

167
2ej.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería



"ELABORACION DE APUNTES PARA LA
ASIGNATURA:
PRESFUERZO Y PREFABRICACION"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
LUIS ENRIQUE VALDES LOPEZ



México, D. F.

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE GENERAL

- Indices.	-----	(1)
- Introducción.	-----	(9)
Capítulo 1 - Conceptos, Principios y Métodos de Prestuerzo	-----	(10)
Capítulo 2 - Materiales	-----	(57)
Capítulo 3 - Pérdidas de Prestuerzo	-----	(144)
Capítulo 4 - Criterios de Diseño	-----	(147)
Capítulo 5 - Flexión: Dimensionamiento y Revisión por Esfuerzos Permisibles	-----	(172)
Capítulo 6 - Flexión: Dimensionamiento y Revisión por Resistencia	-----	(232)
Capítulo 7 - Revisión de las etapas de Transporte y Montaje de las Vigas Prefabricadas Prestorzadas	-----	(282)
Capítulo 8 - Cortante: Dimensionamiento y Revisión por Resistencia	-----	(270)
Capítulo 9 - Esfuerzo Basante Secciones Compuestas	-----	(309)
Capítulo 10 - Revisión de los extremos de las vigas Prestorzadas	-----	(320)
Capítulo 11 - Vigas continuas o base de elementos Pretensados	-----	(333)
- Conclusiones	-----	(348)
- Bibliografía	-----	(349)

INDICE DE SIMBOLOS

- a = Profundidad del bloque de esfuerzos de compresión
 a = Proyección en X del desvío del cable.
 a_2 = Distancia del extremo al gancho de izado
 α = Angulo de la trayectoria del cable.
 a_{sp} = Área de un tendón de prestuerzo
 AEC = Acortamiento Elástico del Concreto.
 A_s = Área de acero de refuerzo simple a tensión
 A'_s = Área de acero de refuerzo simple a compresión.
 A_{sc} = Área de la sección compuesta
 A_{sp} = Área de acero de prestuerzo en tensión
 A_{ss} = Área de la sección simple.
 A_{sz} = Área total de los ganchos de izado
 A_v = Área de acero de refuerzo transversal.
 A_{dmin} = Área mínima requerida para conectores, en la longitud l_{db} .
 A_{dref} = Área de acero requerida para conectores, en la longitud l_{db} .
- b = Ancho de la cara en compresión
 b' = Ancho del alma de la sección.
 b = Proyección en Y del desvío del cable.
 b_v = Ancho de la superficie de contacto
 c = Profundidad del eje neutro
 C = Fuerza de compresión del concreto.
 C_a = Fuerza de compresión en el alma de una sección simple, que formará una sección compuesta.
 CC = Contracción del Concreto.
 C_t = Fuerza de compresión en el bloque de compresión debido al patin o al firme estructural.
 cs = Condiciones de servicio.
 C_w = Fuerza de compresión en el bloque de compresión debido al alma de la sección.
 d_s = Distancia de la fibra externa al centroide del acero de refuerzo simple.

- d_{sp} = Peralte efectivo
 d_t = Distancia de la fibra extrema superior en compresión al centroide del acero de pretuerzo total.
 DT = Desaturación de Tendones.
 DTA = Deslizamiento de Tendones en las Anclajes.
 Δ_c = Deformación por contracción.
 Δ_{AEC} = Pérdida por acortamiento elástico del concreto
 Δ_{CC} = Pérdida por contracción del concreto.
 Δ_{DT} = Pérdida por desaturación de tendones.
 Δ_{DTA} = Pérdida por deslizamiento de tendones en las anclajes.
 Δ_{FA} = Pérdida por fricción en el acero de postensado
 Δ_{FP} = Pérdida por flujo plástico
 Δ_L = Deslizamiento del cable en el anclaje
 Δ_{Pi} = Pérdidas instantáneas.
 Δ_{Pd} = Pérdidas diferidas.
 Δ_{PA} = Pérdida por relajación del acero.
 Δ_{POST} = Pérdidas totales en postensado
 Δ_{PRET} = Pérdidas totales en pretensado.
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto.
 E_{cp} = Módulo de elasticidad del concreto de la sección simple.
 E_{cs} = Módulo de elasticidad del concreto de la losa firme estructural.
 EN = Eje neutro
 e_r = Excentricidad real.
 e_t = Excentricidad teórica
 ϵ_c = Deformación unitaria del concreto.
 ϵ_{cc} = Deformación unitaria, del concreto, debida a la contracción
 ϵ_{cp} = Deformación unitaria, del concreto, por flujo plástico.
 ϵ_i = Deformación unitaria del acero de pretuerzo debida a la tensión producida por el gato.
 ϵ_o = Deformación del acero de pretuerzo después de ocurridas las pérdidas.
 ϵ_s = Deformación del acero de refuerzo simple.

- 4 -
- E_{sp} = Deformación del acero de prestuerzo a la falla
 E_{spc} = Deformación del acero de prestuerzo debido a la fuerza en el patín de compresión.
 E_{spa} = Deformación del acero de prestuerzo debido a la fuerza en el alma.
 E_{spi} = Deformación unitaria del acero de prestuerzo producido por el asentamiento del concreto.
 E_y = Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo.
 E_{yi} = Deformación de fluencia del acero de prestuerzo.
- f'_c = Índice de resistencia del concreto.
 f''_c = Resistencia del concreto, reducida debido a la calidad de los agregados.
 f'_{ci} = Resistencia del concreto inmediatamente después de la transferencia de los esfuerzos.
 f''_c = Resistencia del concreto, reducida.
 F = Fuerza de prestuerzo efectiva de un tendón.
 F_A = Fricción en el Acero
 F_C = Factor de carga.
 f = Esfuerzo efectivo.
 f_c = Esfuerzos en el concreto al nivel del centroide del acero de prestuerzo.
 F_h = Fuerza rozante horizontal
 F_{hm} = Fuerza horizontal limitada.
 f_i = Esfuerzo en la fibra inferior.
 f_{ic} = Esfuerzo actuante en la fibra inferior en la sección c.
 f_{iss} = Esfuerzo en la fibra inferior sección simple.
 f_{isc} = Esfuerzo en la fibra inferior sección compuesta.
 f_0 = Esfuerzo dado por elgado antes de las pérdidas.
 F_0 = Fuerza de prestuerzo inicial de un tendón.
 f_p = Esfuerzos permisibles.
 F_P = Flujo Plástico

f_{pc} = Esfuerzo permisible en compresión.

f_{ps} = Esfuerzo permisible en tensión.

FB = Factor de reducción de resistencia.

