para diseño sismo resistente.

Para estructuras de hormigón armado convencional es prácticamente aceptado en casi todo el mundo el diseño por resistencia. Este se conoce con las siglas en inglés como método *LRFD* (*Load Resistance Factor Design*). La resistencia nominal se alcanzaría solamente si las cargas esperadas en condición de servicio, por ejemplo D y L , se incrementaran respectivamente, ACI-318-05, con factores de amplificación 1.2 y 1.6 . Cualquier reserva de seguridad más allá de esas cargas estaría dada por hipótesis conservadoras en la modelación y/o por sobre resistencias de materiales. Sin embargo, pese a que los elementos se diseñan por resistencia, debe verificarse que existirá un comportamiento satisfactorio ante cargas de servicio, en particular con respecto a deformaciones y fisuración.

Para el caso de elementos de hormigón preesforzado, la práctica corriente consiste en utilizar el método de tensiones admisibles o permisibles. En este caso los elementos se dimensionan de forma tal que los esfuerzos en el hormigón y el acero bajo las cargas de servicio, $(D+L)$, permanezcan dentro de límites admisibles, los cuales son una fracción de las resistencias especificadas de los materiales. Esto tiene su justificación ya que uno de los objetivos de la precompresión es la de mejorar el comportamiento de los elementos bajo cargas de servicio, y en general son éstas las condiciones que prevalecen al momento de obtener la cantidad de preesfuerzo necesario. En el diseño para cargas de servicio se supone un comportamiento elástico tanto del acero como del hormigón ya que en ambos casos los esfuerzos impuestos como límites son relativamente bajos.

De todas maneras, independientemente del método seleccionado, un elemento estructural debe comportarse satisfactoriamente en todos los estados posibles de pasar en su historial de cargas. En consecuencia, los elementos diseñados a precompresión en base a tensiones admisibles deben ser verificados a resistencia para actuar satisfactoriamente en el caso de que las cargas se incrementen por encima de los valores de servicio.

4.2 Materiales.

4.2.1 Clases de hormigón según tensión en fibra extrema de hormigón en tracción.

La norma reconoce los siguientes casos dados en Tabla 4.1, en función del valor de la tensión de la fibra extrema del hormigón en tracción, f_t , para condiciones de cargas de servicio. Para clases *U* (Uncracked) y *T* (Transition) la determinación de las tensiones bajo cargas de servicio se puede hacer en base a sección NO fisurada, no así en el caso de clase *C*, *Cracked*.

Tabla 4.1. Reproducción de Tabla 3.12 CIRSOC 201-2005

Clase	valor de la tensión f_t
U	$f_t \leq 0,7 \sqrt{f'_c}$
T	$0,7 \sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$
C	$f_t > \sqrt{f'_c}$

Tabla 4.2. 18.3.3 CIRSOC-2005. Condiciones de servicio.

Tabla 18.3.3. Requisitos para el diseño en condiciones de servicio

	Elementos pretensados			Elementos no pretensados
	Clase U	Clase T	Clase C	
Comportamiento supuesto	No fisurado	Transición entre no fisurado y fisurado	Fisurado	Fisurado
Propiedades de la sección para determinar las tensiones bajo cargas de servicio	Sección bruta 18.3.4	Sección bruta 18.3.4	Sección fisurada 18.3.4	Ningún requisito
Tensión admisible en la transferencia	18.4.1	18.4.1	18.4.1	Ningún requisito
Tensión de compresión admisible en función de las propiedades de la sección no fisurada	18.4.2	18.4.2	Ningún requisito	Ningún requisito
Tensión de tracción bajo las cargas de servicio (18.3.3.)	$\leq 0,7 \sqrt{f'_c}$	$0,7 \sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	Ningún requisito	Ningún requisito
Bases para la determinación de las flechas	9.5.4.1 Sección bruta	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.2. , 9.5.3 Momento de inercia efectivo
Control de la fisuración	Ningún requisito	Ningún requisito	10.6.4 Modificado por el artículo 18.4.4.1.	10.6.4
Determinación de Δf_{ps} ó f_s para el control de la fisuración	—	—	Análisis de sección fisurada	$f_s = \frac{M}{A_s \cdot \text{brazo de palanca}}$ ó $0,6 f_y$
Armadura de las caras laterales	Ningún requisito	Ningún requisito	10.6.7	10.6.7

4.3 Tensiones de flexión.

4.3.1. Análisis.

Los casos de cargas que se examinan para elementos de hormigón precomprimido incluyen las combinaciones de precompresión, carga permanente, D , y carga viva, L , al momento de transferencia y luego de las pérdidas. En el caso común de que los elementos precomprimidos sean manipulados de forma tal que simulan la manera en que van a ser soportados en obra, es razonable suponer que las fuerzas de precompresión y cargas permanentes actúan siempre simultáneamente. En este caso, las combinaciones que se presentan para el análisis son:

- (i) precompresión + carga permanente al momento de transferencia.
- (ii) precompresión + carga permanente luego de pérdidas.
- (iii) precompresión + carga permanente + carga accidental, al transferir.
- (iv) precompresión + carga permanente + carga accidental, luego de pérdidas.

