

52
24.



005501
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN**

'97 AGO 5 PM 11 40

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLOS

SISTEMAS DE POSTENSADO

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :**

ANTONIO SOLIS BERNAL



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO 1997



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

SISTEMAS DE POSTENSADO

ANTONIO SOLÍS BERNAL

Este trabajo esta dedicado a todas y cada una de las personas que de alguna u otra forma colaboraron para la culminación de mis estudios y en lo particular para este trabajo.....

PARA TI

INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO I	HISTORIA DEL PRESFUERZO	
1.1	IDEAS BASICAS DEL PRESFUERZO	4
1.2	ANTECEDENTES HISTORICOS	4
1.3	MODALIDADES DEL PRESFUERZO	13
1.3.1	PRETENSADOS	14
1.3.2	POSTENSADOS	19
CAPITULO II	SISTEMAS DE POSTENSADOS	
2.1	SISTEMA FREYSSINET	25
2.1.1	ACERO	26
2.1.2	ANCLAJES	28
2.1.3	GATOS	32
2.1.4	LECHADA	33
2.2	SISTEMA STRESSTEEL	33
2.2.1	ACERO	34
2.2.2	ANCLAJES	39
2.2.3	GATOS	45
2.2.4	LECHADA	47

2.3	SISTEMA BBRV	48
2.3.1	ACERO	49
2.3.2	ANCLAJES	51
2.3.3	GATOS	60
2.4	SISTEMA STRONGHOLD	62
2.4.1	ACERO	63
2.4.2	ANCLAJES	66
2.4.3	GATOS	71
2.4.4	FUNCIONAMIENTO DE LOS GATOS EN EL PROCESO DE POSTENSADO	72
2.4.5	LECHADA	78

CAPITULO III CRITERIOS DE DISEÑO

3.1	COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO PRESFORZADO	82
3.2	CONDICIONES DE CARGA	95
3.3	DISEÑO ELASTICO	98
3.4	VIGAS EN LAS QUE LA EXCENTRICIDAD DEL PRESFUERZO VARIA A LO LARGO DEL CLARO	101
3.5	VIGAS CON EXCENTRICIDAD CONSTANTE	114
3.6	DISEÑO PLASTICO	120

CAPITULO IV	FUNCIONALIDAD DE LOS ELEMENTOS POSTENSADOS	
4.1	UN ELEMENTO POSTENSADO COMO PARTE DE UNA ESTRUCTURA	133
4.2	LA ELECCION DE UN SISTEMA DE POSTENSADO	135
CONCLUSIONES		136
BIBLIOGRAFIA		145

INTRODUCCION

Debido a la necesidad, el hombre ha creado cada una de las cosas que le son necesarias y en su evolución ha requerido cada vez de un número mayor de objetos que le proporcionen seguridad y comodidad.

El hombre vivió al aire libre a la orilla de los lagos y de los ríos. Más tarde él mismo decide establecerse en un solo sitio que le dé protección y se refugia en las cavernas. Cuando aprende a hacer uso de la piedra, sale de las cuevas y empieza a construir con roca la primera estructura que será su casa. Así, haciendo uso de su ingenio llega a construir las estructuras que le son necesarias.

El hecho de construir una estructura, que cumpliera con la función para la que fue destinada, con un grado de seguridad razonable y de manera que tuviera un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio, requería de mucho cuidado; es por ello que a través de su desarrollo, el hombre se ha percatado de la importancia que tiene la elección de una forma estructural. Esta decisión de forma, implica la selección del material con que se piensa construir. Al hacer esto, se deben tener en cuenta las características de la mano de obra, el equipo disponible, así como el procedimiento más adecuado para el caso. Además se deben satisfacer otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

En un principio las estructuras se construyeron a base de la experiencia. Sin embargo, la población se incrementaba rápidamente, se requería cada día de más obras y se contaba con un número menor de recursos disponibles.

El concreto simple sin refuerzo, es un material resistente a la compresión, pero débil a la tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para poder emplear el concreto simple en elementos que deban resistir tensiones, fue necesario encontrar una forma de suplir esta carencia.

Se pudo salvar esta deficiencia colocando acero de refuerzo, generalmente en forma de barras, en [redacted] se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las solicitaciones de servicio. La función del acero, entonces, será la de proporcionar resistencia a la tensión y restringir el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia del concreto a la tensión.

El empleo del refuerzo no solo se usó y se usa para la finalidad antes descrita, también se utiliza en zonas de compresión para aumentar su capacidad, para reducir las deformaciones debidas a las cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta la resistencia a la compresión.

Aunque como ya se ha dicho, el refuerzo restringe las deformaciones y con ello las grietas, cabe aclarar que no las elimina del todo, presentandose en anchos muy pequeños, del orden de 0.1 mm., que no tienen efectos adversos sobre la resistencia de los elementos. Sin embargo, conviene limitar el agrietamiento por dos razones principales: apariencia de las estructuras y peligro de corrosión del acero de refuerzo.

En el primer caso las consecuencias son psicológicas ya que las grietas causan en el observador una sensación de inseguridad con respecto a la resistencia estructural. En el segundo, sus efectos son nocivos por la corrosión que se produce en las varillas, debido a la exposición de estas con el medio ambiente, provocando la reducción de áreas.

El prefuerzo, que como su nombre lo dice, consiste en crear un estado de esfuerzos antes de ser sometido un elemento a ciertas condiciones de servicio, surge a consecuencia de las limitaciones que presenta el concreto reforzado: excesivo agrietamiento y escasez de acero.

El prefuerzo se divide en dos modalidades: pretensados y postensados.

Definiremos como [redacted] la acción de aplicar un esfuerzo en el acero una vez que se ha vaciado el concreto en los moldes y ha alcanzado la resistencia suficiente para soportarlo. Mientras que el postensado será la aplicación del mismo esfuerzo, pero antes del colado.

Nuestro trabajo mostrará primeramente una breve historia del presfuerzo, explicando las diferentes formas de aplicarlo. Se presentan diversos sistemas de postensado con sus componentes. Definiremos los criterios de diseño, tanto el elástico como el plástico.

Debemos aclarar que aunque en algunas ocasiones nos limitamos a vigas simplemente apoyadas, no quiere decir que no se aplique a otros elementos, esto se hace únicamente para fines explicativos.

CAPITULO I

HISTORIA DEL PRESFUERZO

1.1. IDEA BASICA DEL PRESFUERZO

Presfuerzo significa crear un estado de esfuerzos en una estructura, antes de ser sometida a ciertas condiciones de carga de servicio, con el fin de mejorar su comportamiento y su resistencia.

1.2. ANTECEDENTES HISTORICOS

El principio básico de presforzar se ha aplicado desde hace mucho tiempo en diversas actividades, como lo es la construcción de barriles y la forma de cargar tabiques; en los barriles cuando se ataban bandas metálicas a su alrededor, se apretaban los cinchos creando por un lado tensión en los mismos y por el otro las duelas a compresión, todo antes de ser sometido a las cargas de servicio, esto lo podemos apreciar en la Figura No. 1.

En la forma de cargar, por ejemplo, podemos observar que en los ladrillos o tabiques, se crea un estado de compresión antes de ser levantados. Al momento que estos se trasladan se combinan dos esfuerzos que tienden a compensarse, uno de compresión producido por las manos y otro originado por el peso propio de los bloques, Figura No. 2.

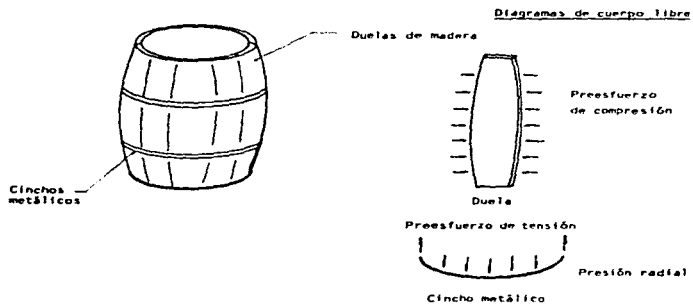


Fig. 1

Principio del presfuerzo

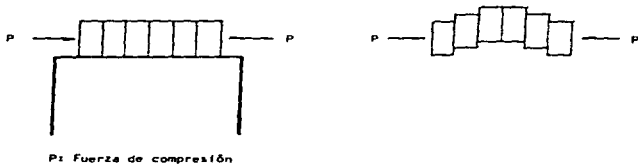


Fig. 2

Transporte de tabiques

A pesar de que el principio básico se supone no es nuevo, a la fecha no se ponen de acuerdo los autores si fue en 1872 ó 1880, no fue sino hasta 1886 cuando el Ingeniero P. A. Jackson, de San Francisco California, lo patentó y aplicó al concreto. El presfuerzo lo utilizó en la construcción de arcos y bóvedas; consistía en pasar varillas de acero a través de bloques de mampostería o concreto y tensarlas por medio de tuercas, Figura No. 3

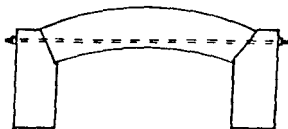


Fig. 3 Método de Jackson

En 1888, muy independiente al Ingeniero Jackson, C. E. W. Doehring, de Alemania, patentó un concreto reforzado con metal, que tenía aplicado un esfuerzo antes de que fuera cargado. Esta aplicación estaba basada en las condiciones del concreto: muy resistente a la compresión en comparación a su capacidad a la tensión. Su planteamiento era el siguiente: presforzando el acero contra el concreto crearía un esfuerzo de compresión que podría ser utilizado para equilibrar cualquier esfuerzo de tensión producido por las cargas de servicio.

Estos primeros intentos no tuvieron mucho éxito debido a que el bajo presfuerzo entonces inducido en el acero, pronto se perdía como resultado de la contracción y escurrimiento plástico. Como ejemplo de lo que ocurría tenemos lo siguiente: se presforzaba una barra de acero estructural ordinario a un esfuerzo de trabajo de 1 265 kg/cm², Figura No. 4. Si el módulo de elasticidad del acero es de 2.1×10^6 kg/cm², el alargamiento de la barra estará dada por:

$$\delta = \frac{P L}{E A} = \frac{\sqrt{\quad}}{E} L$$

$$\delta = \frac{1265}{2.1 \times 10^6} L = 0.0006 L$$

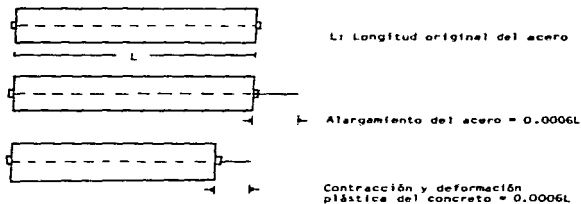


Fig. 4 Presfuerzo del concreto con acero estructural ordinario

Como podrá observarse, el presfuerzo del acero se perdió totalmente.

Debido a que la contracción y escurrimiento plástico dan como resultado cantidades considerables de acortamiento en el concreto, este alargamiento inicial de acero podía perderse totalmente en el transcurso del tiempo. Cuando mucho, solo una pequeña porción del presfuerzo se conservaba y el método no cumplía con las características que lo hicieran competitivo económicamente con el refuerzo convencional del concreto (concreto reforzado).

En 1908, C. R. Steiner, en los Estados Unidos de Norte América, sugirió la posibilidad de reajustar las barras de refuerzo después de que hubiera ocurrido cierta contracción y escurrimiento plástico en el concreto, con el objeto de recuperar algunas de las pérdidas. También propuso apretar los tirantes de presforzado contra el concreto húmedo, con el fin de destruir la ligazón, para aumentar la tensión posteriormente al endurecimiento del concreto.

En 1925 R. E. Dill, de Nebraska, fue el primero en conocer el significado de la contracción y la deformación progresiva o escurrimiento. Ensayó barras de acero cubiertas de una sustancia plástica, para evitar la adherencia con el concreto. El procedimiento consistía en tensar las varillas y anclarlas por medio de tuercas, una vez que el material alcanzaba la resistencia deseada. Las tuercas se apretaban ocasionalmente para contrarrestar las contracciones.

Ninguno de los métodos ya mencionados fueron aplicados en extensiones considerables principalmente por razones económicas.

El Ingeniero francés Eugenio Freyssinet, en 1928, introdujo una importante innovación al utilizar el acero de alta resistencia, con una considerable reducción en el costo y con la capacidad de poder aplicar fuerzas más altas que las aplicadas ordinariamente. Tales alambres, con una resistencia a la ruptura tan elevada como 17 500 kg/cm², y un límite elástico de más de 12 650 kg/cm²; se presforzaba hasta cerca de 10 600 kg/cm², creando la siguiente deformación:

$$\delta = \frac{\sigma}{E} L = \frac{10\,600}{2.1 \times 10^6} L = 0.005 L$$

Suponiendo una pérdida total de 0.0008 L, debido a la contracción y escurrimiento plástico, tendremos como deformación efectiva en el acero:

$$\delta = 0.0050 L - 0.0008 L = 0.0042 L$$

la cual equivaldría a un esfuerzo unitario:

$$\sigma = \delta E$$

$$\sigma = 0.0042 (2.1 \times 10^6) = 8820 \text{ kg/cm}^2$$

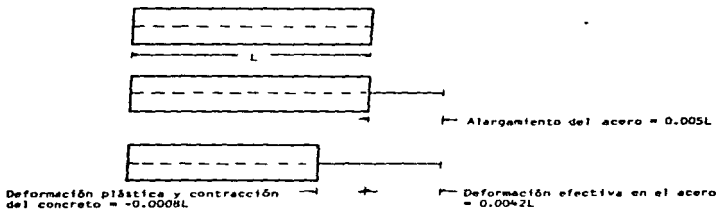


Fig. 5 Presfuerzo del concreto con acero de alta resistencia

Según el Ing. Freyssinet, presforzar un elemento estructural consistía en crear en el, mediante algún procedimiento, antes o al mismo tiempo de la aplicación de las acciones externas, esfuerzos tales que al combinarse con los correspondientes a las cargas de servicio, anulasen los esfuerzos de tensión o los mantuviesen menores a los permisibles de los materiales empleados. En otras palabras, lo que pretendía era eliminar totalmente las tensiones en el concreto, introduciendo fuerzas que crearan esfuerzos de compresión.

Aunque Freyssinet también ensayó el proyecto de presforzar cuando el acero estaba adherido al concreto sin anclaje en los extremos (pretensado), la primera aplicación práctica de esta modalidad fue realizada por el Ingeniero E. Hoyer, de Alemania. El sistema Hoyer consistía en estirar los alambres entre dos pilares situados a varias decenas de metros, poniendo obturadores entre unidades, colocando el concreto y cortando los alambres después de que hubiera endurecido el concreto. Esta forma de presfuerzo hacía posible el colado de varias unidades entre dos contrafuertes.

Pese a todos los esfuerzos, no fue posible la aplicación del concreto presforzado sino hasta que se idearon métodos para tensar y anclar los extremos, siendo estos sistemas dignos de confianza y económicos.

En 1939, el Ingeniero Freyssinet convirtió en realidad práctica la idea de presforzar los elementos de concreto reforzado, y produjo unas cuñas cónicas para los anclajes de los extremos. Diseñó gatos de doble acción, las cuales tensaban los alambres y después presionaba los conos machos dentro de los hembras para anclarlos. Se considera que esto constituye el principio, en forma real, del concreto presforzado tal como se conoce en la actualidad. Existen muchas variantes del método de Freyssinet; sin embargo la idea básica sigue siendo la misma.

En 1940 el profesor belga, G. Magnel, desarrolló el sistema que llevaría su nombre, en el cual se estiraban dos alambres a la vez y se anclaban con una cuña metálica simple en cada extremo. Por aquel tiempo, el concreto presforzado comenzó a adquirir importancia, y en 1945 su aplicación se vio presente en las obras de ingeniería. Quizás la escasez de acero en Europa, durante la segunda guerra mundial, le dio ímpetu, puesto que era necesario usar el mínimo de refuerzo para el concreto reforzado y el presfuerzo se presentaba como solución. Pero también debe comprenderse que se requería tiempo para probar, mejorar el servicio, la economía y la seguridad, así como para familiarizar a los ingenieros constructores con las nuevas formas de diseño y construcción.

Si bien, es cierto que Bélgica y Francia encabezaron el desarrollo del concreto presforzado, Alemania, Holanda, Inglaterra, Italia, Rusia y Suiza rápidamente lo continuaron. Cerca del 80% de todos los puentes que se construyeron en Alemania, en el año de 1969, fueron presforzados, mientras que en 1960 Rusia produjo 3.000.000 de metros cúbicos de concreto presforzado en edificios.

El concreto presforzado, en los Estados Unidos, siguió un curso distinto al desarrollado en los países mencionados. En lugar de aplicarse a estructuras lineales como vigas o losas, desarrollaron el presfuerzo circular en tanques de almacenamiento. Esto se llevó a cabo casi completamente por la compañía Preload, ya que fabricó máquinas especiales para enrollar alambre, mismas con las que desde 1935 hasta 1963, se construyeron aproximadamente mil tanques.

El presfuerzo lineal empezó en los Estados Unidos hacia el año de 1949, con la construcción del puente Philadelphia Walnut Lane Bridge. La oficina de caminos públicos de los Estados Unidos de Norteamérica ha investigado y mostrado que durante los años de 1957 a 1960 fueron autorizados para la construcción con concreto presforzado un 12% de todos los nuevos puentes de autopistas y que suman una longitud de 110.000 kilómetros, con un costo total de 290 millones de dólares.

Los diagramas de esfuerzo producidos por el presfuerzo en una viga se pueden considerar por separado y sobreponerlos para su estudio. Así tenemos que el esfuerzo producido por el presfuerzo de la carga directa queda definida por:

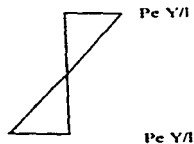
$$f = P/A$$



P/A

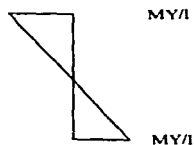
La distribución de esfuerzos producidos por la excentricidad del presfuerzo quedará dada por:

$$f = P_e Y / I$$



La distribución de esfuerzos debidos al momento exterior estará dado por:

$$f = M Y / I$$



Donde

- f: Esfuerzo
- P: Presfuerzo
- A: Area de la sección
- I: Momento de inercia
- Y: Distancia desde el eje centroidal
- M: Momento flexionante
- e: Excentricidad con respecto al eje centroidal y el acero

1.3. MODALIDAD DEL PRESFUERZO

El concreto presforzado se divide en dos modalidades según sea el momento de tensado.

En cualquiera de las formas del presfuerzo, lo que se busca es que bajo una carga de tensión, el acero se alargue y la tensión se transmita como una fuerza de compresión, incrementando con ello la capacidad de carga de la pieza y disminuyendo la tendencia a flexionarse.

Modalidades del presfuerzo

Sistemas pretensados.

Sistemas postensados

1.3.1. PRETENSADOS

En los sistemas pretensados, los tendones se tensan antes del colado, en unas mesas que pueden tener características muy variables; dependiendo de la naturaleza de los productos por fabricar, de la magnitud de las fuerzas de presfuerzo para las que haya que proporcionar anclaje y de las propiedades del suelo sobre el que debe apoyarse. Las longitudes de las mesas oscilan entre 40 y 300 metros aproximadamente, pudiéndose considerar 100 m como valor promedio.

El método utilizado para estirar los tendones, se basa en el empleo de gatos hidráulicos de distintos tipos. Los gatos pueden ser de capacidades relativamente pequeñas, cuando se estiran los tendones individualmente o llegar a exceder las 454 toneladas cuando se estira un grupo de ellos en una sección grande.

El control del presfuerzo aplicado se realiza midiendo con un extensómetro la longitud estirada, y por medio de manómetros que suelen estar adaptados a los gatos.

En la Figura No. 6 se muestra esquemáticamente la instalación típica de una plataforma de colado para la producción de elementos pretensados.

En general, por sencillez constructiva, los elementos pretensados se fabrican con alambres rectos, aunque algunas plantas cuentan con dispositivos que permiten desviar los tendones de tal forma que sus trayectorias se ajusten a las necesidades de momentos determinadas por las cargas de servicio.

