



**UNIVERSIDAD MICHOCANA DE  
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**"VIGAS TIPO IV Y VI AASHTO PRESFORZADAS PARA  
PUENTES"**

**TESIS**

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**EDUARDO ÁLVAREZ SÁNCHEZ**

ASESOR:

**DR. ING. ELIA MERCEDES ALONSO GUZMÁN**

MORELIA, MICHOCÁN;

DICIEMBRE DE 2009



## RESUMEN

El presente trabajo de investigación describe los antecedentes del empleo del presfuerzo en forma general, mostrando algunos conceptos de concreto presforzado, posteriormente se hace referencia al descubrimiento del material empleado para ello, así como su evolución a través del tiempo. Se muestran las principales diferencias entre las dos técnicas de presfuerzo, que son: el pretensado y el postensado, también se presentan los aspectos teóricos básicos para un adecuado entendimiento del concepto en cuestión, describiendo el comportamiento interno de los esfuerzos desarrollados en los materiales empleados para la fabricación del presfuerzo. Se presentan algunas de las primeras construcciones que emplearon este método de construcción, tanto a nivel mundial como a nivel nacional, así como datos estadísticos que revelan la realidad del desarrollo socioeconómico de nuestro país. Se hace referencia a las especificaciones de la normatividad vigente aplicable en nuestro país para el presfuerzo, así como para cada uno de los materiales empleados en su fabricación. Continuando con la descripción escrita y fotográfica del procedimiento constructivo de vigas presforzadas para puentes: vigas tipo IV pretensadas y vigas tipo VI postensadas, para el caso particular de la construcción de la obra “Viaducto OOAPAS 5+180.00” de la carretera Morelia – Aeropuerto – Autopista (México – Guadalajara), en el tramo Morelia – Aeropuerto (Figs. a y b), ubicada en la Localidad de Atapaneo, Municipio de Morelia, Michoacán, México. Finalmente se presentan las conclusiones y discusiones de la investigación, en donde se describen las ventajas y desventajas del empleo del presfuerzo como material de construcción en comparación con el concreto reforzado.

(Palabras clave: concreto presforzado, pretensado, postensado)



Fig. a.- Macrolocalización del Puente (Viaducto OAPAS 5+180.00, Tramo Morelia-Aeropuerto) [1].



Fig. b.- Microlocalización del Puente (Viaducto OAPAS 5+180.00, Tramo Morelia-Aeropuerto) [1].



## SUMMARY

The present work of research describes the background of the use of prestress in general, showing some concepts of prestressed concrete, subsequently referred to the discovery of the material used for this purpose and their evolution over the time. It show the main differences between two techniques of prestress, that are: prestressing and post-tensioned; also presents the basic theoretical aspects for a proper understanding of the concept in question, describing the internal behavior of the efforts made in the materials used to manufacture the prestress. We present some of the first buildings that used this method of construction, both globally and nationally, as well as statistical data to reveal the reality of our country's socioeconomic development. Reference is made to the specifications of the current regulations applicable to our country for prestress and for each of the materials used in its manufacture. Continuing with the written and photographic description of the constructive procedure for prestressed bridge beams: Beams Type IV Type VI prestressed and post-tensioned beams to the particular case of the construction of the play "Viaduct OOAPAS 5 +180.00" road Morelia - Airport -- Highway (Mexico - Guadalajara), in the stretch Morelia - Airport (Fig. a y b). Finally it presents the conclusions and discussions of research, which describes the advantages and disadvantages of the use of building materials prestress as compared with reinforced concrete. Also attached some drawings of the project to the work mentioned, provided by the staff of the construction company that carried out the project.

(Key words: prestressed concrete, prestressed, post-tensioned)



## DEDICATORIAS

A mis padres:

Catalina Sánchez García y Antonio Álvarez Sixtos

Por su esfuerzo y sacrificio para salir adelante, por su apoyo en todo momento de mi vida, por su cariño y por inculcarme los valores que me han hecho crecer dignamente dentro de la sociedad.

A mis abuelos:

Consuelo García † y Justino Esteves; Virginia Sixtos y José Álvarez †  
Por su ejemplo de bondad, humildad y generosidad con sus semejantes.

A mis hermanos:

Susana, Elizabeth, Antonio, Adriana, Alejandra y Alberto por sus ánimos y motivaciones en los momentos difíciles, por hacerme creer que los sueños se pueden hacer realidad y por brindarme la confianza y apoyo incondicional.

A mis tíos:

Graciela, Virginia, Gabriel, Felipe †, Estela, Juana y Carolina Sánchez; Irma, Yolanda, Octavio †, Hortensia, Rocío, Misael †, José, Lolis y Cesar Álvarez.

A mis padrinos:

Rocío Álvarez y Arturo Sánchez †.

A mis sobrinos:

Sandra, Luis, Miguel, Antonio, David, Marco, Amayrani, Eduardo y otro en camino.

A mi novia:

Mayra Patricia Gutiérrez Herrera... por tu amor y cariño sincero.



## AGRADECIMIENTOS

A Dios:

Por darme lo más importante que toda persona pueda poseer: salud y vida.

A mi asesora:

Dr. Ing. Elia Mercedes Alonso Guzmán por su apoyo y colaboración para el desarrollo del presente trabajo, por sus correcciones muy precisas, por su aliento para seguir adelante y triunfar en la vida; y a su esposo M.A. Ing. Wilfrido Martínez Molina por darme la oportunidad de aprender un poco de sus invaluable conocimientos y por ser un ejemplo a seguir, tanto en el ámbito profesional como personal.

A mis profesores:

Por transmitirme sus conocimientos y valores para el desarrollo de la profesión de una manera ética, en beneficio de la sociedad que nos brinda la oportunidad de sobresalir y ser reconocidos por nuestros actos.

A mis compañeros de trabajo:

Cindy, Jesús, Rúben, Carmen, Marco M., Sergio, Edwin, Marco N., Daniel, Noel, Aribar, Juan, Arturo, Alberto, Nalleli.

A mis amigos y compañeros:

Alejandro, Erick, Carlos T., Arturo, J. Trinidad, Fernando, Salvador, Gustavo, Manuel, Víctor, Ignacio, Ulises, Sandra, Leonor, Claudio, Mauricio, Cuevas, Pedro, Alfonso, Luis, Carlos C., Mirsha, Carlos T., José.



## ÍNDICE GENERAL

	Página
RESUMEN.....	i
SUMMARY.....	iii
DEDICATORIAS.....	iv
AGRADECIMIENTOS.....	v
ÍNDICE GENERAL.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	x
<b>Capítulo 1 .- INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1.- OBJETIVO.....	1
1.2.- ANTECEDENTES.....	2
<b>Capítulo 2 .- ESPECIFICACIONES.....</b>	<b>49</b>
2.1.- ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO.....	49
2.2.- PRESFUERZO.....	61
2.3.- ACERO DE REFUERZO.....	66
2.4.- CONCRETO.....	76
2.5.- CIMBRA.....	85
2.6.- ADITIVOS.....	91
2.7.- MEMBRANAS DE CURADO.....	96
2.8.- REQUISITOS COMPLEMENTARIOS.....	103



<b>Capítulo 3 .- PROCEDIMIENTO.....</b>	<b>110</b>
3.1. - PRELIMINARES.....	110
3.1.1. - OFICINAS MÓVILES Y ALMACENAMIENTO.....	110
3.1.2. - PLANTILLAS.....	112
3.2. - HABILITADO DEL ACERO.....	113
3.3. - ADITAMENTOS PARA EL PRESFUERZO.....	114
3.4. - CIMBRA.....	116
3.5. - COLADO Y VIBRADO.....	118
3.6. - CURADO Y ACABADO.....	119
3.7. - IZAJE Y TRANSPORTE.....	122
3.8. - MONTAJE.....	124
<b>Capítulo 4 .- DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.....</b>	<b>125</b>
<b>Capítulo 5 .- BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>130</b>



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Página
1.- Primera etapa de desarrollo del presfuerzo.....	10
2.- Segunda etapa de desarrollo del presfuerzo.....	10
3.- Torón sin recubrimiento aliviados de esfuerzo (Sistema métrico).....	43
4.- Propiedades de secciones de trabes AASHTO para puentes.....	47
5.- Empresas que fabrican vigas presforzadas pertenecientes a la ASOCIACIÓN NACIONAL DE INDUSTRIALES DEL PRESFUERZO Y LA PREFABRICACIÓN, A.C. (ANIPPAC).....	48
6.- Clasificación de los torones según su resistencia última.....	61
7.- Diámetro nominal, diferencia mínima entre alambre central y alambres exteriores, área nominal, masa nominal.....	64
8.- Resistencia a la ruptura para torones.....	64
9.- Clasificación del acero según su esfuerzo de fluencia.....	67
10.- Composición química del acero de refuerzo.....	68
11.- Número de designación, masa y dimensiones nominales de las varillas.....	69
12.- Requisitos de corrugación de varillas de acero.....	70
13.- Resistencia a la tensión de las varillas de acero.....	71
14.- Alargamiento de las varillas.....	71
15.- Requisitos de doblado.....	72
16.- Valor nominal y tolerancias para el revenimiento.....	79
17.- Temperatura del concreto.....	80
18.- Contenido total de aire según el tamaño del agregado.....	81
19.- Requisitos de uniformidad de mezclado del concreto.....	84
20.- Tiempo recomendable para descimbrar después de colar.....	89



21.- Requisitos de calidad para concretos con aditivos químicos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, y reductores de agua y acelerantes.....	94
22.- Requisitos de calidad para concretos con aditivos químicos reductores de agua de alto rango, reductores de agua de alto rango y retardantes, superplastificantes, superfluidificantes y retardantes, e inclusores de aire.....	95
23.- Condiciones de secado de las membranas de curado.....	100
24.- Requisitos físicos de los materiales laminares para curado de concreto.....	101
25.- Recubrimientos mínimos para elementos de concreto prefabricado y presforzado.....	104
26.- Separación libre entre tendones en los extremos del elemento.....	104
27.- Recomendaciones sobre el sistema de presfuerzo, según el claro de vigas tipo AASHTO.....	129

**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura	Página
a.- Macrolocalización del Puente (Viaducto OOAPAS 5+180.00, Tramo Morelia-Aeropuerto).....	ii
b.- Microlocalización del Puente (Viaducto OOAPAS 5+180.00, Tramo Morelia-Aeropuerto).....	ii
1.1.- Presfuerzo axial.....	2
1.2.- Principio del presfuerzo aplicado a la construcción de un barril.....	3
1.3.- Presfuerzo del concreto con acero estructural ordinario.....	4
1.4.- Presforzado del concreto con acero de alta resistencia a la tensión.....	6
1.5.- El gato de doble acción Freyssinet.....	7
1.6.- El gato Magnel, esforzando dos alambres a una vez.....	8
1.7.- Puente Philadelphia Walnut Lane Bridge.....	9
1.8.- Gradería cubierta para el Hipódromo de Caracas, Venezuela.....	11
1.9.- Vigas y losas presforzadas del garage de la Humble Oil, Houston, Texas.....	11
1.10.- Puente Plougastel, junto al puente l'Iroise, cerca de Brest, Francia...	11
1.11.- Puente Plougastel en Septiembre de 1944.....	12
1.12.- Puente Lake Pontchartrain Causeway.....	12
1.13.- Valor de la producción. Industria de la Construcción en México (edificación).....	13
1.14.- Valor de la producción. Industria de la Construcción en México (transporte).....	13
1.15.- Producción de concreto en México y Chile.....	14
1.16.- Valor de la producción en obras prefabricadas y presforzadas relacionadas con el transporte.....	14
1.17.- Puente Zaragoza.....	15
1.18.- Puente Tuxpan.....	15



1.19.- Clasificación de puentes según su comportamiento estructural.....	16
1.20.- Puente Coatzacoalcos I.....	16
1.21.- Distribución del esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado concéntricamente.....	18
1.22.- Distribución del esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado excéntricamente.....	19
1.23.- Efecto del presfuerzo.....	20
1.24.- Efecto de las variaciones de la sección.....	20
1.25.- Momento interno resistente en vigas de concreto presforzadas y reforzadas.....	21
1.26.- Deformación y agrietamiento en vigas de: (a) Concreto reforzado y (b) Concreto presforzado.....	22
1.27.- Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas.....	23
1.28.- Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad.....	24
1.29.- Viga presforzada con tendón o cable parabólico.....	26
1.30.- Viga presforzada con tendón o cable doblado.....	27
1.31.- Presforzado de una viga de concreto simple al colocar gatos contra los estribos.....	27
1.32.- Presforzado de una viga continua aplicando gatos en sus reacciones.....	28
1.33.- Concreto pretensado.....	29
1.34.- Cama de presfuerzo.....	29
1.35.- Viga postensada.....	30
1.36.- Falla de una viga debida al manejo poco cuidadoso.....	34
1.37.- Agrietamiento de una viga debido a la secuencia errónea de aumentar la carga superpuesta.....	34
1.38.- Secciones presforzadas comúnmente.....	39



1.39.- Alambre de presfuerzo.....	42
1.40.- Torón utilizado en concreto.....	43
1.42.- Curva fuerza-deformación para tres torones de distinto diámetro.....	45
1.43.- Secciones I de vigas AASHTO.....	47
2.1.- Tolerancia para la sección transversal de trabes o columnas.....	56
2.2.- Tolerancia para el espesor de zapatas, losas, muros y cascarone.....	56
2.3.- Tolerancia para el combamiento de trabes antes del presfuerzo.....	57
2.4.- Tolerancia para el combamiento de trabes después del presfuerzo....	57
2.5.- Tolerancia para el pandeo de losas.....	58
2.6.- Tolerancia para excentricidad y desplome de columnas.....	58
2.7.- Tolerancia para el combamiento de columnas.....	59
2.8.- Tolerancia para la desviación angular de trabes o columnas.....	59
2.9.- Tolerancia para posición de trabes.....	60
2.10.- Tolerancia para posición de columnas.....	60
2.11.- Sección transversal del torón.....	63
2.12.- Espaciamiento, posición, altura y separación de las corrugaciones.	70
2.13.- Grietas de laminación radiales y tangenciales, defectos superficiales y traslapes.....	73
2.14.- Tubo de laminación o rechupe.....	73
2.15.- Grietas de enfriamiento.....	74
2.16.- Inclusión de materia contaminante.....	74
2.17.- Zonas porosas.....	75
2.18.- Recubrimiento y separación libre de varillas y torones.....	105
4.1.- Estudio comparativo de costo total por viga según la longitud del claro en 1999.....	129

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1.- Objetivo

El presente trabajo de investigación tiene la finalidad principal de mostrar a los profesionistas y estudiantes enfocados al área de la construcción, así como al público en general, el desarrollo y aplicación de un concepto que ha ido evolucionando y tomando un auge considerable dentro de la industria de la construcción: “el presfuerzo”, enfocado principalmente en la construcción de vigas presforzadas, tipo IV pretensadas y tipo VI postensadas.

El presfuerzo se ha convertido en una opción fundamental en la mayoría de los elementos de construcción prefabricados, ya sea en vigas, losas, columnas, pilas, postes, así como en presas; ya que, debido a sus propiedades y características, le proporcionan al constructor una herramienta complementaria para la formulación de alternativas de solución para un problema específico, y por lo tanto tener un mayor sustento y seguridad al momento de tomar decisiones. Las propiedades del presfuerzo se han ido descubriendo mediante el uso de la experimentación y con el avance de la tecnología, aprovechándolas al máximo para su adecuado empleo y para la optimización de los recursos económicos y materiales dentro de una obra civil. Esto trae como consecuencia la ampliación del campo de aplicación del presfuerzo, así como la mejora y agilización de las técnicas de construcción mediante el empleo de este material.

La labor del Ingeniero Civil desempeña un papel trascendente en la sociedad en que se desenvuelve, ya que el grado de desarrollo de una Población o de un País está determinado por el nivel de infraestructura con el que cuenta, tal infraestructura es planeada, diseñada, proyectada, programada, ejecutada y preservada por los Ingenieros Civiles; los cuales deben estar ampliamente capacitados para realizar todas estas funciones, así como tener el conocimiento teórico y práctico de cada una de estas etapas para lograr el objetivo de satisfacer las necesidades de la sociedad manteniendo un desarrollo sustentable.

## 1.2.- Antecedentes

Antes de hacer referencia al descubrimiento y a la evolución del presfuerzo, se presentan algunas definiciones:

Una de las mejores definiciones es la del Comité de Concreto Presforzado del ACI [American Concrete Institute (Instituto Americano de Concreto)]:

Concreto presforzado: Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En miembros de concreto reforzado se introduce, comúnmente, el presfuerzo dando tensión al refuerzo de acero [2].

El Concreto Presforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia [3].

El presfuerzo puede definirse como la imposición a una estructura de esfuerzos internos que son de carácter opuesto a los causados por cargas de servicio o de trabajo. Un método bastante común para describir el presfuerzo se muestra en la Figura 1.1, donde una hilera de libros es sujeta por las manos de una persona. La “viga” resultante puede tomar una carga hacia abajo, siempre que el esfuerzo de compresión en el fondo de la “viga” debido a la presión sea mayor que el esfuerzo de tensión en ese lugar debido al momento producido por el peso de los libros y de las cargas superpuestas. Dicha viga así no tiene resistencia a la tensión y por ello ninguna resistencia al momento mientras no esté comprimida o presforzada [4].

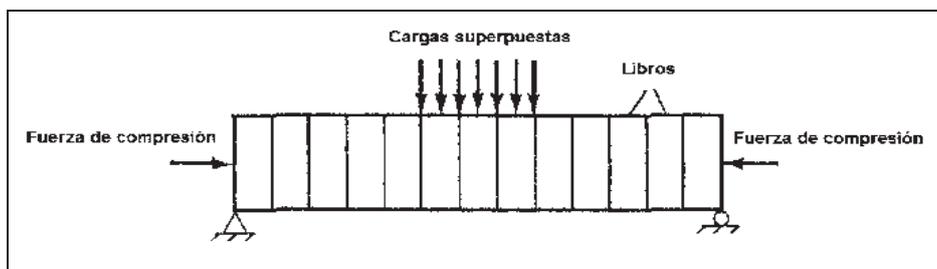


Fig. 1.1.- Presfuerzo axial [4].

El principio básico del presforzado fue aplicado a la construcción quizás hace siglos, cuando se ataban cintas o bandas metálicas alrededor de duelas de madera para formar los barriles (Fig. 1.2). Cuando se apretaban los cinchos, estaban bajo un presfuerzo de tensión que creaba un presfuerzo de compresión entre las duelas y las habilitaban para resistir la tensión en arco producida por la presión interna del líquido. En otras palabras, tanto las duelas como los cinchos eran presforzados antes de ser sometidos a cualesquier cargas de servicio [2].

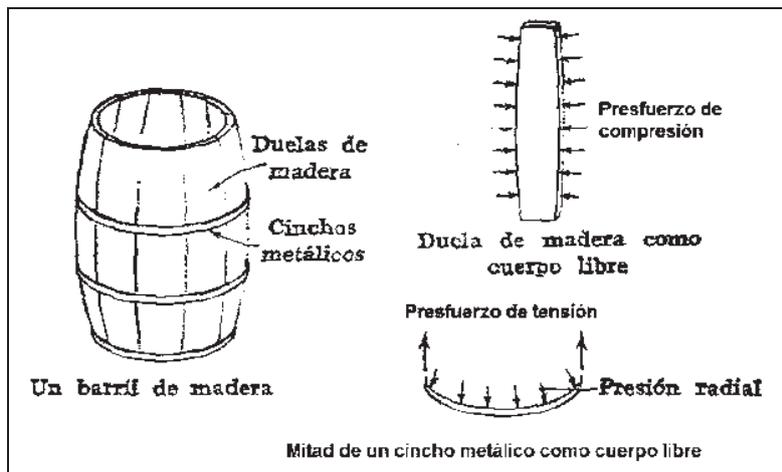


Fig. 1.2.- Principio del presfuerzo aplicado a la construcción de un barril [2].

Sin embargo, el mismo principio no fue aplicado al concreto sino hasta 1886, cuando P. H. Jackson, un ingeniero de San Francisco, California, EE.UU., obtuvo las patentes para atar varillas de acero en piedras artificiales y en arcos de concreto que servirían como losas de pisos [2].

Independientemente y hacia 1888, C. E. W. Doehring, de Berlín, Alemania, aseguró una patente para concreto reforzado con metal que tenía aplicado un esfuerzo de tensión antes de que fuera cargada la losa. Estas aplicaciones estaban basadas en el concepto de que el concreto, aunque es resistente a la compresión, era bastante débil a la tensión, y presforzando el acero contra el concreto pondría al concreto bajo un esfuerzo de compresión que podría ser utilizado para equilibrar cualquier esfuerzo de tensión producido por cargas vivas o muertas [2].

Doehring, obtiene una patente, según la cual, se puede aumentar la resistencia de placas y pequeñas vigas por medio del pretensado de la armadura de alambres. Con ello aparece, por primera vez, el concepto del pretensado provocado deliberadamente [5].

Estos primeros métodos patentados no tuvieron éxito porque el bajo presfuerzo, producido entonces en el acero, pronto se perdía como resultado de la contracción y escurrimiento plástico del concreto. Considérese una barra presforzada de acero estructural ordinario a un esfuerzo de trabajo de  $1\,265\text{ kg/cm}^2$  (Fig. 1.3). Si el módulo de elasticidad del acero es  $2\,100\,000\text{ kg/cm}^2$ , el alargamiento unitario de la barra esta dado por:

$$\delta = \frac{f}{E} = \frac{1\,265}{2\,100\,000} = 0.0006 \quad \text{Ec. 1}$$

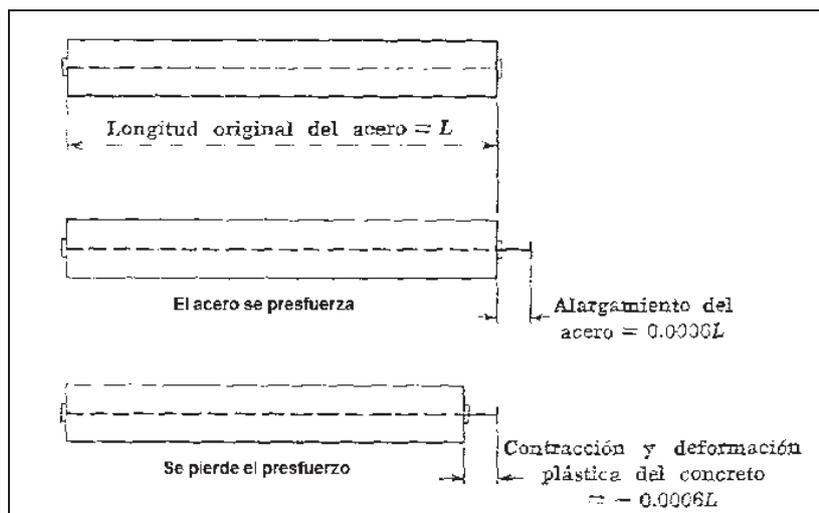


Fig. 1.3- Presfuerzo del concreto con acero estructural ordinario [2].

Puesto que la contracción y escurrimiento plástico finales inducen a menudo cantidades comparables de acortamiento en el concreto, este alargamiento unitario inicial del acero podría perderse totalmente en el curso del tiempo. Cuando mucho, sólo una pequeña porción del presfuerzo se podía retener, y el método no podía competir económicamente con el refuerzo convencional del concreto [2].

En 1906, Labes exige para las construcciones de los ferrocarriles alemanes una seguridad total contra la aparición de fisuras por tracción, puesto que él creía que de lo contrario la protección contra la oxidación no podía ser garantizada. Esto condujo a un sobredimensionamiento del hormigón que resultaba antieconómico. Para evitar esta tendencia, Koenen propuso, en el año de 1907, pretensar la armadura. En los años siguientes se ejecutaron ensayos siguiendo sus ideas con vigas pretensadas [5].

En 1908, C. R. Steiner, de los EE.UU., sugirió la posibilidad de reajustar las barras de refuerzo después de que hubiera tenido lugar cierta contracción y escurrimiento plásticos en el concreto, con el objeto de recuperar algunas de las pérdidas [2].

En 1910, Bach informó extensamente sobre los ensayos de Koenen, estos informes indicaban que el peligro de fisuración puede ser evitado por el pretensado [5].

En 1919, Wettstein empieza en Bohemia la fabricación de tableros pretensados con alambres de cuerda de piano de alta resistencia y obtiene en 1922 una patente, en la que se describen las ventajas de los alambres delgados, para su anclaje por adherencia [5].

En 1925, R. E. Dill, de Nebraska, en los EE.UU., ensayó barras de acero de alta resistencia cubiertas para evitar la adherencia con el concreto. Después de colocar el concreto, se tensaban las varillas y se anclaban al concreto por medio de tuercas. Pero no fueron aplicados estos métodos en ninguna extensión considerable, principalmente por razones económicas [2].

El desarrollo moderno del concreto presforzado se le acredita a Eugène Freyssinet, de Francia, quien en 1928 empezó usando alambres de acero de alta resistencia para el presforzado. Tales alambres, con una resistencia a la ruptura tan elevada como  $17\,500\text{ kg/cm}^2$  y un límite elástico de más de  $12\,650\text{ kg/cm}^2$ , se presforzaban hasta cerca de  $10\,600\text{ kg/cm}^2$  creando una deformación unitaria de:

$$\delta = \frac{f}{E} = \frac{10\,600}{2\,100\,000} = 0.0050 \quad \text{Ec. 2}$$

Suponiendo una pérdida total de 0.0008 debida a la contracción y escurrimiento plástico y otras causas, se tendría una deformación neta de  $0.0050 - 0.0008 = 0.0042$  (Fig. 1.4), que sería la que quedara en los alambres, la cual es equivalente a un esfuerzo de:

$$f = E \delta = 2\,100\,000 \times 0.0042 = 8\,860 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 3}$$

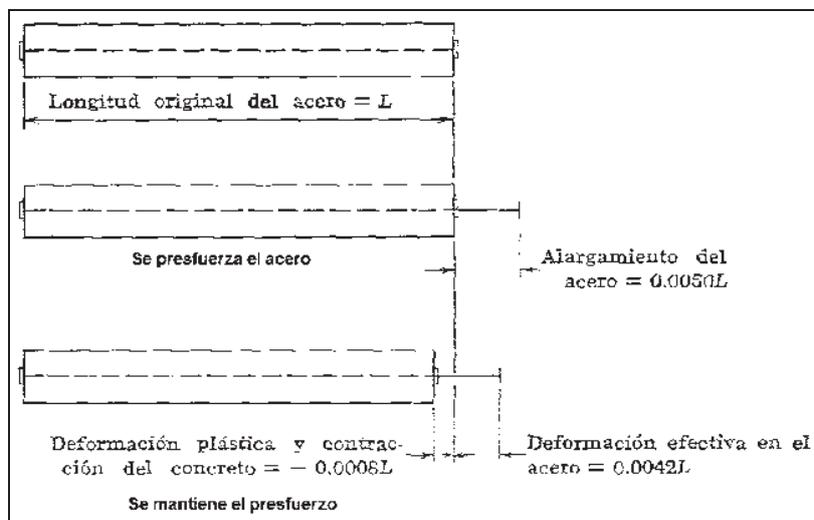


Fig. 1.4.- Presfuerzo del concreto con acero de alta resistencia a la tensión [2].

Aunque Freyssinet también ensayó el proyecto de presforzar cuando el acero estaba adherido al concreto sin anclaje en los extremos, la primera aplicación práctica de este método fue hecha por E. Hoyer, de Alemania. El sistema Hoyer consiste en estirar los alambres entre dos pilares situados a varias decenas de metros, poniendo obturadores entre las unidades, colocando el concreto y cortando los alambres después de que haya endurecido el concreto. Este método hace posible el colado de varias unidades entre dos pilares o contrafuertes [2].

En 1934, Dischinger propone ejecutar los elementos pretensados según un sistema suspendido, denominado pretensado exterior, para disminuir de esta forma los esfuerzos cortantes en el hormigón. Los elementos de pretensado

quedan, sin embargo, fuera de la sección transversal del hormigón (hormigón pretensado sin adherencia con las barras pretensadas) [5].

El pretensado exterior es una técnica que se remonta a los inicios del pretensado. El pretensado exterior se caracteriza por su condición de no adherente y por estar vinculado al hormigón en puntos discretos de la estructura. Tras una serie de realizaciones, el escaso desarrollo de los medios de protección del acero provocó la aparición de problemas de corrosión en varios puentes. Estos problemas propiciaron la casi desaparición de esta técnica hasta finales de los años 70, cuando resurgió tanto en los EE.UU. como en Europa [6].

No fue posible la amplia aplicación del concreto presforzado sino hasta que fueron ideados métodos para tensar y anclajes de los extremos dignos de confianza y económicos. En 1939, Freyssinet produjo cuñas cónicas para los anclajes de los extremos y diseñó gatos de doble acción, los cuales tensaban desde 2 hasta 18 alambres de 5 o 7 mm a un mismo tiempo. Los alambres se acuñan alrededor de la caja del gato y son estirados por el pistón principal, el cual reacciona contra el anclaje empotrado. Cuando se alcanza la tensión requerida, un pistón interior empuja al tapón o cono macho dentro de un cilindro con un interior cónico (cono hembra), para anclarlos y así asegurar los alambres; la presión en el pistón principal y en el pistón interior se deja escapar gradualmente, y se quita el gato. Después que se completa el presforzado, se inyecta la lechada a través de una perforación en el centro del cono macho (Fig. 1.5) [2].

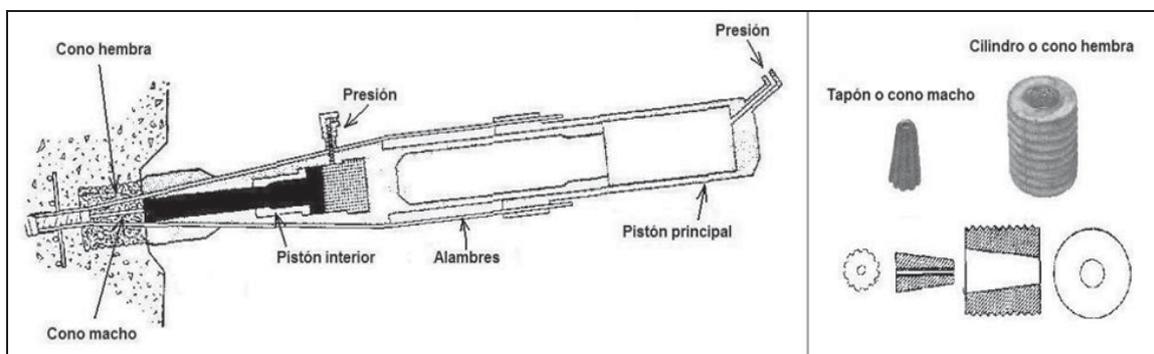


Fig. 1.5.- El gato de doble acción Freyssinet [2].

En 1940, el profesor G. Magnel, de Bélgica, desarrolló el sistema Magnel, en el cual se estiraban dos alambres a la vez empleando placas rectangulares de acero, las cuales tienen unas muescas especiales para recibir las cuñas. Los alambres de 5 o 7 mm se amordazan entre las ranuras de las cuñas y la placa. Las placas más comúnmente usadas son las de 8 alambres, pero también hay disponibles placas para 2, 4, 6 hasta 64 alambres por cable (Fig. 1.6) [2].