Por inspección de estas cuatro posibilidades se observa que los casos (i) y (iv) son los más desfavorables pues el (i) representa el mayor caso de precompresión con la menor carga externa y el (iv) representa el menor pre-esfuerzo con la mayor carga externa. La Fig.4.1 muestra una sección de hormigón precomprimida.

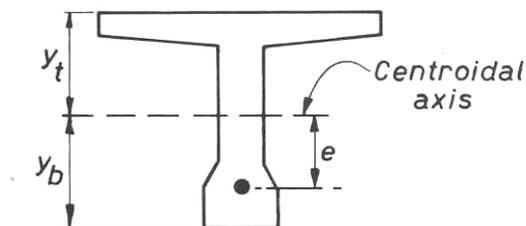


Fig. 4.1 Sección de Hormigón Armado Precomprimida.

La Fig. 4.2 muestra los diagramas de tensión resultante para los dos casos críticos antes mencionados.

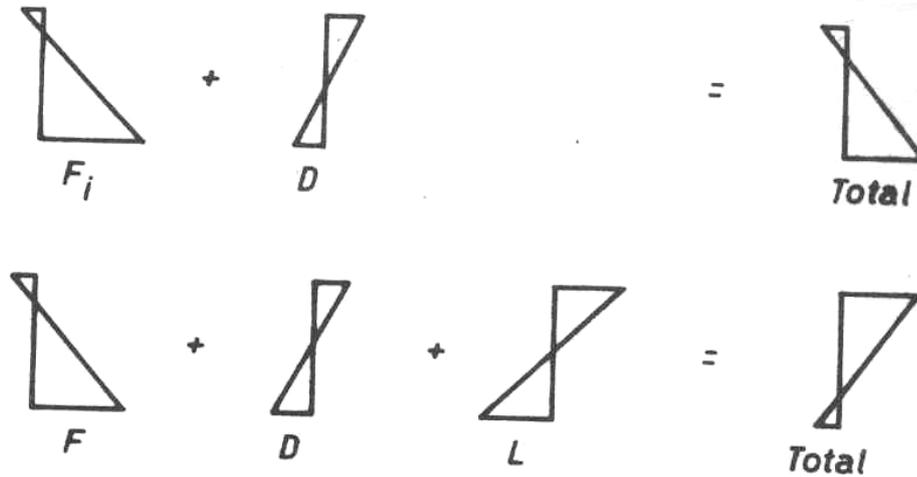
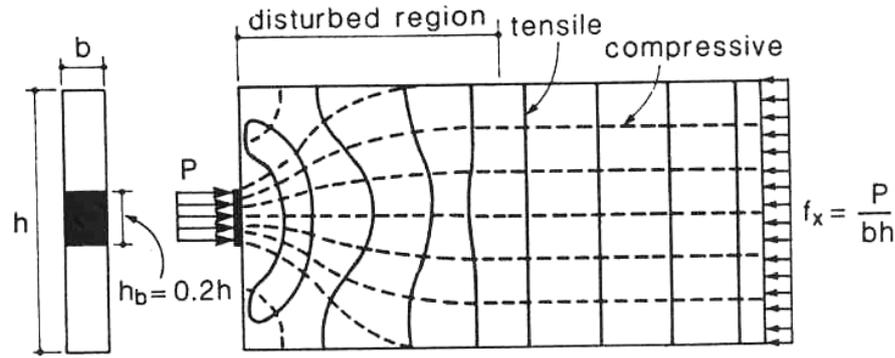


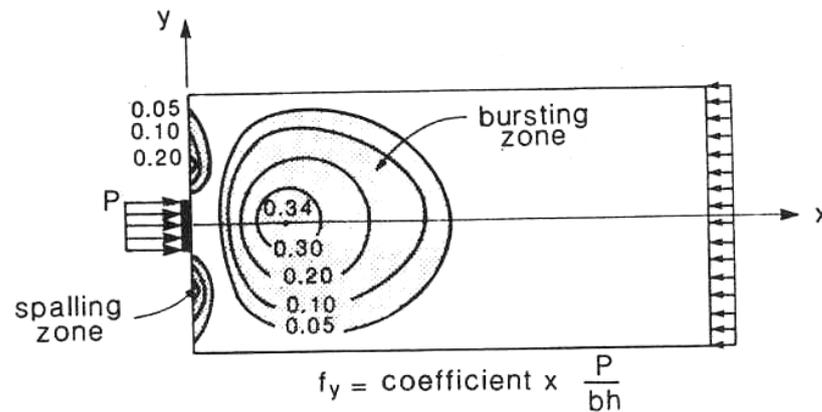
Fig. 4.2 Diagramas de Tensiones para casos que controlan el diseño por tensiones admisibles (comportamiento lineal).