1. Muerto de anclaje
2. Tendón
3. Elementos pretensados
4. Gato

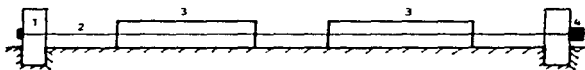


Fig. 6 Instalación típica de una mesa de colado

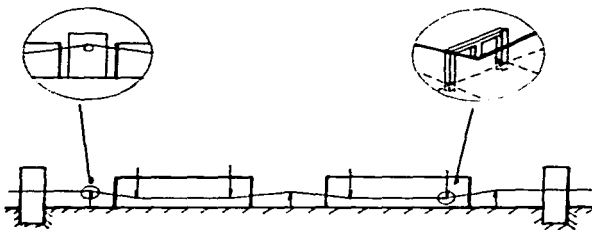


Fig. 7 Mesa de colado para producir elementos con tendones siguiendo trayectorias quebradizas.

La Figura No. 7 presenta una mesa de colado para producir elementos con tendones siguiendo trayectorias quebradizas.

Cuando la resistencia del concreto para absorber el presfuerzo ha alcanzado la suficiente capacidad, que normalmente fluctúa entre 210 y 280 kg/cm² a la compresión, se cortan los tendones que quedan anclados en la pieza de concreto por adherencia y al tender a recuperar sus dimensiones originales, crean un estado de esfuerzo de compresión en el elemento.

A la acción de soltar los cables de sus anclajes se le denomina distensado. Para soltar los cables sencillos, normalmente se procede a calentarlos por medio de una flama de acetileno pobre en oxígeno, lo cual permite que estos se reblandezcan y se partan en unos segundos.

La relación entre la resistencia del concreto, el ciclo de curado de los moldes, el momento de soltar los dispositivos de tensado y el peso de la unidad, es importante y debe considerarse cuando se realiza el proceso de distensado, con el objeto de minimizar el agrietamiento.

Antes de distensar la sección debe retirarse de los moldes y el distensado se realiza tan rápido como sea posible a fin de evitar las grietas que pudieran resultar de los esfuerzos desiguales en el concreto durante su fraguado.

Las pruebas indican que inmediatamente después de que los alambres se cortan, el acero se hunde en el concreto, es decir, se efectúa cierto deslizamiento entre dichos materiales. Esto muestra que la adhesión entre el concreto y el acero se destruye en el proceso de distensado. Asimismo, ya que la superficie de contacto de los alambres utilizados en pretensado es lisa, el cizallamiento mecánico es mínimo.

Cuando los alambres se liberan y la tensión se transfiere desde el acero al concreto, el refuerzo comienza a deslizarse y debido a la pérdida del presfuerzo, el diámetro del alambre aumenta ligeramente, lo cual resulta en un incremento de fricción básica y fundamental en los elementos pretensados, la Figura No. 8 nos ilustra de manera sencilla el comportamiento del acero en el pretensado.

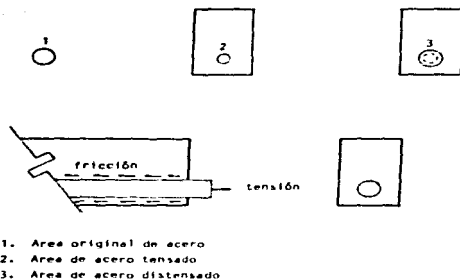


Fig 8 Comportamiento del acero

En el presfuerzo se utilizan concretos de alta resistencia, la cual es obtenida comunmente por proporciones ricas de cemento, en una relación de 450 kg por metro cúbico. Al utilizar cemento tipo III, un aditivo reductor de agua, buenos agregados (arena y grava) y un curado a altas temperaturas, la capacidad a la compresión de 210 a 280 kg/cm² puede alcanzarse en un corto periodo de 15 horas y dicha mezcla con un curado estándar a los 28 días llega a resistir hasta los 560 kg/cm².

Es normal que se utilicen concretos de muy bajo revenimiento, que raramente excede de 5 cm. y normalmente de 2.5 ó menos, y muchas veces las plantas usan concretos sin revenimiento. Todas estas mezclas se realizan con agregados grueso de 19 mm y en algunas ocasiones hasta los 25 mm como máximo. El contenido de la arena debe ser el mínimo necesario para poder trabajarse.

Todas las condiciones que debe cumplir el concreto, obligan a que cuando se emplean moldes profundos, tales como los de trabes, el concreto deberá colocarse en capas no mayores de 40 cm de espesor y luego vibrarse utilizando vibradores de inmersión junto con vibradores de molde o en mesas de colado que vibran a 250 ciclos por minuto.

La ventaja de que el concreto alcance una resistencia adecuada para su presfuerzo, en un tiempo mínimo, radica en la disponibilidad que se tendrá de las mesas, moldes y equipo de colado para la siguiente ronda de elementos.

Los sistemas de pretensado se prestan para la producción de elementos estructurales estandarizados. En general, el tamaño de las piezas no suelen alcanzar proporciones muy grandes debido a los problemas de transporte desde los centros de fabricación a la obra.

Los moldes para el concreto pretensado pueden consistir en un simple reten, placa o un molde largo y continuo sobre una cama de colado o bien en moldes individuales para unidades simples.

El material con que están contruidos los moldes en su mayoría son de acero, aunque ocasionalmente se utiliza la madera, al igual que el plástico reforzado con fibra de vidrio (como el poliuretano), el concreto y el yeso.

La madera se trabaja fácilmente para fabricar detalles; no es tan durable como el acero, especialmente cuando se somete a los procesos de curado de vapor. Cuando se utilice debe tratarse con algún sellador a modo de protección, poniendo mucha atención en las orillas y además limpiarse después de cada uso y volverse a cubrir con el sellador.

La fibra de vidrio es un material excelente para fabricar moldes debido a su resistencia, durabilidad y versatilidad. Por medio de la fibra de vidrio se realizan unidades de formas sumamente variadas, las cuales son casi imposibles de obtener con moldes metálicos.

Los moldes se hacen de acero cuando se prevé que se utilizaran en múltiples ocasiones y cuando los elementos se someten a curados con altas temperaturas. Estos moldes se diseñan con la suficiente rigidez que no permita que se deformen después de haber sido empleados en repetidos colados y para poder soportar el concreto de bajo revenimiento sujeto a las acciones de los vibradores.

Los moldes sobre camas de colado normalmente cuentan con tubos y otros dispositivos para aplicar calor durante el ciclo de curado.

1.3.2. POSTENSADOS

Los sistemas de postensados, son aquellos en los que el tendido de los cables de acero se realiza una vez que el concreto ha sido vaciado en los moldes, ha fraguado y es capaz de resistir el presfuerzo que se le imponga.

Para el postensado los tendones se insertan en ductos, previamente colocados y amarrados para evitar que floten al vibrar el concreto, a lo largo del elemento que se va a postensar. Esto se hace con el fin de evitar que los tendones queden adheridos al concreto.

Cuando el concreto ha alcanzado la resistencia necesaria, la cual es comprobada en los especímenes de laboratorio, los alambres de presfuerzo se tensan y se anclan.

El tendido de los tendones se efectúa por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra el concreto. Esta operación puede hacerse desde un solo extremo, anclando el tendón mediante un dispositivo especial en el extremo contrario y puede también tensarse desde ambos lados por medio de dos gatos, tal y como se muestra en la Figura No. 9.

Mientras que los elementos pretensados se fabrican en una planta, los miembros postensados se pueden elaborar en el sitio de la obra donde se requiera. Gracias a ello, el postensado permite la construcción de piezas de gran tamaño, sin la necesidad y molestia de estarlos transportando por las calles y carreteras. También da la facilidad de presforzar grandes elementos colados in situ, incluyendo losas, las cuales por lo general se presforzan en dos sentidos.

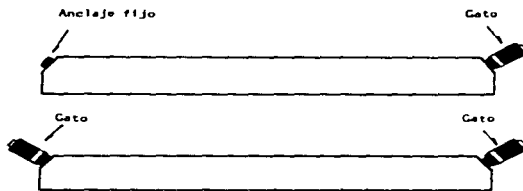


Fig. 9 Tensado por uno y ambos extremos

Normalmente se usan alambres individuales para el postensado en lugar de los torones que comúnmente se emplean para el pretensado. Sin embargo, las diferencias en cuanto a detalles como: tipo de cable o anclajes de terminal, son las características que determinan a los diversos sistemas de postensado.

Su producción requiere los mismos cuidados que se tienen en la fabricación de unidades pretensadas.

Frecuentemente los ductos en los que se alojan los cables, se flexionan o curvan de acuerdo a las necesidades impuestas por los diagramas de momentos, Figura No. 10, condición que puede inducir fricción de los alambres cuando estos se tensan. Por este motivo es de gran importancia el verificar las presiones de los gatos y medir los alargamientos en uno o ambos extremos.

Después del postensado, la práctica usual consiste en inyectar una lechada de mortero que debe realizarse inmediatamente posterior al tensado, en todo caso, en un lapso no mayor de 48 horas, para llenar los espacios entre el cable y el revestimiento.

La operación conocida como inyectado de consolidación, protege el acero de la corrosión y liga los cables con el ducto y este a su vez con el concreto, con lo cual se incrementa considerablemente la resistencia a la flexión y ductilidad del miembro. Pueden usarse cables de acero galvanizado para eliminar totalmente la inyección de consolidación, dejando al acero sin unir al concreto. Sin embargo, esta práctica no es conveniente debido a que resultan vigas de baja resistencia a la flexión y ductilidad.

Los ductos deberán tener entradas para inyección y descarga, ya que normalmente se lavan con chorros de agua limpia, la cual es expulsada con aire a presión, posteriormente se bombea el mortero hasta que éste empieza a salir por el orificio de descarga, se tapa dicho orificio y se eleva lentamente la presión hasta un valor de 5 a 9 kg/cm² que se mantienen por un espacio de 15 segundos. Como último paso se cierra el orificio de entrada.

Los ductos para los cables de postensado, deben ser herméticos y no reaccionar con el concreto, cables o material de relleno.

Para facilitar la inyección de la lechada, el diámetro interno del tubo deberá ser 6 mm más grande que el cable postensado o lo suficientemente amplio para tener un área de cuando menos dos veces el área del acero.

La lechada de consolidación puede constituirse de dos maneras: cemento portland y agua potable o cemento portland, arena y agua. Pueden utilizarse aditivos que no tengan efectos perjudiciales sobre los materiales, que aumenten la trabajabilidad, reduzcan el sangrado y contracción.

Las proporciones de los elementos para la inyección deben basarse en los resultados de las pruebas sobre el mortero fresco y endurecido, antes de iniciar el trabajo.

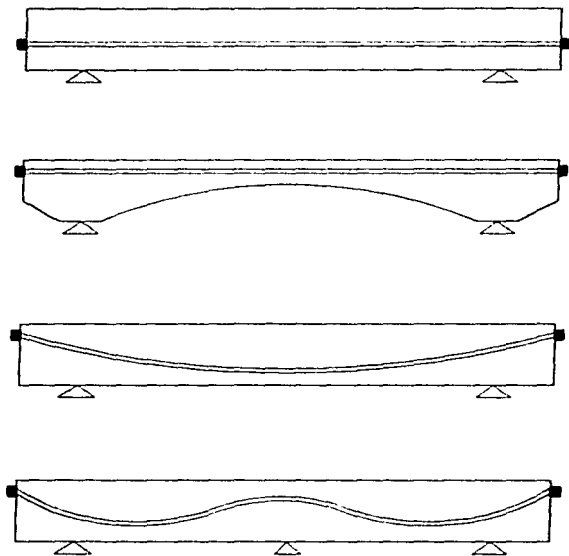


Fig. 10 Ductos rectos y curvos.

El contenido de agua debe ser el mismo que permita su colocación adecuada, pero en ningún caso deberá exceder en peso al 50% del contenido de cemento. La lechada debe mezclarse en una revolvedora mecánica de gran velocidad, y pasarse al equipo de bombeo que permita su recirculación a través de un tamiz.

La temperatura de los miembros al momento de inyectar la lechada deberá ser superior a los 10 °C y mantenerse a ésta temperatura por lo menos durante 48 horas.

Quando los cables no se lechadean, son protegidos contra la corrosión y el fuego a base de un material bituminoso, cera, plástico, epóxico o grasa.

La variación de temperatura normalmente no tiene mucha importancia, excepto que se manifiestan en pequeños cambios en la tensión del acero. Si el cable se tensa a baja temperatura, por efecto del calor, podrá haber una reducción de esfuerzo, y por el contrario, si existe una disminución de temperatura se puede originar un incremento. Generalmente estos cambios de longitud son tan insignificantes que pueden despreciarse, pero si se desea calcular dicha diferencia, puede emplearse la siguiente ecuación.

$$\Delta = 6 \times 10^{-6} t L$$

donde:

- Δ Cambio de la longitud del acero de tensión que resulta de la variación de temperatura
- t Diferencia de temperatura
- L Longitud del acero de tensión sujeto a los cambios de temperatura

CAPITULO II

SISTEMAS DE POSTENSADO

En este capítulo, se busca describir completamente algunos de los sistemas de postensado empleados comunmente en la construcción de estructuras de concreto reforzado. Se encuentran disponibles varios sistemas, los cuales difieren en cuanto a los detalles de anclaje terminal y el tipo de cables empleados. Se emplean diversos tipos de cable, es decir: cables de alambres paralelos, barras de acero y cables de cordón unitario y múltiples, todos ellos de alta resistencia.

En cuanto a los diferentes tipos de anclajes empleados en los sistemas, podemos decir que consisten en uno de los tres procedimientos que se mencionan a continuación o en alguna combinación de ellos:

- 1) *Aprovechando el principio de la cuña, así como la fricción entre la cuña y los tendones.*
- 2) *Apoyando directamente el tendón sobre una placa por medio de un engrosamiento formado en el extremo de los tendones.*
- 3) *Usando dispositivos a base de rosca.*

2.1. SISTEMA FREYSSINET

Se considerará que el Ing. Freyssinet sustentó los principios básicos de lo que hoy es el **presfuerzo**, reconociéndosele como el **padre del presfuerzo**, motivo por el cual iniciamos presentando su sistema de postensado.

Presforzar un elemento estructural, para el Ing. Freyssinet, consistía en crear en el, mediante algún procedimiento, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las cargas de servicio, esfuerzos tales que al combinarse con las correspondientes cargas exteriores, anulasen los esfuerzos de tensión o los mantuviesen menores que los esfuerzos permisibles de los materiales empleados. En otras palabras, lo que pretendía el Ing. francés era eliminar totalmente las tensiones en el concreto, introduciendo una fuerza que creará esfuerzos de compresión y que sumados a los de tensión los anulara.

2.1.1. ACERO

Inicialmente el sistema Freyssinet solamente utilizaba cables de torones en paralelo, habiendo disponibles solo tres tamaños que eran el 18 - 0.498, 12 - 0.498 y el 12 - 0.701. El primer dato indica el número de unidades por cable y el segundo el diámetro de cada uno de ellos, este último con unidades dadas en centímetros. Pongamos como ejemplo el primero, que es el 18 - 0.498, en donde debe entenderse que el cable consta de 18 elementos cada uno con un diámetro de 0.498 cm. y de igual manera deberán entenderse los siguientes.

Posteriormente el sistema se aplicó e hizo uso de cables grado ASTM (American Society for Testing Materials). Cada cable de esta clase dispone de siete torones no revestidos de 12.7 mm de diámetro cada uno. En la Tabla No. 1 podemos observar las características de dicho acero.

El cable de torones esta constituido de 6, 8, 9 ó 12 elementos de grado ASTM ó tipo 270 K. El cable Freyssinet de 12.7 mm y 12 torones en el grado ASTM se designa como 12/500, en donde el 12 indica la cantidad de torones y 500 es la capacidad. Para el tipo 270 K, la designación es similar a la anterior, solo que irá seguida de la letra K.

El arreglo de los cables en el sistema Freyssinet es como el mostrado en el Figura No. 11.

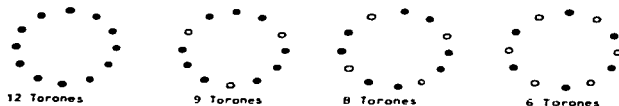


Fig. 11 Arreglo de los Cables

Calidad de torón	Grado ASTM			Tipo 270 K		
	12/0.50	18/0.50	12/0.70	12/0.50	18/0.50	12/0.70
Tipo de torón (No. de alambres / diámetro de cada alambre en cm)						
Area nominal del acero en cm ²	2.34	3.50	4.63	2.48	3.72	4.92
Resistencia a la ruptura del torón (ton)	40.81	61.22	76.41	47.16	70.73	93.53
Carga de tensado máxima inicial (80 % de resistencia a la ruptura)	32.65	48.98	61.13	37.73	56.58	74.83
Carga de tensado máxima de diseño (60 % de resistencia a la ruptura)	24.49	36.73	45.85	28.30	42.44	56.12
Peso del torón (kg/m)	1.83	2.75	3.65	1.95	2.92	3.88
Diámetro interior de envoltura (cm)	2.85	4.27	5.65	3.03	4.54	6.01

270 K = Kilolibras / pul²

(Capacidad última disponible)

Tabla 1 Características del torón Freyssinet

2.1.2. ANCLAJES

Los cables de torones en paralelo, que originalmente se utilizaron (18 - 0.498, 12 - 0.498 y 12 - 0.701), se insertan dentro de una tubería de metal, ya sea flexible o rígida y se anclan en cada extremo mediante un sistema de anclaje especial Freyssinet. Este anclaje consiste en un conjunto simple de conos de concreto, macho y hembra como el mostrado en el Figura No. 12.

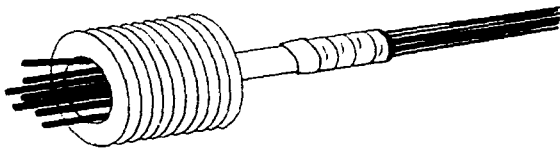


Fig. 12 Anclaje para cables de torones en paralelo Freyssinet

Los conos macho y hembra actúan a modo de cuña en el anclaje de todos los torones del cable en forma simultánea, evitando el deslizamiento de los mismos. El cono hembra es un cilindro de concreto altamente reforzado, con un orificio en forma cónica ubicado en el centro y cuyo interior está recubierto con alambre enrollado en forma helicoidal.

La parte denominada macho consiste en un tapón de concreto, ranurado de tal forma que separa los torones en forma uniforme alrededor de su perímetro y los acuña contra el interior del cono hembra.

Denominaremos como anclaje activo, al anclaje que se encuentra en el extremo desde donde se efectúa el postensado, es decir, desde el lugar en que se encuentra dispuesto el gato de tensado. De igual forma definiremos al anclaje muerto, como al ubicado en el lado opuesto al activo.

En este sistema, tanto el anclaje activo como el muerto son dispositivos iguales para el caso de alambres.

Para poder hacer uso de los cordones que existen en el mercado, el método Freyssinet desarrolló una unidad de anclaje formada en una aleación de acero de alta resistencia, Figura No. 13.

La unidad de anclaje está formada por un cono alargado y un tapón que contiene 12 ranuras. Este tipo de anclaje también aprovecha el principio de cuña, así como la fricción entre las cuñas y los tendones; originando un efecto de sujeción diseñado especialmente para el postensado del cordón grado ASTM ó tipo 270 K.

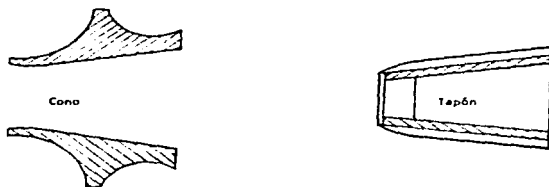


Fig. 13 Anclaje para cordones.

El anclaje de cordón también puede emplearse en el postensado para cordón galvanizado de 12.7 mm , con la debida precaución de considerar la resistencia en un 10% menor a la correspondiente para el tamaño similar de grado ASTM.

En la Figura No. 14 mostramos el arreglo interno y externo de un anclaje Freyssinet.