F_s = Factor de seguridad.

f_s = Esfuerzo en la fibra superior

f_{sc} = esfuerzo actuante en la fibra superior, en la sección C

f_{sp} = Esfuerzo del acero de prestuerzo a la falla.

f_{sr} = Resistencia nominal del acero de prestuerzo.

f_{ssc} = Esfuerzo en la fibra superior, sección compuesta

f_{sss} = Esfuerzo en la fibra superior, sección simple.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

f_{yp} = Esfuerzo de fluencia del acero de prestuerzo.

g = Distancia a la que se encuentra la fuerza de prestuerzo de la fibra inferior.

h = Peralte total de la sección.

I = Momento de inercia

I_a = Agrietamiento actuante

$IDTE$ = Inmediatamente después de la transferencia de los esfuerzos.

I_p = Agrietamiento permisible.

I_{sc} = Momento de inercia sección compuesta.

I_{ss} = Momento de inercia sección simple.

j_d = Brazo interno de palanca.

κ = Coeficiente de pérdidas.

k = Coeficiente de fricción debido a desalineaciones paracitarias.

L = Longitud de la viga.

L_d = Longitud de desarrollo.

L_t = longitud de transferencia

- $L't$ = Longitud adicional de transferencia.
- L_{vh} = Longitud del cortante horizontal
- M = Momento debido al prestuerzo en cualquier sección.
- M_a = Momento actuante.
- M_{agriet} = Momento de agrietamiento.
- M_{afiss} = Momento actuante en A sección simple.
- M_{afisc} = Momento actuante en A sección compuesta
- M_{at} = Momento actuante total.
- M_m = Momento máximo longitudinal.
- M_p = Momento flexionante producido por la fuerza de prestuerzo, producida por el gato
- M_{p_0} = Momento flexionante producido por la fuerza de prestuerzo después de las pérdidas.
- M_{ua} = Momento último actuante
- M_{ur} = Momento último resistente
- M_{ac} = Momento actuante en la sección C.
- n = Relación modular.
- N_c = Número de conectores.
- N_i = Número de tendones a utilizar
- N_p = Fuerza normal de prestuerzo.

- F = Fuerza de prestuerzo efectiva.
- PCI = Instituto del Concreto Prestozado
- P_i = Fuerza de prestuerzo después de la transferencia de los esfuerzos.
- P_0 = Fuerza de prestuerzo producida por el gato
- P_p = Porcentaje de acero de prestuerzo.
- P_n = Carga resistente
- P_s = Carga de servicio
- P_t = Fuerza de prestuerzo teórica.
- P_u = Carga última
- P_x = Fuerza de prestuerzo en un punto situado a una distancia "X" a partir de donde se tensa el cable.

Q = Momento estático.

RA = Relajación del esfuerzo en el acero.

r_l = Recubrimiento libre.

r_t = Recubrimiento total.

r_e = Recubrimiento real

S_c = Separación de los conectores.

S = Separación entre estribos

S_e = Separación real

S_l = Separación libre

S_t = Separación total

S_o = Deformación producida por el gato

S_a = Deformación actuante

S_{cr} = Deformación crítica al presentarse la primera grieta.

S_p = Deformación después de las pérdidas.

S_{per} = Deflexión permisible

S_{pm} = Deformación media límite

S_{pp} = Deformación por peso propio

t = Peralte del patín.

t_f = Peralte de la losa o firme estructural

t_p = Peralte del patín en compresión.

t_{sp} =

t_{spw} =

μ = Coeficiente de fricción debido a la curvatura impuesta

μ_c = Coeficiente de cortante de fricción.

V' = Capacidad a fuerza cortante del acero transversal

V_a = Fuerza cortante actuante

V_c = Capacidad a fuerza cortante del concreto.

V_p = Capacidad a fuerza cortante del acero de pretuerzo.

V_{net} = Fuerza cortante neta en la sección transversal, debida a las cargas actuantes y al pretuerzo.

V_{ua} = Fuerza cortante última actuante

V_{ur} = Fuerza cortante última resistente.

W = Carga de diseño de los ganchos de izado

W_{em} = Carga muerta

W_{cv} = Carga viva

W_L = Peso de la losa o firme estructural.

W_{pp} = Carga de peso propio.

W_{rup} = Carga de ruptura

w = Ancho de grieta permisible

X = Longitud a la que desaparecen las grietas por deslizamiento de anclajes.

x = Distancia entre el extremo que se tensa y el punto que se analiza.

Y_{iss} = Distancia de la fibra inferior al eje neutro de sección simple

Y_{isc} = Distancia de la fibra inferior al eje neutro de sección compuesta.

Y_{oss} = Distancia de la fibra superior al eje neutro de sección simple

Y_{osc} = Distancia de la fibra superior al eje neutro de sección compuesta.

z = Distancia del extremo de la viga, al centroide de los estribos ubicados dentro de la distancia $h/2$.

ϕ = Diámetro del tendón

ϕ_2 = Diámetro del torón para los ganchos de izado.

$\lambda = 1.0$ para conectores de peso normal.

Introducción.

Este trabajo se presenta, con el objetivo, de que sirva como apuntes para la asignatura de Presfuerzo y Prefabricación, que se imparte en la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Debido a la dificultad, que presenta el tener acceso a la información referente al diseño de elementos de concreto prestozado; esta dificultad se presenta en el aspecto de que la mayor parte de la información se encuentra escrita en idioma inglés, y no se adapta, a la práctica de dimensionamiento empleada en nuestro país, se realiza la presente tesis con la idea de que sirva como parte de un trabajo, que vaya adecuando, la información anteriormente dicha, a nuestro país.

En el presente trabajo, se espera, que las personas interesadas en el tema, puedan iniciarse en el dimensionamiento de elementos de concreto prestozado.

Es importante mencionar que en el presente trabajo se estudia lo referente a elementos totalmente prestozados.

En esta tesis se presentan temas específicos como son: Diseño y Revisión por Flexión y Cortante, y temas auxiliares como son: Breve Historia del Presfuerzo y Principios del Presfuerzo; entre otros.

CONTENIDO
CONCEPTOS, PRINCIPIOS Y
METODOS DE PREFUERZO.

INDICE	Pág.
1.1 Estructuras	(11)
1.2 Elementos Estructurales	(11)
1.3 Usos	(12)
1.4 Materiales Estructurales	(12)
1.5 Concreto Reforzado	(14)
1.6 Prefuerzo	(15)
1.6.1 Definición	(15)
1.7 Breve Reseña Histórica del Empleo del Principio del Prefuerzo.	(16)
1.8 Aplicación del Principio del Prefuerzo en Elementos Estructurales de Concreto.	(20)
1.9 Métodos para Reforzar Elementos de Concreto	(21)
1.10 Elementos Pretensados	(21)
1.10.1 Definición	(21)
1.10.2 Instalaciones	(24)
1.10.3 Equipos	(40)
1.10.4 Procedimientos	(41)
1.11 Elementos Postensados	(45)
1.11.1 Definición	(45)
1.11.2 Instalaciones	(47)
1.11.3 Tipos de Anclaje	(48)
1.11.4 Sistemas de Postensado	(48)
1.11.5 Procedimientos	(49)
1.12 Otros Procedimientos Empleados para Reforzar Elementos de Concreto.	(50)
1.13 Comparación de los Sistemas Pretensados y Postensados	(54)
1.13.1 Recomendaciones para el uso de Elementos Pretensados y Postensados.	(55)
1.14 Usos del Prefuerzo.	(55)

1.1 ESTRUCTURAS.

Son conjuntos de elementos que tienen por función resistir acciones producidas por solicitaciones de tipo permanente, eventual y accidental.