5. TENSIONES EN LAS ZONAS DE ANCLAJES. REGIONES PERTURBADAS.

Hasta ahora se han hecho suposiciones donde es válida la teoría tradicional de ingeniería en vigas: secciones planas antes de la deformación permanecen planas, pero no se ha enfocado el problema de cómo se introducen las fuerzas en el elemento. En muchos casos, como el que muestra la Fig.5.1, se producen perturbaciones locales pues la carga P axial de compresión ha sido aplicada a un miembro de hormigón armado a través de un área pequeña. En estos casos la teoría tradicional y simple de vigas no es aplicable. Las regiones adyacentes a cambios bruscos, sea de sección transversal de la sección del elemento o de aplicación de cargas se conocen como zonas perturbadas. El no tratamiento correcto de las mismas puede llevar a fallas localizadas que a su vez pueden conducir a muy mal comportamiento o al colapso del elemento o estructura completa.



(a) Principal stress trajectories

**Fig. 5.1** Ejemplo de región perturbada.

A cierta distancia del punto de aplicación de la carga P , las tensiones serán uniformes y uniaxiales, es decir $f_x = P/bh$ y $f_y = 0$, y en esas regiones la suposición de secciones planas permanecen planas es válida. Sin embargo, cerca de la aplicación de la carga la distribución de tensiones es más compleja. La dispersión de las altas tensiones locales bajo la placa que aplica la carga induce tensiones transversales de tracción, f_y , las cuales pueden llegar a fisurar el hormigón. En la zona que está detrás de la placa, y que se llama zona de esfuerzos explosivos (bursting zone) se pueden formar fisuras longitudinales, y también en las caras extremas llamada zona de descascaramiento (spalling zone).

La región en la cual el campo de tensiones es perturbado por altas tensiones locales se va a extender, de acuerdo al principio de Saint-Venant, sobre una longitud de la viga, en este caso, similar a la profundidad de la misma. El diseño de estas regiones requiere de procedimientos especiales que representen en forma más adecuada el flujo de tensiones.

La zona de anclaje en el extremo de un miembro de hormigón precomprimido es normalmente llamada bloque extremo. A través de la longitud del bloque extremo el pretensado es transferido desde áreas concentradas y dispersada sobre la sección del elemento. La longitud del bloque extremo es la distancia requerida para que las tensiones se dispersen siguiendo la teoría de flexión tradicional.

6. PERDIDAS DE TENSION.

Es inevitable que se produzcan pérdidas de la fuerza de pretensado que se introducen a los tensores y que se traducen en una disminución de la efectividad de la precompresión del hormigón. Las pérdidas pueden ocurrir en forma instantánea después de aplicada la tensión inicial o bien desarrollarse sobre un determinado lapso de tiempo. Entre las pérdidas instantáneas se encuentran las debidas a fricción, las de acortamiento elástico del hormigón y las de penetración por anclaje. Entre las pérdidas diferidas en el tiempo se encuentran las debidas a fluencia y contracción del hormigón y la de relajación del acero. Se hará una breve descripción de cada una de ellas.

6.1. Pérdidas debidas a fricción.

La pérdida por fricción se produce en el hormigón post-comprimido debido a la fricción entre los tensores y las vainas. Cuando el tensor es traccionado por el gato, la fuerza no es constante a largo de su desarrollo sino que disminuye en forma progresiva a medida que las secciones están más distanciadas del punto de aplicación inicial de la tensión. Es aceptado el hecho de considerar la pérdida de fricción como la suma de dos componentes: el efecto de curvatura y el efecto de soporte local u ondulación a lo largo de la longitud del tensor.

La pérdida de tensión por fricción asociada a la curvatura resulta del cambio *intencional* del ángulo del eje, sección a sección, del tensor que tiene por objeto darle la configuración final al mismo dentro del hormigón para ser más efectivo con relación a la distribución de esfuerzos a lo largo del elemento.

6.2. Pérdidas debidas a anclaje.

En el caso del hormigón postesado, una vez que la operación de tensado se ha completado, es necesario anclar los tensores. En la mayoría de los casos esto resulta en una pérdida de tensión adicional por penetración y acomodamiento de las cuñas de anclaje.

6.3. Perdidas debidas al acortamiento elástico del hormigón.

A medida que la fuerza del tendón se transfiere a la viga de hormigón se produce una deformación de compresión elástica e instantánea en el hormigón que hace que el cable se acorte por lo que esa reducción de longitud se traduce en pérdida de esfuerzo en el acero.