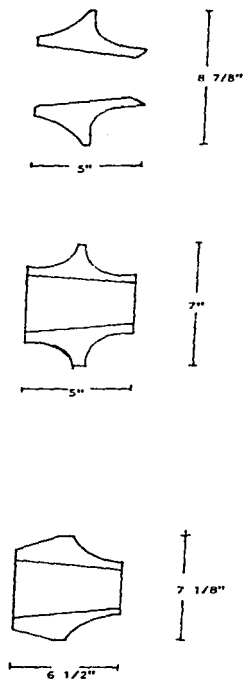
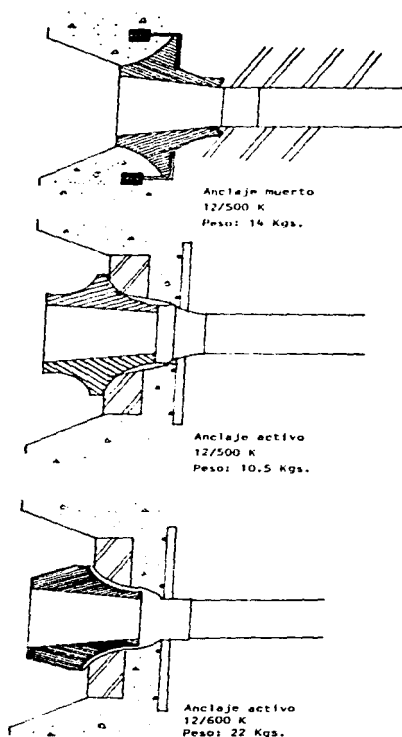


Fig. 14



Arreglo interno y externo del anclaje Freyssinet.

2.1.3. GATOS

Por el extremo que se desea tensar, se coloca el gato de doble acción Freyssinet, que tiene la capacidad de jalar hasta 18 alambres ó 12 cables a un mismo tiempo. Los alambres se acuan alrededor de la caja del gato y son estirados por el pistón principal, el cual reacciona contra el cono hembra que se encuentra empotrado en el elemento estructural, Figura No. 15. Cuando se alcanza la tensión requerida, un pistón interior empuja el tapón de concreto (cono macho) dentro del cono hembra para asegurar los alambres. Conforme va actuando el gato y va desarrollándose la tensión, el asentamiento del cono macho procede por si mismo. Una vez realizado el postensado, la presión en el pistón principal y en el pistón interior se deja escapar gradualmente, y se retira el gato para volver a repetir la operación en otro elemento.

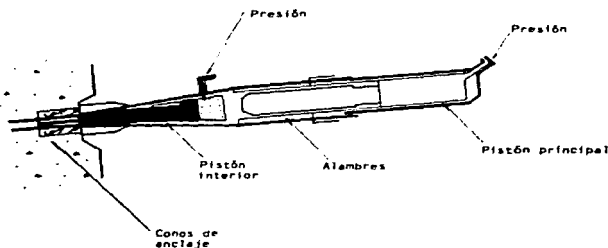


Fig. 15 Gato de doble acción Freyssinet.

2.1.4. LECHADA

La lechada que proporciona la liga entre los cables y el concreto, se inyecta en los ductos a través de un pequeño orificio que se encuentra en el tapón macho. Antes de realizar esta operación, deberán taparse todas las posibles aberturas existentes entre el acero y las partes que forman el anclaje: cono macho y hembra. La obturación se realiza con el fin de evitar las fugas y a la vez poder alcanzar en los ductos una presión de 5 a 9 kg/cm². La lechada es una pasta formada a base de cemento y agua.



Fig. 16 Tapón con orificio para la lechada.

2.2. SISTEMA STRESSTEEL

El sistema de postensados Stressteel se ha utilizado ampliamente desde el año de 1952 en los Estados Unidos de Norteamérica. Este sistema tiene su origen, o surge, con la aparición de las barras de acero de alta resistencia, cuyos diámetros varían desde 12.7 mm (1/2") hasta los 34.9 mm (1 3/8").

La particularidad del sistema, estriba precisamente en el empleo de barras roscadas en sus extremos y en el uso de tuercas como medios de anclaje.

El sistema también utiliza tendones aplicando el principio de cuña como medio de anclaje.

2.2.1. ACERO

El sistema Stressteel empieza a tener gran utilidad y difusión con la aparición de las barras de acero de alta resistencia.

Las barras de acero Stressteel se fabrican en aleaciones, mediante un proceso que permite obtener mejores condiciones de respuesta ante el trabajo a que será sometido en el presfuerzo y evidentemente durante la vida de servicio del elemento para el cual servirá como refuerzo.

El acero Stressteel, primeramente se estira en frío hasta obtener la sección transversal deseada, desarrollando con esto una alta resistencia a la deformación y obteniendo, además, las cargas de deformación remanente mínima garantizada. Como paso segundo al estiramiento, las barras se liberan de la tensión en un horno calentado a base de gas, esta actividad se realiza con la finalidad de obtener las características adecuadas de ductilidad y de esfuerzo - deformación.

Cabe hacer notar, que el acero que presenta defectos superficiales o metalúrgicos después de haber sido sometido al estiramiento en frío, es eliminado o desechado como elemento utilizable para un postensado.

El uso de barras en lugar de cables o cordones tiene ciertas ventajas, siendo una de ellas, el que se requiere de una menor fuerza de postensado por kilogramo de acero. Se necesita de una menor fuerza de presfuerzo debido a que tanto los coeficientes de oscilación (K) como los de fricción (μ) son menores en las barras, comparativamente con los cables de alambres o cordones galvanizados como lo muestra la Tabla No. 2.

Tipo de acero	Intervalo usual de valores observados		Valores de diseño	
	K	μ	K	μ
Cables de alambre	0.0016 - 0.0096	0.15 - 0.35	0.0049	0.25
Barras de alta resistencia	0.0003 - 0.0016	0.08 - 0.30	0.00098	0.20
Cordones galvanizados	0.0016 - 0.0065	0.15 - 0.30	0.0049	0.25

Tabla 2. Valores de los coeficientes de oscilación y fricción.

La tabla anterior es resultado del estudio de una porción infinitesimal de cable, con una longitud ds sometida a una fuerza "P".

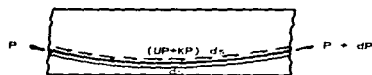


Fig. 17 Pérdida del presfuerzo debido a la fricción.

El coeficiente de fricción μ está determinado por la relación existente entre el cable y el material circunvecino, siendo dicho material los ductos que separan los cables del concreto. El coeficiente de oscilación K queda definido con el esfuerzo de fricción creado por unidad de fuerza impuesta en la tensión.

Las barras de acero se colocan en un tubo de metal flexible, que se sujeta para evitar el desplazamiento, tanto horizontal como vertical, a la hora en que el concreto sea colocado en los moldes; permitiendo así que las barras adopten una trayectoria curva o la que sea necesaria de acuerdo al diseño.

A continuación presentamos un cuadro que nos muestra las características o propiedades de diseño con que cuenta el sistema Stressteel, Tabla No. 3. Hay que aclarar que en la actualidad existen disponibles dos grados de varilla: el regulable con una resistencia a la ruptura mínima garantizada de 145 000 lb/plg², y el especial creado para cubrir necesidades de mayor presfuerzo, con una resistencia de 160 000 lb/plg².

Las propiedades presentadas en el cuadro se encuentran dentro de los lineamientos marcados en el código de construcción ACI318 - 93.

El esfuerzo temporal que se aplica con los gatos es de $0.8 f'_{s}$, siendo este valor el permisible para absorber las pérdidas debidas a la fricción, asentamientos de anclaje y contracción elástica. Las pérdidas debidas al escurrimiento y relajamiento del acero deberán de absorberse de las cargas de tensado inicial recomendadas para obtener la carga de diseño real.

Una vez consideradas todas las pérdidas, la carga de diseño permanente puede llegar a ser menor que $0.6 f'_{s}$.

Tamaño de la barra ϕ cm	Peso kg/m	Area cm ²	Resistencia a la ruptura mínima garantizada		Carga de tensión inicial recomendada 0.7 f's		Carga de diseño final recomendada 0.6 f's	
			Regular 10.21 t/cm ²	Especial 11.27 t/cm ²	Regular 7.15 t/cm ²	Especial 7.89 t/cm ²	Regular 6.13 t/cm ²	Especial 6.76 t/cm ²
			todas las unidades en toneladas					
1.90	2.23	2.85	29.06	32.06	20.36	22.44	17.45	19.23
2.22	3.03	3.88	39.50	43.63	27.66	30.52	23.72	26.17
2.54	3.97	5.06	51.61	56.96	36.14	39.86	30.97	34.19
2.86	5.03	6.41	65.35	72.11	45.76	50.47	39.23	43.26
3.17	6.20	7.92	80.68	89.02	56.46	62.31	48.39	53.42
3.49	7.51	9.58	97.64	107.75	68.34	75.42	58.59	64.67

Tabla 3. Propiedades de diseño.

El sistema Stressteel últimamente ha empleado en los postensados un cable formado por cordones SEEE, siglas que tienen relación con su lugar de origen, ya que fue desarrollado por la Société d'Etudes et d'Equipements d'Enterprises, en Francia.

El método hace uso de cables formados por cordones de 7 alambres en paralelo. La presentación que pueden tener los cables es de uno, cuatro, siete y diecinueve elementos.

A continuación presentamos las propiedades de los cables empleados por el sistema, Tabla No. 4.

Tipo de Tendón	Carga de Ruptura (ton)	Número y tamaño de cordones (mm)	Peso (kg/m)	Carga máxima (0.8 f ' s) (ton)	Carga inicial (0.7 f ' s) (ton)	Carga final (0.6 f ' s) (ton)
S1 - 5	18.70	1 x 12.70	0.80	15.00	13.10	11.20
S1 - 6	24.50	1 x 15.10	1.10	19.60	17.20	14.70
S3 - 5	56.20	3 x 12.70	2.41	44.90	39.40	33.80
S3 - 6	73.50	3 x 15.20	3.30	58.80	51.50	44.10
S4 - 6	98.10	4 x 15.20	4.41	78.40	68.60	58.80
S5 - 6	122.60	5 x 15.20	5.51	98.10	85.80	73.50
S6 - 5	124.80	6 x 12.70	4.83	89.90	78.70	67.60
S6 - 6	147.10	6 x 15.20	6.61	117.70	103.00	88.20
S7 - 5	131.20	7 x 12.70	5.63	104.90	91.80	78.80
S7 - 6	171.60	7 x 15.20	7.71	137.30	120.10	103.00
S12 - 5	225.00	12 x 12.70	9.64	180.00	157.50	135.00
S19 - 5	356.20	19 x 12.70	15.27	285.00	249.40	213.70
S28 - 5	525.50	28 x 12.70	22.44	419.80	367.40	315.10

Tabla 4. Propiedades para diseño con tendones.

2.2.2. ANCLAJES

Las barras de acero que emplea el sistema, pueden anclarse empleando dos principios: el de cuña y el de tuerca de apriete

El anclaje de cuña, como su nombre lo dice, consiste en un dispositivo en forma de cuña, el cual es insertado de manera que provoca un estado de sujeción por compresión en las barras de acero, quedando como lo muestra la Figura No. 18.

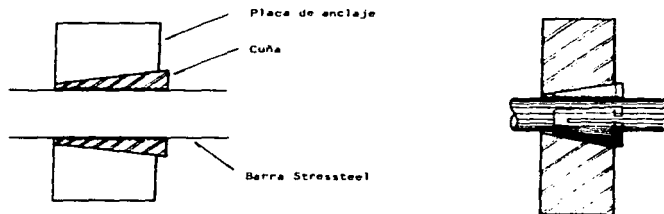


Fig. 18 Anclaje de cuña.

Este anclaje, en comparación con el de tuerca, tiene la ventaja de permitir amordazar la barra en cualquier punto de su longitud, mientras que el segundo se limita a la porción roscada y requiere del uso de calzas para ajuste.

Los anclajes se encuentran disponibles para las barras que van desde los 19 mm de diámetro hasta las de 34.9 mm, con las dimensiones y características señaladas en la Tabla No. 5.

CUÑAS				
Barra (cm)	Número	A (cm)	B (cm)	C (gr)
1.90	W 6	3.49	3.17	91
2.22	W 7	4.44	3.81	136
2.54	W 8	4.44	3.81	227
2.86	W 9	5.08	4.44	318
3.17	W 10	5.71	5.08	363
3.49	W 11	6.03	5.56	499

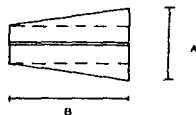


Tabla 5. Cuñas tipo W

Como se habrá podido observar, las cuñas son de dimensiones muy pequeñas en comparación a la fuerza de trabajo de postensado, la que va desde 1.13 ton/cm² hasta las 10 ton/cm², para las barras de 12.7 mm y 34.9 mm respectivamente

En los arreglos de barras múltiples se han construido anclajes con una capacidad tan grande, como 493 ton/cm²

Los anclajes a base de tuercas de apriete, sujetan a la barra de acero en un sitio previamente determinado y roscado. Se encuentran disponibles en los mismos diámetros que las cuñas. La Figura No. 19 nos muestra este tipo de anclaje.

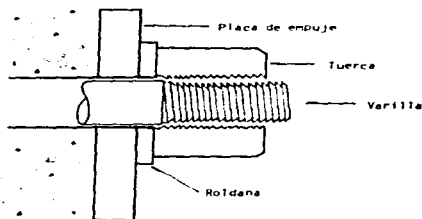
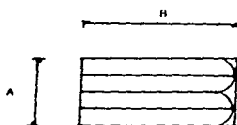


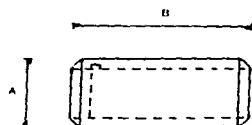
Fig. 19 Tuerca de anclaje.

La variedad de tuercas existentes quedan descritas en la Tabla No. 6.

Barra (cm)	TUERCAS				TUERCA DE FIJACION			
	Número	A (cm)	B (cm)	Peso (gr)	Número	A (cm)	B (cm)	Peso (gr)
1.90	N 6	3.49	3.17	227	G 6	4.76	4.44	454
2.22	N 7	4.13	3.65	318	G 7	5.24	5.08	681
2.54	N 8	4.76	4.13	454	G 8	5.71	5.71	1135
2.86	N 9	5.40	4.60	681	G 9	6.35	6.35	1226
3.17	N 10	5.71	5.08	908	G 10	6.69	6.67	1453
3.49	N 11	6.03	5.08	908	G 11	7.62	7.30	1907



Tuerca N



Tuerca G

Tabla 6. Tuercas de anclaje

Estos dispositivos, como todos los demás anclajes, hacen uso de placas de anclaje cuya presentación se muestra en la Tabla No. 7.

Las tuercas hexagonales para las varillas tienen un diámetro corto, aproximadamente igual al doble del diámetro de la barra y una longitud de 1.6 veces dicha medida. Las roldanas son de 4.76 mm (3/16"). Las placas tienen espesores que van de 25.4 mm (1") a 50.8 mm (2") y un área por varilla igual a $5 d^2$, en donde d es el diámetro de la barra.

Barra (cm)	Número de Parte WP - TP	Número de Orificios	Dimensiones (cm)						Peso (kg)
			A	B	C	D	E	T	
1.90	6	1	10.20	10.20	5.10	-	5.10	2.50	2.04
2.22	7	1	12.70	11.40	6.30	-	5.70	3.80	4.31
2.54	8	1	14.00	12.70	7.00	-	6.30	3.80	5.40
2.86	9	1	15.20	15.20	7.60	-	7.60	4.40	8.08
3.17	10	1	17.80	15.20	8.90	-	7.60	4.40	9.44
3.49	11	1	19.00	17.80	9.50	-	8.90	5.10	13.48
2	8 - 2	2	27.90	12.70	7.60	12.70	6.30	3.80	10.62
2.54	9 - 2	2	29.20	15.20	8.30	12.70	7.60	4.40	14.62
2.86	10 - 2	2	30.50	17.80	8.90	12.70	8.90	4.40	18.89
3.17	11 - 2	2	36.80	17.80	10.80	15.20	8.90	5.10	26.11

WP: Placa de cuña
TP: Placa roscada

EP: Placa con orificios perforados
(orificio 6.3 mm mayor que la barra)

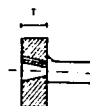
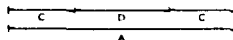
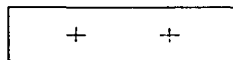
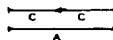
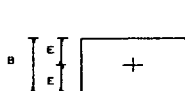


Tabla 7. Placas de anclaje

2.2.3. GATOS

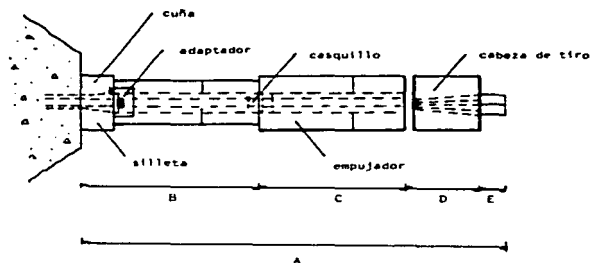
En el caso de las cuñas, el procedimiento de postensado se logra mediante un gato, que al accionarse permite el tensado necesario, apretando las cuñas de anclaje y fijando con ello las barras de acero.

Para el tensado, el gato necesita tan solo de una longitud de barra exterior mínima, que varía desde los 54.61 hasta los 74.93 cm respectivamente para los gatos cuyo esfuerzo alcanza las 26.2 y 91 ton/cm². Una vez realizada la operación de postensado, se procede a cortar la barra sobresaliente a una distancia de 1.27 cm fuera del montaje de anclaje.

En las varillas que están roscadas, los extremos son parte esencial para aceptar el anclaje y para permitir el desarrollo tan cerca como sea posible de la resistencia total de las varillas.

Se requiere de una rosca larga; tal que una vez que sea aplicada la fuerza, la tuerca cuente con la longitud suficiente donde pueda atomillarse. Si por algún motivo se necesita alargar el acero más de lo que estaba calculado, con el objeto de obtener el postensado deseado, se recurre a calzar con rondanas.

En el proceso del tensado se atomilla un adaptador del gato al extremo roscado de la varilla. Se recomienda mantener la tuerca de anclaje cerca de la rondana, para prevenir una posible rotura o deslizamiento entre la barra de tracción del gato y la barra de acero. Aunque esto no ocurre muy a menudo, debido a que la fuerza impuesta a las barras no excede del 60% ó 70% de su resistencia a la ruptura. Después de completarse el presfuerzo, suele ahogarse el anclaje en concreto.



CAPACIDAD	DIMENSIONES (CM)							Peso de la parte más pesada (kg)
	A*	B	C	D**	E	F	G	
30 ton 6"	54.61	15.88	24.77	8.26	5.72	12.70	15.88	16.34
60 ton 3"	54.29	15.88	24.45	8.26	5.72	12.70	15.88	28.60
60 ton 10"	76.84	15.88	46.99	8.26	5.72	12.70	15.88	54.48
100 ton 3"	59.69	15.88	26.67	9.53	6.99	12.70	19.05	43.13
100 ton 6"	64.14	15.88	31.12	9.53	6.99	12.70	19.05	51.76
100 ton 10"	74.93	15.88	41.91	9.53	6.99	12.70	19.05	65.83

- * Longitud mínima de la barra para el tensado.
- ** Dimensión en posición cerrada.

Tabla 8. Gatos Stressteel

2.2.4. LECHADA

Para la colocación del acero antes del colado, se utilizan tubos metálicos flexibles, con un diámetro interior de 6.35 mm (1/4") mayor que el tamaño de la barra para facilitar la inyección de la lechada. En la Figura No. 20 mostramos esquemáticamente un dispositivo por donde se realiza dicha operación.

La bomba estándar Stressteel, para mortero, con motor de gasolina o electricidad, desarrolla una presión de 10.55 kg/cm² al finalizar el proceso.

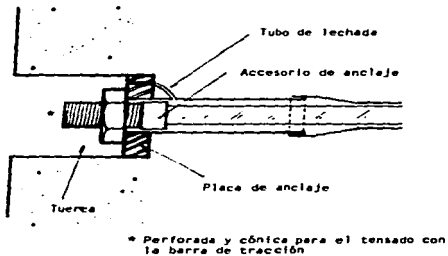


Fig. 20

Dispositivo para inyección.

2.3. SISTEMA BBRV

El sistema BBRV para postensado fue desarrollado en Suiza, en el año de 1949. Lleva por nombre las iniciales de los Ingenieros que lo diseñaron Birkenmaier, Brandestini, Ros y Vogt.