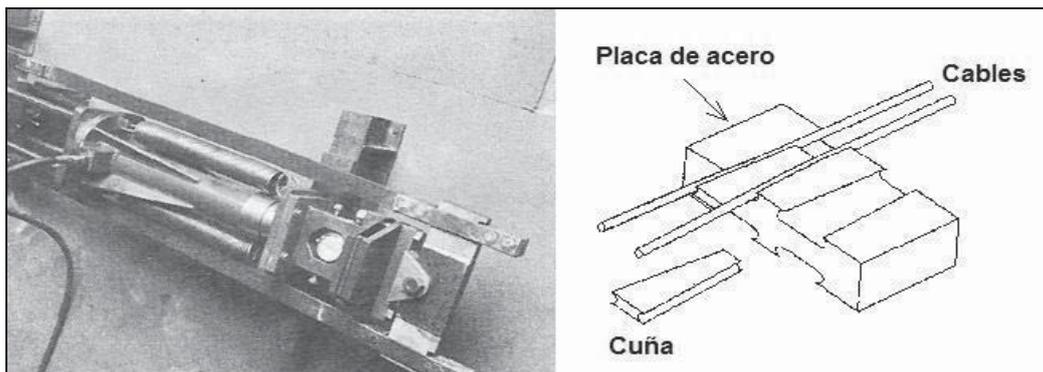


Fig. 1.6.- El gato Magnel, esforzando dos alambres a una vez [2].

Por aquel tiempo, el concreto presforzado comenzó a adquirir importancia, aunque no vino a escena realmente hasta 1945. Quizás la escasez del acero en Europa, durante la guerra, le dio ímpetu, puesto que se necesita mucho menos acero para el concreto presforzado que para los tipos convencionales de construcción. Pero también debe comprenderse que se necesitaba tiempo para probar y mejorar el servicio, la economía y la seguridad del concreto presforzado, así como para familiarizar a los ingenieros y constructores con un nuevo método de diseño y construcción [2].

En 1953, se utiliza cada vez más la colocación de las armaduras de pretensado en el interior de tubos protectores embebidos en los elementos de hormigón. Una vez fraguado y endurecido en hormigón, se tensan las armaduras creándole la adherencia entre el hormigón y la armadura inyectando morteros especiales (postensados). Dicho sistema se convierte en el fundamento para la construcción de estructuras de grandes luces [5].

Si bien Francia y Bélgica encabezaron el desarrollo del concreto presforzado, Inglaterra, Alemania, Suiza, Holanda, Rusia Soviética e Italia rápidamente lo continuaron. Cerca del 80% de todos los puentes de concreto que se estaban construyendo en Alemania en 1969 eran de concreto presforzado. En 1960 Rusia produjo 3 000 000 de metros cúbicos de concreto presforzado para edificios; [2].

El concreto presforzado siguió un curso diferente en su desarrollo en los Estados Unidos. En lugar del presforzado lineal, un nombre dado a vigas y losas de concreto presforzado, el presforzado circular, especialmente aplicado a tanques de almacenamiento, tomó la iniciativa. Esto fue llevado a cabo casi completamente por la Preload Company, la cual produjo máquinas especiales para enrollar alambre, mismas que, desde 1935 hasta 1963, sirvieron para construir aproximadamente mil tanques de concreto presforzado en este país y en otras partes del mundo [2].

El presforzado lineal no empezó en los Estados Unidos sino hasta 1949, cuando se inició la construcción del afamado puente Philadelphia Walnut Lane Bridge (Fig. 1.7). La Bureau of Public Roads (Oficina de Caminos Públicos) ha investigado y mostrado que durante los años 1957-1960 fueron autorizados para la construcción 2 052 puentes de concreto presforzado, totalizando una longitud de 68 mi (millas), con un costo total de 290 millones de dólares y comprendiendo el 12% de todos los nuevos puentes de autopistas, tanto en longitud como en costo [2].



Fig. 1.7.- Puente Philadelphia Walnut Lane Bridge [2].

El crecimiento del concreto presforzado en los Estados Unidos ha sido paralelo al de las líneas de los productos pretensados y precolados, esencialmente para puentes y edificios. Mientras solamente existía una planta en 1950, había 34 en 1954. Una investigación del Prestressed Concrete Institute (Instituto de Concreto Presforzado) indicó que, por lo menos, había 229 plantas operando en 1961. El volumen total de productos precolados presforzados se estimó en más de 1 600 000 m<sup>3</sup> en 1962, de los cuales se puede estimar que aproximadamente el 50% se empleó en puentes y el resto en edificios y otros proyectos de construcción [2].

Se muestra el progreso del empleo de esta tecnología mediante la formación de varias asociaciones para la investigación, aplicación y control del concreto presforzado; por ejemplo, al nivel mundial la Federación Internacional del Presfuerzo (FIP) y el Instituto del Concreto Presforzado (PCI), en los Estados Unidos Americanos el Comité de Concreto Presforzado del Instituto Americano del Concreto (ACI), y en México la Asociación Nacional de Industriales de la Prefabricación y del Presfuerzo, A.C. (ANIPPAC) [7].

Se presentan dos tablas sintetizadas de las etapas del desarrollo del presfuerzo:

AÑO	AUTOR / PAÍS	DESCRIPCIÓN
1886	Jackson / EE.UU.	Patente para losas de piso postensadas
1888	Dohering / Alemania	Patente para precomprimir el concreto por medio de barras de acero
1908	Steiner / EE.UU.	Procedimientos para compensar las pérdidas de presfuerzo por contracción y flujo plástico
1925	Diil / EE.UU.	Postensado con barras recubiertas para evitar adherencia

Tabla 1.- Primera etapa de desarrollo del presfuerzo [7].

AÑO	AUTOR / PAÍS	DESCRIPCIÓN
1928	Freyssinet / Francia	Uso de alambres de alta resistencia (1 750 Mpa = 17 845 kg/cm <sup>2</sup> )
1930	Hoger / Alemania	Desarrollo del pretensado, primera cama de presfuerzo
1939	Freyssinet / Francia	Desarrollo de sistemas de anclaje prácticos y cilindros hidráulicos de doble acción
1940	Magnel / Bélgica	Desarrollo del primer sistema de presfuerzo completo

Tabla 2.- Segunda etapa de desarrollo del presfuerzo [7].



A continuación se muestran algunos ejemplos de construcciones de concreto presforzado:



Fig. 1.8.- Gradería cubierta para el Hipódromo de Caracas, Venezuela. Cascarones de 7.5 cm de espesor de concreto presforzado con 27 metros de cantilíver [2].



Fig. 1.9.- Vigas y losas presforzadas del garage de la Humble Oil, Houston, Texas. Tiene cuadros típicos de 19 x 8.5 metros y soporta maquinaria pesada en el techo hasta de 3.41 kg/cm<sup>2</sup> [2].

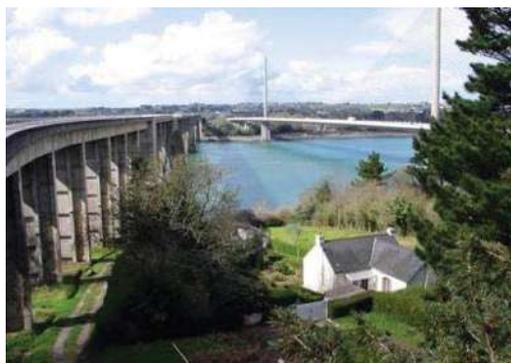


Fig. 1.10.- Puente Plougastel, junto al puente l'Iroise, cerca de Brest, Francia. El Ingeniero Freyssinet logró construir el puente para cruzar el río Elorn hecho de hormigón armado y pretensado, está compuesto por 3 arcos de doble carril de 186.5 m de luz entre ejes y un tablero de dos pisos, el superior con 6 m de calzada y dos andenes de 1 m y el inferior para una vía de ferrocarril, con una longitud total de 900 m de largo y 42.5 m de altura. Las obras comenzaron en 1926 y fue inaugurado el 9 de octubre de 1930 [2].





Fig. 1.11.- Puente Plougastel en Septiembre de 1944. El primer arco del puente fue destruido por el ejército Alemán en agosto de 1944 y se requirieron alrededor de 20 toneladas de dinamita para destruirlo [2].

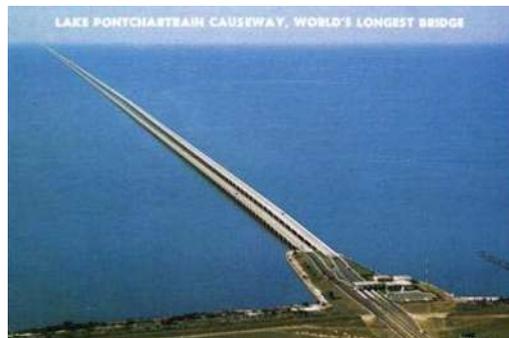


Fig. 1.12.- Puente Lake Pontchartrain Causeway. Realmente no es un puente típico, más bien son dos calzadas paralelas de 38.4 kilómetros de longitud y se inauguró en 1956. El puente tiene un tramo levadizo cerca de la parte central, para permitir la navegación por el lago a través de un canal dragado de mayor profundidad. El puente descansa sobre 9000 pilares de hormigón y la profundidad del lago es de entre 2 y 4 metros [2].

### Presfuerzo en México.

La industria de la construcción en México, por diferentes causas ha tenido poco crecimiento comparado con otros países, aunque en los últimos años se ha tenido un ligero repunte que puede significar una tendencia positiva en el futuro. La parte correspondiente a las obras prefabricadas y presforzadas siguen la misma tendencia que el total de la construcción. Esto se puede visualizar por ejemplo en las Figuras 1.13 y 1.14; la primera muestra el valor de la producción en la industria de la construcción y su parte correspondiente a la edificación y de ésta, la parte correspondiente a la prefabricación y el presfuerzo; la segunda figura contiene datos similares para lo correspondiente a obras relacionadas con el



transporte. De estas figuras se puede destacar que no ha existido crecimiento sostenido y la relativamente baja proporción de las estructuras presforzadas y prefabricadas [8].

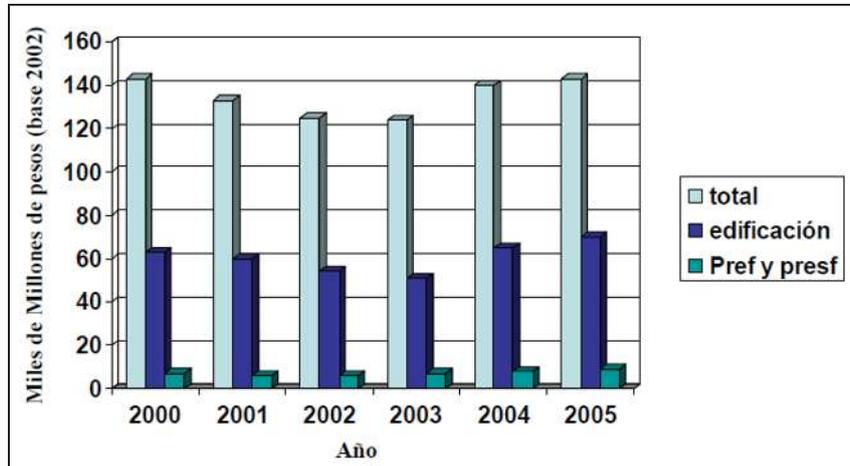


Fig. 1.13.- Valor de la producción. Industria de la Construcción en México (edificación) [7].

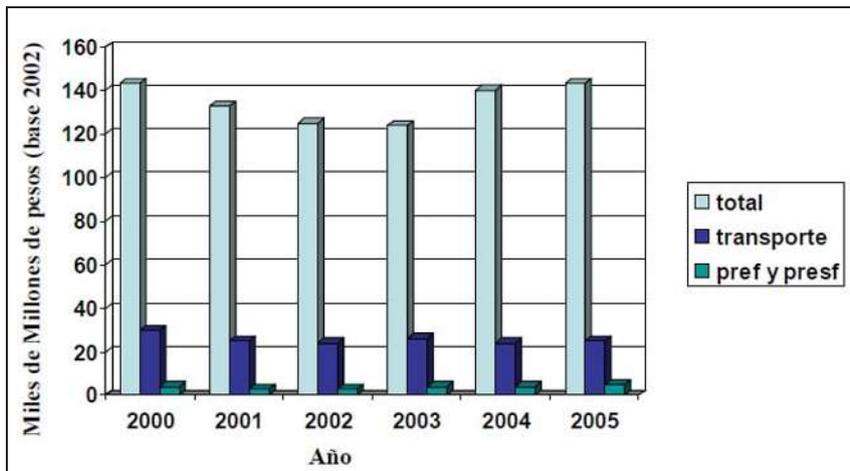


Fig. 1.14.- Valor de la producción. Industria de la Construcción en México (transporte) [7].

La Figura 1.15 muestra la producción de concreto en México y Chile, así como la porción correspondiente a las estructuras prefabricadas y presforzadas, de esta figura es evidente que en México se produce menor volumen de concreto que en Chile y la proporción destinada a estructuras prefabricadas y presforzadas es significativamente menor, tanto en términos absolutos como relativos respecto al total [7].



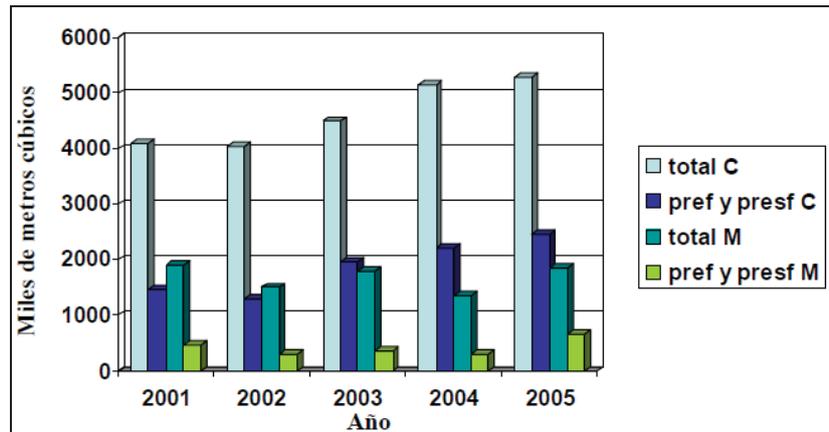


Fig. 1.15.- Producción de concreto en México (M) y Chile (C) [7].

En la figura 1.16 se muestran datos del valor de la producción en obras relacionadas con los sistemas de transporte, en México y en Estados Unidos, en este caso resalta la gran diferencia entre uno y otro país, por demás explicable por la mayor población y nivel económico de Estados Unidos [7].

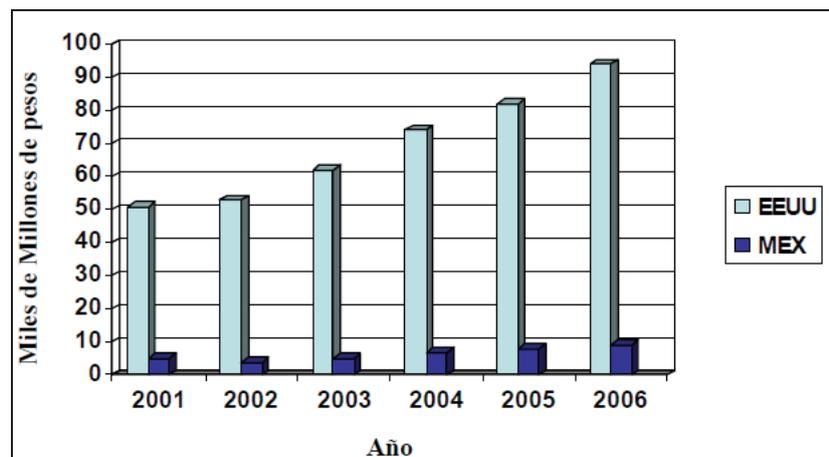


Fig. 1.16.- Valor de la producción en obras prefabricadas y presforzadas relacionadas con el transporte [7].

En México la primera aplicación de concreto presforzado fue en 1952, consistió en el puente “Zaragoza” sobre el Río Santa Catarina, en la Ciudad de Monterrey (Fig.1.17). Consta de 5 tramos libremente apoyados, de 35 m de longitud cada uno; su calzada es de 7.90 m y tiene dos banquetas para peatones de 2.60 m de ancho. La superestructura de cada tramo la forman 7 trabes de 1.45 m de peralte. El concreto empleado fue de  $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$  y el acero especial,

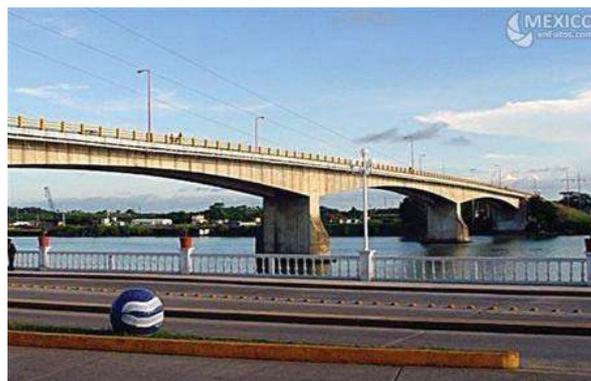


importado de Bélgica, tenía un esfuerzo de ruptura de  $16\ 000\ \text{kg/cm}^2$ . Se empleó un sistema de anclaje proyectado y desarrollado por ingenieros mexicanos [8].



*Fig. 1.17.- Puente Zaragoza [8].*

Pocos años después, en 1957, se construyó el puente sobre el río Tuxpan (Fig. 1.18), en el acceso al puerto del mismo nombre, en el estado de Veracruz que constituye otra primicia de la ingeniería mexicana en el continente americano, ya que fue la primera obra de este lado del océano en que se aplicó el sistema de dovelas en doble voladizo tipo Gerber (Fig. 1.19). El puente tiene una longitud total de 425 m con 3 claros de 92 m en su estructura principal, con articulaciones metálicas al centro de los claros. El concreto se presforzó con barras de acero redondo y, durante la construcción, se tuvieron diversos problemas por la falta de experiencia en este sistema de construcción, fue inaugurado en 1962 [9].



*Fig. 1.18.- Puente Tuxpan [10].*



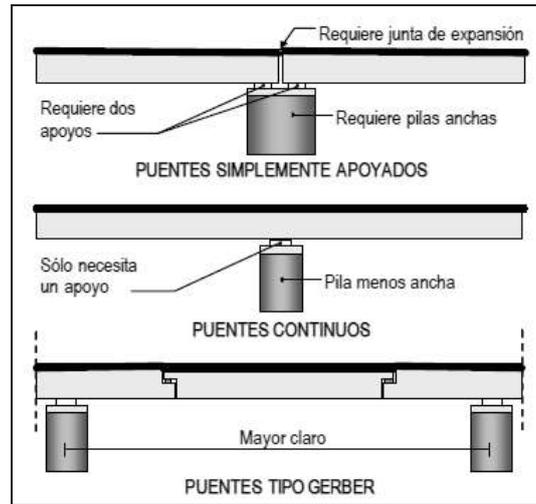


Fig. 1.19.- Clasificación de puentes según su comportamiento estructural [3].

En 1962 se construye uno de los puentes más importantes en los que por primera vez se aplica en forma intensiva el uso de vigas prefabricadas presforzadas, es el Puente Coatzacoalcos I (Fig. 1.20), que cruza el río del mismo nombre y que permite el paso de la carretera costera del golfo y del ferrocarril. Durante varios años, este puente, con una longitud de 996 m fue el más largo de México. Cuenta con tramos de vigas pretensadas de 32 m y un tramo de armadura metálica levadizo de 66 m de luz apoyados en pilas de hormigón armado [9].

Después de 1970 la mayoría de los puentes de claros medianos y altos se construyeron con concreto presforzado [7].



Fig. 1.20.- Puente Coatzacoalcos I [9].



### Principios generales del concreto presforzado.

Pueden aplicarse tres diferentes conceptos para explicar y analizar el comportamiento básico de esta forma de concreto presforzado. Es importante que un calculista o diseñador entienda los tres conceptos para que pueda proporcionar y diseñar las estructuras de concreto presforzado con inteligencia y eficiencia. Esto se explicará como sigue:

*Primer concepto. El presfuerzo transformará al concreto en un material elástico.* Este concepto considera al concreto como un material elástico y es probablemente aún el punto de vista más común entre los ingenieros. Se le acredita a Eugene Freyssinet haber visualizado al concreto presforzado como esencialmente concreto, el cual es transformado de un material frágil en un material elástico por la precompresión que se le da. El concreto, que es débil a la tensión y resistente a la compresión, se comprime (generalmente, por acero bajo alto esfuerzo de tensión) de modo que el concreto frágil sea capaz de soportar esfuerzos de tensión. De este concepto nació el criterio de no esfuerzos de tensión. Generalmente, se cree que si no hay esfuerzo de tensión en el concreto, no puede haber grietas, y que el concreto ya no es un material frágil sino que se convierte en un material elástico [2].

Desde este punto de vista el concreto se visualiza como sujeto a dos sistemas de fuerzas: el presfuerzo interior y la carga externa, con los esfuerzos de tensión debidos a la carga externa balanceados por los esfuerzos de compresión debidos al presfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a las cargas se previene o se demora por la precompresión producida por los tendones. Así, cuando no hay grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debidos a los dos sistemas de fuerzas se pueden considerar separadamente y superponer si es necesario [2].

Un cable ó tendón es un elemento utilizado para transmitir presfuerzo, que puede estar formado por alambres, barras o torones, individuales o por grupos de estos [11].



En su forma más simple, consideremos una viga rectangular presforzada por un tendón a través de su eje centroidal (Fig. 1.21) y con cargas externas. Debido al presfuerzo  $F$ , se producirá un esfuerzo uniforme  $f$ , a través de la de la sección que tiene un área  $A$ , de:

$$f = \frac{F}{A} \tag{Ec. 1.4}$$

Si  $M$  es el momento externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga, entonces el esfuerzo en cualquier punto de esta sección debido a  $M$  es:

$$f = \frac{My}{I} \tag{Ec. 1.5}$$

en donde  $y$  es la distancia desde el eje centroidal, e  $I$  es el momento de inercia de la sección. Así la distribución del esfuerzo  $f$  resultante, como se muestra en la Fig. 1.21, está dada por [2]:

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{My}{I} \tag{Ec. 1.6}$$

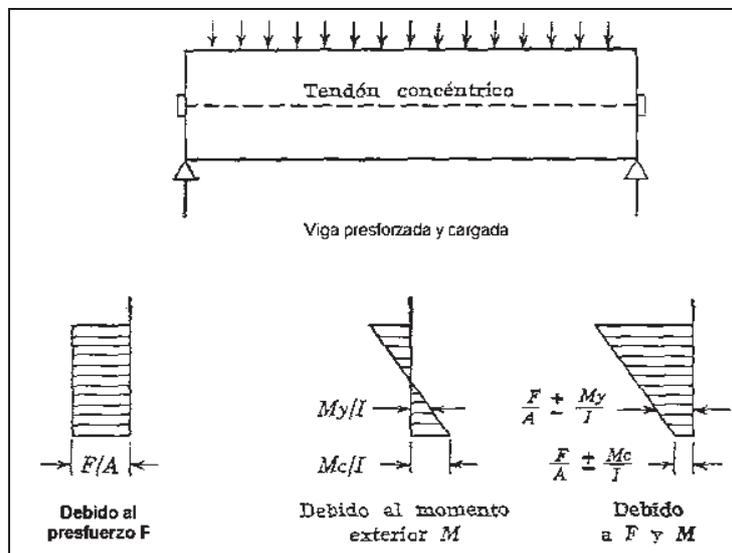


Fig. 1.21.- Distribución del esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado concéntricamente [2].





La solución es ligeramente más complicada cuando se pone el tendón excéntricamente con respecto al centroide de la sección de concreto (Fig. 1.22). Debido a un presfuerzo excéntrico, el concreto está sujeto a un momento así como a una carga directa. El momento producido por el presfuerzo es  $F_e$ , y los esfuerzos debidos a este momento son:

$$f = \frac{Fey}{I} \tag{Ec.1.7}$$

Así, la distribución del esfuerzo resultante está dada por:

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \tag{Ec.1.8}$$

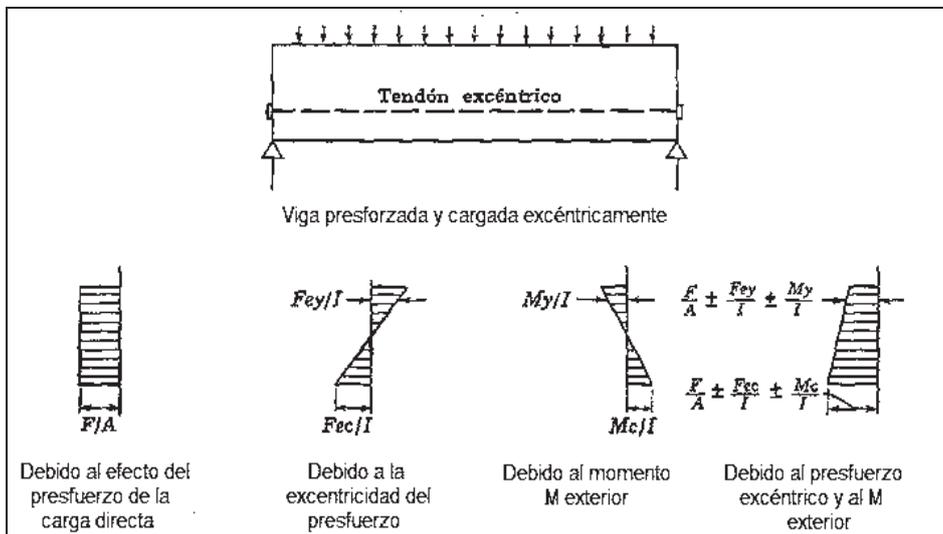


Fig. 1.22.- Distribución del esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado excéntricamente [2].

Cuando los tendones son curvos o están doblados (Fig. 1.23 a), a menudo es conveniente tomar la porción izquierda o la derecha como un cuerpo libre con el objeto de evaluar el efecto de la fuerza  $F$  de presfuerzo. Así, en la Fig. 1.23 b, el equilibrio de las fuerzas horizontales indica que la compresión en el concreto es igual al presfuerzo  $F$  en el acero, y los esfuerzos en el concreto, debidos a la fuerza excéntrica  $F$  están dados por [2]:

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fec}{I} \tag{Ec.1.9}$$



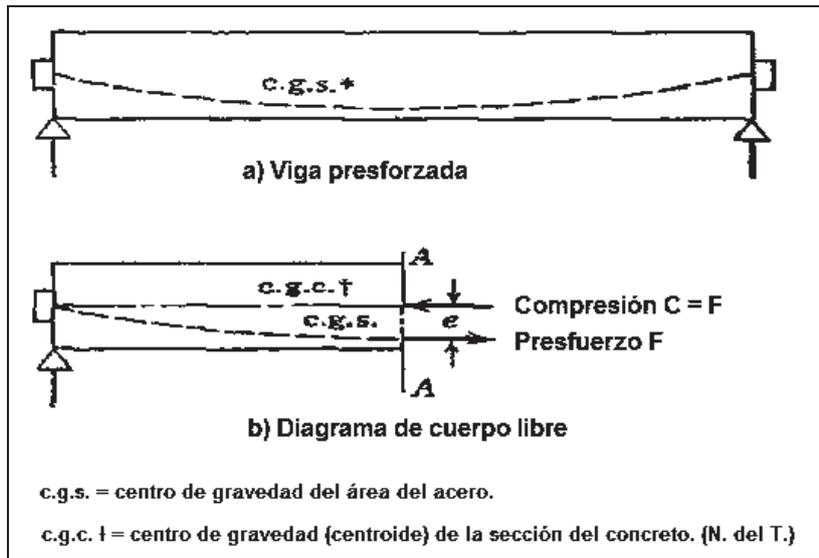


Fig. 1.23.- Efecto del presfuerzo [2].

Así, los esfuerzos  $f$  del concreto en una sección dependen solamente de la magnitud y localización de  $F$  en esa sección, sin importar como pudiera variar el perfil del tendón a lo largo de la viga. Por ejemplo, si la sección A-A de la viga en la Fig. 1.24 es idéntica a la sección A-A de la Fig. 1.23, los esfuerzos del concreto debidos al presfuerzo  $F$  con una excentricidad  $e$  son idénticos para las dos secciones, sin importar las variaciones en la forma de la viga o del perfil del cable en otra parte diferente a esta sección. (Esto es cierto solamente para los miembros estáticamente determinados, en los cuales las reacciones externas no están afectadas por el presfuerzo interior) [2].

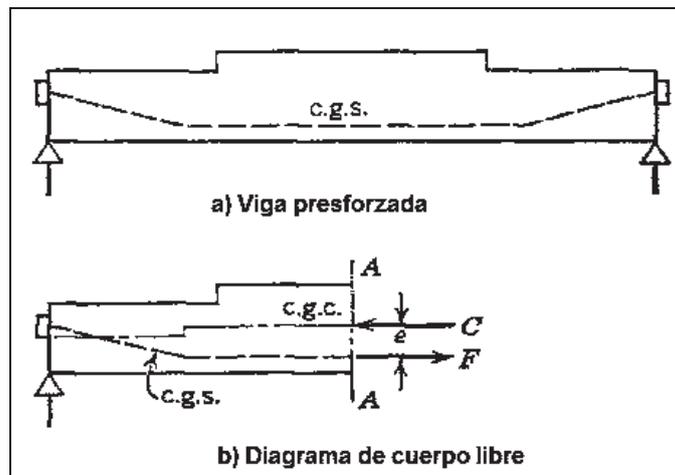


Fig. 1.24.- Efecto de las variaciones de la sección [2].



*Segundo concepto. Presfuerzo para la combinación de acero de alta resistencia con concreto.* Este concepto considera al concreto presforzado como una combinación de acero y concreto, similar al concreto reforzado, con el acero absorbiendo la tensión y el concreto la compresión, así que los dos materiales forman un par resistente contra el momento exterior (Fig. 1.25). Este es a menudo un concepto fácil para los ingenieros familiarizados con el concreto reforzado en el que el acero proporciona una fuerza de tensión y el concreto suministra una fuerza de compresión, formando las dos fuerzas un par con un brazo de palanca entre ellas. Pocos ingenieros consideran, sin embargo, que existe un comportamiento similar en el concreto presforzado [2].

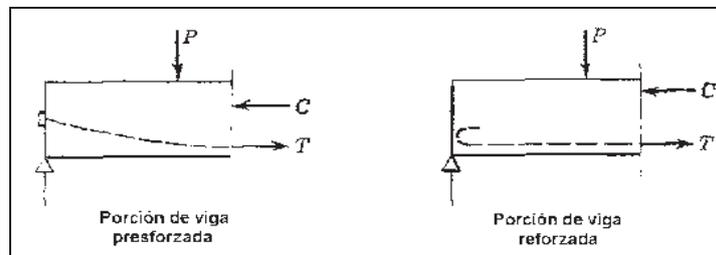


Fig. 1.25.- Momento interno resistente en vigas de concreto presforzadas y reforzadas [2].

En el concreto presforzado, se utiliza el acero de alta resistencia, el cual se tendrá que alargar antes de que se utilice totalmente su resistencia. Si el acero de alta resistencia se ahoga únicamente en el concreto, como el refuerzo ordinario del concreto, el concreto circundante se agrietará seriamente antes de que se desarrolle la resistencia total del acero (Fig. 1.26). Por consiguiente, es necesario presforzar al acero con respecto al concreto. Presforzando y anclando al acero en el concreto, producimos esfuerzos y deformaciones deseables en ambos materiales: esfuerzos y deformaciones de compresión en el concreto, y esfuerzos y deformaciones de tensión en el acero. Esta acción combinada permite el empleo seguro y económico de los dos materiales, lo cual no se puede conseguir ahogando simplemente el acero en el concreto como se hace para el concreto reforzado ordinario. Hay casos aislados en los cuales se utilizó el acero de resistencia media como un refuerzo simple sin presforzar, mientras que el acero estaba corrugado especialmente para la adherencia, con el objeto de distribuir las

grietas. Este proceso evita los gastos del pre-estiramiento y alargamiento, pero no se puede aplicar al acero de alta resistencia ni tiene los efectos deseables de precomprimir el concreto y de reducir las deflexiones [2].