En el caso del hormigón postesado, si todos los tensores no son tensados al mismo tiempo, los cables que hayan sido elongados en primera instancia sufrirán pérdidas de tensión debidas al acortamiento elástico que sufra el hormigón debido a las tensiones de compresión que induzcan los cables tensados subsiguientemente. El último cable por tensar no sufrirá este tipo de pérdida y el primero será el más afectado.

En el hormigón pretensado la pérdida de fuerza ocurrirá cuando la misma sea transferida desde el banco donde es tensado al elemento de hormigón debido a su acortamiento elástico.

6.4. Pérdidas debidas a la relajación del acero.

Las pérdidas por la relajación del acero pueden variar entre 2 a 8 % de la tensión inicial, dependiendo justamente de este valor y de la calidad del acero. El acero que por tratamiento ha sido liberado de tensiones cuando se lo utiliza a cargas normales tiene una relajación del orden del 6 %. En cambio, el acero que se le ha tratado con calor mientras está en tensión posee relajación entre 2 a 3 %.

Los fabricantes de acero dan en general una indicación de las pérdidas que se pueden esperar por relajación.

6.4.1. Relajación del acero.

La fuerza requerida para mantener un tendón altamente tensado a una elongación dada se reduce con el tiempo, fenómeno que se conoce como relajación.

6.5. Pérdidas debidas a la contracción y fluencia lenta del hormigón.

Debido a los fenómenos de contracción y fluencia lenta, el acortamiento del hormigón con el tiempo podría ser del orden de 0.0008 (0.08 %) a 0.001 (0.1 % = 1 por mil). Los primeros ensayos para precomprimir el hormigón no fueron exitosos porque se utilizaban aceros de resistencia estructural ordinaria. El bajo nivel de preesfuerzo obtenido se perdía por los efectos de contracción de fraguado y fluencia del hormigón. Los cambios en la longitud del mismo tienen mucho menos efecto si la fuerza de pretensado se obtiene utilizando cables de alta resistencia y deformados a niveles elevados, siempre por debajo de su fluencia.

6.5.1. Fluencia lenta del hormigón.

La respuesta de tensión-deformación del hormigón depende de la velocidad y de la historia de cargas. Si la tensión se mantiene constante por algún lapso de tiempo se produce un incremento de la deformación, fenómeno conocido como fluencia lenta (creep). Si es la deformación la que se mantiene constante por cierto tiempo, las tensiones decrecen, lo cual se conoce como relajación.

6.5.2. Contracción del hormigón.

A menos que mantenga bajo el agua o en el aire con *100 %* de humedad, por evaporación el hormigón pierde humedad a lo largo del tiempo y se contrae, es decir, se reduce en volumen. Por la naturaleza del fenómeno, es claro que, al igual que con la fluencia, la contracción del hormigón depende fuertemente de la composición del hormigón (en particular de la cantidad de agua con que se fabricó la mezcla), de las condiciones de humedad y de las posibilidades de restricción a pérdida de agua.

Si la contracción del hormigón es restringida, las tensiones inducidas pueden producir fisuras lo que puede provocar aumento de las deformaciones con el tiempo.