La característica principal de este sistema es la forma de anclaje, que se logra aplastando la parte saliente de cada alambre componente contra la superficie de sujeción, creando una cabeza semiesférica

Utiliza cables formados de varios alambres.

2.3.1. ACERO

El sistema BBRV tiene como característica el uso de cables formados de varios alambres en paralelo, sin recubrir.

El sistema es capaz de proporcionar cables lo bastante grandes: como lo es el C 220, formado por 55 alambres de 7 mm, el cual puede soportar un esfuerzo de hasta 34.4 ton/cm² como fuerza de tensión permanente.

Se cuenta con una amplia gama de cables diferenciados por letras para diversos tipos de anclaje, así podríamos hablar del anclaje B 32, B 64, B 100 ó cualquier otro, en el que el número indica la capacidad del cable en toneladas.

Tres tipos de alambre pueden utilizarse para la fabricación de los cables y estos son de 5, 6 y 7 mm. En la Tabla 9 presentamos el acero disponible de acuerdo a las necesidades.

El tendón BBRV consiste de varios alambres acomodados en forma paralela y terminados en el extremo en una cabeza abocinada formada en frío, después que el alambre a pasado separadamente a través de un dispositivo de anclaje maquinado. Se pueden fabricar en grandes longitudes cuando así se desea, hasta los 122 m, no presentando la dificultad de transporte o almacenaje, ya que se proporcionan en rollos de 1.80 metros de diámetro.

ACERO PARA ANCLAJE TIPO B	Unidad	B 32	B 64	B 100	B 138
Alambres de acero por anclaje					
Número máximo 5 mm diam.		14	28	44	-
6 mm diam.		10	20	32	44
7 mm diam.		8	16	24	34
Carga permanente	ton	32.3	64.6	99.5	137.4
Carga de plazo breve durante el sobreesfuerzo	ton	36	72	110	150

Tipo de 6 mm ACERO PARA ANCLAJE TIPO C 7 mm	Unidad	C 130 C 125	C 170 C 170	C 220
Alambres de acero por anclaje				
Número máximo 6 mm diam.		42	55	-
7 mm diam.		31	42	55
Carga permanente	ton	130.6	171	222.2
Carga de plazo breve durante el sobreesfuerzo	ton	140.0	190	245.0

Nota: El acero para los anclajes J y S, son similares a los presentados en el tipo B.

Tabla 9. Acero para anclajes BBRV.

2.3.2. ANCLAJES

La principal característica de este sistema estriba en la forma de fijar los alambres a los dispositivos de anclaje. En el extremo de cada alambre componente se genera una cabeza semiesférica; aplastando lentamente un pequeño extremo saliente del alambre en contra de la superficie de sujeción de la máquina formadora del cabezal.

En la formación de cabezales se deben tomar las precauciones necesarias para garantizar que todos los alambres sean exactamente de la misma longitud. Es importante que todos sean de la misma medida para permitir un tensado uniforme en todos ellos, ya que si existieran diferencias, se correría el riesgo de sobretensar algunos de ellos produciendo su ruptura.

La estructura semicilíndrica obtenida mediante el proceso de aplastamiento es del 40% mayor que el diámetro del cable.

Las modalidades de anclajes disponibles se distinguen en su presentación por una división en series: B, J, C, S y E. Siendo los tres primeros anclajes móviles. Debiendo entender por anclaje móvil, al que se coloca durante el proceso de postensado en el extremo por donde se aplica la fuerza de tensado a base del gato y por anclaje fijo al aplicado en el lado opuesto.

Los anclajes tipo B se encuentran disponibles en cuatro tamaños, B 32, B 64, B 100 y B 138, en donde el número indica la capacidad del cable. Los anclajes serie B pueden utilizarse en el postensado por etapas y pueden anclarse como se indica en la Figura No. 21.

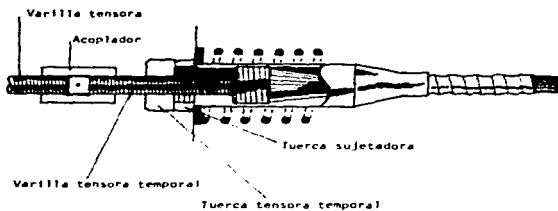


Fig. 21 Anclaje tipo " B "

Las dimensiones de los dispositivos de estos anclajes los presentamos en la Tabla No. 10.

ANCLAJE TIPO " B "	Unidad	B 32	B 64	B 100	B 138	
Cabezal de anclaje	diámetro roscado	cm	7.5	10.0	11.5	13.0
	longitud estándar	cm	4.0	6.0	8.0	9.0
Tuercas de sujeción	diámetro exterior	cm	10.5	13.5	15.5	18.0
	altura	cm	2.2	3.0	4.0	5.0
Placa de apoyo	longitud lateral	cm	14.0	18.0	22.0	26.0
	espesor	cm	1.4	1.6	2.0	2.5
Trompeta terminal	diámetro exterior	cm	8.7	11.2	12.8	14.8
	longitud estándar	cm	21.0	26.0	34.5	34.5

Tabla 10. Anclajes tipo " B "

El anclaje tipo J , se recomienda para el caso en que el anclaje no se proyecta después del elemento, es decir, que no permite el postensado en etapas como el tipo " B ". Las características de esta serie la podemos observar en la Tabla No. 11 y Figura No. 22.

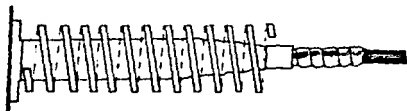


Fig. 22

Anclaje movable BBRV tipo " J "

Los anclajes tipo C se caracterizan porque permiten el anclaje de cables grandes, con una fuerza de tensión permanente de hasta 34.4 ton/cm². La Figura No. 23 y Tabla No. 12 muestran este anclaje.

ANCLAJE TIPO " J "	Unidad	J 32	J 64	J 100	J 138
Cabezal de anclaje	diámetro exterior	7.4	9.5	11.0	12.5
	longitud estándar	3.5	4.5	6.0	7.0
Trompeta terminal	diámetro exterior	8.2	10.7	12.2	14.2
	longitud estándar	20.5	20.5	25.5	25.5
Espiral	longitud del cono	14.0	21.8	25.0	26.3
	diámetro exterior	14.0	18.0	22.0	26.0
Placa de apoyo	longitud lateral	15.0	20.0	22.0	26.0

Tabla 11. Anclaje tipo " J ".

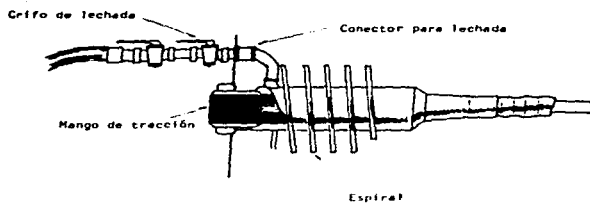


Fig. 23 Anclaje tipo "C"

El anclaje tipo E viene a ser el anclaje fijo para la serie C.

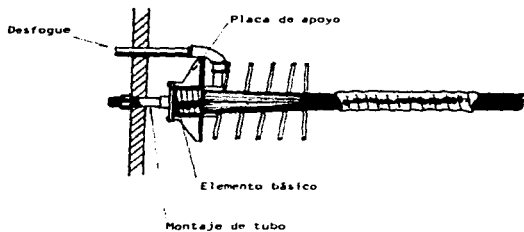


Fig. 24 Anclaje tipo "E"

ANCLAJE TIPO " C "	Unidad	C 130 C 125	C 170 C 170	- C 220
Elemento básico				
diámetro roscado	cm	8.0	9.0	9.8
Manguito de tracción				
diámetro exterior	cm	11.8	13.0	14.4
longitud mínima	cm	10.4	11.8	13.8
Tuerca de sujeción				
diámetro exterior	cm	16.2	17.8	19.8
altura	cm	3.9	4.5	5.3
Placa de apoyo				
diámetro exterior	cm	29.0	32.0	36.0
altura	cm	5.1	5.8	6.7
Trompetan terminal				
diámetro exterior	cm	13.3	14.7	16.2
longitud estandar	cm	16.0	16.0	17.0
Espiral				
longitud del cono	cm	18.5	21.0	23.0
diámetro exterior	cm	25.0	25.0	25.0

Tabla 12. Anclaje tipo " C ".

El sistema BBRV proporciona el anclaje fijo del tipo de serie "S", tal como se muestra en la Figura No. 25, el cual es colocado en el extremo opuesto al anclaje de las series "B" y "J".

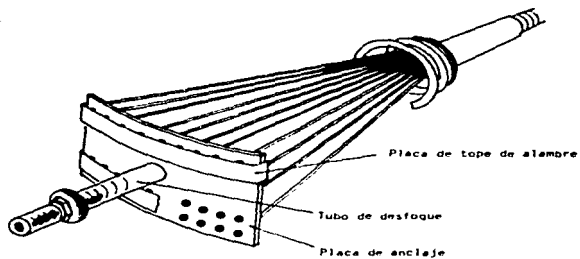


Fig. 25 Anclaje tipo " S ".

Se recomienda el empleo de la mitad de anclajes tipo " S " por un extremo y la otra mitad por el otro lado, con el fin de distribuir las pérdidas por fricción del presfuerzo de manera uniforme a lo largo del elemento.

ANCLAJE TIPO " E "	Unidad	E 130	E 170	-
		E 125	E 170	E 220
Placa de apoyo diámetro exterior altura	cm	23.5	27.0	30.0
	cm	5.2	6.0	6.8
Trompeta terminal longitud diámetro	cm	21.5	24.5	26.5
	cm	5.2	6.8	7.6
Longitud de anclaje	cm	28.8	32.6	35.4

Tabla 13. Anclaje tipo " B ".

ANCLAJE TIPO " S "	Unidad	S 32	S 64	S 100	S 138
Placa de apoyo B/L	cm	-	-	22/22	26/26
Tubo de desfogue, longitud	cm	-	-	85	95
Placa de apoyo rectangular B/L	cm	12/15	15/22	16/30	18/36
Tubo de desfogue, longitud	cm	80	85	85	95
Placa de apoyo larga B/L	cm	6/30	8/40	8/56	12/56
Tubo de desfogue, longitud	cm	80	90	100	105

Tabla 14. Anclaje tipo " S ".

2.3.3. GATOS

El procedimiento del postensado es bastante simple, y consideramos dejarlo descrito en los siguientes pasos:

El gato cuenta con un collar especial que se atornilla sobre la arandela. Una vez sujeta, se bombea para dar el tensado requerido. Un alargamiento ligeramente en exceso permite que se inserten más fácilmente las calzas. Después de colocar dichas calzas, se procede a retirar el gato con la consecuente transmisión de la fuerza.

Para permitir la lechada, los cables se insertan en una manguera metálica; de un diámetro mayor en un 1/4" al requerido para albergar a los alambres.

En la Figura No. 26 podemos apreciar el armado de los anclajes.

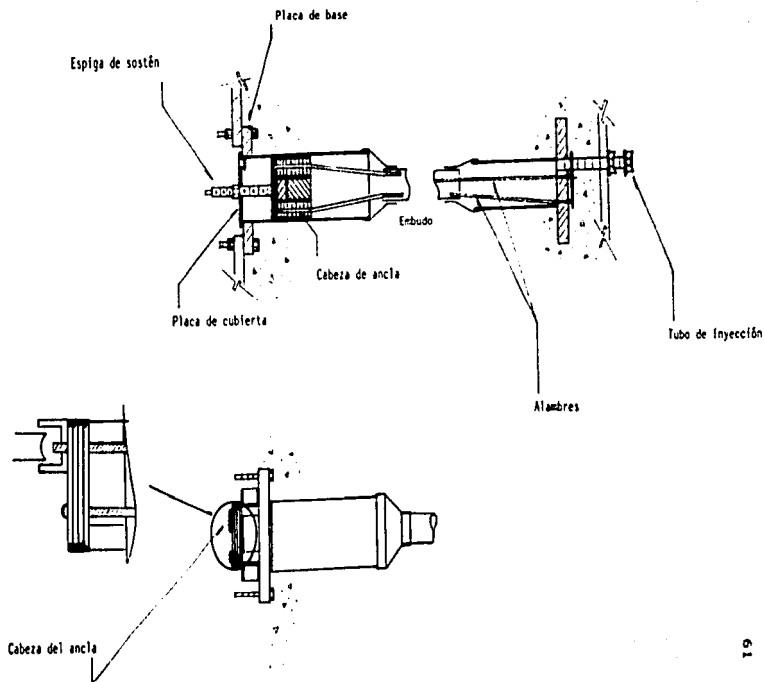


Fig. 26 Armado de los Anclajes

2.4. SISTEMA STRONGHOLD

La técnica de presforzar ha alcanzado en los últimos años un gran desarrollo, hoy día presforzar no solo consiste en introducir esfuerzos externos en la pieza de hormigón, sino resolver todos los problemas inducidos con la aplicación de los esfuerzos referidos, y conseguir que el estado final a que se llegue represente una solución segura, duradera, eficaz y económica para los fines que se persiguen.

El sistema Stronghold ha demostrado su eficacia en obras donde se hayan tenido que utilizar tendones de pequeña o gran potencia, o donde los esfuerzos a aplicar deban ser precisos.

2.4.1. ACERO

El acero de alta resistencia es el material de uso común en la construcción de elementos postensados y en general del presfuerzo. Las formas en que se puede presentar son las siguientes:

Alambres:

Los alambres de alta resistencia pueden ser galvanizados o sin recubrimiento. El diámetro varía desde 2 hasta 8 mm, siendo el de 4 mm el más frecuentemente usado.

El requisito de resistencia a la tensión en los alambres para concreto presforzado, va desde 16,505 kg/cm² hasta 17,606 kg/cm² para 7 y 5 mm de diámetro respectivamente, siendo 17,000 kg/cm² para el de 4 mm.

Como se puede apreciar, mientras más pequeño sea el diámetro, más alta es su resistencia unitaria a la ruptura.

Con el fin de ahorrar mano de obra y costos de anclaje, es recomendable usar alambres de diámetros mayores.

Torones:

Un torón es la unión de varios alambres, el cual puede estar formado por 7, 19, 37 ó más de ellos, siendo el primero el comúnmente usado en la construcción mediante el sistema de postensado Stronghold.

El torón de 7 alambres esta entretrejado de la siguiente forma: dispone de un alambre central encerrado estrechamente y con espaciamiento uniforme.

Las pruebas de aceptación de calidad se basan en las propiedades del torón y no en las que presenta cada alambre individualmente.

Varillas:

Se fabrican con una resistencia mínima de $f_y = 10,195 \text{ kg/cm}^2$ para todos los diámetros.

Las varillas están disponibles en una longitud máxima de hasta 24.5 m, debiéndose esta restricción a la dificultad que presenta su transportación. Para unir varillas y alcanzar la longitud deseada, existen acoplamientos de casquillo.

De acuerdo a la experiencia se ha podido observar que el acero de sección delgada es más eficiente que las barras gruesas, ya que el tensado llega a alcanzar el 80% del valor de ruptura, cifra que es mayor mientras menor sea el diámetro del acero. Esto se debe a las propiedades físicas del mismo y a su homogeneidad.

A continuación presentamos las tablas que relacionan al torón, a la culata y al tipo de gato a usar.

TORON DE 12.7 mm

TIPO TENDON	CULATA (SERIE)	GATO	Ppu 18 730 kg Sección 98.71 mm ² Peso 0.775 kg/m				PESO DEL TENDON (kg/m)	SECCION DEL TENDON (mm ²)	VAINA	
			fpu	0.80	0.75	0.70			Ω (mm)	φ (mm)
3 4	11 12	G - 60	56 75	45 60	42 56	39 52	2.33 3.1	296 395	42	42
5 6 7	13	G - 100	94 112 131	75 90 105	70 84 98	66 79 92	3.88 4.65 5.43	494 592 691	51	51
72 73 84 85	91 93	G - 1200	1349 1367 1573 1592	1079 1094 1259 1274	1011 1025 1180 1194	944 957 1101 1114	55.8 56.58 65.10 65.88	7107 7206 8292 8390	160	150

TORON DE 15.2 mm

TIPO TENDON	CULATA (SERIE)	GATO	Ppu 26 581 kg Sección 139.35 mm ² Peso 1.102 kg/m				PESO DEL TENDON	SECCION DEL TENDON	VAINA	
									Ω	φ
3	12	G - 60	80	64	60	56	3.31	418	42	42
4	13	G - 100	106	85	80	74	4.41	557	51	51
5 6 7	14	G - 200	133 159 186	106 128 149	100 120 140	93 112 130	5.51 6.61 7.71	697 836 975	63	63

Tabla 15. Torones de 12.7 y 15.2 mm

2.4.2. ANCLAJES

Los anclajes son los instrumentos o dispositivos que sirven para asegurar los tendones.

Los anclajes Stronghold están previstos para su aplicación en los medios y condiciones más diversas. En las siguientes páginas mostramos varios tipos de anclajes utilizados para diferentes circunstancias.

ANCLAJES ACTIVOS

Los anclajes activos constan de una placa con agujeros cónicos en los que se alojan las cuñas, y una trompeta embebida en concreto soportando la placa de anclaje. La trompeta puede estar formada por una placa de reparto y un cono o bien una pieza única de fundición en la que se integran la referida placa de reparto y el cono de convergencia de los torones.

El cono en determinados tipos de anclaje se encuentra reforzado a su alrededor por un filete transversal.

Este tipo de anclaje es el más frecuentemente utilizado ya sea en el extremo desde el que se tensa o en el opuesto, por lo que se llegan a emplear como anclajes ciegos.

En la sujeción de los torones se aprovecha el principio de la cuña, así como la fricción entre las cuñas y los torones. En la Figura No. 27 se muestra un anclaje activo típico.

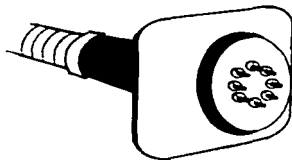


Fig. 27

Anclaje activo.

ANCLAJES CIEGOS SEMI-ADHERENTES

Este tipo de anclaje es más sencillo que los anclajes activos mencionados. Se llaman o reciben el nombre de ciegos debido a que se colocan en extremos opuestos al de tensado y se encuentran ahogados en concreto. Su forma de trabajo consiste en absorber parte del esfuerzo a través de la placa terminal colocada al final de los torones y el resto se transmite por el rozamiento de los cables con el concreto que lo rodea, Figura No. 28.

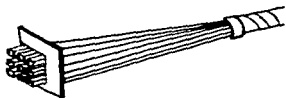


Fig. 28 Anclaje ciego.

ANCLAJES EN " X "

El anclaje " X " es otro tipo de los denominados por su forma de trabajo como ciegos. Este tipo de elementos Stronghold lo ha diseñado de tal forma que los torones se cruzan en forma de " X " originando un anclaje por adherencia perfecto, Figura No. 29. Hay que aclarar que aunque son más económicos, son también más complicados en su ejecución.

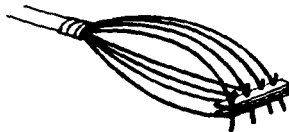


Fig. 29 Anclaje en " X ".

ANCLAJES REGULABLES

Estos anclajes son empleados cuando los cables son muy cortos, en los que es necesaria una gran precisión del esfuerzo a aplicar. Las cuñas no permiten en estos casos afinar el prefuerzo aplicado, por lo que se recurre, para ello, a los anclajes regulables en los que una tuerca auxiliar hace posible la tensión deseada. Este sistema de anclaje aprovecha una combinación de principio de cuña y el de un dispositivo a base de rosca, Figura No. 30.

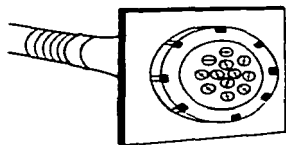


Fig. 30 Anclaje regulable.

Las ventajas que ofrece el sistema Stronghold se hacen patentes a medida que aumenta la capacidad de los anclajes, ya que las operaciones, los tiempos de enfilado y el tensado son similares en cualquiera de los tipos de anclaje. En las siguientes tablas presentamos las dimensiones de los anclajes.