Los elementos prestresados son partes integrantes de las estructuras, las acciones principales a las que están sometidos son cargas permanentes y la mayor parte son estáticas.

Las acciones a las que pueden estar sujetos las estructuras son: Peso propio (w_m), Carga muerta (W_m), Carga viva (W_v) y/o Cargas accidentales o eventuales.

1.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

- En Edificaciones.

Los elementos que integran a las estructuras son: travesantes o principales, elementos secundarios, columnas, muros de carga o rigidez y losas de entrepiso, así como de cubierta.

Los elementos prestresados que se emplean en las estructuras son: las travesantes principales y secundarias, las losas de entrepiso y de cubierta y, en algunos casos, los muros. Muy rara vez se emplean columnas prestresadas.

- En Puentes y Pasos a desnivel.

Los elementos prestresados suelen ser, las travesantes; en algunos casos se emplean diafragmas y losas postensadas.

13. ACCIONES.

Como ya se dijo anteriormente las acciones son: Mu, Wm, Wcu y las cargas accidentales o eventuales.

Al diseñar una estructura deberán considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan posibilidad de ocurrir simultáneamente.

Las acciones, de acuerdo a la duración en que obran sobre la estructura se pueden clasificar en tres tipos, recomendadas por el ACOD-77:

1.- Acciones Permanentes - Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Dentro de esta categoría se consideran: cargo de peso propio, de instalaciones, de elementos no estructurales, de equipos que ocupen una posición fija y el peso de futuras muros divisorios; El empuje estático de tierras y líquidos de carácter permanente. El mismo empuje se considera una acción permanente.

2.- Acciones Variables - Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable en el tiempo. Dentro de esta categoría se consideran: La carga viva debida a fuerzas gravitacionales que obran en forma no permanente; Los efectos por cambios de temperatura y por contracciones; Los deformaciones impuestas y las hundimientos diferenciales que tengan intensidad variable y las acciones dinámicas debidas al funcionamiento de maquinaria que induzcan a las estructuras vibraciones, impactos y frenajes.

3.- Acciones Accidentales - Son las que pueden ocasionar daños significativos durante lapsos cortos y son independientes del funcionamiento de la estructura. Dentro de esta categoría se consideran: Los sismos, viento y otras como son: explosiones, incendios, lluvias, heladas, etc.

Para el caso de que se quiera mayor información consultar al ACOD-77 Título IV, número 400. del II.

1.4 MATERIALES ESTRUCTURALES.

Los primeros materiales que uso el hombre para construir sus viviendas, templos, etc. fueron piedras, cuerdas, etc. Posteriormente se empezó a usar la madera como otro material estructural observándose que esta tenía capacidad para resistir tanto compresiones como tensiones.

Posteriormente se empezaron a fabricar tabiques que, los cuales eran piedras artificiales. No fue sino hasta después de muchos años que apareció el concreto; para después, ya en los comienzos de la revolución industrial se inició la fabricación de perfiles laminados y armados de acero estructural, con ello se llegó a producir barras de refuerzo lo que dio un gran impulso al concreto reforzado; al momento en que se pudo dar curvaturas a las varillas de refuerzo, el empleo del concreto reforzado se extendió ampliamente; sin embargo, el hombre siguió investigando mejorando la calidad de los materiales, así tal vez, paralelamente se fueron obteniendo concretes de mayor resistencia y acero de refuerzo de muy alta resistencia (de 4 o 5 veces mayor capacidad que las empleadas en las varillas). En ese momento el desarrollo del prestuerzo en elementos de concreto hace su aparición, ya que si bien con anterioridad ya se tenían claros los conceptos, la falta de materiales adecuados impedían su desarrollo.

Conviene también señalar que la diferencia tal vez más importante entre el concreto reforzado y el prestorado no es tanto la calidad y capacidad de los materiales empleados, sino la forma en que estos se utilizan, en el caso del concreto reforzado la participación del concreto y del acero de refuerzo es pasiva; y en el caso del concreto prestorado la participación es activa, siendo el acero el elemento productor de la acción y el concreto el material receptor de la acción denominada prestuerzo (Ver Tabla 1.1).

MATERIALES ESTRUCTURALES.

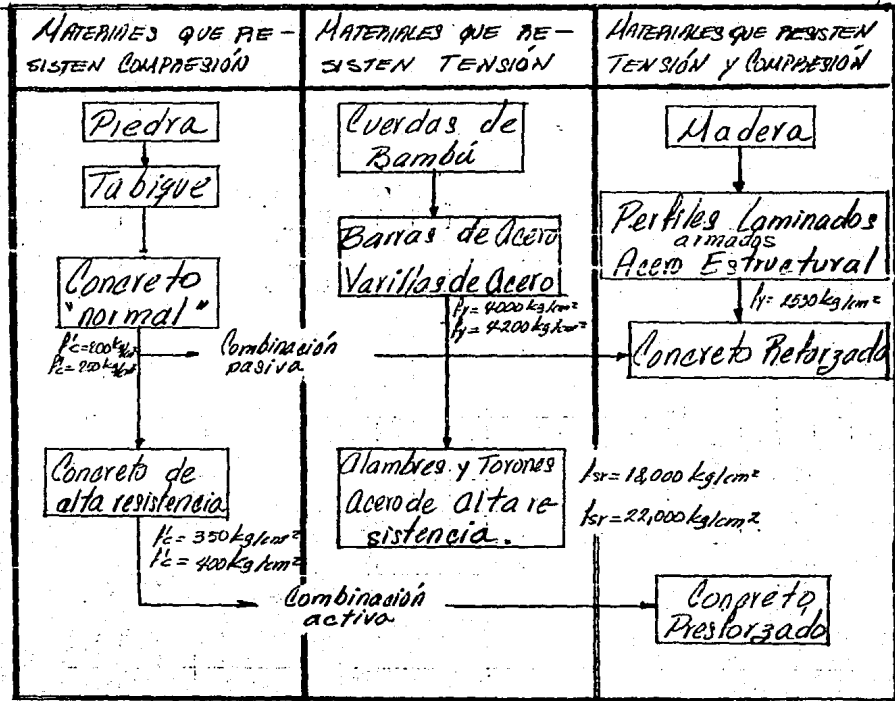


TABLA 1.1 Desarrollo de materiales para elementos estructurales.