ANEXOS

CORDONES ADHERENTES







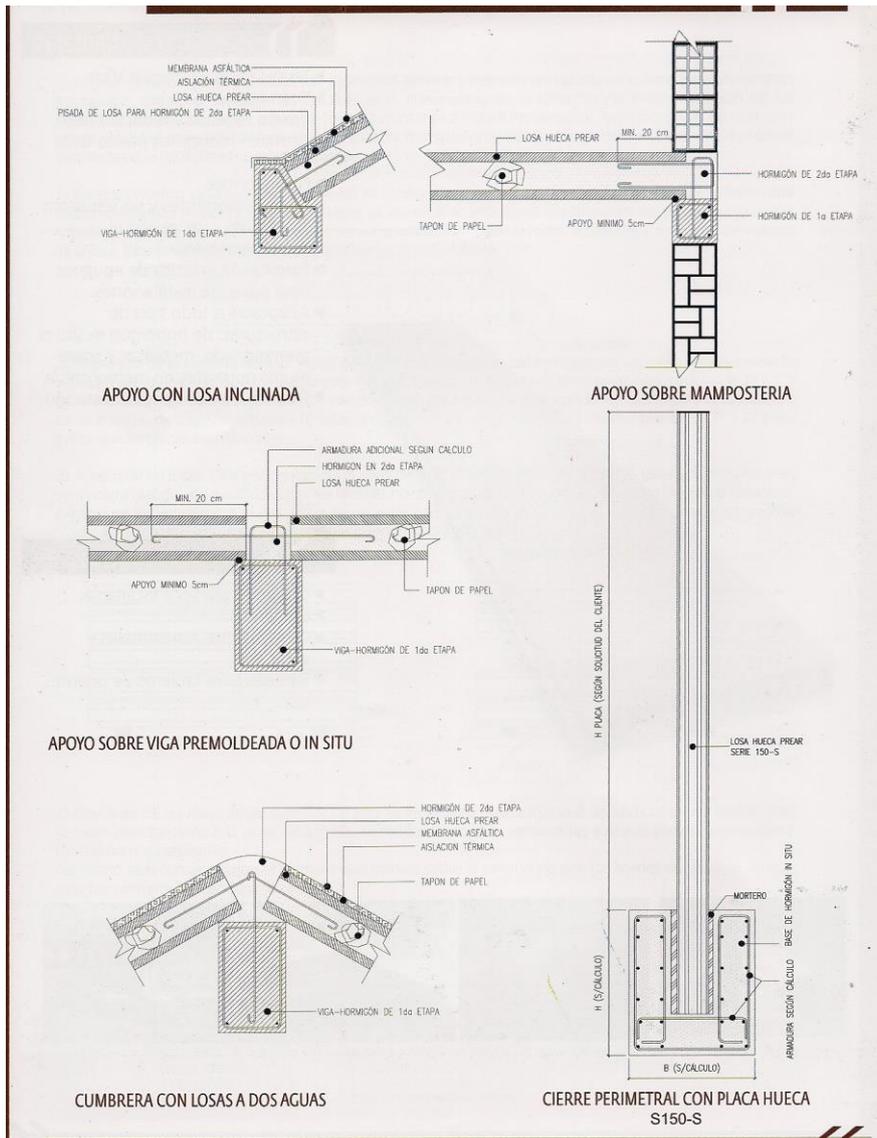
POST TESADO



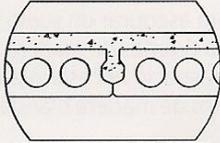
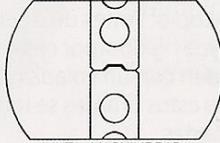
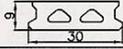
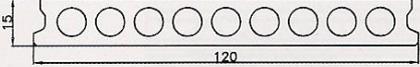
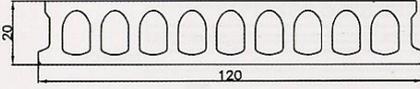
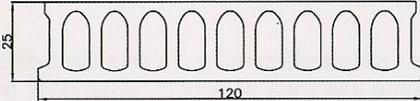
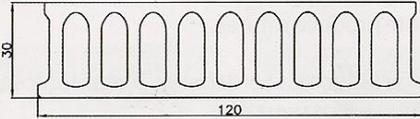
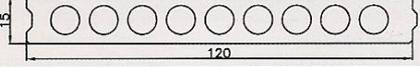
ANCLAJES