TORON DE 12.7 MM	3	4	7	9	12
CULATA	CS 11	CS 12	CS 13	CS 14	CS 15
A	120	140	180	200	240
B	100	100	120	160	180
C	50	57	73	90	107
D	130	152	195	210	275
E	100	100	100	100	100

TORON DE 15.2 MM	3	4	7	9	12
CULATA	CS 12	CS 13	CS 14	CS 15	CS 16
A	140	180	200	240	270
B	100	120	160	180	230
C	57	73	90	107	122
D	152	195	210	275	308
E	100	100	105	105	110

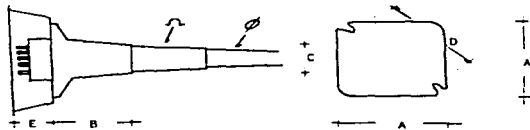


Tabla 16.

Culata Standard.

2.4.3. GATOS

Stronghold cuenta con una variedad de gatos, cada uno diseñado para tratar de satisfacer las necesidades tanto del proyectista como las que se presenten durante el proceso de tensado.

Los gatos Stronghold tienen una gran versatilidad en el proceso de postensado, ya que son capaces de tensar al mismo tiempo tanto alambres como torones de cualquier diámetro, así como cualquier cantidad de ellos. No importando la disposición de las barras de acero, a este tipo de herramienta le bastan tan solo de 30 cm por fuera de la placa de anclaje para realizar su función sin dificultad, independientemente de que los torones salgan del elemento estructural en dirección normal o inclinada.

Una vez que se determinó mediante el cálculo correspondiente el tipo de acero que se usará y además la fuerza de tensado a que será sometido, se procederá a elegir el modelo de gato necesario para cubrir las necesidades.

Stronghold recomienda una serie de gatos, cada uno para una gama de torones, sin dar por descartada la posibilidad de poder usar uno de capacidad superior a la requerida.

La presentación de todos los gatos solo difiere en cuanto a tamaño, ya que todos son similares a el mostrado en la Figura No 31.

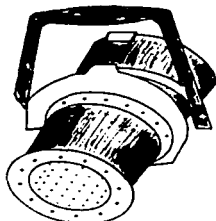


Fig. 31 Gato Stronghold

2.4.4. FUNCIONAMIENTO DE LOS GATOS EN EL PROCESO DE POSTENSADO

Como se ha venido observando, los gatos son un elemento primordial en el postensado, ya que de ellos depende la tensión que se aplica al acero. A continuación mostramos con una breve explicación acompañada de un diagrama, el proceso de postensado.

- 1) Se sitúa el gato frente a la placa de centraje, se desplaza éste hacia la culata y se ensartan los torones en los orificios del gato (se enhebran).

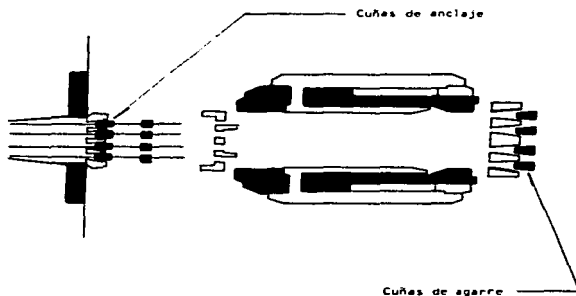


Fig. 32 Enhebrado de acero

- 2) Con el gato en disposición de tensar, se da presión a la central y el agarre de todos los alambres o torones por las cuñas de arrastre es inmediato y automático.

Entendamos por central al mecanismo desde donde se controla la operación de los gatos.

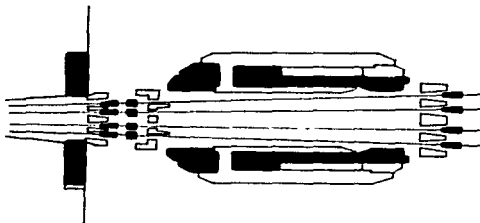


Fig. 33 Sujeción del acero

- 3) Se tensa el tendón hasta conseguir el esfuerzo y el alargamiento deseado. Se puede en algún momento, si se desea, aflojar ligeramente y retensar.

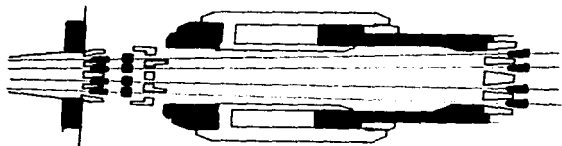


Fig. 34 Tensado

- 4) Se clavan definitivamente las cuñas de anclaje accionando la placa de centrado, que lo es también de clavado, mediante el cilindro hidráulico frontal.

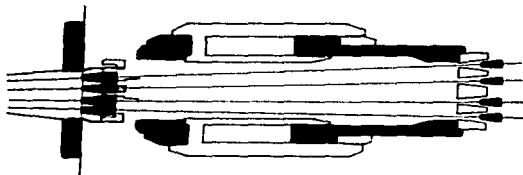


Fig. 35 Anclaje

- 5) Dando presión al circuito de retorno, se recoge el gato, soltándose automáticamente las cuñas de arrastre, con lo que el gato puede retirarse a iniciar de nuevo el ciclo en el anclaje siguiente.

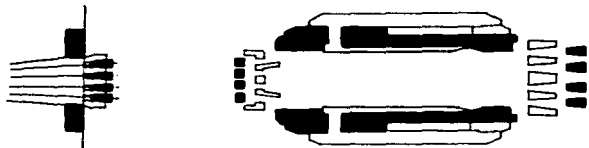


Fig. 36 Retiro del gato

Los gatos mencionados anteriormente se accionan a través de centrales como la mostrada esquemáticamente, en la Figura No. 37

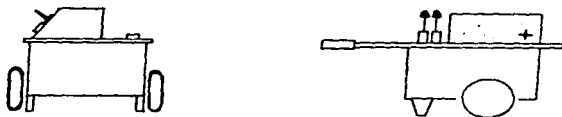


Fig. 37 Central Stronghold

Este tipo de equipo está diseñado de tal forma que sus dimensiones no son muy grandes y estorbosas, además cuentan con un par de llantas que permiten su manejabilidad al igual que una carretilla.

La central se controla mediante válvulas reguladoras conectadas a los circuitos hidráulicos, que permiten la aplicación de diversas potencias de tensado. Cuenta con manómetros que permiten conocer la presión a la que se está trabajando.

Los gatos Stronghold se accionan a través de sus centrales, mediante un doble distribuidor que independiza el tensado del clavado de las cuñas. Cuentan con una llave que permite, en caso de ser necesario, reducir suave y gradualmente la tensión existente.

2.4.5. LECHADA

Uno de los pasos siguientes en el postensado, después de tensar los cables, es la inyección de la lechada a través de los conductos con el fin de dar homogeneidad y flexibilidad a la pieza; para lo cual Stronghold cuenta con varias batibombas. Una de las más usuales es la MX 5 que tiene un peso vacío de 350 kg.

Dispone de dos ruedas posteriores fijas y una articulación en la barra de mando que le permiten una fácil movilidad en terrenos irregulares.

En el depósito superior lleva acoplada otra rueda de tal forma que todo el conjunto puede transportarse en forma horizontal.

La batibomba MX 5 posee dos depósitos de 90 litros cada uno, lo que permite su funcionamiento continuo, pues mientras el superior realiza la mezcla, el inferior suministra la lechada a la bomba. Lleva acoplada una bomba cuya presión máxima alcanza de 12 a 15 atmósferas y una presión de trabajo de 6 a 8 atmósferas.

Tiene un rendimiento de 750 litros / hora, con una presión de 8 atmósferas, pudiendo llegar a 1500 litros a la presión de 12 atmósferas.

Stronghold ha desarrollado, para casos particulares, equipos de inyección de capacidad adecuada para las necesidades. Tal es el caso de los equipos MJ 4 y MJ 6 que se diseñaron para inyectar la lechada hasta una altura de 50 m, con un caudal de mezcla de 2000 y 3000 litros / hora.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

79

CAPITULO III

CRITERIOS DE DISEÑO

Para poder establecer bases razonables en los criterios de diseño del concreto presforzado, es necesario conocer el comportamiento de los materiales, y más importante como resultado de lo anterior, el conocer la relación existente entre la carga y la deformación resultante para todo el intervalo de carga. Tomando como intervalo desde que la carga es negativa hasta que la magnitud de ella provoca el derrumbamiento total del elemento

En general, una viga de concreto presforzado con presfuerzo excéntrico tiene una curva carga - deformación como la representada en la Figura No 38, con un tramo prácticamente recto y uno curvo. El tramo recto que indica un comportamiento lineal, se inicia en la región de deformaciones negativas, lo que significa que debido a la acción del presfuerzo se producen deformaciones hacia arriba (contraflecha), que no se contrarrestan totalmente por el peso propio y algún porcentaje de la carga total.

El punto 1 de la curva representa la condición de deformación nula, en que las deformaciones correspondientes a las cargas exteriores quedan totalmente equilibradas por las producidas por el presfuerzo. Esta condición se presenta, por ejemplo, cuando la combinación de los esfuerzos debidos a cargas exteriores y al presfuerzo producen un bloque de esfuerzos uniformes en toda la sección de la viga

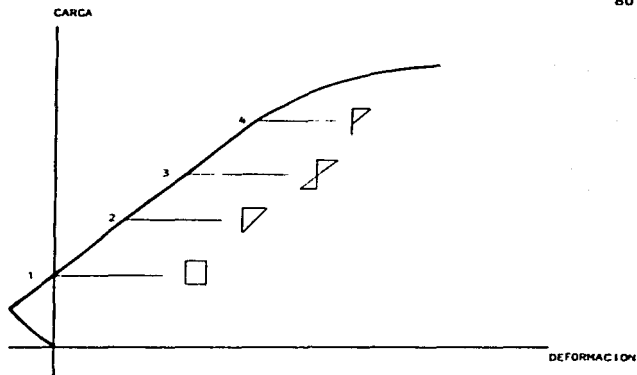


Fig. 38 Curva carga - deformación

El punto 2 de la curva resulta cuando los esfuerzos de tensión son nulos en la fibra inferior de la sección crítica de la viga. Durante mucho tiempo, los proyectistas de elementos de concreto presforzado consideraron que no debería excederse esta condición.

Si la carga se incrementa, se llega al punto 3, correspondiente a la carga de agrietamiento, que se presenta cuando los esfuerzos de tensión en la parte inferior de la sección coinciden con el módulo de ruptura de concreto. Este es un punto notable en el comportamiento de los elementos de concreto presforzado, debido a que corresponde al inicio del agrietamiento. Una vez sobrepasada la carga de fisuramiento, las deformaciones dejan de ser proporcionales a las cargas y la curva carga - deformación exhibe un quiebre marcado.

El punto 4 corresponde a la carga que hace que el acero alcance su esfuerzo de fluencia.

El diseño de elementos de concreto presforzado debe basarse en el comportamiento de la curva completa carga - deformación. Si se puede predecir esta curva, el proyectista esta en condiciones de dimensionar la viga, de manera que cuente con un grado de seguridad bajo las condiciones de servicio.

Debe señalarse, que un problema de especial dificultad en el estudio del comportamiento de elementos estructurales presforzados; es la predicción de las variaciones que experimenta el presfuerzo inicialmente aplicado al transcurrir el tiempo, como resultado de las características plásticas del concreto y del acero.

Los reglamentos de diseño dan recomendaciones específicas para el grado de seguridad requerido en distintas condiciones y normas respecto a las deformaciones y agrietamiento admisible en diversas situaciones. Es frecuente también, que los reglamentos especifiquen determinados esfuerzos permisibles que no se deben exceder bajo las condiciones de servicio. Esto es una forma indirecta de lograr un grado de seguridad razonable y evitar agrietamientos.

En los reglamentos modernos se tiende a incluir recomendaciones para el diseño de estructuras de concreto presforzado en las recomendaciones generales para concreto reforzado. Esto debido a que el presfuerzo se esta considerando como un caso particular del concreto reforzado.

3.1. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO PRESFORZADO

En esta parte de nuestro trabajo analizaremos de 3 formas el comportamiento de una sección de concreto presforzado.

El presfuerzo transformará al concreto en un material elástico.

Considerara que el concreto es transformado de un material frágil a un material elástico debido a la aplicación de una fuerza de compresión, se debe al Ingeniero Francés Eugenio Freyssinet. De esta forma nace el criterio de aprovechar la resistencia del concreto a la compresión eliminando los esfuerzos de tensión y con ello las grietas.

Podemos decir entonces, que el concreto se encuentra sujeto a dos sistemas de fuerzas balanceadas: el presfuerzo aplicado y la carga externa. Ahora bien, cuando el concreto carece de grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones debidos a los dos sistemas de fuerzas pueden considerarse separadamente, tomando como ejemplo, por simplicidad, una viga rectangular presforzada por un tendón.

La distribución de esfuerzos en una viga presforzada a través de su eje centroidal, como la mostrada en la Figura No. 39.

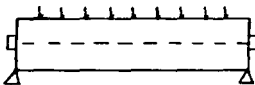


Fig. 39

Viga presforzada concéntricamente

el esfuerzo producido por el presfuerzo P_i , será igual a

$$f = \frac{P_i}{A}$$

donde: P_i : Presfuerzo
 A : Área de la sección

el esfuerzo debido al momento originado por la carga externa quedará definido por

$$f = \frac{MY}{I}$$

donde: I : Momento de inercia
 M : Momento
 Y : Distancia desde el eje centroidal
 C : Distancia desde el eje centroidal

Si sumásemos las dos expresiones obtendríamos la distribución de esfuerzos resultantes, como se muestra en Figura No. 40.

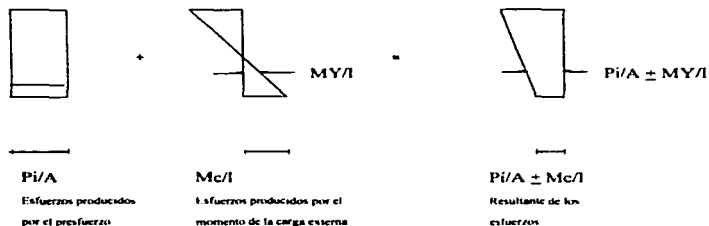


Fig. 40

Diagrama de distribución de esfuerzos en las fibras del concreto

La distribución de esfuerzos tiene una variante cuando el presfuerzo se aplica excéntricamente con respecto al centroide de la sección de concreto:

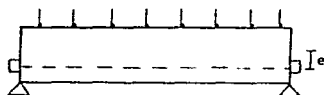


Fig. 41

Viga prefabricada excéntricamente

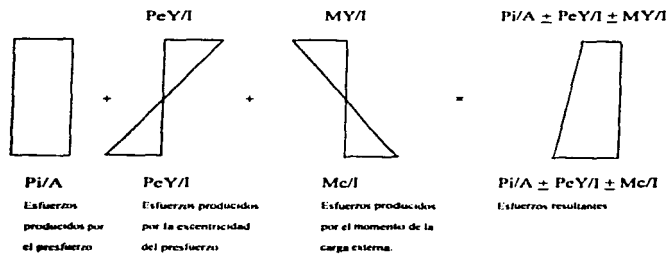


Fig. 42

Diagrama de distribución de esfuerzos en las fibras del concreto.

donde: P_e : Momento producido por el presfuerzo
 f : El esfuerzo debido a este momento

En resumen, siempre que las vigas permanezcan sin agrietarse y que tanto el concreto como el acero sean esforzados dentro de los rangos elásticos, los esfuerzos en el concreto quedarán definidos como lo muestra la Figura No. 43.

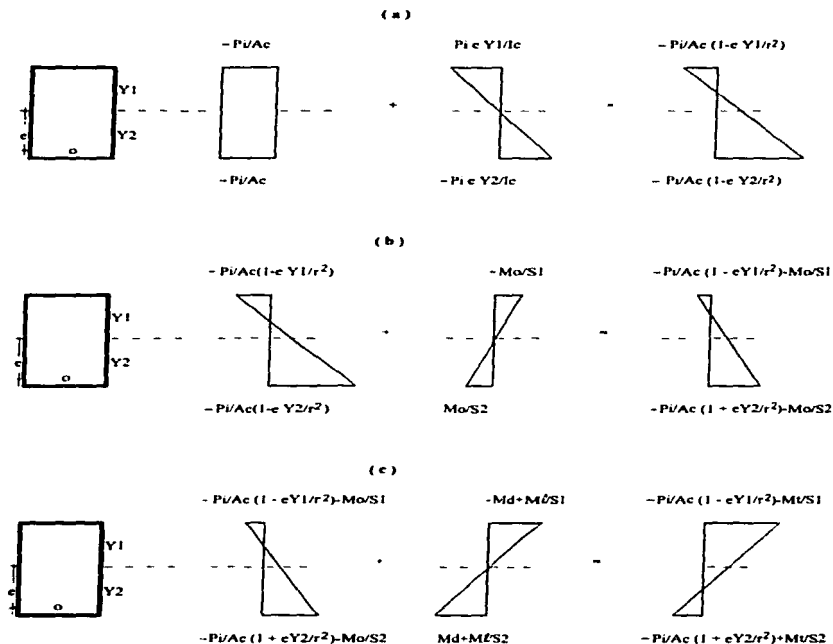


Fig. 43 Diagramas de esfuerzos elásticos en una viga presforzada

(a) Efectos del pesfuerzo inicial

(b) Efectos del pesfuerzo inicial más el peso propio

(c) Efectos del pesfuerzo final mas carga de servicio

donde:

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

$$S = \frac{I}{Y}$$

Cuando los tendones se presentan curvos, es conveniente para la determinación de los esfuerzos, analizar el elemento en porciones como un cuerpo libre.

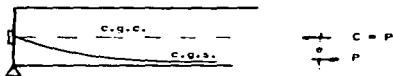


Fig. 44 Cuerpo libre de una viga presforzada con tendón curvo

Presfuerzo para la combinación de acero de alta resistencia con concreto:

Este concepto considera al concreto presforzado como algo similar al concreto reforzado, en donde un par resistente producido por los materiales actúan contra el momento exterior.

El concreto presforzado a diferencia del concreto reforzado, utiliza acero de alta resistencia, sometido a un preestiramiento que produce esfuerzos y deformaciones controladas.

Presforzado para lograr el balance de las cargas:

En este concepto se visualiza al presfuerzo como un intento por balancear las cargas de gravedad, de tal forma que los elementos no esten sujetos a esfuerzos de flexión bajo las condiciones de carga.

A continuación mostramos con un ejemplo los 3 conceptos enunciados anteriormente, en el orden respectivo.

Ejemplo:

Una viga rectangular de concreto presforzado como la mostrada en la Figura No. 45 es presforzada por una fuerza de 163 toneladas. Calcular los esfuerzos en las fibras del concreto a la mitad del claro

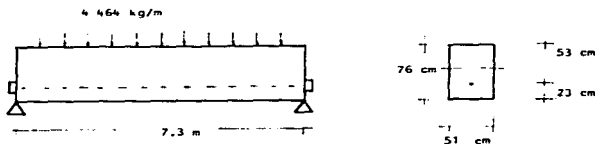


Fig. 45 Viga presforzada

Caso 1 Se considera que el presfuerzo transforma al concreto en un material elástico.

Datos:

Pi	=	163 ton
A	=	3 876 cm ²
e	=	15 cm
L	=	7.3 m.

Convención de signos

(+)	Tensión
(-)	Compresión

Solución

$$f = - \frac{P_i}{A} \pm \frac{P_i e}{I} \pm \frac{M Y}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(15)(76)^3}{12} = 1,865,648 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{4.464 (7.3)^2}{8} = 29,736 \text{ Kg-m}$$

$$f = \frac{-163,000}{3,876} \pm \frac{163,000 (15)(38)}{1,865,648} \pm \frac{2,973,600 (38)}{1,865,648}$$

$$f = - 42.05 \pm 49.80 \pm 60.57$$

El esfuerzo en la fibra superior

$$f = -42.05 + 49.80 - 60.57 = -52.82 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en la fibra inferior

$$f = -42.05 - 49.80 + 60.57 = -31.28 \text{ kg/cm}^2$$

Gráficamente lo podemos observar en la Figura No. 46

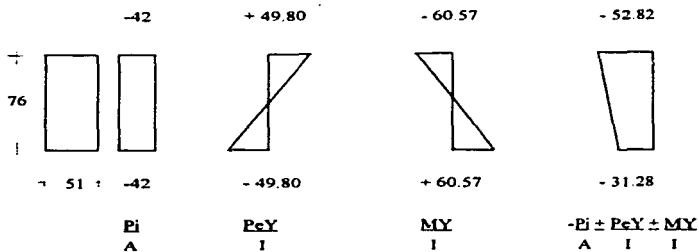


Fig. 46

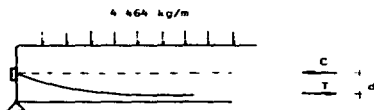
Distribución de esfuerzos

Caso 2 Se considera que un par resistente formado por los materiales absorben el momento exterior.