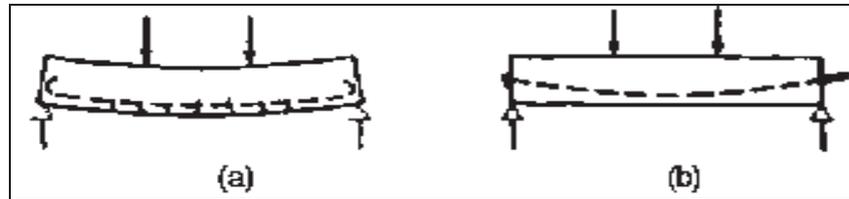


Fig. 1.26.- Deformación y agrietamiento en vigas de: (a) Concreto reforzado y (b) Concreto presforzado [3].

En la Figura 1.27 se muestran los diagramas de momentos debidos a carga vertical,  $W$ , y a la fuerza de presfuerzo,  $P$ , para una viga simplemente apoyada. La carga vertical y la fuerza de presfuerzo son las mismas para las tres vigas; sin embargo, los diagramas de momento debidos a las distintas condiciones de la fuerza de presfuerzo difieren entre sí. La viga I tiene presfuerzo axial, es decir, el centro de gravedad de los cables se encuentra en el eje neutro de la sección. El presfuerzo así colocado no provoca ningún momento en la sección por lo que desde este punto de vista no hay ventajas al colocar presfuerzo axial. En la viga II el presfuerzo produce un diagrama de momento constante a lo largo del elemento debido a que la trayectoria de la fuerza  $P$  es recta y horizontal, pero está aplicada con una excentricidad,  $e$ . Con esto se logra contrarrestar el momento máximo al centro del claro provocado por la carga vertical. Sin embargo, en los extremos de la viga II el momento provocado por el presfuerzo resulta excesivo ya que no existe momento por cargas verticales que disminuya su acción. En este caso, un diseño adecuado deberá corregir este exceso de momento. Por último, en la viga III se tiene una distribución de momentos debida al presfuerzo similar a la curva provocada por la carga vertical; el presfuerzo así colocado, con excentricidad pequeña en los extremos y máxima al centro del claro, contrarresta eficientemente el efecto de las cargas en cada sección de la viga [3].

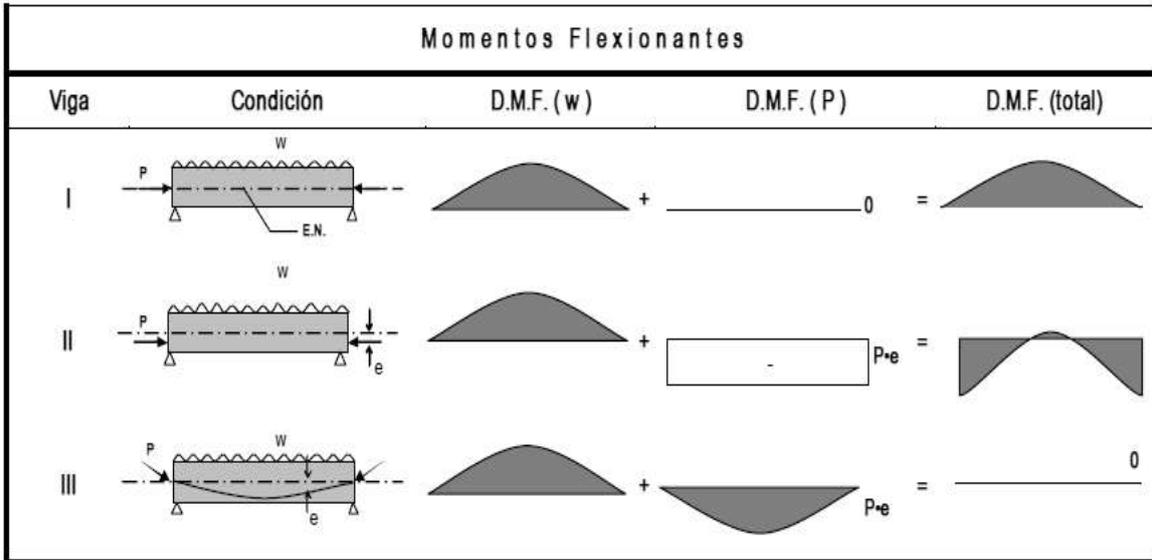


Fig. 1.27.- Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas [3].

La Figura 1.28 muestra los diagramas de esfuerzos para las secciones al centro del claro y en los extremos correspondientes a las mismas vigas de la Figura 1.27. Se aprecia que, contrario a lo observado en la Figura 1.27, el comportamiento de la viga I al centro del claro sí mejora con el presfuerzo, aunque éste sea sólo axial. Esto es debido a que el presfuerzo provoca compresiones que disminuyen las tensiones provocadas por  $w$  en la fibra inferior de la sección. Para las vigas II y III estos esfuerzos de tensión son todavía menores por el momento provocado por el presfuerzo excéntrico. En los extremos, las vigas I y III tienen esfuerzos sólo de compresión, mientras que la viga II presenta esfuerzos de tensión y compresión debidos a la existencia de presfuerzo excéntrico; estos esfuerzos son mayores que los de las vigas I y III y en general mayores también que los esfuerzos permisibles [3].





		Esfuerzos												
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO								
		Carga (W)	Prefuerzo Axial	Prefuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Prefuerzo Axial	Prefuerzo Excéntrico	Total					
I	 W E.N.		-		+	0 =		0 -		+	0 =			
II			-		+		=		0 -		+		=	
III			-		+		=		0 -		+	0 =		

Fig. 1.28.- Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad [3].

La comparación de las vigas I, II y III mostrada en las Figuras 1.27 y 1.28 nos permite concluir que el acero de prefuerzo disminuye tanto los esfuerzos de tensión como los momentos en la sección al centro del claro. Los efectos secundarios del prefuerzo como los momentos y esfuerzos excesivos en los extremos de la viga II pueden suprimirse o inhibirse con procedimientos sencillos encamisando los cables o con técnicas similares [3].

Desde este punto de vista, el concreto preforzado ya no es un tipo de diseño extraño. Más bien es una extensión y modificación de las aplicaciones del concreto reforzado para incluir aceros de resistencia mayor. Desde este punto de vista, el concreto preforzado no puede realizar milagros más allá de la capacidad de la resistencia de sus materiales. Si bien se puede ejercer mucho ingenio en el diseño apropiado y económico de las estructuras de concreto preforzado, no hay ningún método absolutamente mágico para evitar la necesidad final de soportar un momento exterior por un par interno. Ese par resistente interior deberá ser suministrado por el acero en tensión y el concreto en compresión, ya sea concreto preforzado o reforzado. Este concepto ha sido empleado para determinar la



resistencia de ruptura de las vigas de concreto presforzado y también es aplicable a su comportamiento elástico [2].

Una vez que el ingeniero tiene este punto de vista, entiende la similaridad básica entre el concreto presforzado y el reforzado. Entonces desaparece mucha complejidad del presforzado y el diseño del concreto presforzado puede lograrse inteligentemente para no realizarlo andando a tientas entre un gran número de fórmulas complicadas y confusas [2].

*Tercer concepto. Presforzado para lograr el balance de las cargas.* Este concepto visualiza el presforzado primariamente como un intento de balancear las cargas en un miembro [2].

En el diseño general de una estructura de concreto presforzado, el efecto del presforzado se visualiza esencialmente como el equilibrio de las cargas de gravedad, para que así los miembros bajo flexión, tales como losas, vigas y vigas maestras no estén sujetos a esfuerzos de flexión bajo una condición de carga dada. Esto permite la transformación de un miembro en flexión en un miembro bajo esfuerzo directo y así se simplifica grandemente tanto el diseño como el análisis de estructuras que serian complicadas de otra manera [2].

La aplicación de este concepto requiere tomar el concreto como un cuerpo libre y reemplazar los tendones con fuerzas que actúan sobre el concreto [2].

Se toma, por ejemplo, una viga simple presforzada con un cable parabólico (Fig. 1.29):

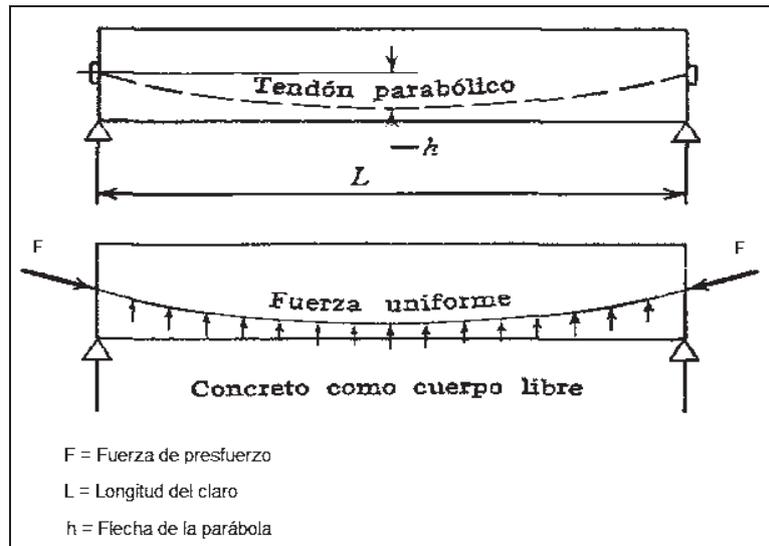


Fig. 1.29.- Viga presforzada con tendón o cable parabólico; [2].

La fuerza uniforme de abajo hacia arriba está dada por:

$$w = \frac{8Fh}{L^2} \quad \text{Ec. 1.10}$$

Así, para una carga uniforme hacia abajo,  $w$ , la carga transversal en la viga se balancea, y la viga está sujeta solamente a la fuerza axial  $F$ , la cual produce esfuerzos uniformes en el concreto,  $f = F/A$ . El cambio en los esfuerzos por esta condición de equilibrio puede calcularse fácilmente por las formulas ordinarias de mecánica,  $f = Mc / I$  [2].

Para una viga con un cable doblado (Fig. 1.30), se puede determinar fácilmente por la estática la carga del cable sobre el concreto. Este procedimiento, aún cuando es innecesariamente complicado para algunos casos simples, a menudo es muy efectivo para estructuras complicadas, tales como vigas continuas, marcos rígidos, losas planas y losas artesonadas, y algunos cascarones delgados. Cuando se extiende aún más, puede usarse para el diseño y análisis de puentes de concreto presforzado autoanclados, cuando la fuerza del cable de acero sobre la carretera y vigas maestras de concreto puede ser predeterminada, y los esfuerzos en el concreto se pueden analizar sin mucha dificultad [2].

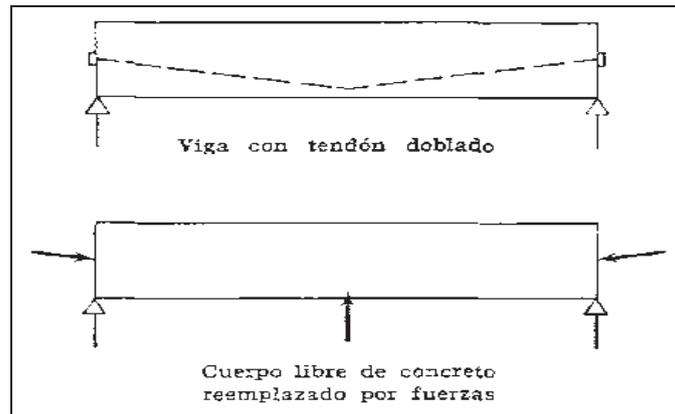


Fig. 1.30.- Viga presforzada con tendón o cable doblado [2].

### Clasificación y tipos.

Las estructuras de concreto presforzado pueden clasificarse de diversas maneras, dependiendo de sus características de diseño y construcción. Esto se discutirá como sigue:

**Presforzadas exteriormente o interiormente.** El concreto presforzado interiormente es el mencionado en el presente trabajo y que regularmente se realiza con torones, alambres o barras de acero de alta resistencia que se encuentran incorporados en el concreto. Algunas veces es posible presforzar una estructura de concreto ajustando sus reacciones exteriores. Teóricamente, una viga simple de concreto puede presforzarse exteriormente con la aplicación de gatos en los lugares apropiados para producir compresión en las fibras inferiores y tensión en las fibras superiores (Fig. 1.31), evitando así aún el refuerzo de acero en la viga. Tal disposición ideal, sin embargo, no se puede obtener fácilmente en la práctica, porque, aún si se obtienen estribos favorables para tal objeto, la contracción y el escurrimiento plástico en el concreto pueden arruinar completamente las deformaciones artificiales a menos que puedan reajustarse. Además, tal sitio probablemente se adaptaría mejor para un puente de arco [2].

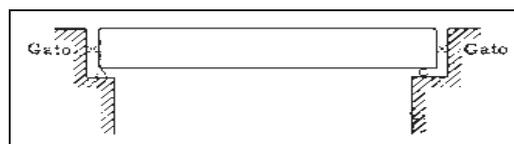


Fig. 1.31.- Presforzado de una viga de concreto simple al colocar gatos contra los estribos [2].

Para una estructura estáticamente indeterminada, como una viga continua, es posible ajustar el nivel de los apoyos, insertando gatos, por ejemplo, para producir así las reacciones más deseadas (Fig. 1.32). Esto es práctico algunas veces, aunque debe recordarse que la contracción y el escurrimiento plástico del concreto modificarán los efectos de tal presfuerzo y se deben tomar en cuenta o deberá ajustarse el presfuerzo de vez en cuando [2].

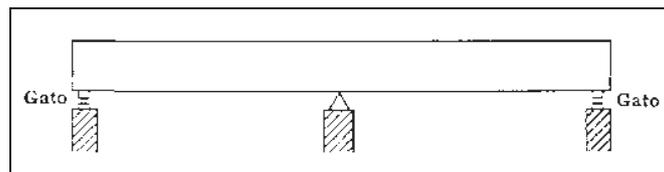


Fig. 1.32.- Presfuerzo de una viga continua aplicando gatos en sus reacciones [2].

**Presfuerzo lineal o circular.** El presfuerzo circular es un término aplicado a estructuras circulares presforzadas, tales como tanques redondos, silos y tubos, en donde los cables del presfuerzo están enrollados en círculo. Para distinguirlo del presfuerzo circular, el término presfuerzo lineal se emplea a menudo para incluir todas las otras estructuras, como vigas y losas. Los cables de presfuerzo en las estructuras presforzadas en forma lineal no son necesariamente rectos; pueden estar doblados o ser curvos, pero no dan vueltas alrededor en círculos como en el presfuerzo circular [2].

**Pretensado y postensado.** El término pretensado se emplea para describir cualquier método de presfuerzo en el cual se tensan los cables antes de colar el concreto (Fig. 1.33). Es evidente que los tendones deberán estar anclados temporalmente contra algunos cabezales o plataformas de esfuerzo en donde son tensados y se transfiere el presfuerzo al concreto por adherencia después de que ha fraguado; [2]. Éste procedimiento es particularmente apropiado para la producción en masa y se realiza en plantas de precolado o en laboratorios en donde existen plataformas permanentes para tal tensado, las mesas de colado pueden construirse de varios cientos de metros de longitud. Los cables pueden tenderse sobre toda la longitud de la cama y usarse para colar varias vigas en línea al mismo tiempo (Fig. 1.34) [4].

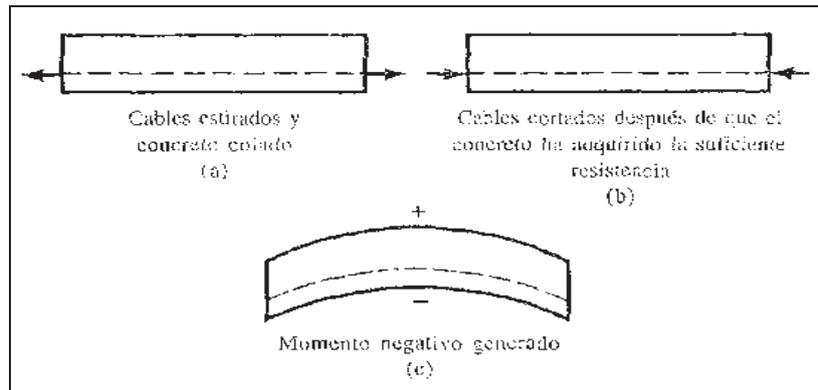


Fig. 1.33.- Concreto pretensado [4].

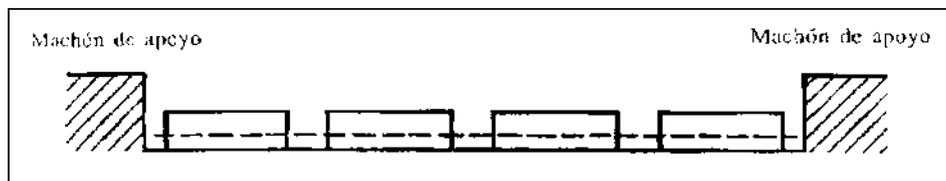


Fig. 1.34.- Cama de presfuerzo [4].

En la construcción postensada (Fig. 1.35), los cables se tensan después de colar el concreto y de que este haya adquirido la resistencia deseada. Se colocan en la cimbra tubos o conductos de plástico o de metal con los dentro de ellos (o que se insertan después). Una vez que el concreto ha endurecido suficientemente, los cables se estiran y se unen mecánicamente a dispositivos de anclaje en los extremos para mantenerlos en su condición estirada. Así, en el postensado, las fuerzas de presfuerzo se transfieren al concreto no por adherencia sino por apoyo extremo [4].

En el postensado es posible tener tendones adheridos o no adheridos. Si son adheridos, los ductos suelen ser de aluminio, acero o algún otro metal. Además, es posible usar tubos de acero o núcleos de caucho que se cuelan junto con el concreto y se retiran unas horas después. Luego de que se ha tensionado el acero, se inyecta lechada de cemento en el ducto para proveer de adherencia. La lechada es también útil para proteger al acero de la corrosión. Si no van a estar adheridos, los cables deben engrasarse para facilitar su tensado y para protegerlos de la corrosión [4].

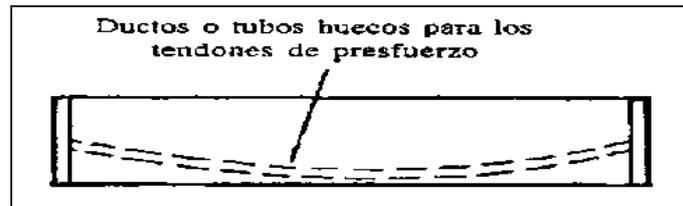


Fig. 1.35.- Viga postensada [4].

***Tendones anclados en los extremos o no anclados en los extremos.***

Cuando los cables son postensados se anclan en sus extremos por medio de artificios mecánicos para transmitir el presfuerzo al concreto. Tal clase de miembro se llama anclado en los extremos. Aunque muy rara vez, un miembro postensado puede tener sus cables sujetos por la lechada o el mortero sin un anclaje mecánico en sus extremos. En el pretensado los tendones transmiten, por lo general, su presfuerzo al concreto simplemente por su acción de adherencia cerca de los extremos. La efectividad de tal transmisión de esfuerzos está limitada a alambres y cables de diámetro pequeño. Recientemente se han producido anclajes para pretensado y permitir así el uso de cables de diámetros menores [2].

***Tendones adheridos y sin adherir.*** Tendones adheridos denotan aquellos que se adhieren al concreto circundante en toda su longitud. Los cables no anclados en sus extremos son, necesariamente, tendones adheridos; los cables anclados en sus extremos pueden ser adheridos o no adheridos al concreto. En general, la adherencia de los cables postensados se logra por la inyección subsecuente de la lechada; si es no adherido, el torón deberá protegerse de la corrosión galvanizándolo, engrasándolo o por algún otro medio. Algunas veces los cables adheridos se dejan a propósito sin adherir en ciertas porciones de su longitud [2].

***Precolado, colado en el lugar (in situ), construcción mixta.*** El precolado implica la colocación del concreto lejos de su posición final, siendo colados los miembros ya sea en una planta permanente o en un lugar cercano al sitio de la estructura, y se levanta finalmente en la localización final. El precolado permite un mejor control de la producción en masa y a menudo es económico. El concreto colado *in situ* requiere más moldes y cimbras por unidad de producto,

pero ahorra el costo del transporte y de erección, y es una necesidad para los miembros grandes y pesados. Entre estos dos métodos de construcción hay tramos de rampas o muros inclinados y losas de izar que se construyen en lugares cercanos o dentro de la estructura y erigidos después a su posición final; no hay transportes para estos. A menudo, es económico precolar parte de un miembro, erigirlo y colar después *in situ* la porción restante; este procedimiento se llama construcción mixta. Los elementos precolados en una estructura de construcción mixta pueden unirse más fácilmente que aquellos en una estructura del todo precolada. Por construcción mixta es posible ahorrar mucho de los moldes y de las cimbras que se requieren para una construcción de colado *in situ* total. Sin embargo, debe estudiarse la conveniencia de cada tipo con respecto a las condiciones particulares de una estructura determinada [2].

**Presfuerzo parcial o total.** Una distinción posterior entre los tipos de presfuerzo se hace dependiendo del grado de presfuerzo al cual se sujeta un miembro de concreto. Cuando un miembro se diseña para que bajo la carga de trabajo no existan esfuerzos de tensión, se dice que el concreto es completamente presforzado. Si se producirán algunos esfuerzos de tensión en el miembro bajo la carga de trabajo, entonces se dice que es presforzado parcialmente. Para un presfuerzo parcial se suministran frecuentemente varillas adicionales de acero medio para reforzar la parte en tensión. En la práctica, a menudo es difícil clasificar una estructura como presforzada parcial o totalmente, puesto que mucho dependerá de la magnitud de la carga de trabajo usada en el diseño. Por ejemplo, los puentes de las autopistas en EE.UU. siempre se diseñan para presfuerzo total, aunque realmente están sujetas a esfuerzos de tensión al paso de los vehículos pesados. Por otra parte, las vigas de los techos diseñadas para presfuerzo parcial nunca pueden estar sujetas a esfuerzos de tensión, puesto que las cargas vivas supuestas pueden no actuar nunca sobre ellas [2].

### Etapas de carga.

Una de las consideraciones peculiares al concreto presforzado es la pluralidad de etapas de carga a las cuales está sujeto frecuentemente un miembro o una estructura. Algunas de estas etapas de carga aparecen también en las estructuras no presforzadas, pero otras existen solamente debidas al presfuerzo. Para una estructura colada en el lugar, el concreto presforzado tiene que diseñarse para dos etapas por lo menos: la etapa inicial durante el presfuerzo y la etapa final bajo las cargas exteriores. Para los miembros precolados tiene que investigarse una tercera etapa: la de maniobras y transporte. Durante cada una de estas tres etapas también hay diferentes periodos cuando el miembro o estructura puede estar bajo diferentes condiciones de carga [2].

***Etapas inicial.*** El miembro o estructura está bajo la acción del presfuerzo, pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta. Esta etapa se puede subdividir aún más en los siguientes períodos, algunos de los cuales pueden ser poco importantes y consiguientemente se pueden eliminar en ciertos diseños o cálculos [2].

***Antes del presfuerzo.*** Antes de que el concreto se presfuerce es muy débil para soportar cargas, por lo que debe impedirse la falla de sus apoyos. Debe tomarse en cuenta la contracción del concreto si es que pudiera ocurrir. Cuando es deseable disminuir o eliminar las grietas en el concreto presforzado, es muy importante el curado cuidadoso antes de la transferencia del presfuerzo. Deberá evitarse el secado o los cambios bruscos de temperatura. Las grietas pueden cerrarse o no por la aplicación del presfuerzo, dependiendo esto de muchos factores. Las grietas por contracción destruirán la capacidad del concreto para soportar esfuerzos de tensión y pueden ser objetables [2].

***Durante el presfuerzo.*** Ésta es una prueba crítica para la resistencia de los cables. A menudo, éstos estarán sujetos al máximo esfuerzo de toda su vida en ese periodo. En ocasiones sucede que un alambre individual se puede romper durante el presfuerzo debido a defectos de fabricación. Pero esta rotura raramente

es de importancia, puesto que hay a menudo muchos alambres en un miembro. Si una varilla se rompe en un miembro con pocas varillas, debe reemplazarse apropiadamente. Para el concreto, las operaciones del presfuerzo imponen una prueba severa en la resistencia de apoyo en los anclajes. Puesto que el concreto tiene poca edad en días a partir de su de fabricación, en el periodo que se realiza el presfuerzo, mientras que el tendón está al máximo esfuerzo, es posible el aplastamiento del concreto en los anclajes si es de calidad inferior o si tiene burbujas o huecos de curado. El presfuerzo asimétrico y concentrado de los cables puede producir sobrefuerzos en el concreto. Por consiguiente, el orden para presforzar los diversos cables debe estudiarse previamente [2].

*Durante la transferencia del presfuerzo.* Para los miembros pretensados se consigue la transferencia del presfuerzo en una operación y en un periodo corto. Para los miembros postensados, a menudo, la transferencia es gradual, transfiriéndose el presfuerzo de los cables al concreto uno por uno. En ambos casos no hay carga externa en el miembro, excepto su propio peso. Así el presfuerzo inicial, aún con una pequeña pérdida, impone una condición seria en el concreto y controla frecuentemente el diseño del miembro. Por razones económicas, el diseño de un miembro presforzado, a menudo, toma en cuenta el peso del miembro mismo para mantener el efecto de combadura del presfuerzo. Esto se hace con la suposición de una condición dada de apoyo para el miembro. Si esa condición no se realiza en la práctica puede aparecer la falla del miembro. Por ejemplo, el peso de una viga maestra presforzada, simplemente apoyada, se espera que ejerza un momento positivo máximo en el centro del claro el cual equilibra el momento negativo debido al presfuerzo. Si la viga es colada y presforzada en terreno suave sin pedestales adecuados en los extremos, puede estar ausente el momento positivo esperado y el presfuerzo puede producir esfuerzos excesivos de tensión en las fibras superiores de la viga, resultando una falla [2].

*Descimbrado y retensado.* Si un miembro se cuele y presfuera en el lugar, generalmente se convierte en autosoportado durante o después del

presfuerzo. Así la cimbra puede removerse después del presfuerzo y no se aplicará una nueva condición de carga en la estructura. Algunas estructuras de concreto son retensadas, esto es, presforzadas en dos o más etapas. Deben estudiarse, entonces, los esfuerzos en las diferentes etapas del tensado [2].

**Etapa intermedia.** En esta etapa intervienen el transporte y la erección. Ocurre solamente para miembros precolados cuando son transportados al lugar y erigidos en posición. Es altamente importante asegurar que los miembros estén apoyados y manejados apropiadamente todo el tiempo. Por ejemplo, una viga simple, diseñada para ser soportada en los extremos, se romperá fácilmente si se levanta por el centro (Fig. 1.36) [2].

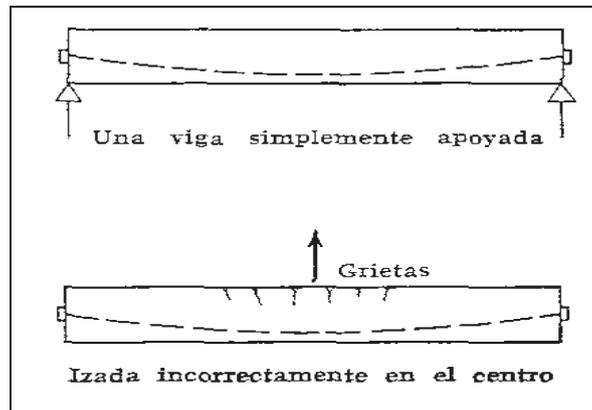


Fig. 1.36.- Falla de una viga debido al manejo poco cuidadoso [2].

No solamente durante la erección de la pieza misma, sino también cuando se agregan las cargas muertas superpuestas, tales como techos, debe prestarse atención a las condiciones de apoyo y carga. Esto es cierto especialmente para un diseño en cantiliver, cuando una carga parcial puede resultar en una flexión más seria, que una carga total (Fig. 1.37) [2].

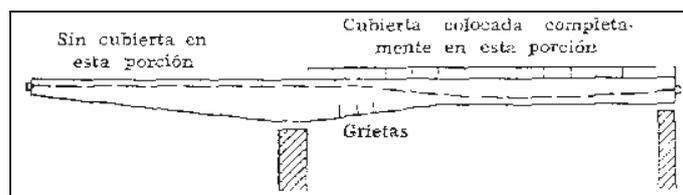


Fig. 1.37.- Agrietamiento de una viga debido a la secuencia errónea de aumentar la carga superpuesta [2].

**Etapa final.** Esta es la etapa en la que se aplican a la estructura las cargas reales de trabajo. Igual que para otros tipos de construcción, el diseñador debe considerar varias combinaciones de cargas vivas sobre diferentes porciones de la estructura con cargas laterales, tales como las fuerzas producidas por el viento y los sismos, y con cargas de deformación como las producidas por el asentamiento de los apoyos y los efectos de temperatura. Para las estructuras de concreto presforzado, especialmente aquellas de tipo no convencional, a menudo es necesario investigar su agrietamiento y sus cargas de ruptura, su comportamiento bajo la carga real de sustentación, además de la carga de trabajo [2].

**Carga de sustentación.** La flecha o deflexión de un miembro presforzado bajo su carga real de sustentación (la cual consiste a menudo en la carga muerta solamente) es a menudo el factor principal en el diseño, puesto que el efecto del escurrimiento plástico por flexión agrandará finalmente su valor. Por consiguiente, es deseable limitar la flecha o deflexión bajo la carga de sustentación [2].

**Carga de trabajo.** Diseñar para la carga de trabajo es una comprobación de los esfuerzos y deformaciones excesivas. No es necesariamente una garantía de resistencia suficiente para soportar sobrecargas. Sin embargo, un ingeniero familiarizado con la resistencia de las estructuras de concreto presforzado puede diseñar a menudo los tipos y proporciones convencionales solamente con la base de los cálculos de la carga de trabajo [2].

**Carga de agrietamiento.** El agrietamiento en un miembro de concreto presforzado significa un cambio brusco en la adherencia y en los esfuerzos cortantes. Algunas veces es una medida de la resistencia a la fatiga. Para ciertas estructuras, como tanques y tubos, el principio de las grietas presenta una situación crítica. Para las estructuras sujetas a las influencias corrosivas, para los tendones sin adherencia en donde las grietas son objetables o para las estructuras en donde el agrietamiento puede dar como resultado deflexiones excesivas, parece importante una investigación de la carga de agrietamiento [2].

*Carga de ruptura.* Las estructuras diseñadas con la base de esfuerzos de trabajo, puede no poseer siempre un margen suficiente para sobrecargas. Esto es cierto, por ejemplo, en miembros de concreto presforzado bajo cargas de tensión directa. Puesto que es deseable que una estructura tenga una capacidad mínima para sobrecargas, a menudo es necesario determinar su resistencia a la ruptura. En general, la resistencia a la ruptura de una estructura está definida por la carga máxima que pueda soportar antes del colapso. Sin embargo, antes de que se alcance esta carga, pueden haberse desarrollado fallas permanentes de algunas partes de la estructura. Aunque cierta resistencia más allá del punto crítico (deformación permanente) puede servir como garantía adicional contra el colapso total, algunos ingenieros consideran inútil tal resistencia y prefieren diseñar sobre la base de resistencia útil en vez de resistencia a la ruptura. Sin embargo, la resistencia a la ruptura se calcula más fácilmente y por lo común es más aceptada como un criterio para el diseño [2].