1.5 CONCRETO REFORZADO

Concreto simple.- El concreto simple es un material de tipo petreo, artificial que resulta de la mezcla, en proporciones adecuadas, de agregados finos (arena), agregados gruesos (grava)

va), cemento y agua.

El concreto simple en comparación con otros materiales estructurales, principalmente en el acero, presenta una relativamente aceptable capacidad para resistir esfuerzos de compresión, pero su capacidad a esfuerzos de tensión es muy limitada; es por ello que muy pocas veces se utiliza como material estructural (únicamente para algunos firmes, etc.).

Sin embargo, si al concreto simple se le incluye en ciertas partes de los elementos estructurales, acero de refuerzo, se obtiene un material no homogéneo que presenta grandes ventajas y múltiples usos, este material es el Concreto Reforzado.

Concreto Reforzado.- Es un material estructural no-homogéneo integrado por concreto simple y acero de refuerzo de diferentes formas y calidades.

1.6 PREESFUERZO

Prestar significa inducir en cualquier elemento una acción externa o interna que modifique su comportamiento.

Ahora bien los elementos que son sometidos a la acción del preesfuerzo pueden ser estructurales como son las vigas o las losas de concreto o bien cualquier otro tipo de elemento que en el caso de los bártiles junchados a base de duelas de madera que se utilizan para guardar líquidos, o las barcazas de madera que se usaban para el transporte de carga y pasajeros en el antiguo Egipto.

Para el caso específico de los elementos estructurales prestozados se avienta con varias definiciones a continuación se mencionan dos de ellas.

1.6.1 DEFINICIÓN

Para elementos estructurales, se tienen entre otras las siguientes definiciones.

- Por Eugene Freyssinet.

Presforzar un elemento estructural consiste en crear en el mismo mediante algún procedimiento, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las acciones exteriores, esfuerzos tales que al combinarse con los que corresponden a las cargas exteriores, anulen los esfuerzos de tensión o los mantengan menores que los esfuerzos permisibles de los materiales estructurales.

Es decir se crean esfuerzos de compresión en el elemento que anulan los de tensión producidos por las cargas actuantes.

- Por T. Y. Lin

Presforzar significa crear intencionadamente esfuerzos que no únicamente eliminan las tensiones, sino que también mejoran el comportamiento general del elemento.

1.7 Breve reseña histórica del empleo del principio del pretensado.

No obstante que la utilización del pretensado en elementos estructurales de concreto es relativamente nuevo, sus principios, datan desde la era Cristiana.

Se sabe que los primeros hombres que iniciaron uso del principio del pretensado fueron los Egipcios en el año 2100 d. e., aproximadamente.

Los Egipcios utilizaron este principio en la construcción de bóvedas, para darle así mayor resistencia y mayor homogeneidad como estructura, logrando con esto que el agua no se filtrara en la unión de las dovelas, que eran de madera.

Posteriormente, pero ya en la edad media, el período que comprende entre los años 500-1500 en Europa es

este principio, pero en la fabricación de barriles, persiguiendo con esto el mismo objetivo que los antiguos Egipcios; impedir que los líquidos en este caso almacenados en los barriles derramara por entre las duelas. (ver fig. 1).

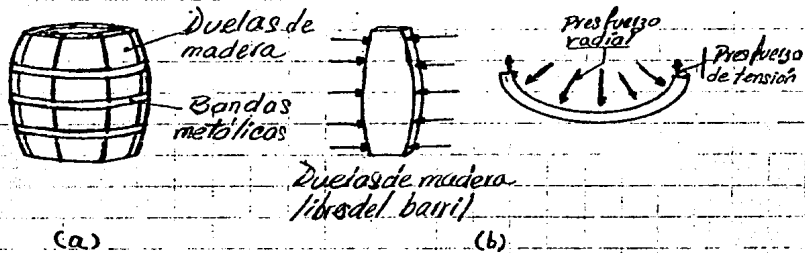


Fig. 1.2 Principio del presfuerzo aplicado a la fabricación de barriles.

El principio de presfuerzo dejó de aplicarse empíricamente ya para el año de 1886 en San Francisco (EUA). Para esta fecha P.H. Jackson patenta lo que se puede llamar, un elemento presfuerzo; el cual consistía en barras de acero apretadas para soportar piedras artificiales y arcos de concreto para formar losas.

Por esos mismos años 1888 en Alemania y por concepto de C.E.W. Doehring, se patenta el concreto reforzado con acero tensado aplicado antes de la carga de lasa. Pero se presentaba un problema, la fuerza de tensado se perdía debido a las pérdidas por contracción y flujo plástico.*

Ya en 1907 en EUA; J.G.F. Lund, inicia la fabricación de bordas pretensadas, uniendo bloques de cemento por medio de mortero y aplicando la fuerza de presfuerzo por medio de barras de acero.

* Las pérdidas se tratan en el capítulo 3.

En el año siguiente (1908) E. A. Steiner también estadounidense, propone retensar las barras de acero para resorvar el esfuerzo que por concepto de pérdidas se había disipado.

Años más tarde, en 1911 en Francia, Eugene Freyssinet, inicia el estudio sobre los efectos dependientes del tiempo como son: contracción y flujo plástico, al mismo tiempo emplea aceros de alta resistencia.

En Bohemia (Most) Checoslovaquia en el año de 1919 Wettstein emplea cuerdas de piano como acero de prestuerzo, pero este dispositivo admitía tensiones no muy grandes.

Nuevamente en EUA en Minneapolis Minnesota en el año 1922 W. H. Hewitt, aplica con éxito el principio de prestuerzos en tanques de agua, evitando en esto el agrietamiento del tanque y fugas del líquido. Tres años más tarde (1925) en este mismo país, pero en Nebraska B. E. Dill propone el principio del postensado, que consiste en enlucir las barras de acero para evitar la adherencia con el mortero; una vez colado el concreto las barras se tensarían y anclaban en los extremos por medio de tuercas, sin disminuir las pérdidas de prestuerzo debidas al flujo plástico y a la contracción.

Posteriormente en el año de 1928 el Francés Eugene Freyssinet emplea aceros de alta resistencia (de 17.25 MPa tensados a 1.0 MPa). Propone además el principio del pretensado el cual se basa en el anclaje del acero de prestuerzo aleatorio por medio de la adherencia de los dos materiales. Dos años más tarde (1930) en Alemania y por obra de E. Hoyer se aplica el principio del pretensado propuesto por Freyssinet, y le llamo Sistema Hoyer.

El prestuerzo se siguió desarrollando en EUA por su obra por concepto de Preload Company, que en el año de 1935 utiliza este sistema en tanques circulares de almacenamiento.