Datos:

Pi:	=	163	ton
A:	=	3 876	cm ²
e:	=	15	cm
Y:	=	38	cm
L:	=	7.3	m

Solución

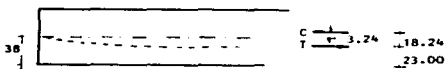


$$f = \frac{P_i}{A} \pm \frac{M_c}{I}$$

$$M = \frac{W L^2}{8} = \frac{4 464 (7.3)^2}{8} = 29 736 \text{ kg-m}$$

El par interno lo producirán las fuerzas C y T con un brazo de palanca igual a:

$$d = \frac{M}{P_i} = \frac{2.973.600}{163.000} = 18.24 \text{ cm}$$



$$f = \frac{P_i}{A} \pm \frac{M_c}{I}$$

$$f = \frac{P_i}{A} \pm \frac{P_i \cdot c}{I} \quad Y$$

$$f = \frac{-163.000}{3.876} \pm \frac{163.000 (3.24) (38)}{1865.648}$$

$$f = -42.05 \pm 10.76$$

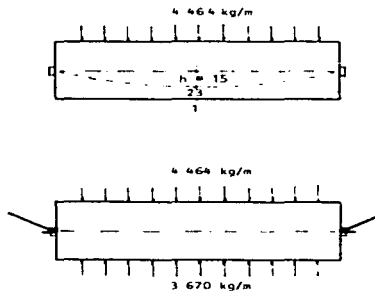
El esfuerzo en la fibra superior

$$f = -42.05 - 10.76 = -52.81 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en la fibra inferior

$$f = -42.05 + 10.76 = -31.29 \text{ kg/cm}^2$$

Caso 3 Método de balance de cargas tomando al concreto como cuerpo libre, aislado del acero.



la fuerza uniforme de abajo hacia arriba esta dada por:

$$W = \frac{8 P_i h}{L^2} = \frac{8 (163\,000) (0.15)}{(7.3)^2} = 3\,670 \text{ kg/m}$$

donde: h: Flecha del tendón

la carga neta se verá reducida en magnitud a:

$$4\,464 - 3\,670 = 794 \text{ kg/m}$$

el momento a la mitad del claro:

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{794 (7.3)^2}{8} = 5289 \text{ kg-m}$$

los esfuerzos debidos a este momento:

$$f = \frac{Mc}{I} = \frac{6M}{bh^2}$$

$$f = \frac{6 (528900)}{(51) (76)^2} = 10.77 \text{ kg/cm}^2$$

más el esfuerzo debido al presfuerzo:

$$f = \frac{P_i}{A} = \frac{163000}{3876} = 42.05 \text{ kg/cm}^2$$

el esfuerzo resultante en la fibra superior:

$$f = -42.05 - 10.77 = -52.82 \text{ Kg/cm}^2$$

el esfuerzo resultante en fibra inferior:

$$f = -42.05 + 10.77 = -31.28 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se habrá podido observar, los resultados obtenidos en las tres formas de analizar la sección, dan resultados iguales.

3.2. CONDICIONES DE CARGA

Una viga de concreto presfuerzo se encuentra sometida a una variedad de cargas durante su vida de servicio, pero no obstante a esta variedad de cargas, al diseñador solo le interesan dos condiciones críticas conocidas con los nombres de: condición de transferencia y la condición final.

Entendamos por etapa de transferencia al momento inmediato a la aplicación del postensado, es decir, cuando la fuerza de presfuerzo se encuentra a su máxima magnitud, ya que las pérdidas no se han iniciado. En dicho momento también nos encontramos con que la resistencia del concreto es inferior a la resistencia calculada, que será la obtenida en pruebas de compresión a los 28 días. La resistencia del concreto a la transferencia la denominaremos f'_{ci} y su valor deberá encontrarse en la cercanía a los 280 kg/cm². Por todo lo anterior, podemos decir que la condición de transferencia es un momento crítico debido a que en el se combina: la máxima carga de presfuerzo, con una resistencia del concreto inferior a la que presentará durante su vida.

Podemos resumir las condiciones de cargas idealizadas para la etapa de transferencia en la Tabla No. 17.

Después de la transferencia, la fuerza de presfuerzo empieza a disminuir debido a las pérdidas por contracción, deformación y relajamiento. La reducción total de la fuerza se presenta en los primeros años de servicio y con propósito práctico se considera que en 3 años se dan todas las pérdidas posibles, dando como resultado el segundo momento crítico a considerar en el diseño.

Condición de carga	Cargas que actúan	Fuerza de presforzado	Resistencia del concreto
1	$P + G$		
2	$P + G + S$	Máxima	Mínima
3	$P + G + S + L + I$		

- P:** Fuerza de presforzado **L:** Carga móvil
G: Peso de la viga **I:** Impacto
S: Carga muerta sobreimpuesta

Tabla 17. Condiciones de carga

La condición de carga No. 1, corresponde en el postensado, al momento en que justamente se ha completado la acción del presfuerzo.

La condición No. 2 se presenta solo en una de las modalidades del presfuerzo: el postensado. La aplicación de la carga muerta sobreimpuesta solo tiene lugar cuando el andamiaje se ha retirado y el elemento es lo suficientemente resistente para soportar las cargas.

La última condición de carga, contempla todas las cargas posibles a que será sometido el elemento momentos después del postensado.

A la condición que presenta un elemento postensado correspondiente a la fuerza de presforzado mínima y la resistencia de concreto máxima, se denomina condición final. Esta es la segunda condición importante o de interés en el ámbito del diseñador.

Debemos entender por condición final al estado en que el miembro ya no presenta cambios en la fuerza de postensado, es decir, cuando todas las pérdidas han ocurrido.

Las condiciones de carga para esta etapa las resumimos en la Tabla No. 18.

Condición de carga	Cargas que actúan	Fuerza de presforzado	Resistencia del concreto
4	P + G		
5	P + G + S	Minima	Máxima
6	P + G + S + L + I		

Tabla 18. Condición de carga final

La condición de carga No. 4 es posible en el postensado, cuando una vez aplicado el presfuerzo, el trabajo se interrumpe durante un periodo de tiempo indefinido, el cual permite que ocurran todas las pérdidas.

La condición No. 5 tiene lugar en estructuras que han permanecido durante varios años soportando una carga sobrepuesta, pero no se han sometido a cargas móviles.

La condición No. 6 representa a la estructura sometida totalmente a las cargas, tiempo después de la construcción de la obra y regularmente es la condición de servicio.

Concluimos diciendo que dentro de estas 6 condiciones de carga, las que se presentan con más frecuencia son la 1 y 6.

3.3. DISEÑO ELASTICO

Este criterio parte de la suposición de que el concreto es un material elástico y se busca que los esfuerzos resultantes de la combinación de todas las cargas (presfuerzo, peso propio, carga muerta sobrepuesta, carga móvil e impacto) se limiten en magnitud a esfuerzos menores o iguales que los admisibles, durante el intervalo de carga de servicio.

Se pueden seguir dos procedimientos: el primero, será suponer una sección transversal, una fuerza de presfuerzo y un perfil de cable, para posteriormente revisar que los esfuerzos estén dentro de los límites permisibles, que las deflexiones sean satisfactorias y que se disponga de la resistencia requerida.

Aproximar los esfuerzos tan cerca como sea posible de los esfuerzos límite, bajo los estados de carga que controlan el diseño, es el segundo método y será el que emplearemos.

Empezaremos mostrando en las Tablas No. 19 y 20 los esfuerzos permisibles en el concreto y el acero respectivamente.

Esfuerzos permisibles inmediatamente después de la transferencia:

	A. C. I.	D. D. F.
a) Esfuerzo de compresión en fibras extremas.	$f_{ci} = 0.60 f'_{ci}$	$0.60 f'_{ci}$
b) Esfuerzo de tensión de fibras extremas, con excepción de lo permitido en el inciso "C".	$f_{ti} = 3\sqrt{f'_{ci}}$	$\sqrt{f'_{ci}}$
c) Esfuerzo de tensión de fibras extremas en los extremos de los miembros simplemente apoyados.	$6\sqrt{f'_{ci}}$	$3.2\sqrt{f'_{ci}}$

Esfuerzos permisibles bajo las cargas de servicio.

	A. C. I.	D. D. F.
a) Esfuerzos de compresión en fibras extremas.	$f_{cs} = 0.45 f'_{c}$	$0.45 f'_{c}$
b) Esfuerzos de tensión en fibras extremas.	$f_{ts} = 6\sqrt{f'_{c}}$	$1.6\sqrt{f'_{c}}$
c) Esfuerzos de tensión en las fibras extremas de la zona de tensión precomprimida.	$12\sqrt{f'_{c}}$	$3.2\sqrt{f'_{c}}$

A. C. I. f'_{c} : libras / pul²
 D. D. F. f'_{c} : kg / cm²

Tabla 19. Esfuerzos permisibles en el concreto presforzado

Esfuerzo de tensión en los tendones de presfuerzo.

	A.C.I.	D.D.F.
a) Debido a la fuerza de tensión del gato (el menor de los resultados).	0.80 <i>fpu</i> y/o 0.9% <i>fpy</i>	0.80 <i>fpu</i> y/o 0.9% <i>fpy</i>
b) Tendones postensados, inmediatamente después del anclaje del tendón	0.70 <i>fpu</i>	0.70 <i>fpu</i>

fpu: Esfuerzos debidos a la resistencia última del acero.

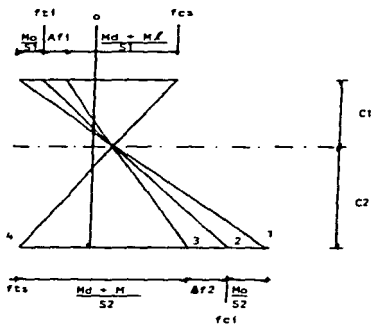
fpy: Esfuerzos debidos a la resistencia de fluencia especificada.

Tabla 20. Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo.

Nuestro estudio lo dividiremos en dos, de acuerdo a la disposición o perfil del tendón.

3.4. VIGAS EN LAS QUE LA EXCENTRICIDAD DEL PRESFUERZO VARIA A LO LARGO DEL CLARO.

Inmediatamente a la aplicación de la tensión, tendremos para la sección de momento máximo una distribución lineal de esfuerzos como la mostrada en la Figura No. 47, producida por P_i (fuerza tensora).



1.- P_i
2.- $P_i + M_o$

3.- $P_e + M_o$
4.- $P_e + M_o + M_d + M$

Fig. 47 Distribución de esfuerzos de flexión para vigas con excentricidad variable.

Conforme se aplica la fuerza, la viga presentará una contraflecha y el peso propio del miembro comenzará a actuar, por lo que en realidad la primera distribución de esfuerzos que se alcanza es la producida por $P_i + M_o$. En esta etapa se deberán tener esfuerzos menores a f_{ti} y a f_{ci} .

Las pérdidas provocan una reducción tanto de tensión como de compresión en las fibras superiores e inferiores respectivamente, ecuación (3).

Cuando empieza a actuar la carga viva y sobreimpuesta, los momentos producirán otro nuevo diagrama de esfuerzos, donde dichos esfuerzos no serán mayores a f_{ts} y f_{cs} .

Los módulos de sección requeridos en las fibras superior e inferior que satisfagan y no rebasen los esfuerzos permisibles quedan definidos por:

$$S1 \geq \frac{M_d + M_r}{f_1}$$

$$S2 \geq \frac{M_d + M_r}{f_2}$$

donde: S: Módulo de sección
 Md: Momento debido a la carga muerta sobreimpuesta
 Mr: Momento por carga viva
 f: Esfuerzo

Si definimos a Δf_1 y Δf_2 como los esfuerzos después de las pérdidas y a R como la efectividad de presfuerzo, tendremos:

$$P_i - P_e = \Delta f$$

$$R = \frac{P_e}{P_i}$$

$$P_i - P_e = (1 - R) P_i$$

donde: P_e : Presfuerzo efectivo después de las pérdidas
 P_i : Presfuerzo inicial aplicado en el proceso de postensado.

lo que significa que los cambios de esfuerzo, a medida que ocurren las pérdidas, son igual a $(1 - R)$ veces los esfuerzos correspondientes a la fuerza pretensora inicial actuando sola.

$$\Delta f_1 = (1 - R) \left(f_{ti} + \frac{M_Q}{S_1} \right) \quad (1)$$

$$\Delta f_2 = (1 - R) \left(-f_{ci} + \frac{M_Q}{S_2} \right) \quad (2)$$

Así los esfuerzos, conforme se aplican los momentos de las cargas sobreimpuestas $M_d + M$ son:

$$f_{1r} = f_{ti} + \Delta f_1 - f_{cs} \quad (3)$$

sustituyendo (1) en (3) tendremos

$$fir = Rfti - (1 - R) \frac{Mo}{S1} - fcs \quad (3.1)$$

de igual forma, sustituyendo (2) en (4)

$$f2r = fts - fci - \Delta f2 \quad (4)$$

$$f2r = fts - Rfci - (1 - R) \frac{Mo}{So} \quad (4.1)$$

con ello podemos establecer los valores mínimos aceptables de S1 y S2, para la sección transversal. Sustituyendo (3.1) en (5)

$$S1 \geq \frac{Md + Mf}{fir} \quad (5)$$

$$S1 \geq \frac{Md + Mf}{Rfti - (1 - R) \frac{Mo}{S1} - fcs} \quad (5.1)$$

6

$$S1 \geq \frac{(1 - R) Mo + Md + Mf}{Rfti - fcs} \quad (5.2)$$

de forma similar

$$S2 \geq \frac{(1-R) Mo + Md + Mv}{fs - Rfci} \quad (5.3)$$

Determinación del eje centroidal

$$Ic = S1Y1 = S2Y2$$

$$\frac{Y1}{Y2} = \frac{S2}{S1}$$

si $h = Y1 + Y2$ el eje centroidal quedará determinado por

$$\frac{Y1}{h} = \frac{S2}{S1 + S2} \quad (6)$$

El esfuerzo en el centroide del concreto sujeto a las condiciones iniciales esta dado por:

$$fci = fi - \frac{Y1}{h} (fi - fci) \quad (7)$$

La fuerza pretensora se obtiene multiplicando el valor del esfuerzo en el centroide del concreto por el área de la sección transversal A_c .

$$P_i = f_{ci} A_c \quad (8)$$

La excentricidad de la aplicación de la fuerza:

$$\frac{P_i e}{S_1} = (f_{ti} - f_{cci}) + \frac{M_o}{S_1}$$

$$e = \frac{(f_{ti} - f_{cci}) S_1}{P_i} + \frac{M_o S_1}{P_i S_1}$$

$$e = (f_{ti} - f_{cci}) \frac{S_1}{P_i} + \frac{M_o}{P_i} \quad (9)$$

La distribución de esfuerzos, Figura No. 47, en la cual se basan las ecuaciones de diseño, es válida solo en la sección de momento máximo, ya que en otros puntos la excentricidad puede reducirse.

Con el objeto de dejar mas clara la forma de diseño, a continuación presentamos un ejemplo:

Una viga de concreto simplemente apoyada postensada debe soportar una carga viva de 1 500 kg/m. y una carga muerta sobreadicional a su peso propio de 750 kg/m. el claro es de 12 m. Se usará concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$. Se estima que al momento de la transferencia el concreto habrá alcanzado 70% de su resistencia última (294 kg/cm²). Las pérdidas se pueden suponer como el 15% del presfuerzo inicial. Determinar las dimensiones requeridas del concreto. la magnitud de la fuerza de presfuerzo y la excentricidad del centroide del acero, basándose en la teoría elástica.

Solución:

Determinación de los esfuerzos permisibles de acuerdo al código A. C. I.

$$f'c = 5\,968 \text{ l.b/pul}^2$$

$$f_{ci} = 0.70 (420 \text{ kg/cm}^2) = 294 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = -0.60 (294 \text{ kg/cm}^2) = -176.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 3 \sqrt{ (5968) 0.7 } = 193.90 \text{ lb/pul}^2 = 13.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = 0.45 (420 \text{ kg/cm}^2) = 189 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 6\sqrt{5968} = 463.52 \text{ lb/pul}^2 = 32.62 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de los módulos de sección requeridos. El peso propio de la viga se estimará como 370 kg/m.

El momento debido al peso:

$$M_o = \frac{Wl^2}{8} = \frac{370 (12)^2}{8} = 6\,660 \text{ kg-m}$$

el momento debido a la carga viva y la carga muerta sobreadicional:

$$M_d + M_l = \frac{1}{8} (1\,500 + 750) (12)^2 = 40\,500 \text{ kg-m}$$

la efectividad:

$$R = \frac{P_c}{P_i} = \frac{P_i - 0.15 P_i}{P_i} = \frac{0.75 P_i}{P_i} = 0.75$$

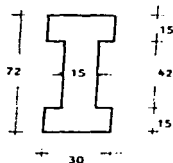
$$S1 \geq \frac{(1-R)M_o + M_d + M_l}{Rf_i - f_{cs}} = \frac{[(1-0.85) 6\,660 + 40\,500] 100}{0.85 (13.64) + 189}$$

$$S1 \geq \frac{4\,149\,900}{200.59} = 20\,688.47$$

$$S2 \geq \frac{(1-R)M_o + M_d + M_l}{R_s - Rf_{ci}} = \frac{[(1-0.85) 6\,660 + 40\,500] 100}{32.62 + 0.85 (176.40)}$$

$$S^2 \geq \frac{4149900}{182.56} = 22\,731.71$$

estos valores son tan cercanos que proponemos una viga "I" simétrica, con las siguientes características:



$$\begin{aligned}
 I &= 840\,510 \text{ cm}^4 \\
 A_c &= 1\,530 \text{ cm}^2 \\
 r^2 &= \frac{I}{A_c} = \frac{840\,510}{1\,530} = 549 \text{ cm}^2 \\
 S &= \frac{840\,510}{36} = 23\,347.5 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Determinación de los esfuerzos en el centroide del concreto

$$f_{ci} = f_{ti} - \frac{Y_1}{h} (f_{ti} - f_{ci}) = 13.64 - \frac{36}{72} (13.64 + 176.40) =$$

$$f_{ci} = -81.38 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza pretensora inicial

$$P_i = A_c f_{ci} = 1530 (81.38) = 124\,511 \text{ kg}$$

La excentricidad requerida para el tendón en la sección de momento máximo.

$$e = (f_{ti} - f_{cci}) \frac{S_1}{P_i} + \frac{M_o}{P_i}$$

$$e = (13.64 + 81.38) \frac{23\,347.5}{124\,511} + \frac{666\,000}{124\,511} =$$

$$e = 23.17 \text{ cm}$$

la excentricidad varía a lo largo del elemento, para no sobrepasar los esfuerzos límites del concreto.

Área de acero: Si proponemos postensar con tendones consistentes en alambres de 1/4" con resistencia mínima a la tensión de 17 000 kg/cm². De acuerdo a los requisitos del ACI, Tabla No. 20 se usarán bajo un esfuerzo inicial.

$$f_{pi} = 0.70 f_{pu} = 0.70 (17\,000) = 11\,900 \text{ kg}$$

$$A_p = \frac{P_i}{f_{pi}} = \frac{124\,511}{11\,900} = 10.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área del alambre de } 1/4" = 0.3167 \text{ cm}^2$$

$$\text{No alambres} = \frac{10.46}{0.3167} = 33$$

Se emplearán 2 tendones de 17 alambres cada uno.

Con los datos ya obtenidos, es costumbre revisar los cálculos para confirmar que no se excedan los límites permisibles en los estados críticos de carga.