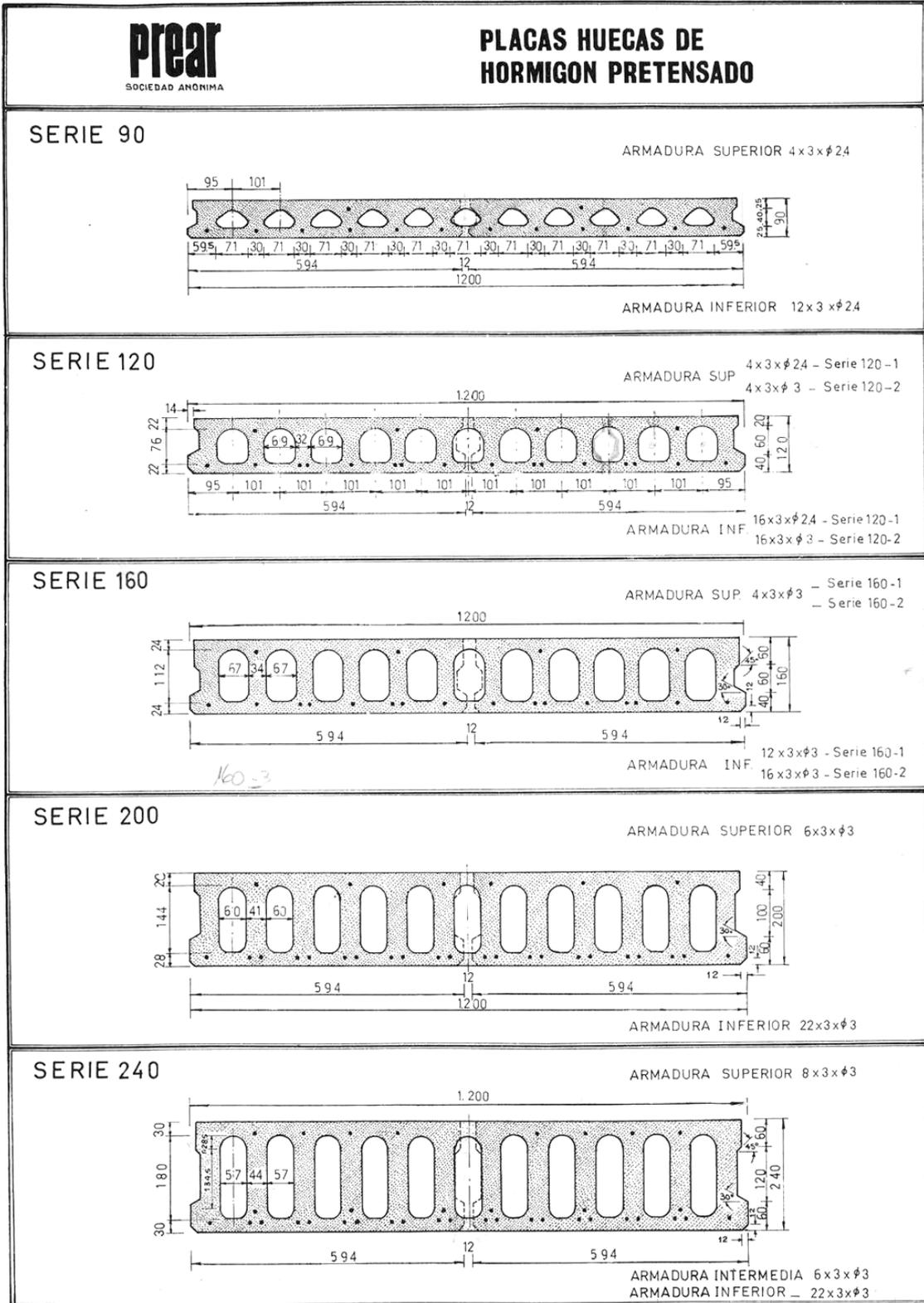






DISEÑO DE LOSAS PRETENSADAS

		 LLENADO LLAVE DE CORTE LOSA ENTREPISO - CUBIERTA		 JUNTA MACHIMBRADA CIERRES VERTICALES		
		SERIE PLACA HUECA PRETENSADA	PESO PROPIO	MOMENTO ADMISIBLE (sin capa comp.)	MOMENTO ADMISIBLE (c/ capa comp. 5cm)	ESQUEMA PLACA HUECA PRETENSADA
90	PLACA HUECA SERIE 90	177 kg/m ²	1 100 kgm/m	2 000 kgm/m		
150	PLACA HUECA SERIE 150-1	237 kg/m ²	2 515 kgm/m	3 500 kgm/m		
	PLACA HUECA SERIE 150-2	237 kg/m ²	3 900 kgm/m	5 700 kgm/m		
	PLACA HUECA SERIE 150-3	237 kg/m ²	4 973 kgm/m	7 100 kgm/m		
200	PLACA HUECA SERIE 200-1	276 kg/m ²	5 800 kgm/m	7 600 kgm/m		
	PLACA HUECA SERIE 200-2	276 kg/m ²	7 191 kgm/m	9 400 kgm/m		
	PLACA HUECA SERIE 200-3	276 kg/m ²	8 400 kgm/m	11 100 kgm/m		
250	PLACA HUECA SERIE 250-1	345 kg/m ²	9 299 kgm/m	11 518 kgm/m		
	PLACA HUECA SERIE 250-2	345 kg/m ²	10 945 kgm/m	13 600 kgm/m		
	PLACA HUECA SERIE 250-3	345 kg/m ²	12 321 kgm/m	15 600 kgm/m		
300	PLACA HUECA SERIE 300-1	375 kg/m ²	15 659 kgm/m	18 900 kgm/m		
	PLACA HUECA SERIE 300-2	375 kg/m ²	17 217 kgm/m	21 100 kgm/m		
		SERIE PLACA HUECA PRETENSADA	PESO PROPIO	POSIBLES USOS		ESQUEMA PLACA HUECA PRETENSADA
150	PLACA HUECA SERIE 150-S	237 kg/m ²	Cierres perimetrales Cerramientos verticales de estructuras <small>Las placas S150-S se pueden colocar dispuestas en forma vertical u horizontal, dependiendo del proyecto.</small>			