Por su parte Eugene Freyssinet ya en el año de 1929 desarrolla los anclajes a base de anillos de acero para anclar posten-

dones de pretuerzo, desarrolla además los gatos de tensado de doble función, que además de tensar los tendones introducen el cono macho en el cono hembra, anclando de esta manera los tendones.

Un año más tarde (1940) el Belga G. Magnel, desarrolla un sistema en que dos tendones se anclaban en un solo cono.

En el año de 1945 se desarrolla el pretensado en Suecia y de 1945-1950 debido a la gran escasez de acero, provocada por la guerra; una parte de Europa (Francia, Bélgica, Suecia, Inglaterra, Alemania, Jugo, Holanda, Rusia e Italia) optimizan los diseños de sus estructuras y reconstruyen gran parte de Europa utilizando y desarrollando el pretuerzo.

En América del Sur el pretuerzo aparece por primera vez con la construcción del primer puente pretorzado (Ponte-Galvão) en el año de 1948 en Pira de Janeiro, Brasil.

Un año más tarde (1949) en EUA se inicia el pretuerzo lineal con la construcción del Puente Philadelphia Walnut Lane-Brigde, para después un año (1950) pero en Potts town Pennsylvania se instala la primera planta de pretensado de 3 pres de ancho y 125 pres de largo, utilizando fierros de 7 a tambes con diametro de $\frac{1}{4}$ ".

En México aparece el pretuerzo hasta el año de 1951 con la construcción del Puente Zaragoza (sta. Catarina) en Monterrey, Nuevo León.

En el año siguiente (1952) se desarrolla aceleradamente el pretensado en EUA. En ese mismo país, pero en el año de 1954 se fonda el PCI (Prestressed Concrete Institute).

Fue solo hasta los años de 1962 a 1963 que tiene un desarrollo acelerado el pretensado en México. El inicio del postensado se da en México, hacia el año de 1967.

Un instituto similar al PCI, que es el instituto del concreto pretensado, se fonda el PCI (Postensioned Institute).

en E.U.A.

Algo similar se lleva a cabo en Europa en donde alrededor de 1980 se funda la FIP (Federación Internacional de la Piedad trane).

Desde entonces y hasta la fecha el pretuerzo se ha desarrollado notablemente en todo el mundo.

A continuación se presenta una tabla en la cual se sintetiza lo anterior.

1.8 APLICACIÓN DEL PRINCIPIO DEL PRETUEZADO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO.

Una viga en la que actúan cargas, le provocan flexiones lo que se traduce en la aparición de esfuerzos de compresión y tensión; en la fibra superior e inferior respectivamente (ver fig. 1.2).

Con cuando las cargas actantes sean pequeñas, y si se tratara de una viga de concreto simple, se agrietara y fallara debido a la baja resistencia a la tensión del concreto. Existen dos formas de contrarrestar esta probable falla; una es empleando acero de refuerzo y otra es pretorzando la viga.

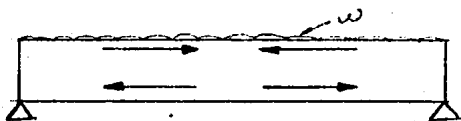


FIG. 1.2 Flexión en vigas.

Utilizando refuerzo simple en la parte inferior de la viga ayudará este a absorber los esfuerzos de tensión, limitando a la vez el agrietamiento del concreto.

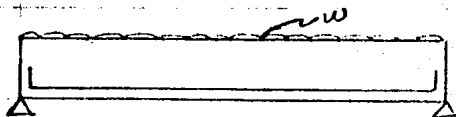


FIG. 1.3 Viga con refuerzo simple.

BREVE RESEÑA HISTORICA DEL PRESFUERZO

FECHA	LUGAR	PERSONA	COMENTARIOS
2100 AC	Egipto	-	Barcasas Presforzadas
500-1500	Europa	-	Barriles de Madera
1886	Estados Unidos (San Francisco California)	P.H. Jackson	Patente barras de acero apretados para soportes piedras artificiales y arcos de concreto para formar losas.
1888	Alemania	C.E.W. Doebling	Patente para concreto reforzado con acero tensado aplicado antes de la carga de losas. El acero de presfuerzo perdía su fuerza de tensado debido a que las pérdidas por contracción y flujo plástico la anulaban.
1907	Estados Unidos	J.G.F. Lund	Inicio la fabricación de bovedas pretensadas uniendo bloques de concreto por medio de mortero, el presfuerzo era dado por barras.
1908	Estados Unidos	C.R. Stainer	Propuso retensar las barras de acero para recobrar las pérdidas.

Traza la Breve Reseña Histórica del Presfuerzo.

Tabla 2.1 (Continuación)

FECHA	LUGAR	PERSONA	COMENTARIOS
1911	Francia	E. Freyssinet	Inició el estudio sobre los efectos dependiente del -- tiempo (contracción y flujo plástico) y empleo acero de alta resistencia.
1919	Bohemia (Most) Checoslovaquia	Wettstein	Empleo de cuerdas de piano como acero de presfuerzo -- (Tensión mínima).
1922	Estados Unidos Mi neapolis Minnesota	W.H. Hewett	Aplicó con éxito el principio del presfuerzo en tanques para evitar el agrietamiento y evitar la fuga de agua.
1925	Estados Unidos Nebraska	R.E. Dill	Propuso utilizar barras de acero encamisadas para evitar la adherencia con el -- concreto, una vez colocado el concreto las barras eran tensadas y ancladas en los extremos por medio de tuercas.
1928	Francia	E. Freyssinet	Tuvo consciencia clara de las pérdidas de presfuerzo debido al flujo plástico y a la contracción. Empleo aceros de alta resistencia (17.25 MPA tensados a 1.0 MPA.

Tabla 1.2 (continuación)

FECHA	LUGAR	PERSONA	COMENTARIOS
1930	Alemania	E. Hoyer	Propuso el principio del -- pretensado, anclando el -- acero al concreto mediante adherencia.
1935	Estados Unidos	Preload Company	Aplico por primera vez el principio del pretensado -- propuesto por Freyssinet y le llamo Sistema Hoyer.
1939	Francia	E. Freyssinet	Desarrollo el presfuerzo -- circular para tanques de al macenamiento.
1940	Bélgica	G. Magnel	Desarrollo anclajes con cuñas conicas para anclar los tendones de presfuerzo y <u>g</u> tos de tensado de doble -- acción que además de tensar los alambres introducian el cono macho en el como hembra anclando de esta manera a -- los tendones.
1945	Suecia		Desarrollo un sistema en que 2 tendones se anclaban con -- un solo cono.
			Desarrollo del pretensado.