Esfuerzos producidos por P_i

$$f_1 = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{eY_1}{r^2} \right) = \frac{-124.511}{1530} \left(1 - \frac{23.17(36)}{549} \right) = 42.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{-124.511}{1530} \left(1 + \frac{23.17(36)}{549} \right) = -205.02 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzos cuando han ocurrido las pérdidas:

$$f_1 = 0.85 (42.26) = 35.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 0.85 (205.02) = 174.27 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzos debidos al peso:

$$f_1 = -\frac{M_o Y}{I} = -\frac{M_o}{S} = \frac{-666.000}{23347.50} = -28.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = + 28.94 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzos debidos a las cargas sobrepuestas:

$$f_1 = \frac{-M_d + M_f}{S} = \frac{-1\ 050\ 000}{23\ 347.50} = -173.47$$

$$f_2 = + 173.47 \text{ kg/cm}^2$$

Resumiendo: cuando se aplica la fuerza pretensora y actúa el peso propio de la viga, tendremos

$$f_1 = 42.26 - 28.53 = 13 \text{ kg/cm}^2$$

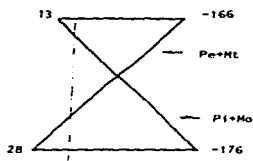
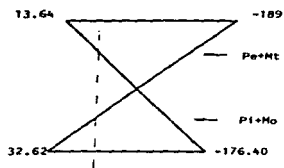
$$f_2 = -205.02 + 28.53 = -176 \text{ kg/cm}^2$$

cuando han ocurrido las pérdidas y se aplican las cargas de servicio:

$$f_1 = 35.92 - 28.53 - 173.47 = -166 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -174.27 + 28.53 + 173.47 = 28 \text{ kg/cm}^2$$

como se puede observar, los esfuerzos producidos por las cargas no rebasan los esfuerzos permisibles.



$$M_t = M_d + M_l + M_o$$

Esfuerzos permisibles.

Esfuerzos en el centro del claro.

3.5. VIGAS CON EXCENTRICIDAD CONSTANTE

El método de diseño no está basado como en el caso anterior, en las condiciones de esfuerzo en la sección de momento máximo. Si la excentricidad se mantiene constante a lo largo del claro, al igual que la magnitud de P_i y e , sucederá que los esfuerzos permisibles iniciales (f_{ti} y f_{ci}) se sobrepasarán en los puntos en que M_o es menor que su máximo valor; por lo que las expresiones empleadas en el caso de excentricidad variable se verán modificadas de acuerdo a la nueva condición.

En forma similar a la anterior fueron obtenidas las fórmulas que definen los módulos de sección y excentricidad, por lo que en esta ocasión nos limitaremos simplemente a enunciarlas.

$$S1 \geq \frac{M_o + M_d + M_r}{Rf_{ti} - Rfc}$$

$$S2 \geq \frac{M_o + M_d + M_r}{f_{ts} - Rf_{ci}}$$

$$e = \frac{(f_{ti} - f_{ci}) S1}{P_i}$$

La diferencia de estas expresiones, con respecto a las anteriores, se debe a que la excentricidad en este caso se analiza en los apoyos en donde $M_o = 0$ y la totalidad del peso propio debe incluirse para la determinación de los módulos.

El código A. C. I. incluye una disposición para el caso de excentricidad constante, que permite esfuerzos de tensión iniciales tan altos como $6\sqrt{f'c}$.

Como ejemplo, diseñaremos la misma viga del caso anterior, ahora usando tendones rectos con excentricidad constante.

$$f_{ci} = -176.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 6\sqrt{5968} = 387.80 \text{ lb/pul}^2 = 27.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = -189. \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 32.62 \text{ kg/cm}^2$$

Previendo el que resulte una viga menos eficiente, la carga muerta estimada se incrementará en un 8% en comparación con el anterior, siendo de 400 kg/m.

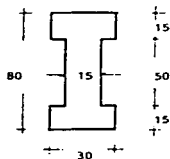
$$M_o = \frac{400 (12)^2}{8} = 7200 \text{ kg-m}$$

los módulos de sección son:

$$S1 \geq \frac{(7200 + 40500) 100}{0.85 (13.64) + 189} = 23779.38 \text{ cm}^3$$

$$S2 \geq \frac{(7200 + 40500) 100}{32.62 + 0.85 (176.40)} = 26128.40 \text{ cm}^3$$

las dimensiones de la viga que satisfacen la magnitud de los módulos será:



$$I: \quad 1\,123\,750 \text{ cm}^4$$

$$Ac: \quad 1\,650 \text{ cm}^2$$

$$r^2 \quad I = \frac{1\,123\,750}{1\,650} = 681 \text{ cm}^2$$

$$S: \quad I = \frac{1\,123\,750}{40} = 28\,093.75$$

el esfuerzo en el centroide del concreto:

$$f_{cci} = f_{ti} - \frac{Y_1}{h} (f_{ti} - f_{ci}) = 27.29 - \frac{40}{80} (27.29 + 176.40) =$$

$$f_{cci} = -74.55 \text{ kg/cm}^2$$

la fuerza pretensora inicial

$$P_i = Ac f_{cci} = 1650 (74.55) = 123\,007.5 \text{ Kg}$$

la excentricidad constante requerida

$$e = (f_{ti} - f_{cci}) \frac{S_1}{P_i} = (27.29 + 74.55) \frac{28\,093.75}{123\,007.50} = 23.26 \text{ cm}$$

el área del acero:

$$A_p = \frac{P_i}{f_{pi}} = \frac{123.007.5}{11.900} = 10.34 \text{ cm}^2$$

el número de alambres:

$$\text{No. alambres} = \frac{10.34}{0.3167} = 32$$

Revisión de los esfuerzos en el concreto.

esfuerzo producido por P_i :

$$f_1 = \frac{-P_i (1 - eY)}{A_c r^2} = \frac{-123.007.5 (1 - 23.26(40))}{1.650 \cdot 681} = 27.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -\frac{123.007.5 (1 + 23.26(40))}{1.650 \cdot 681} = -176.40 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzos cuando han ocurrido las pérdidas:

$$f_1 = 0.85 (27.30) = 23.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 0.85 (-176.40) = -149.94 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzos debidos al peso:

$$f_1 = \frac{-M}{S} = \frac{-720\,000}{28\,093.75} = -25.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 25.63 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzos debidos a las cargas sobrepuestas:

$$f_1 = \frac{-4\,050\,000}{28\,093.75} = -144.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 144.16 \text{ kg/cm}^2$$

Resumiendo: esfuerzos en los apoyos cuando se aplican la fuerza pretensora:

$$f_1 = 27.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -176.40 \text{ kg/cm}^2$$

después de las pérdidas en el centro del claro:

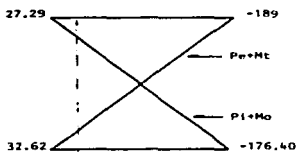
$$f_1 = 27.30 - 25.63 = -1.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -176.40 + 25.63 = -150.77 \text{ kg/cm}^2$$

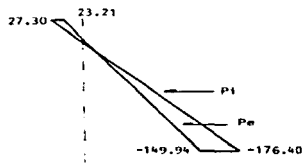
cuando actúan todas las cargas de servicio, junto con P_e , en el centro del claro:

$$f_1 = 23.21 - 25.63 - 144.16 = -146.58 \text{ kg/cm}^2$$

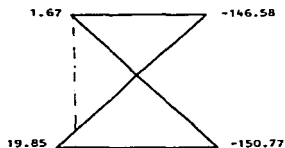
$$f_2 = -149.94 + 25.63 + 144.16 = 19.85 \text{ kg/cm}^2$$



Esfuerzos permisibles



Distribución de esfuerzos en los apoyos.



Distribución de esfuerzos finales

3.6. DISEÑO PLÁSTICO

De acuerdo con este criterio, límite plástico, también conocido como de resistencia a la ruptura, se ignoran los esfuerzos admisibles. En su lugar se obtiene la resistencia última de los miembros y se expresa frecuentemente en fórmulas semi-empíricas

La carga de servicio, en este caso, proporciona un grado de seguridad, ya que se multiplica por un factor y se iguala a la resistencia de ruptura del elemento.

La sección se proporciona de tal modo que el momento producido para las cargas, no exceda al momento que pueda ocasionar la falla y que dicha sección permita una deformación determinada antes del colapso.

Se permiten los esfuerzos de tensión en el concreto, de tal forma que aparecen grietas bajo las cargas de servicio o bajo impactos, grietas pequeñas que se cierran cuando la carga que las produjo sea retirada.

El método de diseño es similar al empleado en el concreto reforzado, con algunas variantes; motivo por el cual lo presentamos en una comparación con dicho método:

C. R. Para el concreto reforzado, el acero se encuentra en su punto de fluencia a la falla.

C. P. Para el concreto presforzado, el esfuerzo en el acero en la falla se encuentra en un valor f_{ps} , que tiene una relación de:

$$f_{pu} > f_{ps} \geq f_{py}$$

f_{py} : esfuerzo nominal de fluencia

f_{pu} : resistencia a la tensión

C. R. Con la fuerza de tensión conocida, el área de compresión de la sección transversal se encuentra mediante la sumatoria de fuerzas horizontales.

C. P. El área de concreto en compresión es función del esfuerzo en el acero al momento de la falla y no puede establecerse fácilmente al principio del proceso del diseño.

C. R. Conociendo el centroide del área de compresión, se determina el brazo del par interno y se puede definir una ecuación para el momento último resistente.

C. P. Al desconocerse el área del concreto, de igual forma se desconoce el par interno entre las resultantes (compresión y tensión).

Para casos prácticos, se puede hallar una sección de concreto tentativa suponiendo que el esfuerzo del tendón a la falla es de 90% de la resistencia última f_{pu} .

De acuerdo a lo anterior, podemos describir por pasos un procedimiento de diseño para vigas parcialmente presforzadas.

1o. Calcular la resistencia última a la deflexión M_u . De acuerdo a las especificaciones usuales, la resistencia nominal requerida del miembro es $M_n = M_u / \phi$, donde ϕ es un factor de reducción de capacidad igual a 0.90 por flexión.

2o. Proponer un peralte basándose en una máxima relación del claro a peralte o en la experiencia.

3o. El brazo del par interno " Z " se asume igual a la distancia existente entre el centroide del acero y el punto medio del patin, o en caso de una sección rectangular igual a 0.80 h. Si el esfuerzo en el acero en la falla se toma como 0.90 f_{pu} , entonces, el área necesaria para el acero es:

$$A_p = \frac{M_n}{0.9 f_{pu} Z}$$

4o. Reemplazando la distribución de esfuerzos reales, por un bloque rectangular equivalente con un esfuerzo uniforme de $0.85 f' c$, tendremos que el área para la compresión en el concreto es

$$A_c = \frac{M_n}{0.85 f' c Z}$$

5o. El área del alma se supone tomando en cuenta los requerimientos de resistencia al corte o mediante las consideraciones de las necesidades para recubrir el acero

6o. La magnitud de la fuerza pretensora se escoge en forma tal que produzca las condiciones de deflexión deseadas.

$$P_e = \frac{W_{bal} L^2}{8 Y}$$

$$W_{bal} = W_o + W_d + M_l + K_b W_l$$

$$P_i = \frac{P_e}{R}$$

Ejemplo:

Diseñar una viga "T" para soportar una carga viva de servicio de 1 800 kg/m y una carga muerta sobrepuesta de 600 kg/m adicionalmente a su peso propio, con un claro de 24 m. El miembro será postensado empleando tendones compuestos de cable trenzados del grado 250. La resistencia del concreto a los 28 días debe ser de 350 kg/cm². Se adoptará un diseño basado en la resistencia, con el requisito adicional de que la deflexión debe ser nula bajo la totalidad de la carga muerta de servicio.



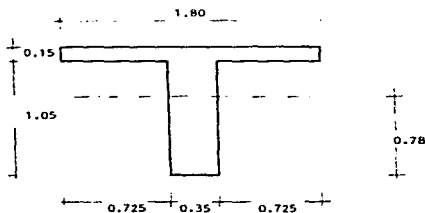
Solución

Empezaremos proponiendo un peralte tentativo igual a 1/20 del claro

$$\frac{2.400}{20} = 120 \text{ cm}$$

Los requisitos de funcionalidad indican un ancho de patin de 1.80 m , con un espesor de 15 cm. Los requerimientos para los ductos y los anclajes conducen a un espesor del alma igual a 35 cm.

Sección tentativa:



$$\bar{Y} = \frac{(0.35)(1.05)(0.525) + (1.80)(0.15)(1.125)}{(0.35)(1.05) + (0.15)(1.80)}$$

$$\bar{Y} = \frac{0.50}{0.64} = 0.78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{180(15)^3}{12} + \frac{35(105)^3}{12} + (180)(15)(34.5)^2 + (35)(105)(25.5)^2$$

$$I = 50\,625 + 3\,376\,406 + 3\,213\,675 + 2\,389\,669 = 9\,030\,375 \text{ cm}^4$$

$$S1 = \frac{I}{Y1} = \frac{9\,030\,375}{42} = 215\,009 \text{ cm}^3$$

$$S2 = \frac{I}{Y2} = \frac{9\,030\,375}{78} = 115\,774 \text{ cm}^3$$

$$Ac = 6\,375 \text{ cm}^2$$

$$W_o = 0.6375 (2\,200) = 1\,403 \text{ kg/m}$$

momento debido a la carga muerta por peso propio:

$$M_o = \frac{W_o l^2}{8} = \frac{1\,403 (24)^2}{8} = 101.02 \text{ ton-m}$$

momento debido a la carga muerta sobreimpuesta:

$$M_d = \frac{W_d l^2}{8} = \frac{0.600 (24)^2}{8} = 43.2 \text{ ton-m}$$

momento producido por la carga viva:

$$M_l = \frac{Wl^2}{8} = \frac{1.8 (24)^2}{8} = 129.60 \text{ ton-m}$$

por lo que la resistencia última de flexión requerida quedará definida por:

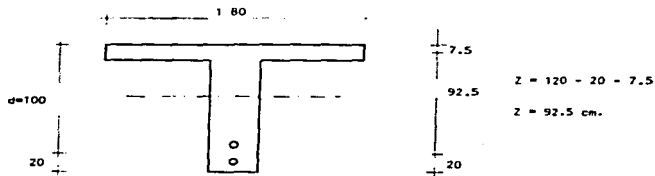
$$M_u = 1.4 (M_o + m_d) + 1.7 (M_l)$$

$$M_u = 1.4 (101.02 + 43.20) + 1.7 (129.60) = 422.23 \text{ ton-m}$$

la resistencia nominal necesaria del miembro será:

$$M_n = \frac{422.23}{0.90} = 469.14 \text{ ton-m}$$

El brazo del par interno " Z " es igual a la distancia entre el centroide del acero y la parte media del patín.



el área tentativa de acero que se demanda será:

$$A_p = \frac{M_n}{0.90 f_{pu} Z}$$

empleando acero de grado 250:

$$f_{pu} = 250 \frac{\text{Kilo-libras}}{\text{pul}^2} = 17\,593 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_p = \frac{46\,914\,000}{0.9 (17\,593) (92.5)} = 32.03 \text{ cm}^2$$

empleando dos tendones formados por 12 alambres de 0.6 pulgadas de diámetro, tendremos un área igual a 31.77 cm².

El área requerida para la compresión:

$$A_c = \frac{M_n}{0.85 f'c Z}$$

$$A_c = \frac{46\,914\,000}{0.85 (350) (92.5)} = 1\,704.80 \text{ cm}^2$$

Si consideramos todo el ancho del patin, podemos decir que la zona de compresión quedará definida por:

$$A_c = 180 (a) = 1\,704.80$$

$$a = \frac{1\,704.80}{180} = 9.47 \text{ cm}$$

lo que indica que el brazo del par interno es igual a:

$$Z = 120 - 20 - 9.47 = 90.53 \text{ cm}$$

no existiendo alguna diferencia significativa para realizar otro tanteo, calcularemos la densidad del acero:

$$P_p = \frac{\Delta P}{bd} = \frac{31.77}{(180)(100)} = 0.001765$$

el esfuerzo en el acero en la falla es:

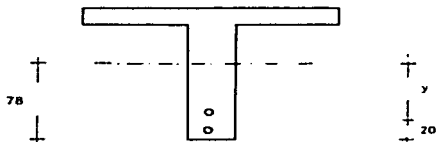
$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{0.5 P_p f_{pu}}{f'_c} \right)$$

$$f_{ps} = 17593 \left(1 - \frac{0.5 (0.001765) (17593)}{350} \right) = 16813 \text{ kg/cm}^2$$

este valor se encuentra dentro del rango de resistencia del acero.

La magnitud del presfuerzo en el acero se determinará, con el balance de la totalidad de la carga muerta y el levantamiento producido por los tendones parabólicos a fin de obtener deflexiones nulas.

$$\text{Con una flecha } Y = 78 - 20 = 58 \text{ cm}$$



$$W_p = \frac{8 P Y}{t^2}$$

$$P = \frac{W_p t^2}{8 Y} = \frac{(W_o + W_d) t^2}{8 Y}$$

$$P = \frac{(1.403 + 0.600)(24)^2}{8(0.58)} = 248.65 \text{ ton}$$

si se supone que las pérdidas son del 15 %, entonces:

$$P_i = \frac{248.65}{0.85} = 292.53 \text{ ton}$$

y el presfuerzo inicial en los tendones es:

$$f_{pi} = \frac{P_i}{A_p} = \frac{292\,530}{31.77} = 9\,207.74 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo con el código ACI, el límite superior permitido es:

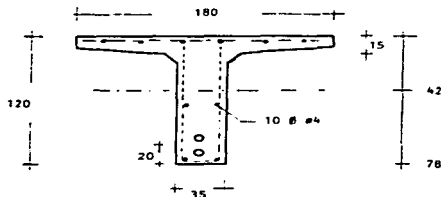
$$0.7 f_{pu} = 0.7 (17\,593) = 12\,315 \text{ kg/cm}^2$$

$$9\,207.74 \text{ kg/cm}^2 < 12\,315 \text{ kg/cm}^2$$

El acero longitudinal sin presforzar que se adicionará con el fin de evitar el agrietamiento antes del postensado, se definirá como el 0.2 % del área de la sección.

$$A_t = 0.002 ((105)(35) + (180)(15)) = 12.75 \text{ cm}^2$$

diez diámetros del No. 4 tienen un área igual a 12.70 cm², por lo que la sección final es similar a la siguiente figura:



Revisión de esfuerzos para el estado de carga y descarga:

$$r^2 = \frac{I}{A} = \frac{9\,030\,375}{6\,375} =$$

$$r^2 = 1\,417 \text{ cm}^2$$

Pi:

$$f_1 = \frac{-P_i (1 - e Y_1)}{A c r^2} = \frac{-292\,530 (1 - 58 (42))}{6\,375 \cdot 1\,417} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{-292\,530 (1 + 58 (78))}{6\,375 \cdot 1\,417} = -192.39 \text{ kg/cm}^2$$

Pe:

$$0.85 f_1 = 0.85 (33) = 28.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.85 f_2 = 0.85 (-192.39) = -163.53 \text{ kg/cm}^2$$

Mo:

$$f_1 = \frac{M_o}{S_1} = \frac{10\,102\,000}{215\,009} = -46.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_o}{S_2} = \frac{10\,102\,000}{115\,774} = 87.26 \text{ kg/cm}^2$$

Md + Ml

$$f_1 = \frac{M_d + M_l}{S_1} = \frac{17\,280\,000}{215\,009} = -80.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_d + M_1}{S_2} = \frac{17\,280\,000}{115\,774} = 149.26 \text{ kg/cm}^2$$

El estado de esfuerzos en la cara inferior y superior, cuando se encuentra descargada y cargada respectivamente:

Pi + Mo:

$$f_1 = 33 - 46.98 = -13.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -192.39 + 87.26 = -105.13 \text{ kg/cm}^2$$

Pe + Mt

$$f_1 = 28.05 - 46.98 - 80.37 = -99.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -163.53 + 87.26 + 149.26 = 72.99 \text{ kg/cm}^2$$

el esfuerzo limite superior dado por el A. C. I. a la tensión en la cara inferior:

$$12 \sqrt{f'c} \qquad f'c \text{ en lb / pul}^2$$

$$350 \text{ kg/cm}^2 = 4\,974 \text{ lb / pul}^2$$

$$12 \sqrt{4974} = 846.32 \text{ lb / pul}^2 = 59.56 \text{ kg/cm}^2$$

como se puede observar, el esfuerzo admisible es inferior al obtenido, lo que indica que el diseño no satisface la restricción usual del código relativa a la tensión nominal por flexión para elementos presforzados. Sin embargo, existe una "cláusula de escape" (Art. 195 del título sexto del reglamento para el D.F.) ,que permite esta excedencia siempre y cuando se demuestre experimental o analíticamente que la seguridad no se pondrá en peligro.