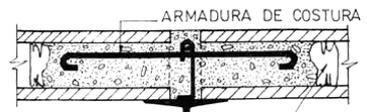




PLANILLA DE SELECCION

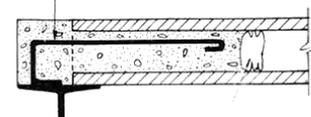
SERIE	90	120-1	120-2	160-1	160-2	200	240
Peso Propio kg/m ²	170	190	190	230	230	300	360
Momentos Admisibles kgm/m	830	1534	2061.5	2356	3015,9	5103,6	7522,8
Sobrecarga kg/m ²	LUCES MAXIMAS m						
100	—	—	—	7.55	8.00	10.10	11.45
200	4.25	5.60	6.00	6.60	7.50	9.05	10.35
300	3.75	5.00	5.80	5.95	6.75	8.25	9.55
400	3.40	4.55	5.30	5.45	6.20	7.65	8.90
500	3.15	4.20	4.90	5.10	5.75	7.15	8.35
600	2.95	3.95	4.55	4.75	5.40	6.75	7.90
700	2.75	3.70	4.30	4.50	5.10	6.40	7.55
800		3.50	4.10	4.25	4.85	6.10	7.20
900		3.35	3.90	4.10	4.60	5.85	6.90
1.000		3.20	3.70	3.90	4.45	5.60	6.65
1.100		3.10	3.60	3.75	4.25	5.40	6.40
1.200		2.95	3.45	3.65	4.10	5.20	6.20
1.300		2.85	3.35	3.50	4.00	5.05	6.00
1.400		2.75	3.20	3.40	3.85	4.90	5.85
1.500		2.70	3.10	3.30	3.75	4.75	5.70
1.600			3.05	3.20	3.65	4.65	5.55
1.700			2.95	3.10	3.55	4.50	5.40
1.800				3.05	3.45	4.40	5.30
1.900				2.95	3.35	4.30	5.20
2.000					3.30	4.20	5.05
2.100					3.20	4.10	4.95
2.200					3.15	4.05	4.85
2.300					3.10	3.95	4.75
2.400					3.05	3.85	4.65
2.500					3.00	3.80	4.60
2.600						3.75	4.50
2.700							4.45
2.800							4.35
2.900							4.30
3.000							4.25
3.100							4.15
3.200							4.10
3.300							4.05
3.400							4.00

Apoyo sobre perfiles metálicos...



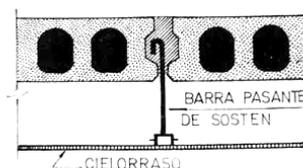
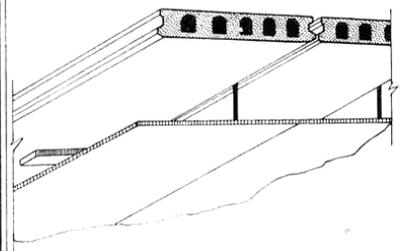
*hoy otra base
Medida
8240 cm
altura de 240 → base + ceno.*

Ø C/60 SOLDADO AL PERFIL

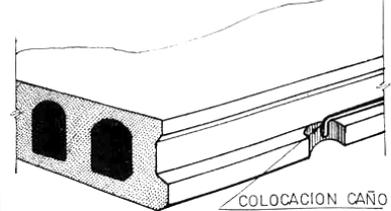


TAPON DE PAPEL

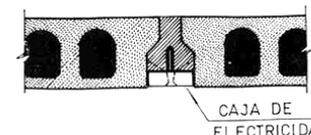
Colocacion de cielorrasos decorativos y acústicos...



Instalación de cajas para electricidad o iluminación...



COLOCACION CAÑO POR LA JUNTA



CAJA DE ELECTRICIDAD

Las Placas Huecas de Hormigón Pretensado PREAR, reúnen las máximas cualidades de resistencia, esbeltez y reducido peso.

La gran variedad en altura y ancho de las placas de fabricación standard dan una elasticidad al sistema que permiten al proyectista reemplazar con notables ventajas estructurales y constructivas los forjados convencionales y además dan solución a los casos en que éstos no son utilizables.

El dimensionado de la sección transversal de las piezas es constante y la longitud puede ajustarse a cada necesidad con una tolerancia de más o menos 1 cm.

La superficie inferior, para soluciones económicas, permite pintar directamente.

Los contrapisos se pueden eliminar, quedando la parte superior de las losas listas para colocar alfombra o bien con una muy fina capa niveladora, pisos plásticos, de goma, parquet o mosaico.

El hecho de ser las placas totalmente autoportantes, permite, inmediatamente después de colocadas las piezas, continuar los trabajos en los pisos superior e inferior sin necesidad de mantener encofrados o apuntalamientos que retrasan la obra y encarecen su costo.

El campo de aplicación de estas placas es ilimitado. Se adaptan perfectamente a viviendas de una

planta como de varios pisos, con muros portantes de mampostería, estructuras convencionales de hormigón armado, tabiques portantes de hormigón o también estructuras metálicas de perfiles doble T.

Las placas se fabrican con máquinas de alta tecnología con muy buen control de calidad.

La gran compactación por vibrado de alta frecuencia sumado a la baja relación agua cemento utilizada, aseguran óptimas resistencias en el hormigón empleado.

El pretensado de las losas se hace con aceros de gran resistencia a la tracción.