Además de las condiciones normales de carga expuestas, algunas estructuras pueden estar sujetas a cargas repetidas de magnitud apreciable, lo cual puede resultar en fallas por fatiga. Algunas estructuras pueden estar bajo cargas pesadas de larga duración, resultando deformaciones excesivas debidas a la deformación plástica, mientras que otras pueden estar bajo tales cargas ligeras exteriores que la flecha producida por el presfuerzo puede llegar a ser demasiado pronunciada a medida que pasa el tiempo. Aún otras pueden estar sujetas a vibraciones indeseables bajo cargas dinámicas, bajo una carga de impacto o bajo la acción de sismos, la capacidad de absorción de energía del miembro, como lo indica su ductilidad, puede ser de primera importancia. Estas son condiciones especiales que el ingeniero debe considerar para su caso particular [2].

La discusión anterior dá un esquema de los problemas relativamente nuevos y complejos que se encuentran en el diseño del concreto presforzado en comparación con las estructuras de concreto reforzado. Es infortunado que el diseño del concreto presforzado sea más complicado, pero la dificultad de ningún modo es excesiva. Deben entenderse y resolverse los nuevos problemas [2].

### Formas de las secciones presforzadas.

Desde el punto de vista de la cimbra solamente, las secciones rectangulares son las más económicas, pero las formas más complicadas como las I y las T, requieren menores cantidades de concreto y acero de presfuerzo para soportar las mismas cargas, por lo que con frecuencia tienen los costos totales menores [4].

Si los miembros van a fabricarse uno a la vez, se usará probablemente una sección transversal que requiera una cimbra sencilla (con frecuencia rectangular). Por ejemplo, una cimbra sencilla es esencial para la mayoría de los trabajos colados en obra. Sin embargo, si las formas van a usarse numerosas veces para fabricar muchos miembros idénticos, se usarán secciones transversales más complicadas como las I, T, canales o en caja. En tales secciones, el costo de la cimbra como porcentaje del costo total de cada miembro se reducirá mucho. En la Figura 1.38 se muestran varios tipos de secciones presforzadas usadas comúnmente. La misma teoría general de la determinación de los esfuerzos y las resistencias a flexión es aplicable a las formas de este tipo, tal como a las rectangulares [4].

La utilidad de una cierta sección depende de la simplicidad y rehusó de la cimbra, del aspecto de las secciones, del grado de dificultad del colado del concreto y de las propiedades teóricas de la sección transversal. Cuanto mayor sea la cantidad de concreto localizado cerca de las fibras extremas de una viga, mayor será el brazo de palanca entre las fuerzas de compresión y tensión, así como el momento resistente. Por supuesto, existen algunas limitaciones sobre los anchos y espesores de los patines. Además, las almas deben ser suficientemente grandes para resistir la fuerza cortante y permitir el colado del concreto y, al mismo tiempo, ser suficientemente gruesas para evitar el pandeo [4].

Una T presforzada como la que se ve en la Figura 1.38 (a), con frecuencia resulta muy económica porque una gran proporción del concreto está situado en el patín de compresión, donde es muy eficaz para resistir las fuerzas compresivas.

La doble T mostrada en la Figura 1.38 (b) se usa en escuelas, edificios de oficinas, tiendas, etcétera y es probablemente la sección presforzada más utilizada actualmente en Estados Unidos. El ancho total de patín proporcionado por una doble T varía entre 5 y 8 pies y son comunes los claros con ellas de 30 a 50 pies. Puede verse que un sistema de piso o techo puede construirse fácil y rápidamente colocando lado a lado una serie de dobles T precoladas. Estas secciones proporcionan tanto las vigas como las losas del sistema de techo o de piso. Las T simples son usadas normalmente para cargas más pesadas y claros de entre 100 y 120 pies. Las doble T para tales claros serían de mucho peso y difíciles de manejar [4].

Las secciones I y en caja mostradas en las partes (c) y (d) de la Figura 1.38 tienen una mayor proporción del concreto en sus patines, por lo que tienen mayores momentos de inercia (en comparación con secciones rectangulares con iguales cantidades de concreto y cables de presfuerzo). Sin embargo, la cimbra es complicada y el colado del concreto resulta difícil. Las traveses en caja se usan con frecuencia en puentes. Sus propiedades son iguales a las de las secciones I. Las vigas I asimétricas, Figura 1.38 (e), con grandes patines inferiores para alojar los tendones y pequeños patines superiores, pueden ser económicas en ciertas secciones compuestas donde se usan junto con una losa colada en el lugar, para proporcionar el patín de compresión. En la Figura 1.38 (f) se muestra una situación similar, donde una T invertida se usa junto con una losa colada en el sitio [4].

Se usan muchas variantes de esas secciones, tales como la sección en canal mostrada en la Figura 1.38 (g). Esta sección puede hacerse eliminando los patines de una sección doble T y los miembros resultantes pueden entonces usarse para asientos en estadios o para usos similares [4].

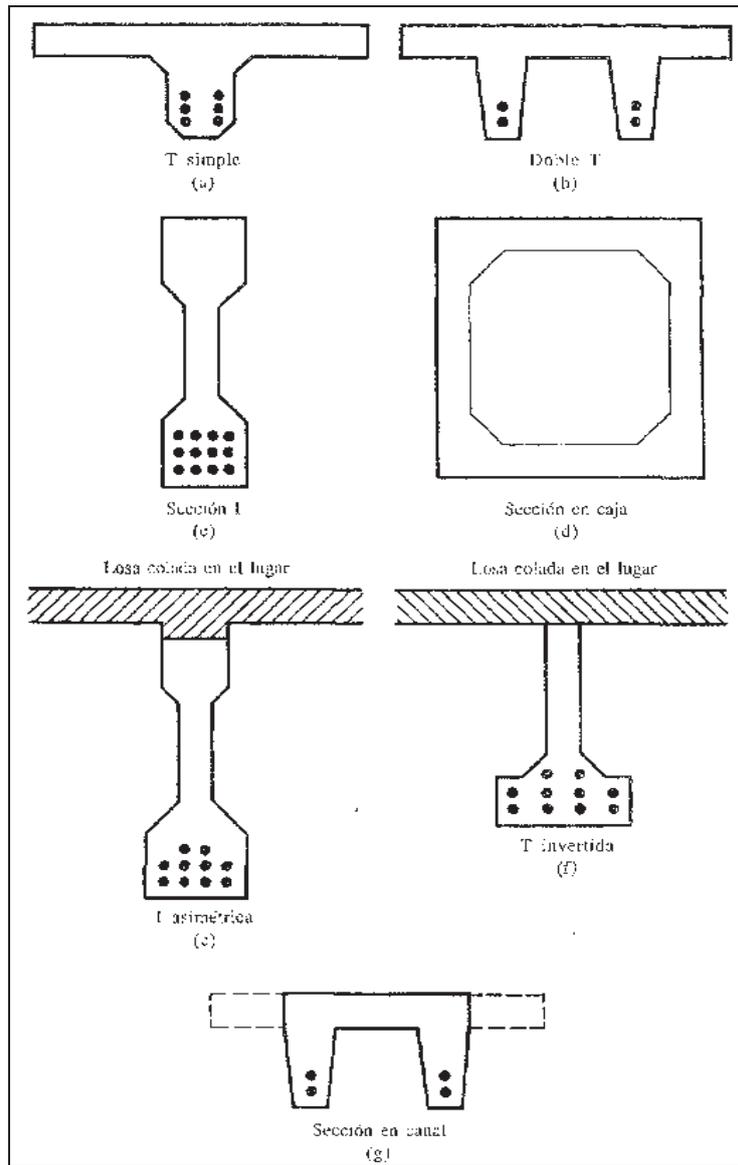


Fig. 1.38.- Secciones presforzadas comúnmente aplicadas [4].



Materiales.

## CONCRETO

El concreto que se usa para presforzar se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de  $f'c$  oscilan entre 350 y 500  $\text{kg/cm}^2$ , siendo el valor estándar 350  $\text{kg/cm}^2$ . Se requiere esta resistencia para poder hacer la transferencia del presfuerzo cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de 280  $\text{kg/cm}^2$ . La gran calidad y resistencia generalmente conduce a costos totales menores ya que permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros utilizados [3].

Con ello, se logran ahorros significativos en peso propio, y grandes claros resultan técnica y económicamente posibles. Las deflexiones y el agrietamiento del concreto pueden controlarse y hasta evitarse mediante el presfuerzo. Es posible el uso de aditivos y agregados especialmente en elementos arquitectónicos [3].

Contracción por secado. Las mezclas de concreto contienen mayor cantidad de agua que la requerida para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo. La velocidad y terminación del fraguado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y forma del elemento. Uno de los efectos del fraguado del concreto es la disminución del volumen del mismo, lo que provoca pérdidas considerables de la fuerza de presfuerzo. Asimismo, la contracción provoca grietas que deben evitarse con acero de refuerzo y en algunos casos con fibras y aditivos [3].

La contracción del concreto es proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla; si se requieren contracciones mínimas, la relación agua-cemento a utilizarse deberá ser la mínima, con revenimientos no mayores que 10 cm. La calidad de los agregados es otro factor que influye en la contracción por secado. Agregados duros y densos de baja absorción y módulo de elasticidad de valor alto provocarán una contracción menor [3].

La magnitud de la deformación unitaria por contracción,  $\epsilon_c$ , varía desde:  $\epsilon_c = 0$ , si el concreto es almacenado bajo el agua o en condiciones muy húmedas, hasta  $\epsilon_c = 0.001$  en ambientes muy secos. Con propósitos de diseño, un valor promedio de deformación unitaria por contracción será de 0.0002 a 0.0006 para las mezclas usuales de concreto empleadas en elementos presforzados. Las Normas Técnicas Complementarias (NTC-C) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal establecen un valor de  $\epsilon_c = 0.001$  [3].

Comportamiento elástico. Convencionalmente y por razones prácticas, podemos considerar que la parte ascendente de la gráfica esfuerzo-deformación del concreto exhibe un comportamiento elástico, aunque se sabe que no siempre estas deformaciones son recuperables y la gráfica no es una línea recta perfecta. Esta consideración nos permite hacer diseños elásticos y fijar un módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto,  $f'_c$ . La NTC-C establece para concretos tipo I, que es el empleado en concreto presforzado, el siguiente valor de módulo de elasticidad,  $E_c$ , en  $\text{kg/cm}^2$ :

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 1.11}$$

Al igual que ocurre con otros materiales elásticos, cuando el concreto se comprime en una dirección se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson y su valor varía de 0.15 a 0.20. Este efecto puede modificar sensiblemente el presfuerzo en elementos con presfuerzo biaxial [3].

Deformaciones por flujo plástico. Debido a la presencia de esfuerzos permanentes, las partículas que forman el concreto experimentan un reacomodo que modifica las dimensiones de los elementos. Este fenómeno es conocido como flujo plástico [3].

El flujo plástico en el concreto depende de la magnitud de las cargas permanentes, de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser

cargado. La deformación de compresión ocasionada por el flujo plástico tiene un efecto importante en el presfuerzo provocando una disminución o pérdida de la fuerza efectiva [3].

Las NTC-C proponen la siguiente ecuación para obtener el coeficiente de deformación axial diferido final  $C_f$ :

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i} \quad \text{Ec. 1.12}$$

en donde  $\delta_f$  y  $\delta_i$  son las deformaciones final e inicial, respectivamente. Cuando no se conocen los valores de  $\delta_f$  y  $\delta_i$  se supondrá  $C_f = 2.4$  [3].

### ACERO DE PRESFUERZO

El acero de presfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de presfuerzo: alambres, torón y varillas de acero de aleación [3].

Alambres. Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado, se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16 000 hasta 19 000  $\text{kg/cm}^2$  [3].



Fig. 1.39.- Alambre de presfuerzo [12].



**Torón.** El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos (Fig. 1.40); sin embargo, las propiedades mecánicas comparadas con las de los alambres mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. La resistencia a la ruptura ( $f_{sr}$ ) es de 19 000 kg/cm<sup>2</sup> para el grado 270K (270 000 lb/pulg<sup>2</sup>), que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm<sup>2</sup>, respectivamente [3].



Fig. 1.40.- Torón utilizado en concreto presforzado [13].

<b>Grado ASTM A-416</b>				
Diámetro nominal cm	Peso por 1 000 pies kg	Area aproximada cm <sup>2</sup>	Resistencia a la ruptura kg	Carga de tensado kg
0.635	55.266	0.230	4 086	2 860
0.794	89.694	0.423	6 583	4 608
0.953	124.122	0.515	9 080	6 356
1.110	168.969	0.702	12 258	8 580
1.270	223.782	0.928	16 344	11 440
<b>Grado 270K</b>				
Diámetro nominal cm	Peso por 1 000 pies kg	Area aproximada cm <sup>2</sup>	Resistencia a la ruptura kg	Carga de tensado kg
0.953	132.422	0.567	10 430	7 301
1.110	181.400	0.754	14 058	9 840
1.270	238.088	0.980	18 729	13 110

Tabla 3.- Torón sin recubrimiento aliviados de esfuerzo (Sistema métrico) [2].





Varillas de acero de aleación. La alta resistencia en varillas de acero se obtiene mediante la introducción de algunos minerales de aleación durante su fabricación. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío se les libera de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían de 1/2" hasta 13/8" [3].

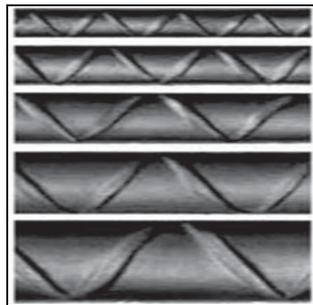


Fig. 1.41.- Varillas de acero de aleación [13].

Características esfuerzo-deformación del presfuerzo. En la Figura 1.42 se muestra una gráfica resistencia-deformación para torones con distinto diámetro; para el torón de 1/2" esta gráfica también es de esfuerzo-deformación porque el área del torón es  $0.987 \text{ cm}^2$ , casi uno. Se observa que el acero de presfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia definido. Usualmente este esfuerzo se calcula como el correspondiente a una deformación unitaria de 1.0 por ciento; en la gráfica se observa que el esfuerzo correspondiente a esa deformación es 17 000 y 17 500  $\text{kg/cm}^2$  para los aceros normal y de bajo relajamiento, respectivamente. Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es semejante al del refuerzo ordinario, esto es, alrededor de 2 000 000  $\text{kg/cm}^2$ . Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad está entre 1 900 000 y 1 960 000  $\text{kg/cm}^2$  [3].



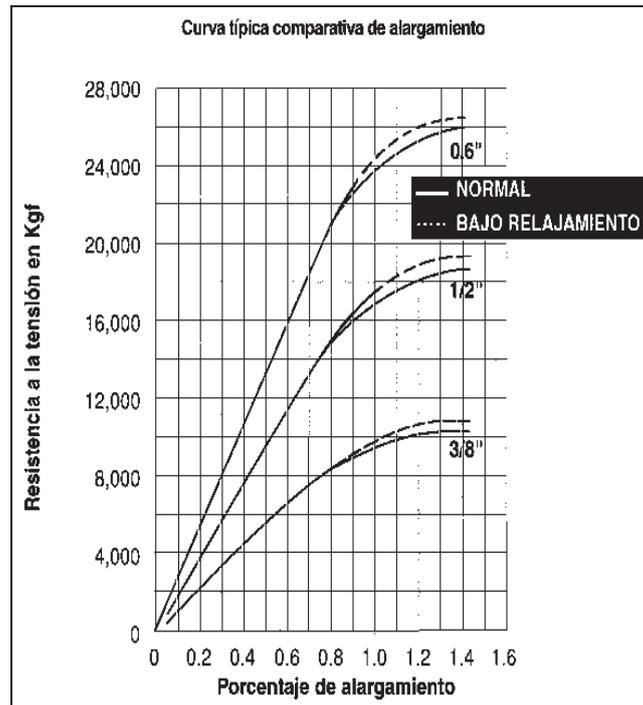


Fig. 1.42.- Curva fuerza-deformación para tres torones de distinto diámetro [3].

Después del inicio de la fluencia del acero, los alambres muestran una fluencia gradual y la curva continúa creciendo hasta la falla. Las varillas de aleación tienen características similares a aquellas de los alambres redondos o de los torones, pero sus límites proporcionales y resistencias son de 30 a 40% menores. El esfuerzo máximo al que se tensan los torones es  $0.8 f_{sr}$ , que, como se aprecia en la Figura 1.42, es un esfuerzo de  $15,200 \text{ kg/cm}^2$ , para un torón de  $1/2"$  y está debajo del esfuerzo de fluencia. El esfuerzo de servicio final, una vez que se han presentado todas las pérdidas, será entre 15 y 30% menor que el esfuerzo de tensado [3].

Relajación del acero. Cuando al acero de presfuerzo se le mantiene en tensión experimenta un reajuste y rompimiento interno de granos conocido como relajación. Esta relajación debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza presforzante. Actualmente, la mayoría de los aceros son de baja relajación y son conocidos como Acero de Baja Relajación o LO-LAX, y deben preferirse sobre los otros para evitar pérdidas excesivas [3].



## ACERO DE REFUERZO

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto presforzado. La resistencia nominal de este acero es  $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$ . Este acero es muy útil para [3]:

- Aumentar ductilidad
- Aumentar resistencia
- Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- Resistir cortante y torsión
- Restringir agrietamiento por maniobras y cambios de temperatura
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar al concreto

## ACERO ESTRUCTURAL

En muchos elementos prefabricados es común el uso de placas, ángulos y perfiles estructurales de acero. Éstos son empleados en conexiones, apoyos y como protección. El esfuerzo nominal de fluencia de este acero es de  $2\,530 \text{ kg/cm}^2$  [3].

## MALLA ELECTROSOLDADA

Por su fácil colocación, las retículas de alambre o mallas Electrosoldadas se emplean comúnmente en aletas de trabes cajón, doble te y similares. El esfuerzo nominal de fluencia es de  $5,000 \text{ kg/cm}^2$ . La nominación más común de los distintos tipos de malla es como sigue:

$$S_L \times S_T - C_{ML} / C_{MT}$$

en donde S es la separación en pulgadas,  $C_M$  es el calibre y L y T son las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. La malla más comúnmente utilizada es la 6x6 - 6/6 [3].



Características Geométricas y Utilización de vigas AASHTO Tipo I a VI.

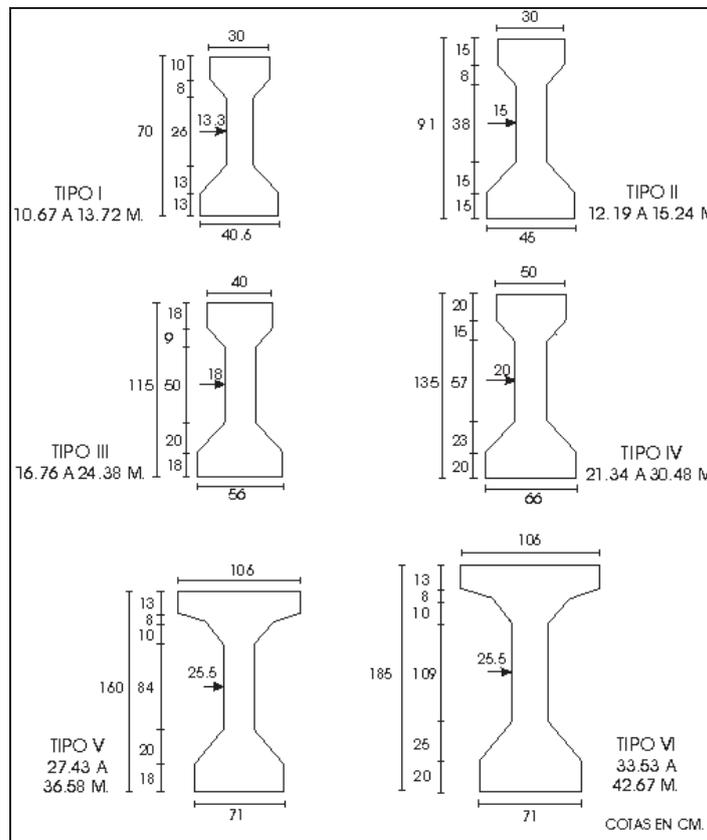


Fig. 1.43.- Secciones I de vigas AASHTO [14].

Tipo	H (cm)	B1 (cm)	B2 (cm)	Claro (m)	A (cm <sup>2</sup> )
I	71	40	30	10 a 13	1,743
II	91	45	30	12 a 18	2,325
III	115	56	40	16 a 24	3,629
IV	135	66	50	21 a 30	4,974
V	160	71	107	27 a 36	6,463
VI	183	71	107	33 a 42	6,923

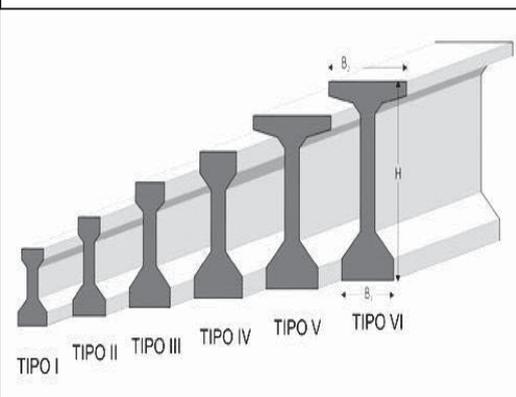


Tabla 4.- Propiedades de secciones de trabes AASHTO para puentes [15].





Empresas que fabrican el presfuerzo.

 Apasco	 Avianda	 Camesa	 Fapresa	 Grupo Ticonsa	 Hercab	 Icopza	 Inpresa	 Itisa	 Premex	 Presisa	 Pretocreto	 Pret-ica	 Sepsa	 Vibosa
--	---	--	---	---	--	--	---	---	--	---	--	--	---	--

Tabla 5. - Empresas que fabrican vigas presforzadas pertenecientes a la ASOCIACIÓN NACIONAL DE INDUSTRIALES DEL PRESFUERZO Y LA PREFABRICACIÓN, A.C. (ANIPPAC) [14].



## 2. ESPECIFICACIONES

### 2.1.- Estructuras de Concreto Presforzado

La Norma N-CTR-CAR-1-02-007/01 contiene los aspectos a considerar en la construcción de estructuras de concreto presforzado.

#### DEFINICIÓN

Las estructuras de concreto presforzado son las formadas por uno o varios elementos de concreto hidráulico sometidos a esfuerzos previos de compresión que alivian o eliminan los esfuerzos de tensión que se producen en condiciones de servicio. Las estructuras de concreto presforzado se clasifican en estructuras postensadas y estructuras pretensadas y pueden ser elementos colados en el sitio o elementos precolados.

#### MATERIALES

Los materiales que se utilicen en la construcción de estructuras de concreto presforzado, cumplirán con lo establecido en las Normas aplicables de la Parte 2: *Materiales para Estructuras*, del Libro CMT: *Características de los Materiales*, descritas en los subcapítulos posteriores, salvo que el proyecto indique otra cosa o así lo apruebe la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Para prevenir la corrosión, se prohíbe el uso de aditivos que contengan cloruro de calcio para fabricar el concreto para estructuras presforzadas, especialmente cuando se emplea curado a vapor.

No se aceptará el suministro y utilización de materiales que no cumplan con lo indicado en las Normas anteriormente mencionadas, ni aun en el supuesto de que serán mejorados posteriormente en el lugar de su utilización por el Contratista de Obra.

Si en la ejecución del trabajo y a juicio de la Secretaría, los materiales presentan deficiencias respecto a las características establecidas, se suspenderá inmediatamente el trabajo en tanto que el Contratista de Obra los corrija o los

reemplace por otros adecuados, por su cuenta y costo. Los atrasos en el programa de ejecución detallado por concepto y ubicación, que por este motivo se ocasionen, serán imputables al Contratista de Obra.

### **EQUIPO**

El equipo que se utilice para la construcción de estructuras de concreto presforzado, será el adecuado para obtener la calidad especificada en el proyecto, en cantidad suficiente para producir el volumen establecido en el programa de ejecución detallado por concepto y ubicación, conforme al programa de utilización de maquinaria, siendo responsabilidad del Contratista de Obra su selección. Dicho equipo será mantenido en óptimas condiciones de operación durante el tiempo que dure la obra y será operado por personal capacitado. Si en la ejecución del trabajo y a juicio de la Secretaría, el equipo presenta deficiencias o no produce los resultados esperados, se suspenderá inmediatamente el trabajo en tanto que el Contratista de Obra corrija las deficiencias, lo reemplace o sustituya al operador. Los atrasos en el programa de ejecución, que por este motivo se ocasionen, serán imputables al Contratista de Obra.

#### **Gatos hidráulicos**

De la capacidad y en la cantidad suficiente, de acuerdo con los requisitos establecidos en el proyecto o aprobados por la Secretaría.

#### **Manómetros**

Dispositivos de indicación del equipo de tensado empleado para medir los esfuerzos inducidos en las operaciones de pretensado o postensado.

### **TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO**

El transporte y almacenamiento de todos los materiales son responsabilidad exclusiva del Contratista de Obra y los realizará de tal forma que no sufran alteraciones que ocasionen deficiencias en la calidad de la obra, tomando en cuenta lo establecido en las Normas aplicables de la Parte 2:

*Materiales para Estructuras*, del Libro CMT: *Características de los Materiales*, descritas posteriormente. Se sujetarán en lo que corresponda, a las leyes y reglamentos de protección ecológica vigentes.

Los dispositivos para el manejo y la sujeción lateral de las trabes, sólo podrán ser retirados cuando éstas queden montadas en su posición final y debidamente contraventeadas.

## EJECUCIÓN

### Consideraciones generales

Para la construcción de estructuras de concreto presforzado se considerará lo señalado en la Cláusula D. de la Norma N-LEG-3, *Ejecución de Obras*.

El Contratista de Obra facilitará el acceso al sitio de fabricación de las piezas, para que el personal que asigne la Secretaría verifique el cumplimiento del proyecto en tiempo y calidad, los procedimientos de construcción y pueda efectuar los muestreos y pruebas que considere necesarias.

Durante la ejecución de la obra, el Contratista de Obra dispondrá de los servicios de un técnico especializado en concreto presforzado, experto en el sistema que se vaya a emplear, para supervisar la fabricación en las diferentes etapas y el manejo de todos los elementos estructurales y de sus partes.

### Acero de presfuerzo

El tipo, dimensiones, características y ubicación del acero de refuerzo adicional y de presfuerzo, así como los dispositivos para su colocación y tensado, serán los establecidos en el proyecto o aprobados por la Secretaría.

La habilitación y colocación del acero de presfuerzo, así como del refuerzo adicional, se ejecutarán considerando lo establecido en la Normas: N-CMT-2-03-002/04, *Acero de Presfuerzo para Concreto Hidráulico*, y

N-CMT-2-03-001/07, *Acero de Refuerzo para Concreto Hidráulico*; las cuales se describen posteriormente.

### **Ductos**

Los ductos y sus uniones serán herméticos, para impedir la entrada de agua o lechada del concreto hidráulico. Los ductos no se arrastrarán ni se dejarán caer; al colocarse estarán libres de materias extrañas, abolladuras u oxidación.

A menos que el proyecto indique otra cosa o así lo apruebe la Secretaría, el diámetro interior de los ductos será entre 4 y 6 milímetros mayor que el diámetro del cable.

Los ductos se mantendrán en posición sujetándolos firmemente al acero de refuerzo o al molde, de acuerdo con lo establecido en el proyecto o aprobado por la Secretaría; no se permitirá el colado hasta que la Secretaría apruebe la posición de los ductos y su fijación.

### **Concreto hidráulico**

El tipo y características del concreto hidráulico, serán los establecidos en el proyecto o aprobados por la Secretaría.

La fabricación y colocación del concreto hidráulico, se ejecutarán considerando lo establecido en la Norma N-CMT-2-02-005/04, *Calidad del Concreto Hidráulico*; la cual se describe posteriormente.

Las cabezas o placas de concreto hidráulico para la distribución de los esfuerzos en los extremos de las trabes serán precoladas, empleando moldes especiales para garantizar la precisión de su geometría, teniendo especial cuidado en su fabricación, manejo y colocación; no se aceptarán las que presenten desportilladuras o cualquier otro defecto, de acuerdo con lo establecido en el proyecto o aprobado por la Secretaría.

## Tensado

A menos que el proyecto indique otra cosa o así lo apruebe la Secretaría, en elementos postensados, el tensado inicial se hará después de que el concreto hidráulico haya adquirido el 80% de la resistencia a la compresión de proyecto ( $f'c$ ), previa verificación de que los cables se deslicen libremente dentro de los ductos. El tensado total se realizará cuando el concreto hidráulico haya adquirido la resistencia a la compresión que establezca el proyecto ( $f'c$ ). En el caso de trabes el alma estará en posición vertical y con la sujeción lateral necesaria.

Las tensiones aplicadas a cada cable, correspondientes a la carga de proyecto, se verificarán con el alargamiento medido en el extremo del cable o en ambos extremos cuando se tense por los dos lados. De no satisfacerse esta correspondencia, se suspenderá el tensado en tanto que se corrijan las causas. Si las causas son ocasionadas por negligencia del Contratista de Obra, éste las corregirá por su cuenta y costo; los atrasos en el programa de ejecución, que por este motivo se ocasionen, serán imputables al Contratista de Obra.

A menos que el proyecto indique otra cosa o así lo apruebe la Secretaría, una vez que se haya terminado el tensado y dentro de un plazo máximo de 24 horas, se llenarán los ductos inyectándolos a presión con lechada de cemento con la proporción establecida en el proyecto o aprobada por la Secretaría.

En elementos colados en el lugar, la remoción de las cimbras o moldes sólo podrá efectuarse después de aplicado el tensado inicial o el total, protegiendo los cables de acuerdo con lo establecido en el proyecto o aprobado por la Secretaría.

## Conexiones entre elementos

Las conexiones entre elementos de las estructuras de concreto presforzado para sistemas estructurales, se ejecutarán de tal manera que cumplan con:

- Transmitir el cortante, el momento, la tensión axial y la compresión axial, según lo indique el proyecto.
- Adaptarse a todas las combinaciones de carga de diseño, incluyendo la superposición de la carga viva, la carga por viento y los efectos sísmicos, dentro de los esfuerzos y deformaciones permisibles en el elemento, en su apoyo y en el ensamble total de la conexión.
- Absorber los cambios de volumen debidos al flujo plástico, la contracción y la temperatura, sin exceder los esfuerzos y deformaciones permisibles en el elemento, su apoyo y en el ensamble total de la conexión.
- Aceptar las sobrecargas, es decir la carga última de diseño, de manera que no se presenten fallas en las juntas y conexiones antes de la falla principal en el elemento, a menos que la junta se diseñe precisamente para romperse antes de presentarse dicha falla.
- Funcionar como conexión según lo establezca el proyecto, ya sea junta de expansión, de continuidad, articulada o de otro tipo, sin importar los efectos del tiempo y del ambiente previstos.
- Resistir la corrosión y el fuego de acuerdo con el proyecto, así como los giros y expansiones debidos a los incrementos de temperatura mientras el elemento esté expuesto al fuego.
- Asegurar un asiento y funcionamiento adecuado, a pesar de las desviaciones máximas permisibles acumuladas en las tolerancias de fabricación y montaje.
- Asegurar la impermeabilidad bajo condiciones de trabajo.
- Suministrar los medios mecánicos necesarios para evitar que un elemento caiga de su asiento bajo condiciones de sismo.