These 12 (continued)

FECHA	LUGAR	PERSONA	COMENTARIOS
1945-1950	Europa (Francia, Bélgica, Suecia, Inglaterra, Alemania, Suiza, Holanda, Rusia e - Italia).		La escases de acero, la ne- cesidad de optimizar dise- ños y reconstruir a Europa desarrollo el presfuerzo.
1948	Brasil Río de Janeiro	-	Primer puente presforzado en America, Puente Galión.
1949	Estados Unidos	-	Se inició el presfuerzo li- neal con la construcción - del puente. Philadelphia Walnut Lane Bridge.
1950	Estados Unidos	Pottstown Pensilvania	Primera planta de presfensa- do, de 3 ft de ancho y 125 ft de longitud (Toron \varnothing 1/4" de 7 alambros).
1951	México-Monterrey	-	Puente Zaragoza (Sta. Catur- ina).
1952	E.U.A.	-	Desarrollo acelerando del -- pretensado.
1954	Estados Unidos	-	Se fundó el PCI Prestressed Concrete Institute.
1962-1963	México	-	Desarrollo acelerado del Pre- tensado.
1967	México	-	Se inicio el postensado en - México.

-43-

Tabla 1.2 (Continuación)

FECHA	LUGAR	PERSONA	COMENTARIOS
1976	Estados Unidos	-	Se funda el PTI
1980	Europa	-	Postensioned Institute Se funda el FIP Federation Internationale de la Precontrainte.
1980	Mexico	-	Se funda el ANHIS

Pres forzando la viga, es decir, introduciendo esfuerzos de compresión en donde se desarrollan los esfuerzos de tensión bajo la carga, se anularán o disminuirán las tensiones. Y si los esfuerzos de tensión no exceden a los de precompresión, no se presentará agrietamiento del concreto.

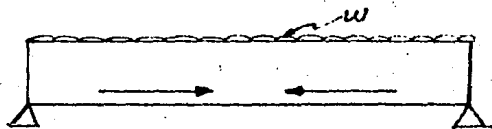
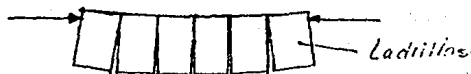


Fig. 4 Aplicación de Fuerza de Prestuerzo.

Un ejemplo sencillo para comprender el principio del prestuerzo, se presenta cuando una persona transporta varios ladrillos con el fin de acomodarlos verticalmente. Los ladrillos pueden levantarse y moverse en una fila horizontal ejerciendo presión con una mano colocada en cada extremo.

La resistencia a la tensión de la hilera de ladrillos es nula, pero cuando se aplica una presión suficiente, toda la hilera puede levantarse en conjunto. Si la presión aplicada se utiliza cerca del extremo superior se observará que los ladrillos tratarán de abrirse en la parte inferior (lo que se podría interpretar como el agrietamiento de una viga de concreto); si la presión se aplica a lo largo de la mitad de la altura, será posible colocar más ladrillos en la parte superior, observando que de esta manera la hilera de ladrillos soportará una carga adicional. Mientras mayor sea la carga que se coloca encima, mayor será la presión requerida en cada extremo.



(a)

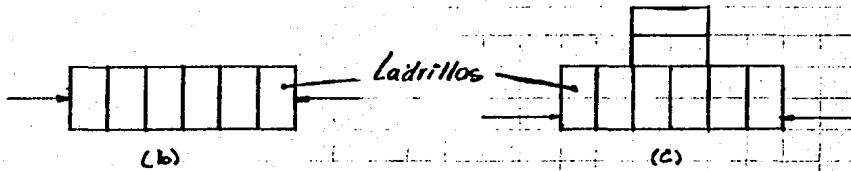


Fig. 1.5 Principio del prestrezo.

Este principio, pero visto con mas objetividad se presenta en las siguientes alternativas de vigas uniformemente cargadas.

- Alternativa A - Viga de Concreto Simple.

El comportamiento de la viga se encuentra dentro del rango elastico-lineal.

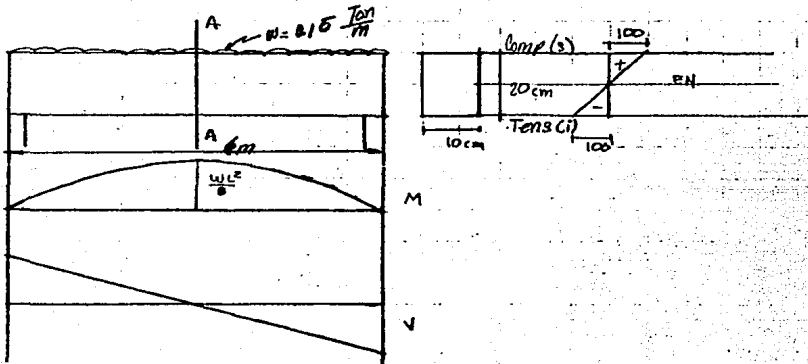


Fig. 1.6 Viga simplemente armada

De la figura anterior

$$M_A = \frac{WL^2}{8} = \frac{0.15(6)^2}{8} = 0.675 \text{ Ton-m} \quad \text{--- 1.1}$$

$$\text{Como } f_{RA} = \frac{M}{I} y \quad \text{--- 1.2}$$

$$Y \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{-----} \quad 1.3$$

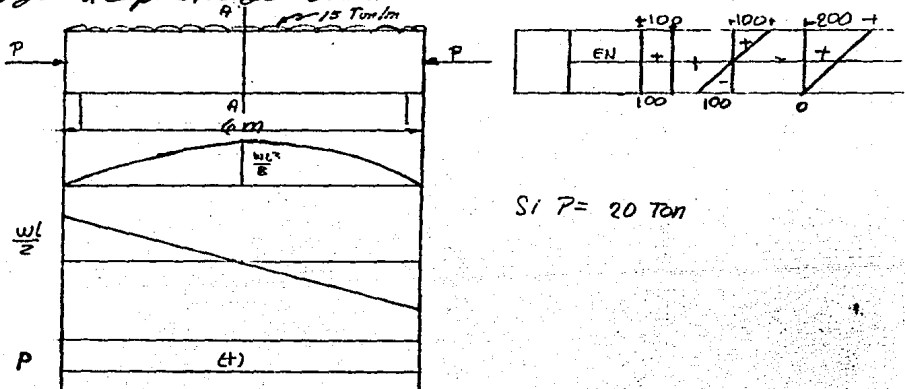
entonces:

$$I = \frac{10 \times 20^3}{12} = 6666.67 \quad \text{-----} \quad 1.4$$

$$Y \quad f_i = \frac{0.675 \times 10^5}{6666.67} \times 10 = 101.24 = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{-----} \quad 1.5$$

$$f_s = \frac{0.675 \times 10^5}{6666.67} \times 10 = 101.24 = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{-----} \quad 1.6$$

- Alternativa B. Viga en la que se aplica la fuerza de prestuerzo axial.