CAPITULO IV

FUNCIONALIDAD DE LOS ELEMENTOS POSTENSADOS

4.1. UN ELEMENTO POSTENSADO COMO PARTE DE UNA ESTRUCTURA

El concreto postensado, como una extensión del concreto reforzado, surge para satisfacer una necesidad.

A lo largo del tema nos hemos limitado a vigas simplemente apoyadas, pero cabe mencionar que el postensado se esta aplicando en una infinidad de elementos, que no son necesariamente de este tipo.

El postensado tiene aplicaciones en estructuras, en las que por sus características, el empleo de concreto reforzado en forma convencional resultaría masivo, impráctico e incoesteable.

Casi todos los puentes de concreto que se construyen hoy en día, aún los relativamente cortos, son presforzados, ya sea por medio de pretensado, postensado o alguna combinación de ambos.

Los puentes se componen de vigas simplemente apoyadas, vigas continuas o voladizos.

Los puentes generalmente llegan a ser pretensados cuando el vano a salvar no excede de los 35 m. Los puentes postensados se emplean para claros mayores de 35 m, en los que resultaría problemática su transportación, así como su erección.

Para obtener vigas con mayor rigidez y con un menor rango de deflexiones, se puede recurrir al empleo de vigas continuas.

Las vigas continuas pueden lograrse por medio de una combinación de vigas pretensadas, que al postensarse posteriormente in situ, dan lugar a vigas continuas, Figura No. 48

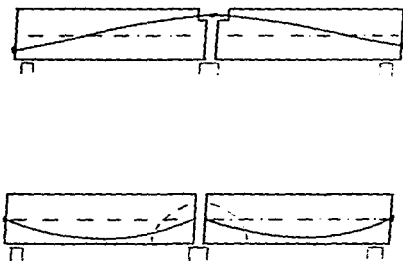


Fig. 48 Métodos para aplicar la continuidad por medio del postensado en campo.

La aplicación del concreto presforzado, en columnas de concreto, es muy común aplicando métodos de pretensado, debido a que sus dimensiones facilitan su construcción en plantas de fabricación. En contadas ocasiones pueden llegar a ser postensadas, cuando las condiciones de obra lo ameriten.

La aplicación del postensado toma parte en la construcción de un gran número de estructuras, entre las que podemos mencionar: losas, tanques de almacenamiento, recipientes nucleares, estructuras marinas, anclajes para roca y suelo, y muchas más.

4.2. LA ELECCION DE UN SISTEMA DE POSTENSADO

Hablar de que uno de los sistemas de postensado es más ventajoso que otro es muy difícil, ya que para empezar, todos los sistemas han sido probados y representan seguridad bajo las condiciones de servicio.

Debido a la forma en que se ha desarrollado el presfuerzo, es muy común encontrar características similares o iguales entre diferentes sistemas. Por ejemplo, los procedimientos para colocar los ductos, el tamaño, número y disposición de los alambres, los principios básicos de aplicación de los gatos y de anclajes. Entonces, podemos decir que lo que hace diferentes a los sistemas, son usualmente las siguientes características: el material para producir el postensado, los detalles del proceso de aplicación del gato y la forma de anclaje.

Para la elección de los materiales apropiados en el presfuerzo, ya sea alambres, cables o varillas, deben tomarse las consideraciones siguientes: el alambre cuenta con una resistencia unitaria más alta, aunque los cables y las varillas significan menos unidades para maniobrar. La resistencia de los cables es muy cercana a la de los alambres, pero los cables cuestan más por unidad de peso. Las varillas son las que tienen una resistencia menor, pero son más fáciles de maniobrar. Las varillas requieren de empalmes para longitudes mayores, mientras que los cables y alambres pueden suministrarse para casi cualquier longitud. Estas son algunas de las ventajas y desventajas de los materiales empleados en el postensado.

En lo que se refiere al proceso de postensado, podemos decir que cuando se van a estirar pocos alambres por operación, se necesitarán gatos pequeños fáciles de maniobrar, aunque requieren más tiempo para proporcionar la tensión deseada. Cuando por el contrario, se desean tensar varios alambres a un mismo tiempo, se deberá recurrir a un gato de mayor capacidad.

De lo anterior, podemos concluir que la elección del sistema a emplear depende básicamente de la economía en que resulte el estudio de cada uno de ellos.

CONCLUSIONES

El hombre ha empleado desde hace mucho tiempo el principio del presfuerzo en sus actividades. No obstante, fue hasta finales del siglo XIX cuando penso aplicarlo en la construcción de obras de ingeniería, debido a las limitaciones que presentaba el concreto reforzado: agrietamiento y escasez de acero.

Como todos los experimentos, los primeros intentos no tuvieron mucho éxito debido a que las características de los materiales no eran las apropiadas. El presfuerzo se perdía debido a las deformaciones y contracciones plásticas en el concreto.

Fueron muchos los intentos, y no fue sino hasta 1928 cuando el Ing. Eugenio Freyssinet introdujo el acero de alta resistencia, de hasta 17 500 kg/cm² a la ruptura, con lo que lograba que las contracciones no anularan el presfuerzo.

Mediante la aplicación de acciones externas, el Ing. Freyssinet, pretendía anular o reducir los esfuerzos de tensión para mantenerlos por abajo de los esfuerzos permisibles.

En 1939 el mismo Ing. Eugenio Freyssinet convirtió en realidad práctica la idea de presforzar, utilizando elementos diseñados por él: cuñas, gatos y acero de alta resistencia. En 1945, la falta de acero provocada por la segunda guerra mundial, le dio el ímpetu que necesitaba.

El concreto presforzado se divide en dos modalidades, según sea el momento de tensado: **pretensado**, cuando el acero se tensa antes del colado; **postensado**, cuando se realiza posteriormente al colado.

Los elementos pretensados se construyen en mesas de colado que oscilan entre 40 y 200 metros. Los métodos para estirar los tendones es a base de gatos hidráulicos de distintos tipos, que llegan a tener capacidades de hasta 453 toneladas. El control del pretensado se realiza mediante manómetros y extensómetros. Los tendones en el pretensado generalmente siguen trayectorias rectas, aunque en algunas ocasiones se curvan para satisfacer los momentos requeridos.

En el pretensado, una vez que se tensa el acero, se cuele y se espera el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia que fluctúa entre 120 y 280 kg/cm² a la compresión. Se cortan los tendones y quedan anclados a la pieza por adherencia, causada por el incremento de área del acero al tratar de recuperar su longitud original. Todo este proceso crea un estado de esfuerzos de compresión en el elemento.

Para lograr la resistencia final del concreto, que llega a ser de 560 kg/cm², se emplean revenimientos casi nulos y altas proporciones de cemento.

Los moldes empleados son generalmente de acero debido a su durabilidad, aunque ocasionalmente se utiliza la madera, al igual que el plástico reforzado con fibra de vidrio.

Los sistemas de postensado, son aquellos en los que el tensado de los cables de acero se ejecuta una vez que el concreto ha sido vaciado en los moldes y fraguado, y es capaz de resistir el presfuerzo que se le imponga.

Para realizar el tensado, se colocan ductos flexibles en la forma deseada para satisfacer los momentos de trabajo y se sujetan para evitar que floten o se muevan a la hora del colado. Los ductos permitirán insertar en ellos el acero y así evitar la adherencia del mismo al concreto.

Cuando el concreto alcanza la resistencia deseada, se tensan los tendones por medio de gatos que reaccionan contra el concreto y se anclan mediante dispositivos especiales por los extremos. Esta operación de tensado puede realizarse desde uno o ambos lados.

Después del postensado, la práctica usual consiste en inyectar una lechada de cemento en un lapso no mayor a 48 horas, a una presión de 5 a 9 kg/cm². Esta operación conocida como inyectado de consolidación, protege al acero de la corrosión y liga los cables con el concreto, lo que incrementa la resistencia a la flexión.

Para facilitar la inyección de la lechada, el diámetro interno del ducto deberá ser cuando menos dos veces el área del acero o el recomendado por el fabricante.

Se encuentran disponibles diversos sistemas de postensado, que prácticamente consisten en lo mismo, aunque difieren en cuanto a sus detalles de anclaje y en su forma de realizar el presfuerzo.

El sistema Freyssinet utiliza cables de alambres en paralelo de diferentes diámetros y de distinto número de unidades. Así tenemos el 18 - 0.498, 12 - 0.498 y el 12 - 0.701, donde las cantidades respectivamente indican el número de alambres y el diámetro de cada uno de ellos en cm. Actualmente se emplean cordones tipo ASTM (American Society For Testing Materials) 270 K de 6, 8, 9 ó 12 alambres, con una resistencia mínima a la ruptura de 270 000 lb/pul² (19 000 kg/cm²).

La forma de anclaje consiste en un juego de conos de concreto, macho y hembra, actuando como cuña. El cono hembra es un cilindro altamente reforzado, con un orificio en forma cónica, ubicado al centro, y cuyo interior esta recubierto con alambres enrollados helicoidalmente. La parte denominada macho, consiste en un tapón, ranurado de tal forma que separa los alambres en forma uniforme al rededor de su perímetro, acuñándolos contra el interior del cono hembra.

Tanto el anclaje activo como el anclaje muerto son de la misma forma.

Los gatos de doble acción Freyssinet se colocan en la zona denominada para anclaje activo, desde donde los alambres son estirados por el pistón principal, el cual reacciona contra el cono hembra empotrado en el elemento. Una vez obtenida la tensión deseada, un pistón interior empuja el tapón macho dentro del cono hembra para asegurar los alambres, dando por terminada la operación de tensado.

Posteriormente al postensado se inyecta la lechada de consolidación.

El sistema Stressteel surge con la aparición de las barras de acero de alta resistencia.

El acero Stressteel, primeramente se estira en frío hasta obtener la sección transversal deseada, desarrollando una alta resistencia a la deformación. Las barras se liberan de la tensión en un horno, con la finalidad de obtener características adecuadas de esfuerzo - deformación.

Las varillas Stressteel se colocan dentro de ductos metálicos flexibles, ya sea siguiendo trayectorias curvas o rectas.

El sistema cuenta con dos grados de varilla: el normal cuya resistencia a la ruptura mínima garantizada es de 10.21 ton/cm² y el especial de 11.27 ton/cm².

Las barras de acero pueden anclarse por medio de un dispositivo en forma de cuña o por medio de tuercas de apriete. El anclaje en forma de cuña tiene la ventaja de permitir el amordazar la barra en cualquier punto de su longitud. Mientras que el anclaje de tuerca hexagonal, se limita a la porción roscada y requiere de calzas para ajustes.

Para el tensado, el gato necesita una longitud de barra exterior que varía desde los 55 cm hasta los 75 cm para los gatos de 26.2 y 91 toneladas respectivamente.

El proceso de postensado con anclaje a base cuña es similar al sistema Freyssinet.

En el caso de barras roscadas, se requiere que esta parte sea lo suficientemente grande para permitir el ajuste de la tuerca. Si por algún motivo se necesita alargar el acero mas de lo que estaba calculado, se recurre a calzar con roldanas.

En el tensado se atornilla un adaptador del gato al extremo roscado de la varilla. Se procede al estiramiento y al mismo tiempo se corre la tuerca de anclaje.

Posteriormente al postensado se inyecta la lechada.

El sistema BBRV fue desarrollado por Birkenmaier, Brandestini, Ros y Vogt.

El sistema BBRV emplea cables formados por varios alambres, de 5, 6 y 7 mm de diámetro. La particularidad de los cables, radica en que cada elemento termina en los extremos con una cabeza semi-esférica formada en frío. Se pueden fabricar en longitudes grandes, sin problemas de transportación, ya que se presentan en rollos de 1.80 metros de diámetro.

El sistema crea cables lo bastante grandes, de hasta 55 alambres, con una capacidad para soportar un esfuerzo de 34.4 ton/cm².

El anclaje se logra aplastando lentamente el extremo de cada alambre contra la superficie de sujeción. El aplastamiento es de aproximadamente un 40% mayor que el diámetro del cable.

Para garantizar el tensado uniforme en todos los cables, se requiere que todos sean exactamente de la misma medida.

Los gatos cuentan con un collar que se atornilla sobre la arandela, se procede al tensado y se colocan las calzas necesarias. El alargamiento es ligeramente mayor al solicitado para facilitar el acomodo de las calzas.

Como paso final esta la lechada de consolidación.

En el sistema Stronghold se emplean torones de 0.5" y 0.6" de diámetro, formados por 7, 19, 37 ó más alambres. Los torones están entretejidos con un alambre central encerrado estrechamente con espaciamiento uniforme.

El anclaje consta de una placa con agujeros cónicos, en los que se alojan dispositivos en forma de cuñas.

El sistema llega a aplicar dos principios de anclaje para casos en los que se requiere gran precisión. Se cuenta con un anclaje regulable, en el que se aplican accesorios cónicos y tuercas auxiliares.

Se emplean gatos de doble acción como los utilizados por el Sistema Freyssinet, a los que les basta tan solo 30 cm por fuera de la placa de anclaje, para realizar el tensado. Son capaces de tensar torones de diferentes diámetros a un mismo tiempo.

Los criterios de diseño se basan en el conocimiento de los materiales, de las cargas, y como resultado de lo anterior, de la relación existente entre la carga - deformación para todo el intervalo de carga.

El diseño elástico parte de la suposición de que el concreto es un material elástico, y se pretende que los esfuerzos resultantes de la combinación de todas las cargas se limiten a esfuerzos menores o iguales que los admisibles.

En el criterio de límite plástico, también conocido como de resistencia a la ruptura, se ignoran los esfuerzos admisibles. La resistencia última se expresa en fórmulas semi-empíricas.

Después de este estudio, se pudo observar que en México en número de empresas dedicadas al postensado son pocas comparadas con el volumen de las que se dedican a la construcción en general. También se puede concluir diciendo que los diversos sistemas de postensado son poco conocidos por los ingenieros y arquitectos y su elección queda supeditada a la escasa información con que cuenta en ese momento la persona que está diseñando.

Los métodos de postensado mencionadas en este trabajo, generalmente se pueden apreciar en puentes y muy raramente en edificaciones como edificios o residencias.

Se determinó que en México solo existen 2 fabricantes de alambres, cables y torones. Pero ninguna de estas dos elabora barras de alta resistencia por ser un material poco utilizado. Cuando se requiere el empleo de barras hay que importarlas de los Estados Unidos o de otro país como por ejemplo Francia.

Debido a que los cargos de patentes e importaciones de los accesorios de anclajes hacen que los postensados resulten con elevados costos, algunas empresas mexicanas han tratado con buen éxito de suplir algunos de los accesorios, tales como placas de apoyo y conos de distribución, reduciendo con ello el costo por kilogramo de acero hasta en un 38% aproximadamente.

Obtener un cuadro comparativo de costos de cada uno de los sistemas resultó complejo, debido a que las empresas dedicadas a ello cuidan los datos como información confidencial, motivada por la competencia. Pero se pudo determinar que el costo de habilitado y tensado de alambres, cables y/o torones por kilogramo oscila entre los 24 y 26 pesos, ya incluyendo todos sus accesorios. Por otro lado, el costo de las barras ya tensadas oscila entre 30 y 32 pesos.

Como los elementos postensados son elementos que se cimbran y cuelean en el sitio, su costo comparado con un concreto reforzado convencionalmente, es el mismo.

Haciendo una comparativa entre el habilitado y colocado de acero de refuerzo convencional y el acero postensado alta resistencia, podemos decir que el costo del segundo es aproximadamente cuatro veces más que el primero.

Considero que sigue haciendo falta la difusión de los sistemas de postensado e inducir a los ingenieros a que vean en el postensado una solución a los elementos estructurales. Además debemos incentivar el diseño de nuevos sistemas propios del país y no estar supeditados a sistemas extranjeros. Esto no quiere decir que se deje a un lado todos los avances logrados hasta nuestros días, sino mas bien, que aproveche su ingenio y utilice lo menos posible materiales de importación y que empiece a crear su propia tecnología.

Sistema	Tipo de acero	Principio de anclaje	Rango de costo por kg acero	Características
Freyssinet	- Cable - Torón	- Cuña	\$24 00 a \$26 00	<ul style="list-style-type: none"> - Solo de 30 a 40 cm de cable o torón fuera del elemento para el postensado - El cable o torón se almacena en rollos, en poco espacio - Recomienda que el ducto sea 1/4" mayor que el diámetro del acero - Se inyecta lechada a una presión de 5 a 9 kg/cm² - Se ancla en cualquier zona del acero
Stressteel	- Barras	- Rosca y tuerca - Cuña	\$30 00 a \$32 00	<ul style="list-style-type: none"> - Solo de 55 a 75 cm de barra fuera del elemento para el postensado - Se almacena en barras rectas, en un espacio superior al empleado por los rollos de cable o torón - Recomienda que el ducto sea 1/4" mayor que el diámetro del acero - Se inyecta lechada a una presión de 10 55 kg/cm² - Se ancla solo en la zona rosca de la barra - Se ancla en cualquier zona del acero cuando se emplean cuñas - Requiere de calzas para los ajustes cuando se emplean tuercas
BBRV	- Cable - Torón	- Ensanchamiento de extremos	\$24 00 a \$26 00	<ul style="list-style-type: none"> - Solo de 20 a 30 cm de cable o torón fuera del elemento para el postensado - El cable o torón se almacena en rollos, en poco espacio - Recomienda que el ducto sea 1/4" mayor que el diámetro del acero - Se inyecta lechada a una presión de 10 kg/cm² - Se ancla por abocamiento de los extremos en un 40% mayor que el diámetro del acero - Todos los torones o cables deberán abocarse con una longitud exactamente igual - Requiere de calzas para los ajustes
Stronghold	- Cable - Torón	- Cuña - Rosca y tuerca	\$24 00 a \$26 00	<ul style="list-style-type: none"> - Solo de 30 a 40 cm de cable o torón fuera del elemento para el postensado - El cable o torón se almacena en rollos, en poco espacio - Recomienda que el ducto sea 2 veces el diámetro del acero - Se inyecta lechada a una presión de 12 kg/cm² - Se ancla en cualquier zona del acero - Cuenta con anclaje que mezcla las cuñas y la rosca con tuerca

BIBLIOGRAFIA

ANDRADE, MANUEL

"Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y Leyes Conexas"

6ª Ed. México, 1995 Ed. Andrade, S.A. de C.V.

FREYSSINET DE MEXICO

"Productos y Servicios Freyssinet"

México, 1989

INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M.

"Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"

México, 1977. Serie del Instituto de Ingeniería No. 401

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C.

"Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado"

(ACI 318-93) y Comentarios.

1ª Ed. México, 1993. Ed. IMCYC

KHACHATURIAN, NARBAY Y GURFINKEL, GERMAN

"Concreto Presforzado"

2ª Ed. México, 1981. Ed. Diana.

LUIS ARNAL, SIMON Y BETANCOURT SUAREZ, MAX

"Reglamento de Construcción para el Distrito Federal Ilustrado y Comentado"

2ª Ed. México, 1994. Ed. Trillas.

NILSON, ARTUR H.

"Diseño de Estructuras de Concreto Preeforzado"

1ª Ed. México, 1982. Ed. Limusa, S. A.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

"Manual de Inspección de Concreto"

Tomo I. México, 1984. Ed. SCT

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

"Manual de Inspección de Concreto"

Tomo II. México, 1984. Ed. SCT

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

"Manual de Inspección de Concreto"

Tomo III. México, 1984. Ed. SCT

STRONGHOLD DE MEXICO

"Manual Stronghold"

México 1989

T. Y. LIN

"Diseño de Estructuras de Concreto Preeforzado"

1ª Ed. México, 1985. Ed. Continental, S. A. de C. V.