## Conservación de los trabajos

Es responsabilidad del Contratista de Obra la conservación de las estructuras de concreto presforzado, hasta que hayan sido recibidas por la Secretaría, junto con todo el tramo de carretera.

## CRITERIOS DE ACEPTACIÓN O RECHAZO

Además de lo establecido anteriormente, para que las estructuras de concreto presforzado se consideren terminadas y sean aceptadas por la Secretaría, con base en el control de calidad que ejecute el Contratista de Obra, mismo que podrá ser verificado por la Secretaría cuando lo juzgue conveniente, se comprobará que:

### Anclajes

Los anclajes desarrollen al menos el 100% de la resistencia última estipulada en el proyecto y que ésta sólo se use en donde la longitud de adherencia sea igual o mayor que la longitud de adherencia requerida para desarrollarla, considerando:

- Que la longitud de adherencia requerida se ubique entre el anclaje y la zona donde se desarrolla la fuerza completa de presfuerzo bajo condiciones de servicio y cargas últimas y que la longitud de adherencia se haya determinado probando un tendón de tamaño natural.
- Que en el estado adherido, el anclaje desarrolle el 100% de la resistencia última estipulada en el proyecto, o que la haya desarrollado en el estado no adherido.

Los anclajes no adheridos de tendones, desarrollen la resistencia última estipulada en el proyecto del acero de presfuerzo, con una deformación permanente que no disminuya la resistencia última esperada, así como que la elongación total durante la carga última del tendón no sea menor del 2% de la



longitud del tendón cuando se mida en especímenes con una longitud mínima de 3 metros.

### Geometría

Las dimensiones de cualquier sección transversal de una trabe o columna, no difieran de las de proyecto en más de 0.01 de la dimensión para la que se considera la tolerancia más 2 milímetros o en menos de 0.005 de dicha dimensión más 1.5 milímetros, como se muestra en la Figura 2.1.

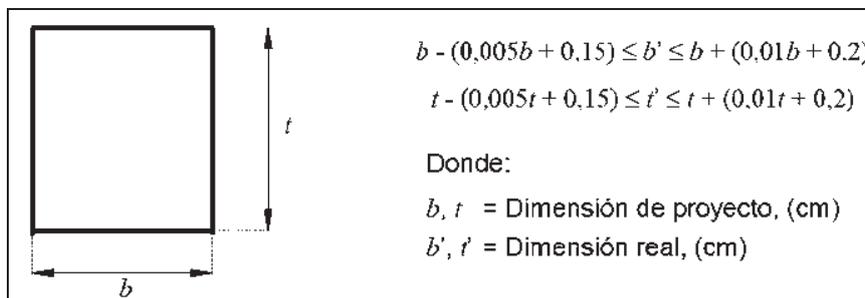


Fig. 2.1.- Tolerancia para la sección transversal de trabes o columnas [16].

El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no difiera de las dimensiones de proyecto en más de 0.05 de e más 5 milímetros, ni menos de 0.03 de e más 3 milímetros, en donde e es el espesor de la zapata, losa, muro o cascarón, como se muestra en la siguiente Figura.

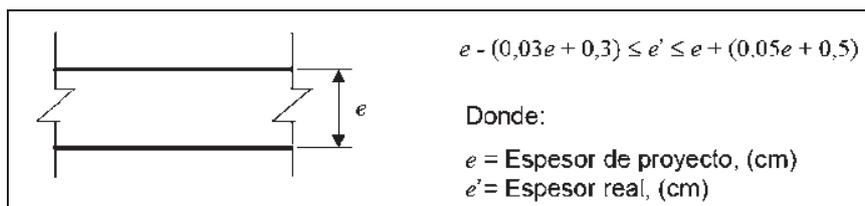


Fig. 2.2.- Tolerancia para el espesor de zapatas, losas, muros y cascarones [16].

La distancia vertical entre el eje centroidal de una trabe de sección constante y la recta que une los centroides de las secciones transversales extremas, antes de aplicar el presfuerzo, no exceda de 0.01 del peralte de la trabe más 2 milímetros, y que en el sentido horizontal no exceda de 0.005 del ancho o patín de mayor dimensión de la trabe más 4 milímetros, como se muestra en la siguiente Figura:



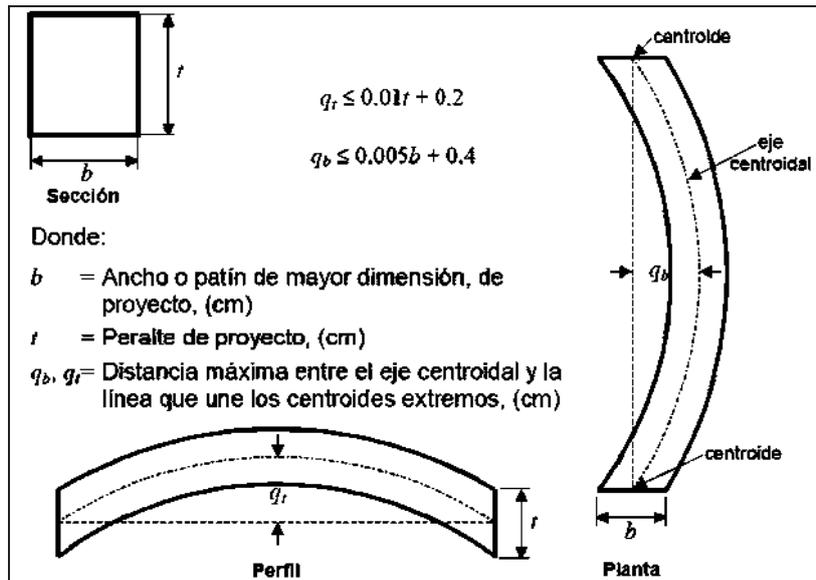


Fig. 2.3.- Tolerancia para el combamiento de traveses antes del presfuerzo [16].

Una vez aplicado el presfuerzo, la distancia horizontal entre el eje centroidal de una trabe y la recta que une los centroides de las secciones extremas, no sea mayor de  $L$  entre 700 o de  $b$  entre 20, en donde  $L$  es la longitud total de la trabe y  $b$  su ancho o patín de mayor dimensión, como se muestra en la Figura 2.4.

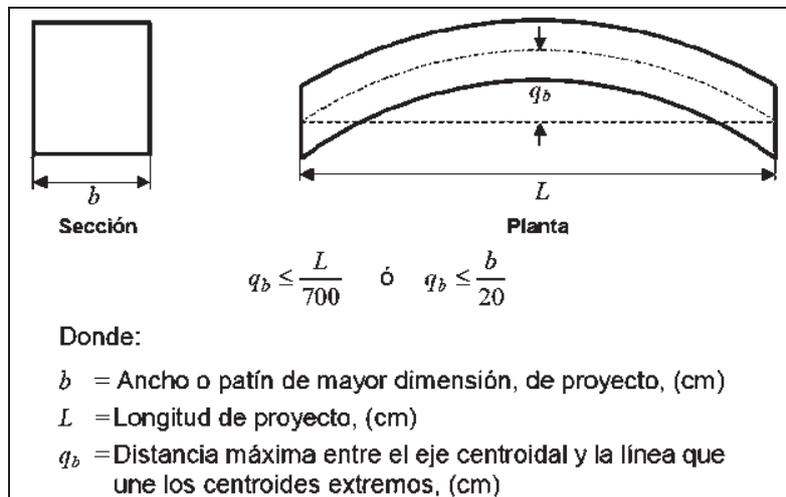


Fig. 2.4.- Tolerancia para el combamiento de traveses después del presfuerzo [16].





La distancia entre el eje centroidal de una losa y la recta que une los centroides de las secciones transversales extremas, en ambas direcciones, no exceda de 0.02 del espesor de la losa más 10 milímetros, como se muestra en la siguiente Figura:

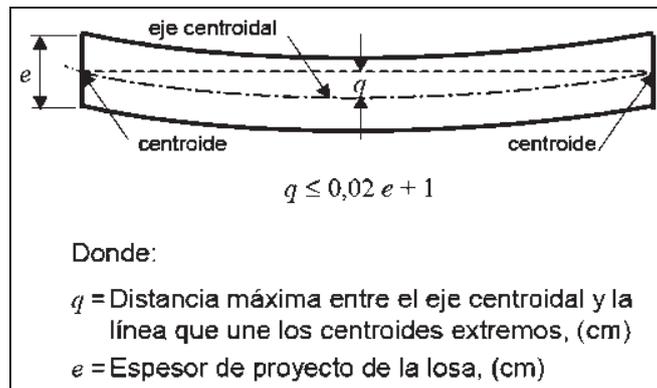


Fig. 2.5.- Tolerancia para el pandeo de losas [16].

El desplome de una columna o el efecto combinado de excentricidad y desplome, no exceda de 0.02 de la dimensión de la columna, en la dirección del desplome más 10 milímetros, como se muestra en la siguiente Figura:

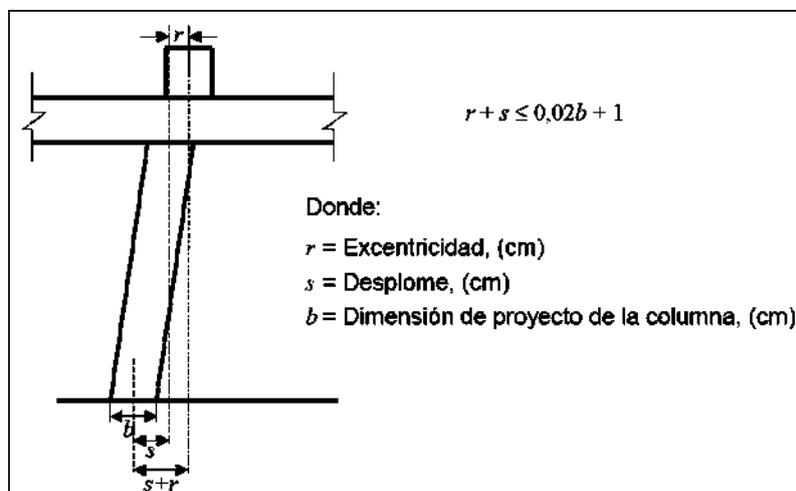


Fig. 2.6.- Tolerancia para excentricidad y desplome de columnas [16].

La distancia entre el eje centroidal de una columna y la recta que une los centroides de las secciones transversales extremas, no sea mayor de 0.01 de  $b$  más 2 milímetros, en donde  $b$  es la dimensión de la sección de la columna, en la dirección de la medida de la tolerancia, como se muestra en la Figura 2.7.



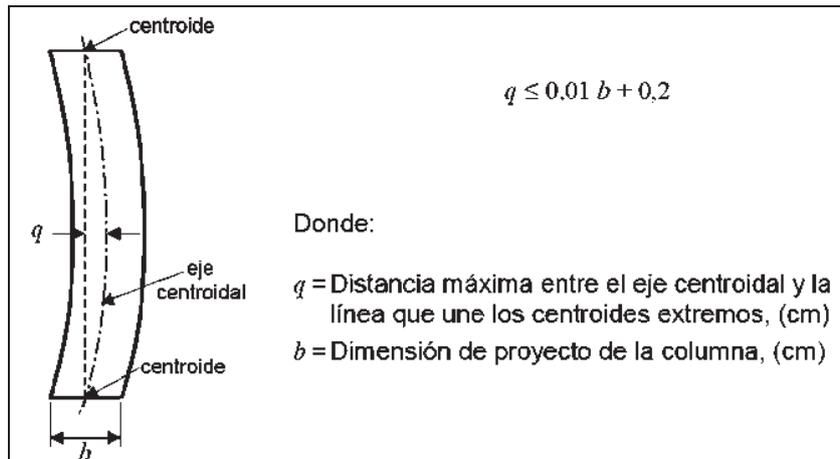


Fig. 2.7.- Tolerancia para el combamiento de columnas [16].

### Desviación angular

La desviación angular de los ejes de cualquier sección transversal de una trabe o columna coladas en el lugar, respecto a los de proyecto, no exceda de 1 grado. En elementos precolados, la desviación no sea mayor de 0.5 grados, como se muestra en la siguiente Figura:

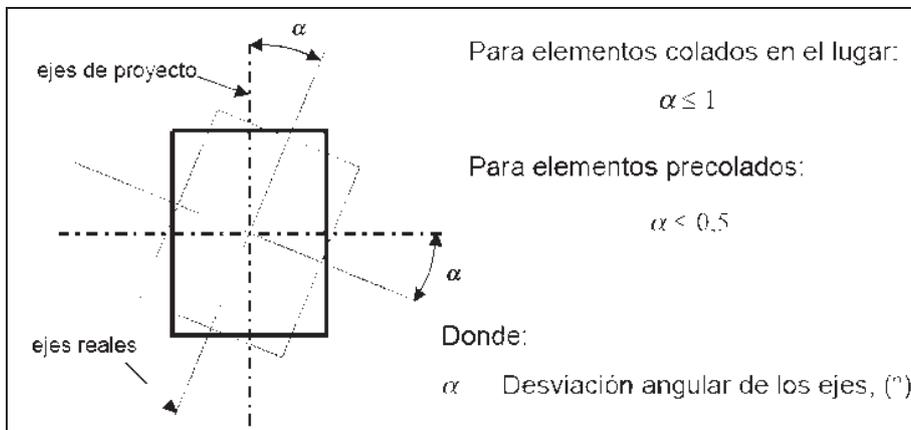


Fig. 2.8.- Tolerancia para la desviación angular de trabes o columnas [16].





### Posición

Los ejes de apoyo de las trabes no difieran de los de proyecto, longitudinalmente en más de 2 milímetros y transversalmente en más de 5 milímetros, como se muestra en la Figura 2.9.

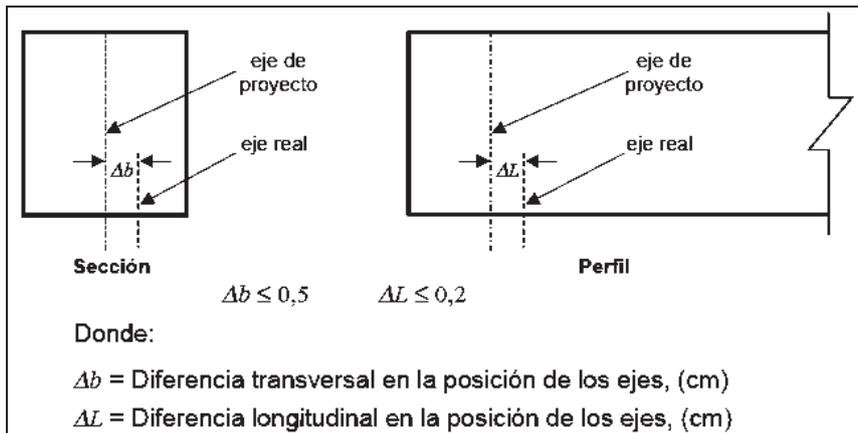


Fig. 2.9.- Tolerancia para posición de trabes [16].

Los ejes de la sección transversal de una columna en su base, no disten de los del trazo en más de 0.01 de la dimensión de la sección de la columna, perpendicular al eje de que se trate, más 10 milímetros, como se muestra en la siguiente Figura:

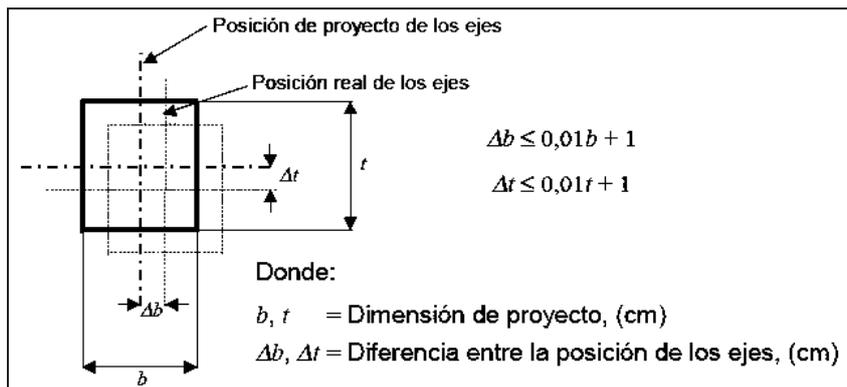


Fig. 2.10.- Tolerancia para posición de columnas [16].

### Acabado

El concreto sea uniforme y esté libre de canalizaciones, depresiones, ondulaciones o cualquier otro tipo de irregularidades.



Todas las superficies del concreto estén exentas de bordes, rugosidades, salientes u oquedades de cualquier clase y presenten el acabado superficial que fije el proyecto o que apruebe la Secretaría [16].

## 2.2.- Presfuerzo

La Norma N-CMT-2-03-002/04 contiene los requisitos de calidad del acero de presfuerzo (torón) compuesto de siete alambres sin recubrimiento, relevado de esfuerzos que se utilice en estructuras de concreto pretensadas o postensadas, la cual establece lo siguiente:

### DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

El acero de presfuerzo es un cable denominado *torón*, compuesto de seis alambres dispuestos en forma helicoidal sobre uno central, con un paso uniforme no menor de doce ni mayor de dieciséis veces el diámetro nominal del torón. Los torones se clasifican en dos grados según su resistencia última mínima, como se indica en la siguiente tabla:

Grado	Resistencia última MPa (kg/cm <sup>2</sup> ), mínimo
176	1 725 (17 590)
190	1 860 (18 967)

Tabla 6.- Clasificación de los torones según su resistencia última [17].

### REQUISITOS QUÍMICOS

El material para la fabricación de los torones será acero al carbono. Debido a que los torones se producen básicamente por sus propiedades mecánicas, no se especifica la composición química de los alambres y por consiguiente no es necesario identificar la colada, ya que es posible que se requieran alambres provenientes de diferentes coladas, para fabricar el paquete o rollo. La verificación de los torones consistirá en identificar los rollos o carretes como los suministra e informa el fabricante.

## REQUISITOS FÍSICOS

El acero será de calidad tal que cuando sea estirado en frío para formar alambre redondo con el diámetro nominal requerido y posteriormente sometido a un proceso de fabricación para formar el torón, relevado de esfuerzos después de torcerse, tendrá las propiedades y características indicadas en la Norma mencionada.

Después de terminada la operación de torcido, todos los torones serán sometidos a un tratamiento térmico continuo de relevado de esfuerzos, para obtener las propiedades mecánicas exigidas.

### Acabado

El alambre para la fabricación del torón tendrá un acabado común estirado en frío. Los torones tendrán un diámetro uniforme, sin defectos perjudiciales.

Cuando el torón se corte, sin sujetadores, los alambres no deben quedar fuera de su posición. Cuando uno o varios alambres queden fuera de su posición y sea posible acomodarlos manualmente, el torón se considerará como satisfactorio.

A menos que el proyecto o la Secretaría especifiquen lo contrario, no se aceptarán juntas ni traslapes en la longitud total de los torones.

Durante el proceso de fabricación de los alambres individuales para fabricar el torón, se permitirá la soldadura antes del tratamiento térmico de patentado o en la última etapa de patentado del alambre, antes del estirado final.

Durante la fabricación del torón, pueden hacerse juntas soldadas a tope en los alambres individuales, previendo que no exista más de una junta en cualquier tramo de cuarenta y cinco metros de torón terminado. Cuando el proyecto o la Secretaría especifiquen *torón sin uniones soldadas*, se proporcionará un producto libre de soldadura.

No se permitirá que los torones estén aceitados o engrasados; la oxidación no será motivo de rechazo siempre que ésta no haya causado picaduras visibles a simple vista.

### Dimensiones

El torón terminado se clasifica con el diámetro nominal, en milímetros, como se indica en la Tabla 7, con una tolerancia para los torones grado 176, de  $\pm 0.40$  milímetros y para grado 190, de  $+0.66$  a  $-0.15$  milímetros; dicho diámetro será medido como se muestra en la Figura 2.11.

El diámetro del alambre central de cualquier torón, será mayor que el diámetro de cualquiera de los seis alambres exteriores que lo constituyen, conforme a lo indicado en la Tabla 7.

El área nominal del torón terminado será la que se indica en la Tabla 7, según su diámetro nominal. Las variaciones en el área de la sección transversal, como consecuencia de la variación en el diámetro del torón, no serán motivo de rechazo, siempre y cuando las diferencias en el diámetro de los alambres individuales y el diámetro del torón estén dentro de las tolerancias indicadas en la Tabla 7 y en las mencionadas anteriormente.

Pueden emplearse torones relevados de esfuerzos o torones de bajo relajamiento con diámetros nominales hasta diecinueve milímetros, siempre y cuando el proyecto o la Secretaría especifique la resistencia de ruptura, y que cumpla con la resistencia de fluencia.

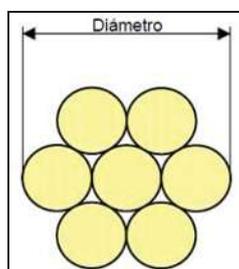


Fig. 2.11.- Sección transversal del torón [17].

Diámetro nominal del torón mm	Diferencia mínima entre el diámetro del alambre central y el diámetro de cualquier alambres exterior mm	Área nominal del torón mm <sup>2</sup>	Masa nominal kg/m
<b>Grado 176</b>			
6,35	0,025	23,22	0,182
7,94	0,038	37,42	0,294
9,52	0,051	51,61	0,405
11,11	0,063	69,68	0,548
12,70	0,076	92,90	0,730
15,24	0,102	139,35	1,094
<b>Grado 190</b>			
9,52	0,051	54,84	0,432
11,11	0,063	74,19	0,582
12,70	0,076	98,71	0,775
15,24	0,102	140,00	1,102

Tabla 7.- Diámetro nominal, diferencia mínima entre alambre central y alambres exteriores, área nominal, masa nominal [17].

## Resistencia a la tensión

La resistencia a la tensión del torón terminado, determinada de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-2-03-002, *Resistencia a la Tensión de Productos Metálicos*, cumplirá con los requisitos de resistencia a la ruptura indicados en la Tabla 8.

El límite de fluencia mínimo del torón terminado, determinado por el método de deformación bajo carga para una deformación del uno por ciento, no será menor del ochenta y cinco por ciento de la resistencia de ruptura mínima indicada en la Tabla 8, según su diámetro nominal.

Diámetro nominal del torón mm	Carga inicial	Carga mínima para alargamiento del 1 %	Resistencia a la ruptura mínima
<b>Grado 176</b>			
6,35	4 000 (408)	34 000 (3 466)	40 000 (4 077)
7,94	6 500 (663)	54 700 (5 576)	64 500 (6 575)
9,52	8 900 (907)	75 600 (7 706)	89 000 (9 072)
11,11	12 000 (1 223)	102 300 (10 428)	120 100 (12 242)
12,70	16 000 (1 631)	136 200 (13 884)	160 100 (16 320)
15,24	24 000 (2 446)	204 200 (20 815)	240 200 (24 485)
<b>Grado 190</b>			
9,52	10 200 (1 040)	87 000 (8 869)	102 300 (10 428)
11,11	13 800 (1 407)	117 200 (11 947)	137 900 (14 057)
12,70	18 400 (1 876)	156 100 (15 912)	183 700 (18 726)
15,24	26 100 (2 661)	221 500 (22 579)	260 700 (26 575)

Tabla 8.- Resistencia a la ruptura para torones; Unidades en N (Kg) [17].

## Alargamiento

El alargamiento del torón terminado, determinado según se indica en el Manual M-MMP-2-03-002, *Resistencia a la Tensión de Productos Metálicos*, cumplirá con los valores indicados en esta Fracción, considerando lo siguiente:

El alargamiento total del torón bajo carga, será como mínimo de 3.5%, con base a una longitud calibrada de 610 milímetros.

Cuando las probetas que se rompan fuera de la zona calibrada y que cumplan con los valores mínimos establecidos, se considerará que satisfacen los requisitos de alargamiento.

Si se cumple con el requisito de alargamiento mínimo antes de la ruptura, no será necesario determinar el valor de alargamiento hasta la carga de ruptura.

## MARCADO

En la designación del torón deben incluirse, como mínimo, datos tales como nombre del material, grado, diámetro, longitud, tipo de embalaje, requisitos especiales si se requieren y la contraseña autorizada de cumplimiento con la Norma.

Cada carrete o rollo de torón llevará dos etiquetas resistentes, firmemente adheridas, en las que se indique la longitud, número de carrete, tamaño, grado, la contraseña autorizada de cumplimiento con la Norma y el nombre o marca del fabricante. Una etiqueta deberá colocarse en el centro del carrete o rollo de forma que no se extravíe durante el traslado y la otra etiqueta deberá colocarse en la parte exterior donde sea accesible para una fácil identificación.

Los productos que cumplan con los requisitos del torón de bajo relajamiento, serán identificados haciendo notar precisamente esta característica.

## EMBALAJE

A menos que se indique lo contrario, los torones se entregarán en carretes o en rollos compactos, que tendrán un diámetro del núcleo de seiscientos diez milímetros como mínimo.

La longitud contenida en los carretes o en los rollos, cumplirá con la establecida en los términos del pedido.

## TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

Con el propósito de evitar el deterioro del acero de presfuerzo antes de su utilización, se tendrá cuidado en su transporte y almacenamiento, atendiendo los siguientes aspectos:

El acero para presfuerzo se almacenará clasificándolo según su diámetro nominal, en locales previamente acondicionados para protegerlo contra la humedad, agentes corrosivos, golpes y partículas incandescentes producidas durante el corte o soldadura.

Los torones deben protegerse contra daños mecánicos durante el embalaje y traslado [17].

### 2.3.- Acero de refuerzo

La Norma N-CMT-2-03-001/07 contiene los requisitos de calidad del acero de refuerzo proveniente de lingote o palanquilla, que se utilice en estructuras de concreto hidráulico, la cual establece lo siguiente:

## DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

Acero de refuerzo para concreto hidráulico es el conjunto de varillas de acero que se utilizan para tomar los esfuerzos internos de tensión que se generan por la aplicación de cargas, contracción por fraguado y cambios de temperatura, en una estructura de concreto hidráulico; pueden ser varillas lisas o corrugadas. El

acero se clasifica como se indica en la Tabla 9, según el esfuerzo de fluencia que puede resistir.

Esfuerzo de fluencia MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Grado
294 (3 000)	30
412 (4 200)	42
510 (5 200)	52
412 (4 200)	42 baja aleación

Tabla 9.- Clasificación del acero según su esfuerzo de fluencia [18].

### REQUISITOS QUÍMICOS

La composición química del acero empleado en la fabricación de varillas proveniente de lingotes o palanquillas, cumplirá con los contenidos máximos de elementos químicos indicados en la Tabla 10.

La selección de los elementos de aleación para obtener las propiedades mecánicas, quedará a criterio del fabricante. Los elementos más comunes para ese propósito son cobre, níquel, cromo, molibdeno, vanadio, niobio, titanio y zirconio, entre otros.

El análisis de colada será tal que el carbono equivalente no sea mayor de 0.55%, calculado conforme a la siguiente expresión:

$$C.E. = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Cu}{40} + \frac{\%Ni}{20} + \frac{\%Cr}{10} - \frac{\%Mo}{50} - \frac{\%V}{10} \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde:

C.E. = Carbono equivalente

%C = Porcentaje de carbono

%Mn = Porcentaje de manganeso

%Cu = Porcentaje de cobre

%Ni = Porcentaje de níquel

%Cr = Porcentaje de cromo

%Mo = Porcentaje de molibdeno

%V = Porcentaje de vanadio

Cuando se especifique en la orden de compra, el fabricante proporcionará por cada colada el contenido de carbono, manganeso, fósforo, azufre y carbono equivalente.

Elemento	Acero			
	Grados 30, 42 y 52		Grado 42 baja aleación	
	Análisis de cada colada	Análisis del producto	Análisis de cada colada	Análisis del producto
Fósforo	0,50	0,62	0,035	0,043
Carbono	---	---	0,30	0,33
Manganeso	---	---	1,50	1,56
Azufre	---	---	0,045	0,053
Silicio	---	---	0,50	0,55

Tabla 10.- Composición química del acero de refuerzo; Unidades en % en masa, máximo [18].

## REQUISITOS FÍSICOS

### Acabados

Las varillas de acero tendrán buena apariencia, sin defectos exteriores perjudiciales tales como grietas, traslapes, quemaduras y oxidación excesiva.

No será causa de rechazo, la presencia en la superficie de escamas, irregularidades u óxido, siempre y cuando desaparezcan mediante la limpieza manual con un cepillo de alambre o chorro de arena y la probeta así limpiada, cumpla con los requisitos dimensionales y mecánicos especificados.

### Dimensiones

La masa de las varillas de acero y el área de su sección transversal, consideradas individualmente, no serán menores del 94% de los valores nominales señalados en la Tabla 11. A menos que se especifique lo contrario, no será motivo de rechazo cualquier exceso en la masa o en el área de las varillas, con respecto a los valores nominales indicados en la Tabla mencionada.

Número de designación	Masa <sup>[1]</sup> nominal por metro kg/m	Dimensiones nominales <sup>[2]</sup>		
		Diámetro mm	Área de la sección transversal mm <sup>2</sup>	Perímetro mm
2,5	0,384	7,9	49	24,8
3	0,556	9,5	71	29,8
4	0,993	12,7	127	39,9
5	1,557	15,9	199	50,0
6	2,223	19,1	287	60,0
7	3,035	22,2	387	69,7
8	3,973	25,4	507	79,8
9	5,037	28,6	642	89,8
10	6,227	31,8	794	99,9
11	7,500	34,9	957	109,6
12	8,938	38,1	1 140	119,7

Nota: El número de designación es el número de octavos de pulgada del diámetro nominal de la varilla.

[1] La masa nominal por metro será calculada con el diámetro nominal en centímetros y la densidad del acero  $\gamma = 7,84 \text{ g/cm}^3$ , empleando la siguiente expresión: **Masa Nominal =  $\gamma \pi D^2 / 40$** .

[2] El perímetro y el área fueron calculados con las ecuaciones tradicionales.

Tabla 11.- Número de designación, masa y dimensiones nominales de las varillas [18].

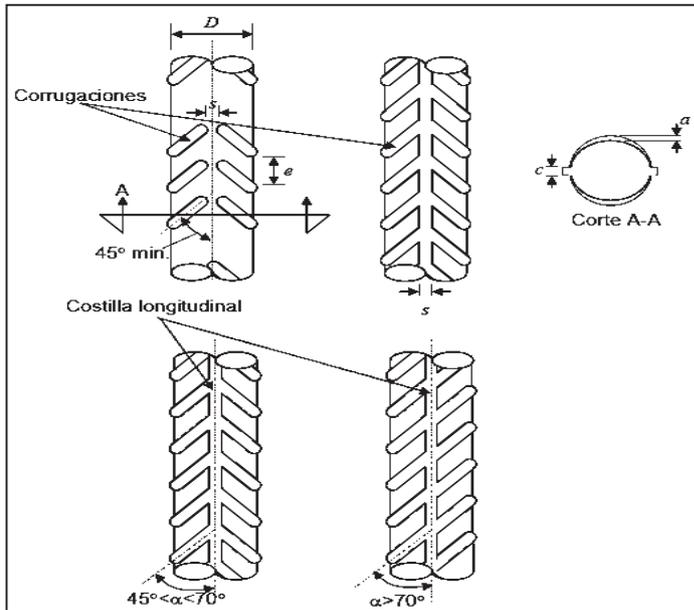
## Corrugaciones

Las corrugaciones estarán distribuidas uniformemente a lo largo de la varilla y el espaciamiento o distancia promedio entre corrugaciones a cada lado de la varilla, no excederá de 0.7 veces su diámetro nominal, como se indica en la Tabla 12 y se ilustra en la Figura 2.12. Las corrugaciones serán similares en tamaño y forma.