Si $P = 20 \text{ Ton}$

Fig. 1.7 Viga con fuerza de prestuerzo aplicada en el centro de gravedad.

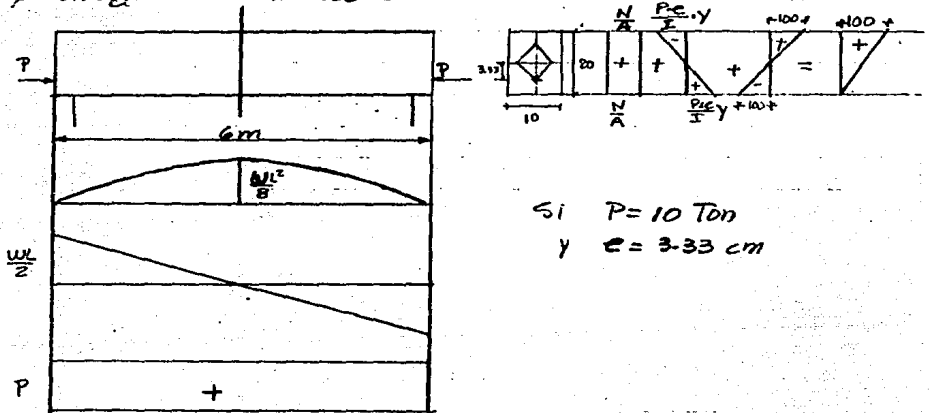
De la figura:

$$f_{XA} = \frac{N}{A} + \frac{M_x y}{I} \quad \text{-----} \quad 1.7$$

$$\begin{aligned} \text{Así } f_1 &= \frac{20 \times 10^3}{20 \times 10} - \frac{0.675 \times 10^5}{6666.67} \times 10 = \\ &= 100 - 100 = 0 \quad \text{--- 1.8} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_2 &= \frac{20 \times 10^3}{20 \times 10} + \frac{0.675 \times 10^5}{6666.67} \times 10 = \\ &= 100 + 100 = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{--- 1.9} \end{aligned}$$

- Alternativa, c. Viga en la que se aplica la fuerza de pretensión excéntrica.



Si $P = 10 \text{ Ton}$
 $y = 3.33 \text{ cm}$

Fig. 1.8 Viga con fuerza de pretensión aplicada en el límite del núcleo central.

$$\text{Así: } f_x = \frac{N}{A} \pm \frac{P x e}{I} y \pm \frac{M}{I} y \quad \text{--- 1.10}$$

De donde:

$$f_1 = \frac{10 \times 10^3}{200} + \frac{10 \times 10^3 \times 3.33}{6666.67} \times 10 - \frac{0.675 \times 10^5}{6666.67} \times 10 =$$

- 30 -

$$= 50 + 50 - 100 = 0 \quad \text{-----} 1.11$$

$$P_s = \frac{10 \times 10^3}{200} - \frac{10 \times 10^3 \times 3.33}{6666.67} \times 10 - \frac{6.675 \times 10^5}{6666.67} \times 10 =$$
$$= 50 - 50 + 100 =$$

Al comparar las tres alternativas entre sí, se tienen las siguientes conclusiones.

- Al comparar B con respecto a A.

- Las deformaciones de la viga son iguales en ambos casos.
- La viga B se curva en el sentido longitudinal.
- Se anulan los esfuerzos de tensión (totalmente).
- Los esfuerzos de compresión se duplican.
- No se agrieta la viga B.

- Al comparar C con respecto a B.

- Se reducen notablemente las deformaciones, pudiendo llegar a ser nulas.
- La viga C se curva, en el sentido longitudinal, en una proporción que la viga B.
- Se anulan los esfuerzos de tensión (totalmente).
- Los esfuerzos de compresión se reducen a la mitad con respecto a B y quedan igual que en A.
- No se agrietan ninguna de las dos vigas.
- La magnitud de la fuerza de presfuerzo en la viga C es la mitad que en la viga B.

De las anteriores comparaciones, se puede ver que tiene mejores resultados estructurales, la viga en la que se aplica la fuerza de presfuerzo, excéntrica.

1.9 MÉTODOS PARA PREFORZAR ELEMENTOS DE CONCRETO.

Dentro de las diferentes modalidades que se tienen para preforzar elementos de concreto están:

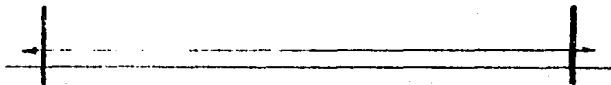
- Elementos Pretensados
- Elementos Postensados
- Elementos Pretensados - Postensados
- Elementos Parcialmente preforzados
 - Elementos parcialmente pretensados
 - Elementos parcialmente postensados
- Elementos Preforzados mediante Métodos Especiales.

De las modalidades o métodos anteriormente señalados, los más usados, son los de Pretensado y los de Postensado; no obstante, en la actualidad se está tendiendo a utilizar los elementos parcialmente preforzados y en algunos casos muy especiales, se prefieren utilizar los elementos Pretensados-Postensados; por ejemplo, en las traveses de la línea 9 del metro.

1.10 ELEMENTOS PRETENSADOS.

1.10.1 DEFINICIÓN.

Son elementos estructurales a base de concreto y tendones de preesfuerzo, en ellos el tensado de los tendones se lleva a cabo antes del colado del concreto. Y la liberación de los tendones de los vuertos de anclaje, se lleva a cabo, cuando el concreto a adquirido, aproximadamente el 80% de su resistencia. (Ver fig. 1.9), o cuando el concreto tiene capacidad para resistir la transferencia de los esfuerzos del acero.



(a)

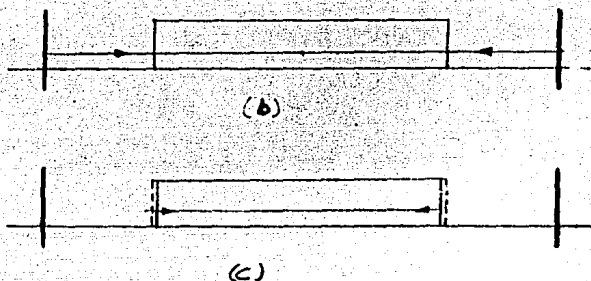


Fig. 1.7. Pretensado, (a) Tendido de tendones, (b) Colado del concreto y anclaje de tendones, (c) Detensado de tendones.

Algunas características de los elementos pretensados son:

- Son elementos prefabricados
- La acción del prestuerzo es interna
- El anclaje de los tendones es por medio de adherencia
- Por lo general la trayectoria de los cables es recta
- Por lo general son elementos simplemente apoyados.