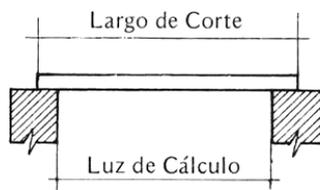
La experiencia de empleo de estas placas es de más de diez años en todos los países adelantados del mundo.

Una vez colocadas en posición, las juntas longitudinales entre losas se deben llenar con mortero rico en cemento mojado abundantemente las paredes de la misma.

Estas placas están inscriptas bajo el Nº 43 en el Registro de Forjados no Tradicionales de la Secretaría de Vivienda y Urbanismo de la Nación.

Cuentan asimismo con la aprobación del Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Provincia de Mendoza, que le ha otorgado el Certificado de Uso Nº 24 y de la Municipalidad de la Ciudad de Mendoza.

EJEMPLO DE CALCULO



DATOS:

$L_{\text{calc}} = 5,45 \text{ m}$

Sobrecarga Total: $q = 500 \text{ Kg/m}^2$

En planilla de Selección, para 500 kg/m^2 \longrightarrow $L_{\text{max}} = 5,75 \text{ m}$.
Se adopta Serie 160 2 $M_{\text{adm}} = 3.015,9 \text{ kgm/m}$.

VERIFICACION:

$$q + g \text{ (peso propio) } = 730 \text{ kg/m}^2$$

$$M. \text{ trabajo} = 2.710 \text{ kgm/m} < M_{\text{adm}} 3.015,9 \text{ kgm/m}$$

Se debe solicitar por lo tanto:

Placa serie 160 2, considerando la longitud a cortar, tomando como mínimo 5 cms. sobre la viga o muro portante.

Las Placas Huecas de Hormigón Pretensado PREAR, reúnen las máximas cualidades de resistencia, esbeltez y reducido peso.

La gran variedad en altura y ancho de las placas de fabricación standard dan una elasticidad al sistema que permiten al proyectista reemplazar con notables ventajas estructurales y constructivas los forjados convencionales y además dan solución a los casos en que éstos no son utilizables.

El dimensionado de la sección transversal de las piezas es constante y la longitud puede ajustarse a cada necesidad con una tolerancia de más o menos 1 cm.

La superficie inferior, para soluciones económicas, permite pintar directamente.

Los contrapisos se pueden eliminar, quedando la parte superior de las losas listas para colocar alfombra o bien con una muy fina capa niveladora, pisos plásticos, de goma, parquet o mosaico.

El hecho de ser las placas totalmente autoportantes, permite, inmediatamente después de colocadas las piezas, continuar los trabajos en los pisos superior e inferior sin necesidad de mantener encofrados o apuntalamientos que retrasan la obra y encarecen su costo.

El campo de aplicación de estas placas es ilimitado. Se adaptan perfectamente a viviendas de una

planta como de varios pisos, con muros portantes de mampostería, estructuras convencionales de hormigón armado, tabiques portantes de hormigón o también estructuras metálicas de perfiles doble T.

Las placas se fabrican con máquinas de alta tecnología con muy buen control de calidad.

La gran compactación por vibrado de alta frecuencia sumado a la baja relación agua cemento utilizada, aseguran óptimas resistencias en el hormigón empleado.

El pretensado de las losas se hace con aceros de gran resistencia a la tracción.

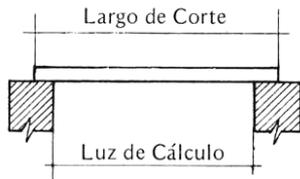
La experiencia de empleo de estas placas es de más de diez años en todos los países adelantados del mundo.

Una vez colocadas en posición, las juntas longitudinales entre losas se deben llenar con mortero rico en cemento mojando abundantemente las paredes de la misma.

Estas placas están inscriptas bajo el N° 43 en el Registro de Forjados no Tradicionales de la Secretaría de Vivienda y Urbanismo de la Nación.

Cuentan asimismo con la aprobación del Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Provincia de Mendoza, que le ha otorgado el Certificado de Uso N° 24 y de la Municipalidad de la Ciudad de Mendoza.

EJEMPLO DE CALCULO



DATOS:

L calc = 5,45 m

Sobrecarga Total: $q = 500 \text{ Kg/ m}^2$

En planilla de Selección, para 500 kg/ m^2 \longrightarrow $L_{\text{max}} = 5,75 \text{ m}$.
Se adopta Serie 160 2 $M_{\text{adm}} = 3.015,9 \text{ kgm/ m}$.

VERIFICACION:

$$q + g \text{ (peso propio)} = 730 \text{ kg/ m}^2$$

$$M. \text{ trabajo} = 2.710 \text{ kgm/ m} < M_{\text{adm}} 3.015,9 \text{ kgm/ m}$$

Se debe solicitar por lo tanto:

Placa serie 160 2, considerando la longitud a cortar, tomando como mínimo 5 cms. sobre la viga o muro portante.