La posición de las corrugaciones con respecto al eje longitudinal de la varilla formará un ángulo 45 grados como mínimo. Cuando el eje longitudinal de cada corrugación forme un ángulo con el de la varilla, entre 45 y 70 grados, las corrugaciones de un lado estarán en dirección contraria a la dirección que tienen en el lado opuesto. Cuando el eje de cada corrugación forme un ángulo mayor de 70 grados, no se requiere este cambio de dirección (Fig. 2.12).

Cuando existan dos o más costillas longitudinales, el ancho total de todas ellas no excederá de 25% del perímetro nominal de la varilla.

La altura de las corrugaciones será la indicada en la Tabla 12.



Donde:

$P$  = Perímetro nominal

$D$  = Diámetro nominal

$c$  = Ancho de costilla

$a$  = Altura de corrugaciones

$s$  = Separación entre extremos de corrugaciones =  $0.125 P$

$e$  = espaciamento =  $0.7 D$

$\alpha$  = Ángulo entre el eje longitudinal de la corrugación, con respecto al eje longitudinal de la varilla

Fig. 2.12.- Espaciamento, posición, altura y separación de las corrugaciones [18].

Número de designación	Espaciamento máximo promedio (e)	Altura mínima promedio (a)	Separación máxima entre extremos de corrugaciones transversales (cuerda) (s)
2,5	5,6	0,3	3,1
3	6,7	0,4	3,7
4	8,9	0,5	5,0
5	11,1	0,7	6,3
6	13,3	1,0	7,5
7	15,5	1,1	8,7
8	17,8	1,3	10,0
9	20,0	1,4	11,2
10	22,3	1,6	12,5
11	24,4	1,7	13,7
12	26,7	1,9	15,0

Nota: El número de designación es el número de octavos de pulgada del diámetro nominal de la varilla.

Tabla 12.- Requisitos de corrugación de varillas de acero; Unidades en mm [18].

## Resistencia a la tensión

La resistencia a la tensión de las varillas de acero, determinada según se indica en el Manual M-MMP-2-03-002, *Resistencia a la Tensión de Productos Metálicos*, cumplirá con los valores indicados en la Tabla 13, según el tipo de acero utilizado en su fabricación.



Si la resistencia a la tensión o el límite de fluencia de cualquier espécimen probado resultan menores que los valores indicados en la Tabla 13 y la fractura ocurre fuera del tercio medio de la longitud calibrada, indicada por las marcas grabadas sobre el espécimen antes de la prueba, esos resultados no serán representativos y se repetirá la prueba.

Características	Grado 30	Grado 42	Grado 52	Grado 42 baja aleación
Límite de fluencia mínimo	294 (3 000)	412 (4 200)	510 (5200)	412 (4 200)
Límite de fluencia máximo	---	---	---	540 (5 500)
Resistencia a la tensión, mínima	490 (5 000)	618 (6 300)	706 (7 200)	550 (5 600)

Tabla 13.- Resistencia a la tensión de las varillas de acero; Unidades en MPa ( $\text{kg/cm}^2$ ) [18].

## Alargamiento

El alargamiento de las varillas de acero, determinado según se indica en el Manual M-MMP-2-03-002, *Resistencia a la Tensión de Productos Metálicos*, cumplirá con los valores mínimos indicados en la Tabla 14.

Número de designación de las varillas	Alargamiento mínimo en 200 mm, %			
	Grado 30	Grado 42	Grado 52	Grado 42 baja aleación
2,5	-	9	-	-
3	11	9	-	14
4	12	9	-	14
5	12	9	-	14
6	12	9	-	14
7	-	8	-	12
8	-	8	-	12
9	-	7	-	12
10	-	7	-	12
11	-	7	5	12
12	-	7	5	12

Nota: El número de designación es el número de octavos de pulgada del diámetro nominal de la varilla.

Tabla 14.- Alargamiento de las varillas [18].

## Doblado

Las varillas de acero cumplirán con la prueba de doblado a que se refiere el Manual M-MMP-2-03-003, *Resistencia al Doblado de Productos Metálicos*. Las probetas de varillas con números de designación de 2.5 a 12 se doblarán

alrededor de un mandril, sin agrietarse en la parte exterior de la zona doblada, de acuerdo con los requisitos de doblado indicados en la Tabla 15.

Número de designación de las varillas	A 180 grados		A 90 grados
	Grado 30	Grado 42	Grado 52
2,5	$D = 4d$	$D = 4d$	$D = 5d$
3	$D = 4d$	$D = 4d$	$D = 5d$
4	$D = 4d$	$D = 4d$	$D = 5d$
5	$D = 4d$	$D = 4d$	$D = 5d$
6	$D = 5d$	$D = 5d$	$D = 6d$
7	$D = 5d$	$D = 6d$	$D = 7d$
8	$D = 5d$	$D = 6d$	$D = 7d$
9	$D = 5d$	$D = 8d$	$D = 8d$
10	$D = 5d$	$D = 8d$	$D = 8d$
11	$D = 5d$	$D = 8d$	$D = 8d$
12	$D = 5d$	$D = 8d$	$D = 8d$

Nota: El número de designación es el número de octavos de pulgada del diámetro nominal de la varilla.

$D$  = Diámetro del mandril;  $d$  = Diámetro nominal de la varilla.

Tabla 15.- Requisitos de doblado [18].

### Inspección metalúrgica macroscópica

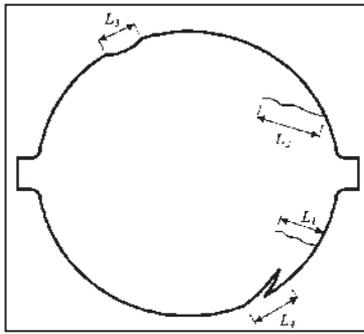
Las varillas de acero se someterán a una inspección metalúrgica macroscópica, de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-2-03-004, *Inspección Metalúrgica Macroscópica de Productos de Acero*, para verificar la presencia de defectos tales como grietas de laminación radiales o tangenciales, traslapes o lajas y defectos superficiales con reducción de área, tubo de laminación o rechupe, grietas de enfriamiento, inclusión de materia contaminante y porosidad, cuyos resultados cumplirán con lo siguiente:

- Grietas de laminación radiales o tangenciales.

Ninguna de las grietas tendrá una longitud mayor del 5% del diámetro nominal de la varilla y la longitud total de las grietas no será mayor del 10% del diámetro nominal de la misma (Fig. 2.13).

- Traslapes o lajas y defectos superficiales con reducción de área.

Ninguno de los traslapes, lajas o defectos superficiales, tendrá una longitud mayor del 5% del diámetro nominal de la varilla; la suma total de estos defectos no será mayor del 10% del diámetro de la misma. El perímetro total dañado no será mayor del 30% del diámetro antes mencionado (Fig. 2.13).



Donde:

$L_1$  = Longitud de una grieta de laminación radial

$L_2$  = Longitud de una grieta de laminación tangencial

$L_3$  = Longitud del defecto superficial

$L_4$  = Longitud del traslape

Fig. 2.13.- Grietas de laminación radiales y tangenciales, defectos superficiales y traslapes [18].

- Tubo de laminación o rechupe

La dimensión máxima del tubo de laminación o rechupe no será mayor del 10% del diámetro nominal de la varilla y el área máxima del defecto no será mayor del 1% de su área nominal (Fig. 2.14).

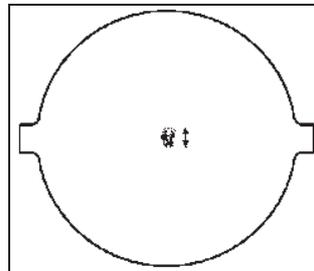


Fig. 2.14.- Tubo de laminación o rechupe [18].

- Grietas de enfriamiento

Ninguna de las grietas de enfriamiento distribuidas en el interior de la sección transversal, tendrá una longitud mayor del 4% del diámetro nominal de la varilla y la suma de las longitudes de dichas grietas no será mayor del 8% del mismo diámetro (Fig. 2.15).

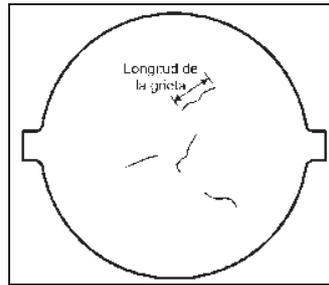
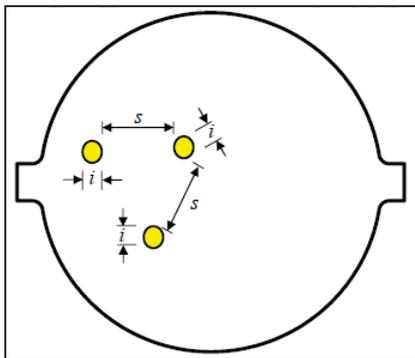


Fig. 2.15.- Grietas de enfriamiento [18].

- Inclusión de materia contaminante

La dimensión máxima de cada inclusión no será mayor del 3% del diámetro nominal de la varilla, la suma de dichas dimensiones no excederá del 10% de dicho diámetro y la suma de las áreas de las inclusiones no será mayor del 1% del área nominal de la varilla. La separación entre inclusiones no será menor de 30% del diámetro nominal de la varilla (Figura 2.16).



Donde:

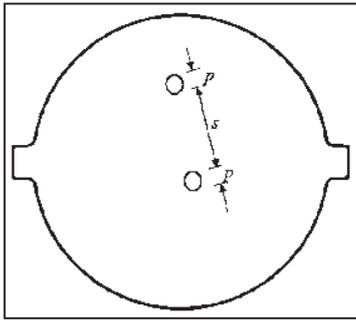
$i$  = Dimensión máxima de la zona de inclusión

$s$  = Separación entre las zonas de inclusión

Fig. 2.16.- Inclusión de materia contaminante [18].

- Porosidad

La dimensión máxima de cada zona porosa no será mayor del 5% del diámetro nominal de la varilla, la suma de dichas dimensiones no excederá del 20% del diámetro nominal antes citado y la suma de las áreas de las zonas porosas no será mayor del 1% del área nominal de la varilla. La separación máxima entre zonas porosas no será menor del 30% del diámetro nominal de la varilla (Fig. 2.17).



Donde:

$p$  = Dimensión máxima de la zona porosa

$s$  = Separación entre las zonas porosas

Fig. 2.17.- Zonas porosas [18].

## MARCADO

El marcado de las varillas corrugadas será realizado por el fabricante en lugar visible, con un espaciamiento máximo entre marca y marca de 2 metros, conforme a lo indicado en el Inciso siguiente.

Las varillas corrugadas suministradas conforme a esta Norma serán marcadas en un solo lado con los siguientes elementos realizados y en el orden en que se indica:

- Identificación del fabricante con letra(s) y símbolo(s).
- Número correspondiente a la designación de la varilla según la Tabla 11 de esta Norma.
- Identificación del grado de la varilla. Puede utilizarse cualquiera de las dos opciones siguientes:
  - Con números arábigos, 30, 42 ó 52, según el grado de la varilla.
  - Para el grado 42 puede utilizarse una línea continua longitudinal a lo largo de 5 espacios y para el grado 52 dos líneas continuas longitudinales a lo largo de 5 espacios.
- La letra W cuando se trate de varilla de baja aleación.
- País de origen, cuando se trate de varillas importadas.
- Esta identificación puede marcarse en cualquiera de los dos lados de la varilla.

## IDENTIFICACIÓN DOCUMENTAL

Cuando el fabricante identifique el pedido de las varillas en cualquier documento, ya sea orden de embarque, remisión, factura, certificado de calidad, entre otros, indicará como mínimo los datos siguientes:

- Cantidad en kilogramos (kg) o en toneladas (t).
- Grado de la varilla.
- Dimensiones:
  - Diámetro nominal en milímetros (mm) o número de designación de acuerdo con lo indicado en la Tabla 11.
  - Longitud de la varilla en metros (m) recta o doblada.
- Presentación: rollo, recta o doblada.

## TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

Con el propósito de evitar el deterioro de las varillas de acero antes de su utilización en la obra, se tendrá cuidado en su transporte y almacenamiento, atendiendo los siguientes aspectos:

Las varillas de acero serán almacenadas y transportadas de tal manera que no estén en contacto directo con superficies húmedas.

Las varillas de acero permanecerán libres de polvo, oxido, pintura, aceite u otros materiales contaminantes.

El acero para refuerzo se almacenará de acuerdo con su diámetro [18].

### 2.4.- Concreto

La Norma N-CMT-2-02-005/04 contiene las características de calidad del concreto hidráulico que se utilice en la construcción de estructuras, la cual establece lo siguiente:

## DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

El concreto hidráulico es una combinación de cemento Pórtland, agregados pétreos, agua y en ocasiones aditivos, para formar una mezcla moldeable que al fraguar forma un elemento rígido y resistente.

De acuerdo con su función, el concreto hidráulico se clasifica como:

### Concreto hidráulico clase 1

Es el concreto cuya masa volumétrica, en estado fresco, está comprendida entre 2 200) y 2 400 kilogramos por metro cúbico ( $\text{kg/m}^3$ ), determinada de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-2-02-053, *Características del Concreto con Inklusor de Aire*.

Al alcanzar su fraguado final, tendrá una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) igual a 24.5 MPa (250  $\text{kg/cm}^2$ ) o mayor.

### Concreto hidráulico clase 2

Es el concreto cuya masa volumétrica, en estado fresco, está comprendida entre 1 800 y 2 200 kilogramos por metro cúbico ( $\text{kg/m}^3$ ), determinada de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-2-02-053, *Características del Concreto con Inklusor de Aire*.

Al llegar a su fraguado final, tendrá una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) menor de 24.5 MPa (250  $\text{kg/cm}^2$ ).

De acuerdo con su forma de elaboración, el concreto hidráulico se clasifica como:

### Concreto hidráulico hecho en obra

Se fabrica en la obra mediante un equipo mecánico ligero denominado revoladora, dosificando generalmente sus componentes en volumen, o bien con equipos mayores como plantas dosificadoras, donde el proporcionamiento se hace por masa.

## Concreto premezclado

Se dosifica o premezcla en una planta, por lo general no ubicada dentro de la obra, y posteriormente se le transporta en camiones mezcladores o de volteo al sitio requerido. La dosificación siempre se hace en masa. Si la planta sólo dosifica, ésta introduce los materiales a un equipo revolovedor mecánico automotor, con capacidad promedio de 6 metros cúbicos, el cual, durante el trayecto de la planta a la obra, realiza el mezclado.

## REQUISITOS DE LOS COMPONENTES

### Cemento Pórtland

El cemento Pórtland cumplirá con lo indicado en la Norma N·CMT·2·02·001, *Calidad del Cemento Pórtland*. Cuando el proyecto no especifique el tipo de cemento por usar en cada caso, se debe entender que se trata de cemento Pórtland ordinario (CPO).

### Agregados

Los agregados cumplirán con lo indicado en la Norma N·CMT·2·02·002, *Calidad de Agregados Pétreos para Concreto Hidráulico*.

El tamaño máximo del agregado se seleccionará de acuerdo con las características del elemento estructural y con lo indicado por el proyecto o aprobado por la Secretaría, considerando que las dimensiones del agregado grueso no serán mayores que:

- Un quinto (1/5) de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes,
- Un tercio (1/3) del espesor de las losas,
- Dos tercios (2/3) de la separación horizontal libre mínima entre varillas, paquetes de varillas o tendones de presfuerzo.

## Agua

El agua de mezclado cumplirá con lo estipulado en la Norma N-CMT-2-02-003, *Calidad del Agua para Concreto Hidráulico*.

## REVENIMIENTO

El revenimiento es la primera prueba que se le practica a un concreto en estado fresco, de acuerdo con lo establecido en el Manual M-MMP-2-02-056, *Revenimiento del Concreto Fresco*. Cuando no existan especificaciones al respecto, se aplicarán los valores nominales señalados en la Tabla 16.

En caso de que el revenimiento sea inferior al límite especificado, aun considerando la tolerancia, el concreto podrá ser aceptado si no existen dificultades para su colocación.

Revenimiento	Tolerancia	Consistencia
Menor de 5 <sup>[1]</sup>	± 1,5	Baja
Entre 5 y 10 <sup>[2]</sup>	± 2,5	Media
Mayor de 10 <sup>[3]</sup>	± 3,5	Alta

[1] Para elementos colados en planta bajo vibración pesada. Pavimentos de calles, carreteras y aeropuertos; secciones macizas grandes.

[2] Para pavimentos, losas para construcciones, cajones de cimentación, cimentaciones, losas estructurales, muros de subestructuras, columnas reforzadas normales, trabes, concreto para bombeo reforzadas. El perímetro y el área fueron calculados con las ecuaciones tradicionales.

[3] Para secciones especialmente difíciles y congestionadas, en las cuales no puede emplearse la vibración. Revenimiento mayor de 18 cm no se recomienda para uso alguno, excepto cuando se utilicen aditivos.

Tabla 16.- Valor nominal y tolerancias para el revenimiento; Unidades en cm [19].

El revenimiento del concreto estará dentro de los valores permisibles, durante los primeros 30 minutos medidos a partir de que llegue a la obra. El periodo máximo de espera en el sitio de entrega es de 30 minutos, manteniendo el equipo de transporte a una velocidad de agitación de 6 revoluciones por minuto.

## TEMPERATURA

La temperatura máxima del concreto producido con materiales calentados para compensar las bajas temperaturas, no excederá de 32 grados Celsius en el momento de la producción y colocación.

En el caso de climas fríos, el Contratista de Obra procurará mantener la temperatura del concreto arriba de los límites indicados en la Tabla 17.

Temperatura ambiente	Temperatura mínima del concreto	
	Secciones delgadas y losas sobre pisos	Secciones gruesas y concreto masivo
7 a -1	16	10
-2 a -18	18	13
< de -18	21	16

Tabla 17.- Temperatura del concreto; Unidades en grados Celsius (°C) [19].

En climas cálidos, la temperatura máxima del concreto en el momento de la producción y colocación no excederá de 32 grados Celsius y no presentará una evaporación mayor de 1 litro por metro cuadrado por hora.

Para contrarrestar el efecto de las temperaturas ambientales altas, se podrá considerar la conveniencia de enfriar los materiales y la posibilidad de enfriar el agua, sin que la temperatura del concreto fresco descienda a menos de 10 grados Celsius.

Para mejorar la resistencia al congelamiento y deshielo, según el tamaño máximo nominal de agregado, se podrán emplear los porcentajes de contenido total de aire indicados en la Tabla 18.

El intervalo del contenido total de aire en el concreto estará indicado en el proyecto o será aprobado por la Secretaría, de acuerdo con las condiciones particulares de cada obra. Se realizarán pruebas para determinar el contenido de aire, de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-2-02-053, *Características del Concreto con Inclusor de Aire*.

Se evitarán contenidos de aire superiores a los indicados en la Tabla 18, ya que pueden reducir la resistencia a la compresión sin lograr una protección adicional.

Tamaño nominal del agregado mm	Contenido total de aire recomendado según tipo de exposición, %		
	Ligero	Mediano	Severo
75	1,5	3,5	4,5
50	2,0	4,0	5,0
40	2,5	4,5	5,5
25	3,0	4,5	6,0
20	3,5	5,0	6,0
13	4,0	5,5	7,0
10	4,5	6,0	7,5

Tabla 18.- Contenido total de aire según el tamaño del agregado [19].

## RESISTENCIA

El concreto alcanzará la resistencia a la compresión ( $f'c$ ) o a la tensión ( $T$ ), a los veintiocho días de edad, que se haya establecido en el proyecto, con las tolerancias allí indicadas.

Para verificar la resistencia a la compresión o a la tensión, se elaborarán especímenes de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-2-02-055, *Muestreo de Concreto Hidráulico* y serán probados conforme a los procedimientos indicados en los Manuales M-MMP-2-02-058, *Resistencia a la Compresión Simple de Cilindros de Concreto* y M-MMP-2-02-059, *Resistencia a la Tensión de Cilindros de Concreto*, según corresponda.

Cuando sea necesario determinar el índice de rebote en el concreto endurecido, para evaluar la uniformidad superficial del concreto en el sitio, para delimitar zonas o áreas de diferentes resistencias o concreto deteriorado en las estructuras, así como para indicar cambios en las características del concreto a través del tiempo, se realizará la prueba descrita en el Manual M-MMP-2-02-061, *Índice de Rebote del Concreto mediante Esclerómetro*.

Cuando los resultados obtenidos de especímenes cilíndricos indiquen baja resistencia del concreto o porque existan evidencias de un mal acomodo o de curado, se deberá evaluar la resistencia mediante núcleos extraídos de la zona en donde fue colocado el concreto en duda. Por cada zona se probarán tres núcleos,

el promedio de estos no será menor del 85% de la resistencia de proyecto ( $f'c$ ) y ningún valor será menor del 75% de la de proyecto.

## VOLUMEN

El volumen de una carga de concreto establecida, se determinará a partir de la masa total de los materiales de la mezcla, dividido entre la masa volumétrica del concreto mismo.

La masa volumétrica se determina en el concreto fresco, de acuerdo en lo establecido en el Manual M-MMP-2-02-053, *Características del Concreto con Inclisor de Aire*, antes de su colocación y será el promedio de por lo menos 3 mediciones, cada una efectuada en una muestra obtenida de diferentes revolturas hechas en obra por un mismo equipo y cuadrilla de trabajo. En el caso de concreto premezclado, las muestras se obtendrán de diferentes entregas con el mismo equipo y operador.

El volumen elaborado o suministrado, se podrá aceptar con una tolerancia de  $\pm 1\%$  respecto a la cantidad establecida.

Se entenderá que el volumen de concreto endurecido puede ser o aparentar ser, menor que el suministrado debido al desperdicio, derrame, sobre excavaciones, ensanchamiento o falta de calafateo en las cimbras, alguna pérdida de aire incluido, asentamiento de las mezclas húmedas y evaporación del agua, lo cual deberá tomarse en cuenta.

## REQUISITOS DE MEZCLADO

El concreto elaborado con mezcladora estacionaria o camión mezclador o agitador deberá satisfacer los requisitos de uniformidad de mezclado del concreto indicados en la Tabla 19.

### Concreto mezclado en planta

Las mezcladoras serán operadas dentro de los límites de capacidad y velocidad designados por el fabricante del equipo. El tiempo de mezclado será medido desde el momento en que estén todos los materiales en el interior de la mezcladora, incluyendo el agua.

Se harán pruebas de uniformidad a los concretos con revenimiento inferior 5 centímetros, para determinar el tiempo de mezclado con el equipo que vaya a emplearse, de acuerdo con la Tabla 19.

Cuando no se realicen pruebas de uniformidad de mezclado en el concreto con revenimiento mayor de 5 centímetros, el tiempo de mezclado no será menor de 1 minuto. Para mezcladoras de mayor capacidad, el tiempo mínimo indicado será aumentado en 15 segundos por cada metro cúbico o fracción de capacidad adicional.

Cuando se hayan hecho pruebas de uniformidad de mezclado y las mezcladoras sean cargadas a la capacidad estipulada para esas circunstancias en particular, el tiempo de mezclado aceptable puede ser reducido siempre y cuando se logre un mezclado satisfactorio.

Cuando se inicie el mezclado del concreto en una revolvedora estacionaria y se complete en el camión mezclador, el tiempo de mezclado en la revolvedora estacionaria podrá ser exclusivamente el requerido para entremezclar los ingredientes, considerando que después de cargar el camión mezclador será necesario un mezclado adicional a la velocidad especificada en la placa metálica del camión, que normalmente es de 10 a 12 revoluciones por minuto, para que el concreto alcance los requisitos indicados en la Tabla 19, pero sin que la olla exceda de 300 vueltas o una hora y media después de la incorporación del agua a los componentes mezclados. Si se requiere un mezclado adicional en el camión previo a la descarga, este se realizará a la velocidad de agitación, que por lo regular es de 2 a 6 revoluciones por minuto.

Regularmente, es conveniente hacer pruebas en el concreto, para verificar que se cumpla con los requisitos de uniformidad que se indica en la Tabla 19.

Se considera que el concreto cumple con los requisitos de uniformidad cuando por lo menos los resultados de 4 pruebas de 5 (80%) concuerden con los valores de la Tabla 19.

Prueba	Diferencia máxima permisible entre pruebas con muestras obtenidas de dos porciones diferentes de la descarga <sup>[1]</sup>
1.- Masa volumétrica, kg/m <sup>3</sup>	15
2.- Contenido de aire, % del volumen del concreto determinado para concretos con aire incluido	1
3.- Revenimiento, cm: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Si el revenimiento promedio es menor de 6 cm</li> <li>• Si el revenimiento promedio está comprendido entre 6 y 12 cm</li> <li>• Si el revenimiento promedio es superior a 12 cm</li> </ul>	1,5 2,5 3,5
4.- Cantidad de agregado grueso retenido en la malla N°4 (4,75 mm), % de la masa de la muestra	6
5.- Promedio de la resistencia a la compresión a 7 días de edad de cada muestra, basado en la resistencia promedio de todos los especímenes de prueba, % <sup>[2]</sup>	10 <sup>[3]</sup>

[1] Las dos muestras para efectuar las determinaciones de esta Tabla se obtendrán de dos porciones diferentes tomadas al principio y al final de la descarga. (Principio: del 10 al 15% del volumen. Final: del 85 al 90 % del volumen)

[2] No menos de tres cilindros serán elaborados y probados para cada muestra

[3] La aprobación tentativa de la mezcladora puede ser otorgada antes de obtener los resultados de la prueba de resistencia.

Tabla 19.- Requisitos de uniformidad de mezclado del concreto [19].

### Concreto mezclado en camión

Cuando el concreto sea mezclado totalmente en el camión revolvedor, se requerirán de 70 a 100 revoluciones a la velocidad de mezclado especificada (normalmente de 10 a 12 revoluciones por minuto). En el caso de requerirse mezclado adicional en el camión mezclador, éste se realizará a la velocidad de agitación, que por lo general es de 2 a 6 revoluciones por minuto. En caso de duda

sobre la uniformidad de mezclado, el Contratista de Obra podrá realizar las pruebas indicadas y con base en los resultados, aceptar o rechazar el uso del camión mezclador, el cual no podrá utilizarse hasta que sea corregido. Cuando se encuentre satisfactorio el mezclado de algún camión mezclador, el mezclado de otros del mismo diseño y con el mismo estado de espas podrá considerarse igualmente satisfactorio.

## TRANSPORTE

El transporte y descarga total del concreto del camión mezclador se hará dentro de la primera hora y media posterior a la introducción inicial del agua de mezclado. En condiciones especiales de temperatura ambiente, empleo de aditivos y otros, esta limitación del tiempo de descarga puede modificarse de común acuerdo entre el fabricante y el Contratista de Obra.

El concreto mezclado en planta puede ser transportado en equipo no mezclador, sólo si la caja del equipo de transporte es metálica, lisa, estanca y equipada con compuertas que permitan controlar la descarga del concreto y que eviten la segregación, fuga de mortero o lechada y esté cubierta con lona para proteger al concreto. El concreto será entregado en el lugar de trabajo en un tiempo no mayor de 30 minutos, considerados desde la adición del agua e inicio del mezclado hasta su descarga total, con excepción del concreto que utilice aditivos retardantes, que puede ser mayor de acuerdo con lo indicado por el fabricante del aditivo y lo aprobado por la Secretaría [19].

### 2.5.- Cimbra

No existe una Norma que contenga exclusivamente especificaciones para cimbras, por lo que se hace referencia a otros documentos que contienen en uno de sus apartados los lineamientos para este concepto; tal es el caso de La Norma N-CTR-CAR-1-02-003/04, que contiene los aspectos a considerar en la fabricación y utilización de concreto hidráulico en estructuras y obras de drenaje, para carreteras de nueva construcción. Así como las Normas Técnicas

Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

La Norma N-CTR-CAR-1-02-003/04, en el apartado G referente a la ejecución de construcción de carreteras, establece lo siguiente:

### **OBRAS FALSAS, CIMBRAS Y MOLDES**

El diseño de las obras falsas, cimbras y moldes será responsabilidad del Contratista de Obra y las construirá para cumplir con lo establecido en el proyecto o aprobado por la Secretaría.

Las cimbras y moldes serán del material indicado en el proyecto o aprobado por la Secretaría.

Para reducir la altura de una obra falsa, ésta puede desplantarse sobre terraplenes contruidos para tal objeto, previa autorización de la Secretaría.

El número de usos que se le dé a las obras falsas, cimbras y moldes, será responsabilidad del Contratista de Obra, siempre y cuando se cumpla con la calidad de la obra.

Si el proyecto no indica otra cosa o así lo aprueba la Secretaría, en los apoyos de la obra falsa se usarán cuñas de materiales duros o cualquier otro dispositivo adecuado, con objeto de corregir cualquier asentamiento que se produzca antes, durante o inmediatamente después del colado.

Las obras falsas que no puedan cimentarse satisfactoriamente por apoyo directo sobre el terreno, descansarán en zapatas o pilotes cuya posición, hincado y remoción se harán según lo fije el proyecto o apruebe la Secretaría.

Cuando así lo establezca el proyecto o lo apruebe la Secretaría, la obra falsa se apoyará sobre elementos de una subestructura o superestructura.

Una vez terminada la construcción de las obras falsas, cimbras o moldes, se revisará que cumplan con lo indicado en el proyecto o aprobado por la Secretaría.

La Secretaría, a su juicio, podrá verificar los desplantes, niveles, contraflechas y en general, todos los elementos geométricos de las obras falsas, cimbras y moldes.

Las obras falsas, cimbras y moldes tendrán la rigidez suficiente para evitar deformaciones debidas a la presión del concreto, al efecto de los vibradores y a las demás cargas y operaciones correlativas al colado o que puedan presentarse durante la construcción. Además las cimbras y moldes, serán estancos para evitar la fuga de la lechada y de los agregados finos durante el colado y el vibrado.

Las cimbras y moldes se limpiarán antes de una nueva utilización. La parte de las cimbras y moldes expuesta al concreto, recibirá una capa de aceite mineral o de cualquier otro material desmoldante aprobado por la Secretaría.

Todas las cimbras y moldes se construirán de manera que puedan ser retirados sin dañar el concreto. Cuando se considere necesario se dejarán aberturas temporales en la base y otros lugares de las cimbras o moldes, para facilitar su limpieza, inspección y la colocación del concreto.

No se permitirá el colado en cimbras o moldes con juntas que presenten aberturas mayores de 10 milímetros; en este caso, las juntas serán calafateadas con un material adecuado que garantice un buen sello, que resista sin deformarse o romperse el contacto con el concreto y que no produzca depresiones ni salientes mayores que las tolerancias geométricas que establezca el proyecto o apruebe la Secretaría. En el caso de concreto aparente, las cimbras o moldes se ajustarán perfectamente y no se permitirá calafatear sus juntas.

A menos que el proyecto indique otra cosa o así lo apruebe la Secretaría, todas las aristas de los moldes llevarán un chaflán que consistirá en un triángulo rectángulo con catetos de 2.5 centímetros.

Durante y después de las operaciones del vaciado del concreto, el Contratista de Obra inspeccionará la obra falsa, cimbra o molde, para detectar deflexiones, pandeos, asentamientos o desajustes.

En el caso de moldes de madera, no se aceptará el uso de piezas torcidas; cuando vayan a trabajar a tensión no tendrán nudos.

Los separadores de madera, no se dejarán ahogados en el concreto. Las varillas o tirantes usados para afianzar los moldes, pueden quedar ahogados en el concreto y cortarse a no menos de 3 centímetros hacia el interior de las caras amoldadas del concreto. El agujero practicado se resanará con mortero de cemento hasta dejar una superficie lisa, de acuerdo con lo indicado en el proyecto o aprobado por la Secretaría.

Cuando como moldes de columnas, pilastras, pilotes y otros se utilicen tubos de cartón comprimido, éstos se colocarán con la obra falsa necesaria para conservar su verticalidad.

En el caso que se utilicen tubos de cartón comprimido para aligerar losas y a menos que el proyecto indique otra cosa o así lo apruebe la Secretaría, se colocarán aproximadamente al centro del peralte de la losa con una tolerancia de  $\pm 1$  centímetro, firmemente asegurados para evitar que floten al colocarse el concreto. Los extremos de los tubos se taparán para evitar la entrada del concreto. Se colocarán de manera que durante el vibrado se evite tocar los tubos con el vibrador.

## DESCIMBRADO

La determinación del tiempo a partir del cual puede iniciarse la remoción de los moldes y la obra falsa, se hará como lo indique el proyecto o apruebe la Secretaría.

A menos que el proyecto indique otra cosa o así lo apruebe la Secretaría, cuando no se utilicen aditivos que afecten el fraguado, los períodos entre la terminación del colado y la iniciación de la remoción de las cimbras, moldes y

obras falsas, serán los señalados en la Tabla 20, según la clase resistente del cemento Pórtland que se utilice.

Elemento estructural	Clase resistente del cemento Pórtland	
	20, 30 y 40	30R y 40R
Bóvedas	14	7
Trabes	14	7
Losas de piso	14	7
Columnas	2	1
Muros	2	1
Costados de trabes, de losas	2	1

**Nota:** Cuando el peso muerto sea de consideración a juicio de la Secretaría, ésta fijará el plazo mínimo adecuado en cada caso.

Tabla 20.- Tiempo recomendable para descimbrar después de colar; Unidades en días [16].

Cuando se usen aditivos que afecten el fraguado, la remoción de las cimbras, moldes y obras falsas, se iniciará cuando lo indique el proyecto o apruebe la Secretaría, con base en los resultados de las pruebas realizadas a especímenes del mismo concreto empleado en el elemento estructural.

Cuando así lo establezca el proyecto o apruebe la Secretaría, en elementos estructurales que no estén sujetos a cargas, tales como guarniciones, banquetas y parapetos, los moldes de superficies verticales se podrán remover a partir de 12 a 48 horas después de efectuarse el colado, según las condiciones de la obra.

Para remover las cimbras, moldes y obras falsas, se usarán procedimientos que no dañen las superficies del concreto o que incrementen los esfuerzos a que estará sujeta la estructura. Los apoyos de la obra falsa tales como cuñas, cajones de arena, gatos y otros dispositivos se retirarán de manera que la estructura tome sus esfuerzos gradualmente.

Cuando se retiren las cimbras o moldes antes de concluir el período de curado especificado, se continuará con dicho curado.

En el caso de elementos estructurales fabricados con cementos Pórtland de clase resistente de 20, 30 y 40, las cargas totales de proyecto se aplicarán una

vez transcurridos 28 días después de terminado el colado; pueden cargarse parcialmente a los 21 días después de terminado el colado cuando así lo indique el proyecto o apruebe la Secretaría. Si se usan cementos Pórtland de clase resistente de 30R y 40R o aditivos, se modificarán los períodos anteriores, de acuerdo con lo aprobado por la Secretaría para cada caso [16].

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto del Reglamento de Construcción del Distrito Federal, en el Capítulo 14 referente a Construcción de estructuras de concreto, establece lo siguiente:

## **CIMBRA**

### **Disposiciones generales**

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos; y suficientemente estanca para evitar el escurrimiento del mortero. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

La cimbra para miembros de concreto presforzado deberá diseñarse y construirse de tal manera que permita el movimiento del elemento sin provocar daño durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo.

## Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados.

Los elementos de concreto presforzado deberán permanecer cimbrados hasta que la fuerza de presfuerzo haya sido aplicada y sea tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado [11].

## 2.6.- Aditivos

La Norma N-CMT-2-02-004/04 contiene las características de calidad de los aditivos químicos que se utilizan en la fabricación de concreto hidráulico, la cual establece lo siguiente:

### DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

Los aditivos químicos son materiales que se añaden al concreto inmediatamente antes o durante el mezclado, con el propósito de modificar convenientemente su comportamiento en el estado fresco o de inducir mejoras en determinadas propiedades del concreto endurecido. Los principales aditivos químicos utilizados en la fabricación de concreto hidráulico son:

#### Aditivos reductores de agua

Se utilizan para disminuir la cantidad de agua de la mezcla, incrementar la resistencia del concreto reduciendo la relación agua/cemento, sin alterar su consistencia original, o bien para aumentar la trabajabilidad sin disminuir la resistencia.

**Aditivos retardantes**

Se utilizan para retardar el fraguado del concreto aumentando así el tiempo de manejo antes de su colocación.

**Aditivos acelerantes**

Se utilizan para acelerar el fraguado del concreto permitiendo obtener mayor resistencia a corta edad.

**Aditivos reductores de agua y retardantes**

Producen efectos combinados de los aditivos reductores de agua y retardantes.

**Aditivos reductores de agua y acelerantes**

Producen efectos combinados de los aditivos reductores de agua y acelerantes.

**Aditivos reductores de agua de alto rango**

Proporcionan una reducción de agua mayor de la que producen los aditivos reductores de agua.

**Aditivos reductores de agua de alto rango y retardantes**

Proporcionan una reducción mayor de agua que los aditivos reductores de agua y se combinan con los efectos de los retardantes de fraguado.

**Aditivos superplastificantes**

Proporcionan un incremento mínimo de 9 centímetros en el revenimiento, para producir un concreto fluido con revenimiento superior a 19 centímetros, sin pérdida de cohesión ni retardo en el tiempo de fraguado.

### **Aditivos superfluidificantes y retardantes**

Proporcionan un incremento mínimo de 9 centímetros en el revenimiento, para producir un concreto fluido con revenimiento superior a 19 centímetros, sin pérdida de cohesión y con retardo en el tiempo de fraguado.

### **Aditivos inclusores de aire**

Se agregan al concreto durante su elaboración, con el fin de incorporar aire en él, mejorando su trabajabilidad y disminuyendo la segregación y el sangrado.

## **REQUISITOS DE CALIDAD**

El concreto elaborado con alguno de los aditivos químicos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, o reductores de agua y acelerantes, descritos anteriormente, cumplirá con los requisitos establecidos en la Tabla 21, según corresponda.

El concreto elaborado con alguno de los aditivos químicos reductores de agua de alto rango, reductores de agua de alto rango y retardantes, superplastificantes, superfluidificantes y retardantes, o inclusores de aire, cumplirá con los requisitos establecidos en la Tabla 22.

El sangrado del concreto elaborado con un aditivo inclusor de aire, no excederá en más 2% al del espécimen de concreto hecho con resina de *Vinsol* neutralizado, elegido como agente patrón inclusor de aire.

Cuando un aditivo inclusor de aire se vaya a usar en concreto para estructuras, en donde la resistencia a la flexión, la adherencia entre concretos o los cambios volumétricos sean de especial importancia, adicionalmente se cumplirá con:

Requisito	Reductor de agua	Retardante	Acelerante -	Reductor de agua y retardante	Reductor de agua y acelerante
Contenido de agua respecto a la MC*; %, máx. <sup>[2]</sup>	95	---	—	95	95
Tiempo de fraguado. Desviación aceptable respecto a la MC*; h:min					
Inicial: No menos de	—	1:0 después	1:0 antes	1:0 después	1:0 antes
No más de	*1:0 – 1:3	3:3 después	3:3 antes	3:3 después	3:3 antes
Final: No menos de	—	—	1:0 antes	---	1:0 antes
No más de	*1:0 – 1:3	3:3 después	—	3:3 después	---
Esfuerzo de compresión respecto a la MC*; %, mínimo <sup>[3][4]</sup>					
3 días	110	90	125	110	125
7 días	110	90	100	110	110
28 días	110	90	100	110	110
180 días	100	90	90	100	100
365 días	100	90	90	100	100
Esfuerzo de flexión respecto a la MC*; %, mín. <sup>[4]</sup>					
3 días	100	90	110	100	110
7 días	100	90	100	100	100
28 días	100	90	90	100	100
Proporción del cambio de longitud respecto a la MC* ( $\rho_{mp}$ ); %, máx. <sup>[5]</sup>	135	135	135	135	135
Incremento del cambio de longitud respecto a la MC* ( $I_{mp}$ ); %, máximo <sup>[5]</sup>	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Factor de durabilidad relativa; %, mínimo <sup>[6]</sup>	80	80	80	80	80

\* MC = Mezcla de control. \*\* 1:0 antes ni 1:3 después.

- [1] Los valores de esta Tabla asumen la aceptación de una variación normal en los resultados de las pruebas.
- [2] El contenido de agua referido como porcentaje respecto de la mezcla de control, se calcula con base en las masas unitarias de la mezcla con el aditivo de prueba y de la mezcla de control.
- [3] La finalidad del requerimiento del 90% de la resistencia a compresión para un concreto elaborado con aditivo retardante, es asegurar un nivel de comportamiento comparable con el del concreto de referencia.
- [4] Las resistencias a la compresión y a la flexión del concreto que contiene el aditivo bajo estudio, a determinada edad de prueba, no serán menores del 90% de aquellas alcanzadas a cualquier edad de prueba anterior, con el propósito de asegurar que la resistencia a la compresión y flexión del concreto que contiene el aditivo bajo prueba no decrezca con el tiempo. Estos límites son aplicables dependiendo del tipo de esfuerzo al que estará sujeto el elemento estructural donde se empleará el concreto.
- [5] Requisitos opcionales: Los especímenes para deformaciones longitudinales consistirán en prismas hecho y probados de acuerdo con la norma AASHTO T 160, excepto el periodo de curado, que será de 14 días. Cuando el cambio de longitud de la mezcla de control ( $\Delta L_{mc}$ ) sea igual que 0.03% o mayor, se aplicará el límite correspondiente a la proporción del cambio de longitud de la mezcla de prueba respecto a la mezcla de control determinada mediante la siguiente expresión:  $\rho_{mp} = (\Delta L_{mp} / \Delta L_{mc}) \times 100$ , donde  $\Delta L_{mp}$  es el cambio de longitud de la mezcla de prueba. Si el cambio de longitud de la mezcla de control ( $\Delta L_{mc}$ ) es menor de 0.03%, se aplicará el límite correspondiente al incremento del cambio de longitud de la mezcla de prueba respecto a la mezcla de control determinado mediante la siguiente expresión:  $I_{mp} = \Delta L_{mp} - \Delta L_{mc}$ .
- [6] Este requisito es aplicable sólo cuando el aditivo se utilice en un concreto con aire incluido que pueda estar expuesto a congelación y deshielo mientras se encuentre húmedo.

Tabla 2<sup>[1]</sup>.- Requisitos de calidad para concretos con aditivos químicos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, y reductores de agua y acelerantes [20].



Requisito	Reductor de agua, alto rango <sup>[2]</sup>	Reductor de agua, alto rango y retardante <sup>[2]</sup>	Superplastificante	Superplastificante y retardante	Inclusor de aire
Contenido de agua respecto a la MC*; %, máx. <sup>[3]</sup>	88	88	---	---	---
Tiempo de fraguado. Desviación aceptable respecto a la MC*; h:min					
Inicial: No menos de	---	1:0 después	---	1:0 antes	± 1:15
No más de	**1:0 – 1:3	3:3 después	**1:0 – 1:3	3:3 antes	---
Final: No menos de	---	---	---	---	± 1:15
No más de	**1:0 – 1:3	3:3 después	**1:0 – 1:3	3:3 después	---
Esfuerzo de compresión respecto a la MC*; %, mínimo <sup>[4]</sup>					
1 días	140	125	90	90	90
3 días	125	125	90	90	90
7 días	115	115	90	90	90
28 días	110	110	90	90	90
180 días	100	100	90	90	90
365 días	100	100	90	90	90
Esfuerzo de flexión respecto a la MC*; %, min. <sup>[4]</sup>					
3 días	110	110	90	90	90
7 días	100	100	90	90	90
28 días	100	100	90	90	90
Proporción del cambio de longitud respecto a la MC* ( $\rho_{mp}$ ); %, máx. <sup>[5]</sup>	135	135	135	135	120
Incremento del cambio de longitud respecto a la MC* ( $I_{mp}$ ); %, máximo <sup>[5]</sup>	0,01	0,01	0,01	0,01	0,03
Factor de durabilidad relativa; %, mínimo <sup>[6]</sup>	80	80	80	80	80
Incremento de revenimiento respecto a la MC*; cm, mínimo	---	---	9	9	---

\* MC = Mezcla de control. \*\* 1:0 antes ni 1:3 después.

- [1] Los valores de esta Tabla asumen la aceptación de una variación normal en los resultados de las pruebas.
- [2] Las pruebas se harán usando el cemento, puzolana, agregados y aditivo inclusor de aire, con las proporciones y secuencia de incorporación de éstos en el mezclado, establecidos en el proyecto o aprobados por la Secretaría, pues la acción de los aditivos químicos puede variar con las propiedades y proporción de los ingredientes del concreto. Las mezclas que cuentan con aditivos reductores de agua de alto rango generalmente muestran mayor velocidad a la pérdida de revenimiento; cuando éstos aditivos son usados para incrementar la trabajabilidad, es decir de 15 a 20 cm de revenimiento, el efecto puede ser de duración limitada, volviendo al revenimiento original en un lapso de 30 a 60 min, dependiendo de los factores que normalmente afectan la pérdida de revenimiento.
- [3] El contenido de agua referido como porcentaje respecto de la mezcla de control, se calcula con base en las masas unitarias de la mezcla con el aditivo de prueba y de la mezcla de control.
- [4] Las resistencias a la compresión y a la flexión del concreto que contiene el aditivo bajo estudio, a determinada edad de prueba, no serán menores del 90% de aquellas alcanzadas a cualquier edad de prueba anterior, con el propósito de asegurar que la resistencia a la compresión y flexión del concreto que contiene el aditivo bajo prueba no decrezca con el tiempo. Estos límites son aplicables dependiendo del tipo de esfuerzo al que estará sujeto el elemento estructural donde se empleará el concreto.
- [5] Requisitos opcionales: Los especímenes para deformaciones longitudinales consistirán en prismas hechos y probados de acuerdo con la norma AASHTO T 160, excepto el periodo de curado, que será de 14 días. Cuando el cambio de longitud de la mezcla de control ( $\Delta L_{mc}$ ) sea igual que 0.03% o mayor, se aplicará el límite correspondiente a la proporción del cambio de longitud de la mezcla de prueba respecto a la mezcla de control determinada mediante la siguiente expresión:  $\rho_{mp} = (\Delta L_{mp} / \Delta L_{mc}) \times 100$ , donde  $\Delta L_{mp}$  es el cambio de longitud de la mezcla de prueba. Si el cambio de longitud de la mezcla de control ( $\Delta L_{mc}$ ) es menor de 0.03%, se aplicará el límite correspondiente al incremento del cambio de longitud de la mezcla de prueba respecto a la mezcla de control determinado mediante la siguiente expresión:  $I_{mp} = \Delta L_{mp} - \Delta L_{mc}$ .
- [6] Este requisito es aplicable sólo cuando el aditivo se utilice en un concreto con aire incluido que pueda estar expuesto a congelación y deshielo mientras se encuentre húmedo.

Tabla 22<sup>[1]</sup>. - Requisitos de calidad para concretos con aditivos químicos reductores de agua de alto rango, reductores de agua de alto rango y retardantes, superplastificantes, superfluidificantes y retardantes, e inclusores de aire [20].



La Secretaría podrá verificar que el aditivo suministrado en el campo para su uso, sea igual en su comportamiento y, en su caso, en su composición, al aditivo presentado como muestra, probado y aprobado previamente. Las pruebas previas para la aprobación de aditivos se harán usando el cemento, los agregados y el agua, propuestos para cada trabajo específico.

Los aditivos que contengan cloruros no deberán emplearse en concreto presforzado, porque pueden acelerar la corrosión del acero de presfuerzo.

El tipo de aditivo para concreto que se utilizará en la obra será de acuerdo con el establecido en el proyecto o aprobado por la Secretaría.

El muestreo de los aditivos para concreto y la determinación de las propiedades en el concreto (tiempo de fraguado, revenimiento, resistencia a la compresión, contenido de aire y adherencia, resistencia a la tensión, variación de longitud y congelación y deshielo) se realizarán mediante los procedimientos contenidos en los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma, según corresponda.

## ALMACENAMIENTO

Cuando se requiera almacenar los aditivos para concreto en una obra, por ser éstos de fabricación especial, se respetarán los requisitos indicados en la ficha técnica de cada fabricante, debiendo verificar el número de lote, fecha de fabricación y de caducidad.

El aditivo que permanezca debidamente almacenado por más de 6 meses, después de las pruebas de control correspondientes, será muestreado y probado nuevamente antes de usarse [20].

### 2.7.- Membranas de curado

La Norma N-CMT-2-02-006/04 contiene las características de calidad de las membranas que se utilicen en el curado del concreto hidráulico, la cual establece lo siguiente:

## DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

Las membranas de curado, son aquellos materiales que se utilizan para retardar la pérdida de agua durante el periodo inicial del fraguado del concreto hidráulico y en algunos casos para reducir la temperatura en el concreto expuesto a la radiación solar, para lo que se utilizan compuestos con pigmentos blancos.

El curado es el procedimiento por medio del cual se mantiene en el interior del concreto hidráulico la cantidad de agua necesaria para el correcto proceso de endurecimiento del mismo. La Norma mencionada trata sobre tres materiales que se utilizarán en el procedimiento de curado para conservar el agua proveniente de la exudación del concreto fresco, que son:

### Agua potable

Es aquella que por sus características químicas y físicas cumple con los requisitos de calidad indicados en la Norma N-CMT-2-02-003, *Calidad del Agua para Concreto Hidráulico*.

### Líquidos que forman una membrana

Son compuestos líquidos que al aplicarse en la superficie del concreto fresco forman una membrana uniforme que la cubre.

Existen compuestos transparentes o con diversos pigmentos (blanco, gris claro o negro), algunos con la capacidad de perder su color en un lapso no mayor de 5 días, para devolver su apariencia natural al concreto. Son adecuados para usarse como medio de curado del concreto después de remover las cimbras o después del curado húmedo inicial.

### Materiales laminares

Son láminas u hojas de polietileno, con un espesor entre 0.1 y 0.2 milímetros y dimensiones variables según el ancho y el largo del rollo, que se colocan sobre la superficie del concreto, evitando el contacto para prevenir que los componentes con los que se fabricó el polietileno, reaccionen con el cemento y

quede manchado el concreto al fraguar totalmente. Se pueden utilizar de color blanco con el fin de que trabajen como reflejante y así reduzcan la temperatura del concreto expuesto a las radiaciones solares.

## REQUISITOS DE CALIDAD

### Agua

El agua que se utilice para el curado del concreto hidráulico, será potable y cumplirá con lo establecido en la Norma N-CMT-2-02-003, *Calidad del Agua para Concreto Hidráulico*.

Su aplicación sobre la superficie del concreto hidráulico colocado, se hará en forma directa mediante rocío o riego cuando éste empiece su periodo de fraguado inicial, que es entre 2 y 4 horas después de la incorporación del agua de mezclado, aproximadamente, dependiendo de diversos factores como la temperatura del ambiente, el tipo de concreto (resistencia rápida o normal), la geometría y tipo del elemento colado, entre otros.

La primera aplicación saturará la superficie, sin formar charcos, continuando con aplicaciones periódicas solamente humedeciendo en lapsos entre 20 y 60 minutos, dependiendo de los factores mencionados en el párrafo anterior, con el fin de mantener una película uniforme de agua en la superficie en forma continua durante un periodo de 24 horas.

### Líquidos que forman membranas

Los materiales a que se refiere esta Fracción serán adecuados para emplearse en el curado del concreto no solamente en estado fresco, sino también para concreto ya endurecido, inmediatamente después del descimbrado, o bien, después de un curado inicial con agua. Estos materiales cumplirán los siguientes requisitos:

Los compuestos translúcidos serán incoloros. Los ligeramente pigmentados contendrán colorantes que sean distinguibles sobre la superficie del

concreto, por lo menos 4 horas después de su aplicación, pero serán imperceptibles después de 7 días de haberse aplicado, si se exponen directamente a la luz solar.

Los compuestos líquidos que forman membranas serán de una consistencia tal que a 4 grados Celsius puedan ser aplicados rápidamente por aspersión o con rodillo cuando se requiera, para tener un recubrimiento uniforme.

Los compuestos se adherirán a la superficie del concreto recién colado y formarán una película continua. Al secarse, el recubrimiento será continuo, flexible y sin grietas visibles o cavidades y permanecerá como una película entera por lo menos 7 días después de su aplicación.

Los compuestos líquidos que forman membranas no generarán reacción deletérea con el concreto. Esto se puede verificar rayando la superficie del espécimen de mortero usado para la prueba a que se refiere el Manual M-MMP-2-02-054, *Retención de Agua por Líquidos que Forman Membrana para Curado*, ya sea con un cuchillo o un desarmador, después de 72 horas de la aplicación y se comparará con una superficie endurecida, también rayada de manera similar a la anterior, de un espécimen semejante, pero que ha sido curado sólo con agua. Cualquier ablandamiento significativo de la superficie tratada con el compuesto de curado, indicada por dicha comparación, será considerado como causa suficiente para el rechazo del compuesto.

Los ingredientes que se utilicen para la elaboración de la membrana de curado no serán tóxicos o inflamables. No se aceptarán los que contengan benceno, tolueno, tetracloruro de carbono o alcohol metílico.

Los materiales no se sedimentarán al grado que no se pueda restituir su uniformidad mediante agitación moderada.

En todos los casos, si el fabricante no indica una dosificación particular para el compuesto, éste será aplicado a razón de 1 decímetro cúbico para 5 metros cuadrados de superficie.

Cualquier compuesto líquido para formar una membrana secará al tacto en no más de 4 horas; en el caso de aplicación en superficies húmedas, se considerarán las condiciones que se enlistan en la Tabla 23.

Condición	Valor
Temperatura	23°C ± 2°C
Humedad relativa	50% ± 10%
Velocidad mínima del aire	3 m/s (180 m/min)

Tabla 23.- Condiciones de secado de las membranas de curado [21].

Una vez seco, el producto no estará pegajoso, resbaloso, ni se marcarán huellas cuando se camine sobre él.

El muestreo de los compuestos líquidos para el curado del concreto y la determinación de sus propiedades de retención de agua y reflexión a la luz del día, se efectuarán de acuerdo con lo indicado en el Manual M MMP 2 02 054, *Retención de Agua por Líquidos que Forman Membrana para Curado*.

Los compuestos líquidos que forman membrana y cuya consistencia en el envase es acuosa o no acuosa, cuando se prueben de acuerdo con el Manual M-MMP-2-02-054, *Retención de Agua por Líquidos que Forman Membrana para Curado*, deben restringir la pérdida de agua a no más de 0.55 kilogramos por cada metro cuadrado de superficie de concreto, en 72 horas. Los compuestos líquidos que forman membrana y cuya consistencia en el envase es resinosa, bajo las mismas condiciones de prueba anteriores, deben restringir la pérdida de agua a no más de 0.35 kilogramos por cada metro cuadrado de superficie de concreto.

Los compuestos de color blanco o gris claro contendrán un pigmento finamente molido y un vehículo que les permita fluir, mezclados para su uso inmediato sin alteración. Cuando estos compuestos se apliquen, tendrán una apariencia uniforme color blanco o gris claro, según su caso, y cubrirán totalmente el color original del concreto, con el grado de dosificación indicado en la ficha técnica proporcionada por el fabricante. En el caso de los compuestos de color negro, no se establecen requisitos especiales.



Los compuestos con pigmento blanco, cualquiera que sea su consistencia o tipo, cuando se prueben de acuerdo con el procedimiento indicado en el Manual M-MMP-2-02-054, *Retención de Agua por Líquidos que Forman Membrana para Curado*, tendrán una reflectancia a la luz del día, no menor del 60% de la reflectancia del óxido de magnesio; en el caso de los compuestos con pigmento gris claro, dicho valor será del 5%.

### Materiales laminares

Los materiales laminares que se utilicen para el curado de concreto hidráulico, cumplirán con las características señaladas en los párrafos posteriores, así como con lo que se señala en la siguiente Tabla:

Tipo de material	Espesor mm	Resistencia a la tensión, mínima <sup>[1]</sup>				Alargamiento mínimo <sup>[1]</sup>		Reflectancia mínima <sup>[2]</sup> %
		kN/m (kg/cm) de ancho		MPa (kg/cm <sup>2</sup> )		%		
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal	
Polietileno en rollo:	0,1 a 0,2	–	–	–	–	–	–	–
Papel impermeable:								
• Color de fábrica	–	5 (5,4)	3 (2,7)	–	–	–	–	–
• Blanco	–	5 (5,4)	3 (2,7)	–	–	–	–	50
Lámina de polietileno:								
• Color de fábrica	0,10 <sup>[3]</sup>	–	–	12 (122)	8 (82)	225	350	–
• Blanco	0,10 <sup>[3]</sup>	–	–	12 (122)	8 (82)	225	350	70
Película de polietileno con fibra de cáñamo:								
• Blanco	–	–	–	–	–	–	–	70

[1] De acuerdo con las Normas ASTM D 882 *Tensile Strength and Elongation of Polyethylene Film* y ASTM D 829 *Tensile Strength of Waterproof Paper*, respectivamente. Las pruebas en sentido longitudinal, se refieren al sentido de fabricación del producto.

[2] Porcentaje respecto a la reflectancia del óxido de magnesio, de acuerdo con el Manual M-MMP-2-02-054, *Retención de Agua por Líquidos que Forman Membrana para Curado*.

[3] El espesor en cualquier punto no será menor de 0,075 mm, medido de acuerdo con la Norma ASTM D 2103 *Thickness*.

Tabla 24.- Requisitos físicos de los materiales laminares para curado de concreto [21].

El polietileno en rollo tendrá una resistencia tal, que al extenderlo no sufra rupturas. Estará elaborado con resina natural sin colorantes, formando una hoja simple.



El papel impermeable puede ser blanco o pigmentado de fábrica. Estará formado por 2 hojas unidas con un material bituminoso, en el que están ahogadas cuerdas o hilos de fibra tejidos en forma de malla, con una separación no mayor de 3.5 centímetros. El papel, si es de color, será claro, libre de defectos visibles y tendrá una apariencia uniforme. En el caso de ser papel blanco, tendrá este color por lo menos en una cara.

La lámina de polietileno puede ser blanca opaca o pigmentada de fábrica. Estará formada por una hoja simple fabricada con una resina natural, sin impurezas o colorantes, a excepción del pigmento que se use en el caso de la lámina blanca opaca; estará libre de defectos visibles y tendrá una apariencia uniforme. La lámina de color será translúcida.

La película de polietileno blanco con fibra de cáñamo estará hecha de tela, impregnada por un lado, de polietileno blanco opaco, formando una capa de 0.1 milímetro de espesor. El polietileno y la tela estarán adheridos firmemente para evitar que existan desprendimientos durante el manejo de la lámina. La tela tendrá una masa no menor de 300 gramos por metro cuadrado y el polietileno cumplirá con los requisitos indicados en el Inciso anterior.

La pérdida de agua contenida en el espécimen de prueba, no será mayor de 0.55 kilogramos por metro cuadrado de superficie de concreto, determinada de acuerdo con el Manual M-MMP-2-02-054, *Retención de Agua por Líquidos que Forman Membrana para Curado*.

## ALMACENAMIENTO

### Agua

Con el propósito de evitar la alteración de las características del agua que se utilice para el curado de concreto, se tendrá cuidado en el transporte y almacenamiento, considerando lo indicado en la Cláusula E. de la Norma N-CMT-2-02-003, *Calidad del Agua para Concreto Hidráulico*.

### Líquidos que forman membrana

El material permanecerá en el envase procedente de fábrica, el que contendrá la fecha de fabricación, número de lote y fecha de caducidad.

Estos compuestos pueden ser almacenados por más de seis (6) meses sin que sufran deterioro, excepto aquellos de emulsión acuosa, los cuales no resisten la congelación. Previamente a su utilización se verificará que no se hayan asentado o que se haya formado nata en la superficie y que se puedan homogeneizar mediante agitación moderada o con aire comprimido.

Los compuestos líquidos se utilizarán respetando siempre su fecha de caducidad.

Los materiales se almacenarán en un lugar cerrado, seco y con ventilación indirecta que no permita el paso de polvo. Los envases se colocarán sobre tarimas de madera y cumplirán con la estiba máxima que indique el fabricante, de acuerdo con la capacidad de cada envase.

### Materiales laminares

Las hojas de polietileno, por sus características de fabricación, normalmente son entregadas en rollo, por lo que pueden almacenarse en forma horizontal o vertical, en un lugar cerrado, seco, con ventilación indirecta que no permita el paso de polvo y de tal manera que no sufra rasgaduras ni ruptura [21].

## 2.8.- Requisitos complementarios

### RECUBRIMIENTO

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo, tendón de presfuerzo, ductos o conexiones en los extremos no será menor que su diámetro,  $\phi$ , ni menor que cualquiera de los valores señalados en la Tabla 25; en esta tabla,  $\phi_b$  es el diámetro de la barra más gruesa del paquete [3].

Elemento	No expuesto a clima ni en contacto con el terreno	Expuesto a clima o en contacto con el terreno
columnas y trabes	2.0 cm	4.0 cm, 2.0 cm con plantilla
losas	1.5 cm	4.0 cm, 2.0 cm con plantilla
cascarones	1.5 cm	4.0 cm, 2.0 cm con plantilla
paquetes de barras	1.5 $\phi_b$ pero no menor que 2.0 cm	3 $\phi_b$ pero no menor que 4.0 cm
elementos prefabricados (sin presfuerzo)	1.5 cm, ó $\phi_b$	3 cm, 2 $\phi$ ó 2 $\phi_b$
losas y cascarones prefabricados	1.0 cm	2.0 cm ó 2 $\phi_b$
colados sobre el terreno incluyendo plantilla	—	5.0 cm

Tabla 25.- Recubrimientos mínimos para elementos de concreto prefabricado y presforzado [3].

Para elementos de concreto presforzado expuesto al terreno, clima o ambientes corrosivos, y en el cual se exceda el esfuerzo permisible de la fibra extrema en tensión ( $1.6\sqrt{f'c}$ ) en la zona de tensión precomprimida, el recubrimiento mínimo deberá incrementarse 50%. En localidades donde los miembros están expuestos a agua salada, rocío o vapor químico, se deberá proveer a juicio del diseñador un recubrimiento adicional de al menos 50%. En la Figura 2.18 se muestra esquemáticamente el recubrimiento mínimo [3].

### SEPARACIÓN ENTRE TENDONES

La separación libre entre tendones de pretensado en los extremos de los elementos (Tabla 26) no debe ser menor que  $4\phi_b$  ó 1.5 veces el Tamaño Máximo del Agregado (TMA) para alambres, ni que  $3\phi_b$  ó 1.5 veces TMA para torones. En ambos casos se debe tomar el mayor de los valores. En la zona central del claro, se permite una separación vertical menor y hacer paquetes de tendones, conservando una separación libre entre paquetes de 2.5 cm ó 1.33 TMA. En la Figura 2.18 se muestra esquemáticamente esta separación. Para ductos de postensado, se permite hacer paquetes si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente [3].

Tipo de presfuerzo		Separación libre (s)
tendones de pretensado	alambres	$4\phi_b$ ó 1.5 TMA
	torones	$3\phi_b$ ó 1.5 TMA
ductos de postensado	individuales	4.0 cm ó 1.5 TMA
	paquetes	10.0 cm

Tabla. 26.- Separación libre entre tendones en los extremos del elemento [3].

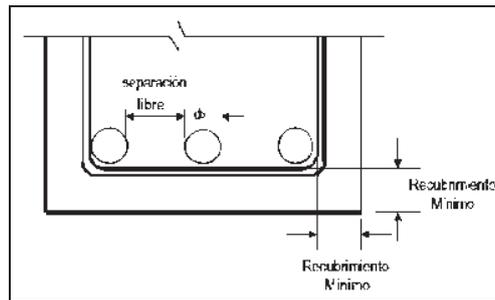


Fig. 2.18.- Recubrimiento y separación libre de varillas y torones [3].

## REVISIÓN DEL IZAJE

En algunas ocasiones las condiciones de izaje y transporte pueden ser críticas. Debe tenerse especial cuidado en mantener al elemento sin falla en todas sus etapas.

En general, los ganchos para izaje estarán hechos de acero de presfuerzo de desperdicio, y el área de acero será la necesaria para cargar el peso propio del elemento con un factor de seguridad mayor o igual a 4.0. En los planos debe quedar perfectamente indicada la posición de estos ganchos. Cuando así se requiera se podrán dejar volados los extremos del elemento siempre y cuando se diseñe de acuerdo con las especificaciones. Cuando por el peso del elemento se requieran varios torones para formar el gancho, es conveniente forrarlos con ductos metálicos flexibles para evitar concentraciones de esfuerzos y fallas en cadena [3].

## ZONAS DE ANCLAJE

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas del presfuerzo en el anclaje. Estos bloques deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y alojar los dispositivos de anclaje, y deben ser diseñados para resistir tanto la fuerza máxima de tensado como la fuerza última de diseño de los tendones [3].

Para resistir el esfuerzo de ruptura y evitar el agrietamiento y el desprendimiento del recubrimiento, debe colocarse refuerzo en los miembros

postensados con la separación y cantidad recomendadas por el fabricante del anclaje. Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras del número 3 colocadas cada 8 cm en cada dirección. Esta parrilla se colocará a no más de 4 cm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje [3].

### **ANCLAJES Y ACOPLADORES PARA POSTENSADO**

Los anclajes y acopladores para tendones adheridos o no adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 95% de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, para tendones adheridos dichos anclajes y acopladores deben ser ubicados para poder desarrollar el 100% de la resistencia a la ruptura de los tendones en las secciones críticas una vez producida la adherencia al elemento [3].

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el supervisor y guardados en dispositivos lo suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.

En elementos sometidos a cargas cíclicas se debe atender la posibilidad de fatiga en los anclajes y acopladores.

Los dispositivos de anclaje y acopladores en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión [3].

### **PROTECCIÓN DE TENDONES DE PRESFUERZO**

Los tendones no adheridos deberán estar recubiertos completamente con un material adecuado que asegure su protección contra la corrosión. El material de recubrimiento deberá ser continuo en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje y los dispositivos auxiliares deberán protegerse permanentemente contra la corrosión mediante dispositivos probados o

materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de elementos corrosivos [11].

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a altas temperaturas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra [3].

El recubrimiento de los tendones deberá ser continuo en toda su longitud no adherida, y deberá prevenirse que se introduzca lechada o la pérdida del material de recubrimiento durante la colocación del concreto [3].

### DUCTOS PARA POSTENSADO

Los ductos para tendones que se inyectarán con lechada deben ser herméticos a ella y no deberán reaccionar con los tendones, con el concreto ni con la lechada de relleno [11].

Los ductos para tendones o para alambres individuales que se vayan a inyectar con lechada deberán tener un diámetro interior por lo menos 10 mm mayor que el diámetro del tendón o alambre [11].

Los ductos para grupos de alambres o tendones deberán tener un área transversal interna no menor que dos veces el área transversal neta de los alambres o tendones [11].

Los ductos para postensado no deben permitir el paso del concreto a su interior y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material del relleno [3].

Para facilitar la inyección de lechada el diámetro interior de ductos que alojen un solo tendón será al menos 6 mm mayor que el diámetro del tendón; el área transversal interior de ductos que alojen varios tendones será por lo menos igual al doble del área transversal de todos los tendones [3].

## LECHADA PARA TENDONES ADHERIDOS

La lechada para inyección debe ser de cemento portland y agua, o de cemento portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivo que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio [11].

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en lo señalado en alguno de los dos incisos siguientes:

- a) Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección; o
- b) Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables [11].

El contenido del agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cementante, en peso [11].

La lechada debe mezclarse con equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones [11].

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de 275 K (2 °C), y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 50 mm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 5.5 MPa (55 kg/cm<sup>2</sup>). Las características de la lechada se determinarán de acuerdo con la norma NMX-C-061 [11].

Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 303 K (30 °C) [11].

## APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE PRESFUERZO

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor de 5 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo se usarán las curvas medias fuerza–alargamiento de los tendones empleados [11].

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder de 2% del presfuerzo total [11].

### 3. PROCEDIMIENTO

A continuación se describirá el procedimiento constructivo de vigas presforzadas para puentes: vigas AASHTO tipo IV pretensadas y tipo VI postensadas, para el caso particular de la construcción de la obra “Viaducto OOAPAS 5+180.00” de la carretera Morelia – Aeropuerto – Autopista (México – Guadalajara), en el tramo Morelia – Aeropuerto, ubicada en la Localidad de Atapaneo, Municipio de Morelia, Michoacán, México; el puente consta de 8 claros de dimensiones entre 40 y 45 metros de longitud y se emplearon 10 vigas tipo VI para cada claro. Las vigas se construyeron a un costado del puente, en donde también se fabricaron las vigas tipo IV que se emplearon en la misma carretera pero en un tramo posterior.

#### 3.1.- Preliminares

##### 3.1.1.- OFICINAS MÓVILES Y ALMACENAMIENTO



Vista panorámica de las oficinas móviles de la empresa constructora Mexpresa, también se observa la planta generadora de energía eléctrica y la bodega para almacenar el cemento y los vibradores.



Se observa un remolque móvil, que contiene las oficinas, baño y una pequeña cocina para servicio de los Ingenieros de la empresa encargada de la obra.



Bodega para el almacén de materiales, herramienta y equipo pequeño. También se observan los contenedores (barriles) para el almacenamiento del líquido que forma la membrana de curado.



Almacenamiento de varillas según su diámetro y de los torones; la varilla se suministró en presentación recta de 12 m y el torón en rollos de peso variable; se cubren con una lona para evitar el contacto directo con el agua y evitar la corrosión.



Almacenamiento de ductos de aluminio para el postensado y de ductos (manguera) de plástico para el encamisado de los torones en el pretensado y para los respiradores de las vigas tipo VI postensadas.



Ductos de aluminio de 4" de diámetro (10 cms) en presentación de 4 y 6 metros de longitud, así como sus respectivos coples para lograr una longitud mayor que cubra el total de la viga.



Almacenamiento de los gatos para pretensado y de las placas de apoyo en extremos de las vigas postensadas. Este tipo de gatos sólo tensan un torón a la vez.



Gatos para el postensado, los cuales pueden accionar varios torones a la vez. También se observa una unidad de bombeo que se emplea para suministrar la presión a los gatos de tensado.





### 3.1.2.- PLANTILLAS



Plantillas de concreto reforzado de 12 cms de espesor, 71 cms de ancho y 45 m de longitud, se empleó concreto con un  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$  reforzado con varillas del No. 3 (3/8"); se utilizan como bases para la fabricación de las vigas AASHTO tipo VI postensadas.



Reparación de las plantillas fracturadas durante el descimbrado y el izaje de las vigas. Se observan ductos de plástico perpendiculares al eje longitudinal de la posición de la viga, previstos para introducir por ellos una varilla de acero roscada para la fijación de la cimbra.



Se observan 2 camas de presfuerzo que contienen plataformas para las bases y cabezales en los extremos para anclar los torones una vez que se hayan tensado, se emplean para fabricar las vigas tipo IV. Se fabrican 2 traveses por cada cama.





### 3.2.- Habilitado del acero



Mesas de madera para el habilitado del acero: se elaboran los estribos, botellas y aviones.



Base de varillas de acero fijadas al suelo por medio de concreto, se emplea para fabricar los espirales de acero con la ayuda de una barra (grifa) metálica.



Espirales o resortes de acero que se utilizan para reforzar el presfuerzo, se colocan en el extremo del ducto por donde pasan los torones.



Inicio del armado de la trabe AASHTO tipo IV, se habilita el acero longitudinal inferior con las botellas que forman el patín inferior de la viga.



Se continúa con el habilitado de los estribos y del acero longitudinal que forman parte del alma de la viga.



Finalmente se colocan las botellas superiores junto con el acero longitudinal superior, así como los aviones para formar el patín superior de la viga. Se adicionan pequeños bloques de concreto que sirven para proporcionar el recubrimiento.





Traslado del armado de la viga a la cama de presfuerzo con la ayuda de una grúa.



Inicio del armado inferior de una viga tipo VI, se habilita sobre la plantilla, lugar donde se realizará el colado.



Al igual que las vigas tipo IV, se continúa con el habilitado del alma de una viga tipo VI.



Finalmente se realiza el armado del patín superior de la viga, colocando las botellas y los aviones.

### 3.3.- Aditamentos para el presfuerzo



Momento en el que se introduce el paquete de torones necesarios por medio del ducto de aluminio, para las vigas tipo VI.



Posteriormente se introducen los ductos con los torones en su interior, colocándolos en su posición adecuada, indicada en los planos del proyecto.





Ductos añadidos con coples colocados en el interior del armado de la viga, se observa que casi se encuentran a la misma altura debido a que son tendones parabólicos.



Colocación de los respiradores o ductos para la posterior inyección de la lechada de cemento y agua.



Enfoque a la unión del ducto de aluminio con el ducto de plástico para la inyección, se logra por medio de coples de plástico fijados con alambre recocido y cinta adhesiva.



Extremo de una viga. Se observa la unión del ducto de aluminio con la placa metálica que servirá como base para el tensado; el ducto pasa por el interior del espiral de refuerzo, el cual proporciona mayor seguridad al presfuerzo.



Ductos perpendiculares al eje longitudinal de la viga, sirven para colocar el acero de los diafragmas de liga, los cuales se cuelan junto con la losa.



Se observa la gasa de un extremo formada por 6 torones que sirven para el izaje; así como los anclajes pasivos por adherencia o fijos, en los cuales el tensado se realiza sólo desde un extremo del cable. Se coloca un plástico entre la plantilla y la viga para evitar la adherencia con el concreto.





Encamisado de los torones con tubería de plástico en los extremos de las vigas tipo IV, las longitudes se indican en el corte longitudinal de las vigas en los planos de proyecto. Esto con el fin de evitar adherencia del torón con el concreto y no producir momentos negativos indeseables, ya que donde se requieren es en la parte central de la viga.



Se observa los cabezales de las camas de pretensado, en los cuales se fijan los torones después del tensado por medio de cilindros y cuñas o mordazas. También se observa una polea para levantar el gato de tensado, así como la unidad de bombeo que le proporciona la presión.

### 3.4.- Cimbra



Traslado de la cimbra metálica por medio de una grúa; se observa la cimbra de madera para los extremos, la cual contiene orificios para el paso de los ductos.



Colocación de la cimbra en su respectivo lugar, se emplean puntales metálicos separados por una rosca que regula su longitud, para mantenerla en su posición y evitar su caída.



Unión de las piezas metálicas que conforman la cimbra, se realiza por medio de tornillos y tuercas.



Detalle de la sujeción de la cimbra en la parte inferior, se logra con una varilla roscada que atraviesa la plantilla fijada con tuercas.





Colocación de separadores metálicos, se abre la cimbra con ayuda de una bomba hidráulica para proporcionar el ancho requerido.



Se nivela la cimbra en los extremos y se tiende un hilo en la parte superior para lograr el alineamiento adecuado, quedando lista para su colado.



Descimbrado de la viga. Inmediatamente se engrasa la cimbra con diesel para evitar su adherencia al concreto, para posteriormente trasladarla a la siguiente posición.



Para las vigas tipo IV, se cuenta con bisagras que unen la plataforma con la cimbra lateral, la cual gira respecto a su base inferior para permitir la entrada del acero habilitado y para maniobras.



Ya colocado el acero, se insertan los torones en su respectivo lugar dentro del acero, previamente encamisados. Se observa la cimbra del extremo de la viga con orificios en donde pasan los torones.



Fijación superior de la cimbra por medio de puntales metálicos, se emplean separadores metálicos insertados en orificios en la parte superior de la cimbra para mantener el ancho requerido. Posteriormente se nivela y se alinea.





Una vez fraguado el concreto, se descimbra girando las placas metálicas, se retira la viga y se protege la cimbra con diesel, evitando la adherencia con el concreto.

### 3.5.- Colado y vibrado



El concreto fue premezclado con una resistencia de proyecto  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ , revenimiento de  $16 \pm 2 \text{ cms}$  y un tamaño máximo de agregado (T.M.A.) de  $20 \text{ mm}$  ( $3/4''$ ); se empleó un aditivo acelerante de fraguado a 3 días.



Contenedor de concreto (bacha) con capacidad de  $1.5 \text{ m}^3$ , el cual se emplea para el colado de las vigas tipo VI, elevándolo con una grúa.



El concreto es vaciado del contenedor por medio de un sistema de compuertas que regulan el paso del concreto, dichas compuertas son operadas manualmente.



El vibrado se realiza por medio de dos mecanismos: vibradores de superficie accionados por energía eléctrica y vibradores cabeza de inmersión accionados por un motor de gasolina.





El concreto de las vigas tipo IV es de la misma calidad y características que el concreto empleado en las vigas tipo VI.



El colado de las vigas tipo IV se realiza vaciando directamente el concreto del camión mezclador por medio de las canaletas que contiene para tal fin. El vibrado empleado es el de cabeza de inmersión.



Se realiza el control de calidad del concreto; se hacen pruebas de revenimiento y fabricación de cilindros en obra para posteriormente determinar su resistencia a compresión en Laboratorio.

### 3.6.- Curado y acabado



Se resanan las vigas con pasta de cemento y agua para cubrir los defectos producidos durante el descimbrado.



El acabado final se realiza pintando las vigas con lechada hecha con cemento gris, cemento blanco y agua, esto para darle el color deseado. Se le adiciona la membrana de curado a la lechada para su curado.





Preparación del equipo para el postensado de las vigas tipo VI, el gato para tensado es levantado con la ayuda de una grúa debido a su gran peso.



Anclajes activos o móviles que van situados en los extremos de los cables desde que se aplica la fuerza de tensado. Colocación del gato para tensado.



Medición y registro del alargamiento del torón por medio de un flexómetro, además se mide la presión en el aceite del gato con un manómetro en la unidad de bombeo.



Extremo de la viga después del tensado, se observa las bases metálicas para el anclaje de los torones. Posteriormente se cortan las puntas sobrantes de torón.



Colado de los cajones en los extremos del anclaje, para formar los tapones para la inyección. Éstos se cuejan con un concreto de resistencia  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .



Posteriormente se doblan las puntas de varillas, esto con el objetivo de darle continuidad al diafragma y trabaje todo en conjunto, ya estando montadas sobre el caballete del puente.





Se conecta la inyectora a un extremo de los ductos y se bombea agua saliendo por el otro extremo, esto para facilitar el posterior paso de la mezcla de cemento y agua (lechada). Se prepara la lechada con una proporción de 1:3/4 en la inyectora, que cuenta con una capacidad de tanque de 100 litros.



Se bombea la lechada por un extremo de los ductos expulsando el agua contenida debido a la diferencia de densidad, una vez que salga con la consistencia adecuada por el otro extremo y que alcance una presión de  $8 \text{ kg/cm}^2$  (8 bares), indicados en el proyecto, se cierra el conducto, se desconecta y se continúa con otro de los ductos.



Viga tipo VI postensada terminada, se observa la contraflecha producida por el presfuerzo, aproximadamente de 4 cms en el centro.



Corte de los torones de las vigas tipo IV después de descimbrarlas, es en este momento donde se transfiere el presfuerzo al concreto. El corte se realiza con un soplete a base de gas y oxígeno.



Residuos de torón producto del corte. Se observan los ductos que evitan la adherencia del torón con el concreto en el extremo.



Retiro de la viga de la cama de presfuerzo, el izaje se realiza con dos grúas, una en cada extremo; se estiban a un costado de la cama sobre dos apoyos de concreto, uno en cada extremo para evitar daños.





Corte de las puntas del ducto y del torón sobrante de las vigas, para su posterior resane con pasta de cemento y agua.



El acabado final se realiza pintando las vigas con lechada hecha con cemento gris, cemento blanco y agua. El curado se realiza con membrana de curado adicionada a la lechada.

### 3.7.- Izaje y transporte



El izaje se realiza por medio de 2 equipos de maquinaria pesada: en esta figura se muestran pórticos neumáticos, con capacidad de izaje de 50 toneladas efectivas cada uno.



Otro equipo de izaje son las grúas, con capacidad de izaje de 60 toneladas.



Instalación de aditamentos para el izaje de una viga tipo VI; se colocan placas en los costados de la viga y en sus extremos para tensarlas por medio de torones, esto antes de izarlas para balancearlas y evitar torceduras o que se quiebre. Se coloca un perfil de acero inferior y otro superior, unidos por dos vástagos atornillados, que son fijados a la polea del pórtico, esto en cada extremo de la viga.





El transporte de las vigas tipo VI se realiza por medio de un tráiler auxiliado de un Dolly. Estos se colocan debajo de la viga cuando ésta se encuentra suspendida, uno en cada extremo; posteriormente se desciende la viga para colocarla encima y luego se sujeta firmemente quedando lista para ser transportada al lugar donde se requiera.



Para el izaje de las vigas tipo IV, no se requiere de aditamentos adicionales debido a su menor peso con respecto a las vigas tipo VI. Únicamente se instala un perno en la polea del pórtico que engancha a la gaza de torones que contiene la viga.



El transporte de las vigas tipo IV se realiza igualmente que las vigas tipo VI, por medio de un tráiler auxiliado de un Dolly, realizando las mismas maniobras.





### 3.8.- Montaje



Armado del dispositivo que consta de una estructura metálica a base de módulos, pórticos y balancines o poleas de corrimiento longitudinales y de rieles que permiten el desplazamiento transversal.



Alimentación de traves con el auxilio del vehículo de carga (tráiler y Dolly), entrando en reversa por el terraplén de acceso.



Destensado de la viga por medio del gato de tensado, ésta operación se realiza cuando la viga se encuentra encima del vehículo de carga.



Sujeción de las traves con balancines y corrimiento longitudinal a través del dispositivo.



Corrimiento transversal a través del dispositivo, descenso y posicionamiento de traves en sus ejes.



Se retiran los dispositivos de sujeción, se nivela y se fija la trabe en su posición, para posteriormente continuar con las demás traves. Terminado el número total de traves y colada la losa, se traslada el dispositivo al siguiente claro y se repiten las mismas operaciones.



## 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

### Concreto presforzado contra concreto reforzado

La diferencia más notable entre los dos tipos de concreto es el empleo de materiales de mayor resistencia para el concreto presforzado.

Con el objeto de utilizar la resistencia total del acero de alta resistencia, es necesario recurrir al presforzado para pre-estirarlo. El presforzar el acero y anclarlo contra el concreto produce deformaciones y esfuerzos deseables que sirven para reducir o eliminar las grietas en el concreto. Así la sección completa del concreto se vuelve efectiva en el concreto presforzado, mientras que solamente la porción de la sección arriba del eje neutro se supone que actúa en el caso del concreto reforzado.

El uso de cables curvos ayudara a soportar algo del esfuerzo cortante en un miembro. Además, la pre-compresión en el concreto tiende a reducir la tensión diagonal. Así es posible emplear una sección menor en el concreto presforzado para soportar la misma magnitud de esfuerzo cortante exterior en una viga.

El concreto de alta resistencia, el cual no se puede utilizar económicamente en la construcción de concreto reforzado, es deseable y aún necesario en el concreto presforzado. En el concreto reforzado, el utilizar concreto de alta resistencia resultara en una sección menor necesitándose más refuerzo y terminara con un diseño más costoso. En el concreto presforzado se requiere concreto de alta resistencia para armonizar con el acero de alta resistencia a fin de obtener proporciones económicas. También es necesario el concreto más resistente para resistir los altos esfuerzos de los anclajes y para dar resistencia a las secciones más delgadas que frecuentemente se emplean para el concreto presforzado [2].

Las ventajas y desventajas del concreto presforzado, en comparación con el concreto reforzado, serán discutidas con respecto a su utilidad, seguridad y economía.

Utilidad. El diseño de concreto presforzado es más adecuado para estructuras de claros grandes y para aquellas que soporten cargas pesadas, principalmente debido a las resistencias más elevadas de los materiales empleados. Las estructuras de concreto presforzado son más esbeltas y, por consiguiente, más susceptibles a un diseño artístico. Producen mayores claros cuando es necesario; no se agrietan bajo las cargas de trabajo y, cuando pudieran aparecer grietas bajo las sobrecargas, se cerraran tan pronto como se elimine la carga, a menos que la carga sea excesiva. Bajo la carga muerta, la deflexión es reducida, debido al efecto de pandeo del presfuerzo. Esto se convierte en una consideración importante para estructuras tales como los voladizos largos. Bajo la carga viva, la deflexión es también más pequeña debido a la efectividad de toda la sección de concreto sin agrietar, la cual tiene un momento de inercia de 2 a 3 veces el de la sección agrietada. Los elementos presforzados son más adaptables al precolado debido a su peso más ligero [2].

En cuanto se refiere a la utilidad, el único defecto del concreto presforzado es su falta de peso. Aunque en la práctica se encuentran pocas veces las situaciones en donde se desea peso y masa en vez de resistencia. Para estas situaciones, el concreto simple o el reforzado pueden servir igual y a un costo menor [2].

Seguridad. Es difícil decir que un tipo de estructura es más seguro que el otro. La seguridad de una estructura depende más de su diseño y construcción que de su tipo. Sin embargo, ciertas características inherentes de seguridad pueden mencionarse en el concreto presforzado. Hay una prueba parcial, tanto para el acero como para el concreto, durante las operaciones de presforzado. Para muchas estructuras y durante el presforzado, tanto el acero como el concreto están sujetos a los esfuerzos más altos que existirán en ellos durante su vida de

servicio. Por consiguiente, si los materiales pueden soportar el presforzado, seguramente poseen la resistencia suficiente para las cargas de servicio [2].

Cuando están diseñadas apropiadamente por los métodos convencionales actuales, las estructuras de concreto presforzado tienen capacidades de sobrecarga similares y quizás ligeramente superiores a las del concreto reforzado. Para los diseños usuales, deflexionan apreciablemente antes de la ruptura, proporcionando así una amplia advertencia antes de que suceda el colapso. La habilidad para resistir las cargas de choque e impacto y las cargas repetidas de trabajo es tan buena en el concreto presforzado como en el reforzado. La resistencia a la corrosión es mejor que la del concreto reforzado para la misma cantidad de recubrimiento, debido a la ausencia de grietas. Si aparecieran grietas, la corrosión puede ser más seria en concreto presforzado. Con respecto a la resistencia al fuego, el acero de alta resistencia es más sensible a las altas temperaturas; pero, para la misma cantidad de recubrimiento mínimo, los tendones presforzados pueden tener un promedio mayor de recubrimiento debido a la amplitud y curvatura de los tendones individuales [2].

Además, los miembros presforzados sin grietas requieren menos mantenimiento y duran más que los miembros de concreto reforzado agrietados. Por tanto, para un gran número de estructuras, el concreto presforzado es la mejor solución respecto al costo inicial, y cuando se toma en cuenta el menor mantenimiento requerido, el concreto presforzado proporciona el costo global más bajo en muchos casos [4].

Los miembros de concreto presforzado requieren más cuidado en el diseño, construcción y erección que aquellos de concreto ordinario, debido a la mayor resistencia, a la sección menor y, algunas veces, a los aspectos delicados de diseño involucrados. Si bien la construcción de concreto presforzado ha sido practicada solamente desde las postrimerías de los años 1940, es posible concluir de la experiencia que la vida de tales estructuras puede ser tan larga o mayor que la del concreto reforzado [2].

Economía. Desde un punto de vista económico, es evidente que cantidades menores de materiales, acero y concreto, se requieren para soportar las mismas cargas puesto que los materiales son de mayor resistencia. También hay un ahorro definido en los estribos, puesto que el esfuerzo cortante en el concreto presforzado se reduce por la inclinación de los tendones y la tensión diagonal se disminuye aun más con la presencia del presfuerzo. El peso reducido del miembro ayuda para economizar las secciones; la menor carga muerta y profundidad de los miembros resulta en un ahorro de materiales de otras porciones de la estructura. En los miembros precolados, una reducción de peso ahorra costos de maniobras y transportes.

A pesar de las economías anteriores, posibles con el concreto presforzado, su uso no puede invocarse para todas las condiciones. Primero que todo, los materiales de resistencia mayor tendrán un costo unitario más alto. Se requieren más materiales auxiliares para el presfuerzo, anclajes en los extremos, conductos y lechadas. También se necesitara una cimbra más complicada, puesto que a menudo son necesarias para el concreto presforzado formas no rectangulares. Se requiere más trabajo para colocar un kilogramo de acero en el concreto presforzado, especialmente cuando la cantidad de trabajo involucrada es pequeña; se requiere más atención en el diseño y es necesaria más supervisión; la cantidad de trabajo adicional dependerá de la experiencia del ingeniero y de la cuadrilla de construcción, pero no será importante si se repite muchas veces el mismo diseño típico.

Se puede concluir que el diseño del concreto presforzado puede ser económico cuando se va a repetir muchas veces la misma unidad o cuando se encuentran cargas pesadas en claros largos. También debería encontrarse una aplicación adecuada cuando se combina con el precolado tales como construcción compuesta o elevación de losas. Cada estructura debe considerarse individualmente. La disponibilidad de buenos diseñadores, de cuadrillas experimentadas, de fábricas de pretensado y de licitaciones de competencia ayudan a menudo para inclinar la balanza en favor del concreto presforzado [2].



Se presenta un estudio comparativo del costo de las vigas pretensadas y postensadas, según la longitud del claro del puente, hecho en 1999; que, comparado con el costo aproximado actual, se ha incrementado en un 200% aproximadamente. También se presenta una tabla que recomienda el método de presfuerzo, para diferentes claros de las vigas en puentes [22]

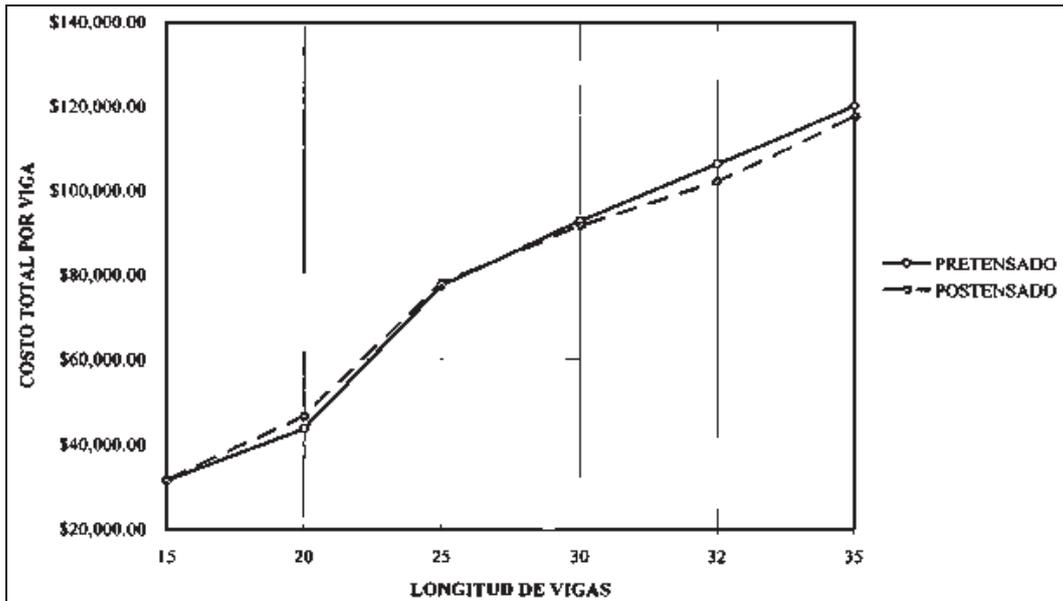


Fig. 4.1.- Estudio comparativo de costo total por viga según la longitud del claro en 1999 [22].

LONGITUD DE LA VIGA ( m )	TIPO DE SISTEMA DE PRESFUERZO RECOMENDADO
15 a 20	Pretensado
21 a 25	Pretensado
26 a 27	Ambos : pretensado o postensado
28 a 30	Ambos : pretensado o postensado
31 a 35	Postensado

Tabla 27.- Recomendaciones sobre el sistema de presfuerzo, según el claro de vigas tipo AASHTO [22].





## 5. BIBLIOGRAFÍA

- [1] ©2009 Google - Datos de mapa ©2009 INEGI.
- [2] Lin T. Y., Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado, Editorial CECSA, Decimoprimer impresión 1985.
- [3] Betancourt Ribotta R., E. Rodríguez Mario, Reinoso Angulo E., Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas, ANIPPAC, 12 capítulos.
- [4] Jack C., Mc Cormac, Diseño de Concreto Reforzado, Editorial Alfa Omega, Quinta edición, 2005.
- [5] Hubert Rüş, Hormigón Armado y Hormigón Pretensado, Propiedades de los Materiales y Procedimientos de Cálculo, Editorial CECSA, 1975.
- [6] Ramos Schneider G. “Estudio del comportamiento en servicio, prerotura y rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior”, Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Febrero 1994.
- [7] Ramírez de Alba H., Valdez Medina E. A., 2do Encuentro Latinoamericano y 1er. Congreso Internacional de Estructuras Prefabricadas, La Necesidad de la Enseñanza de la Prefabricación y el Presfuerzo en México, Octubre 2006.
- [8] <http://www.imcyc.com/ct2009/feb09/recuento.htm>
- [9] Flores Sánchez J., “Conservación de Puentes Carreteros”, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela Nacional de Estudios Profesionales, Acatlán, Universidad Nacional Autónoma de México.
- [10] <http://www.mexicoenfotos.com>



- [11] Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 1995.
- [12] <http://www.deacero.com>
- [13] <http://www.elmercadodelavivienda.com/el-acero-de-presfuerzo.html>
- [14] <http://www.anippac.org.mx>
- [15] <http://www.mexpresa.com.mx>
- [16] Norma N-CTR-CAR-1-02-007/01 Estructuras de concreto presforzado, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- [17] Norma N-CMT-2-03-002/04 Acero de presfuerzo para Concreto Hidráulico, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- [18] Norma N-CMT-2-03-001/07 Acero de refuerzo para Concreto Hidráulico, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- [19] Norma N-CMT-2-02-005/04 Calidad del Concreto Hidráulico, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- [20] Norma N-CMT-2-02-004/04 Calidad de Aditivos Químicos para Concreto Hidráulico, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- [21] Norma N-CMT-2-02-006/04 Calidad de Membranas de Curado para Concreto Hidráulico, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- [22] Gaytán Jasso A. M., "Evaluación Estructural y Económica de Vigas Tipo AASHTO para Puentes Carreteros" Tesis de Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Autónoma de Nuevo León, Julio 1999.