Debido a que las trayectorias de los tendones son rectas y excéntricas, provoca que aparezca un momento negativo constante, a partir de la longitud de desarrollo* (ver fig. 1.10). Este momento no se resta en los apoyos con el momento positivo provocado por las acciones actuantes. Por tal motivo se recomienda, para eliminar este momento negativo, no deseable, en los apoyos, engrasar (encamisar) los tendones en los extremos. (ver fig. 1.11).

Engrasando los tendones en los extremos, se reduce el prestuerzo, en elementos pretensados, en ellos.

La longitud a la cual se deben de engrasar los tendones, se obtiene de tal manera, que los esfuerzos actuantes no rebasen a los permisibles.

* Longitud de desarrollo, se trata. en el capítulo 4

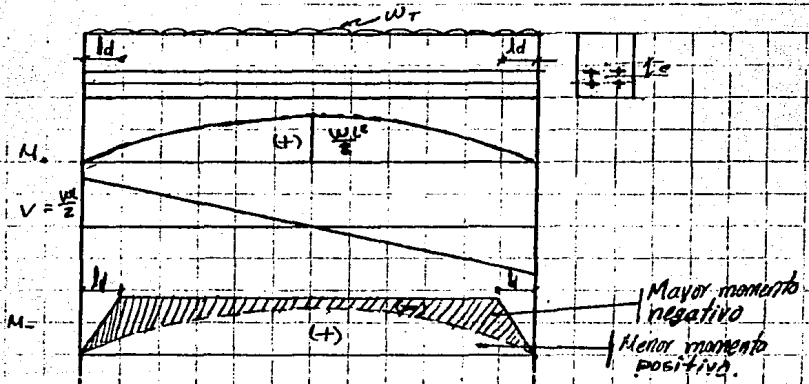


Fig. 1.9 longitud de desarrollo en una viga pretensada.

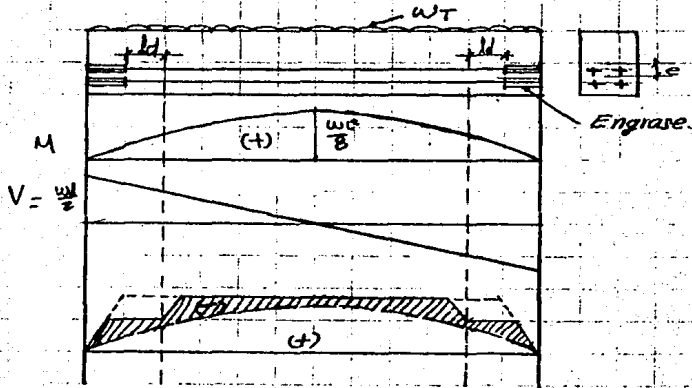


Fig. 1.10. Viga pretensado con tendones engrasados.

De la Fig. 1.10 se observa que el momento negativo en los extremos se reduce considerablemente, al engrasar tendones en los extremos.

1.10.2 INSTALACIONES.

Existen dos tipos de plantas, para fabricar elementos pretensados; Plantas fijas y Plantas provisionales.

Las plantas provisionales son instaladas en la obra; solo cuando se requirieren, un número considerable de elementos y las plantas fijas, quedan muy retiradas del lugar de la obra.

Generalmente, la fabricación de elementos de concreto pretensado, se lleva a cabo en plantas fijas, donde ya han sido previamente construidos mesos permanentes de tensado. La longitud de las mesas varía entre 40 y 200 m, aproximadamente, y en promedio tienen una longitud de 100 m. Dependiendo de la planta de la que forman parte las mesas de tensado pueden ser: fijas, portátiles y moldes o cimbras que actúan como mesas.

Dentro de las mesas fijas se tienen:

- Los muerlos de anclaje y su relación con el suelo resistirán por sí solos, las fuerzas de presfuerzo. No teniendo ninguna función estructural la losa de colado. El problema que se podría presentar, serían los movimientos relativos entre la losa y los muerlos de anclaje, lo que podría ocasionar graves problemas. (ver fig. 1.11(a))
- Para el caso de que el terreno, donde se piensa construir la mesa de tensado, sea malo, se utilizan las mesas de tensado con muerlos de anclaje piloteados. (ver fig. 1.11(b))
- Otro tipo de mesas, son aquellas en que la losa se construye para que tenga un funcionamiento estructural; es decir, la losa actuará como una columna entre los muerlos de anclaje; de esta manera, los muerlos de anclaje se pueden diseñar de menores dimensiones. (ver fig. 1.11(c))
- Cuando se anclan los muerlos de anclaje y la losa de una forma monolítica, se está construyendo otro. (ver fig. 1.11(d)).

tipo de mesa, estas mesas presentan la ventaja de su gran rigidez. Así mismo, tienen un buen funcionamiento, cuando el terreno es malo.

Las mesas portátiles se utilizan cuando se desean construir plantas provisionales; estas ofrecen ventajas solo cuando no existen plantas de prefabricación y/o prestozado, próximas al lugar de la obra, y cuando la obra es lo suficientemente grande que demande un número considerable de elementos prestozados.

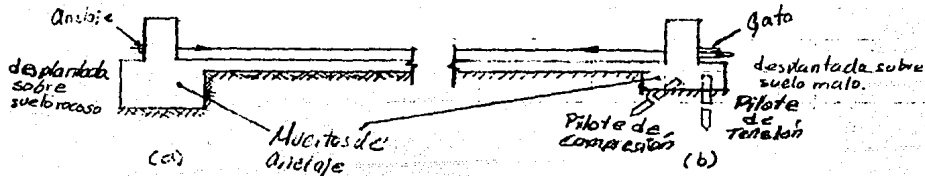
Las mesas portátiles pueden ser:

- De elementos precolados; que se unen mediante tendones de prestuerzo. Los elementos precolados que se utilizan en este caso, deben ser de tamaños estandarizados, de tal manera que faciliten su trans portación, montaje y, una vez que ya no se utiliza, su desmontaje.

- De acero estructural; son estructuras desmontables, que pueden proporcionar un anclaje a las fuerzas de prestuerzo. Es una alternativa, que presenta mayor facilidad en su transporte. A este tipo de mesas, también, se les conoce como estructuras autotensables.

Otra opción, que puede resultar conveniente, es utilizar los moldes autotensables, que pueden ser:

- Moldes de concreto forrados de lámina.
- Moldes metálicos.



* Estos moldes se estudian más a detalle en otro capítulo.

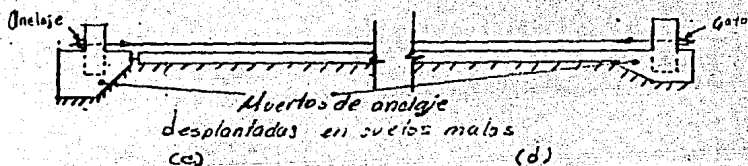


Fig. 1.11 Mesas de Tensado

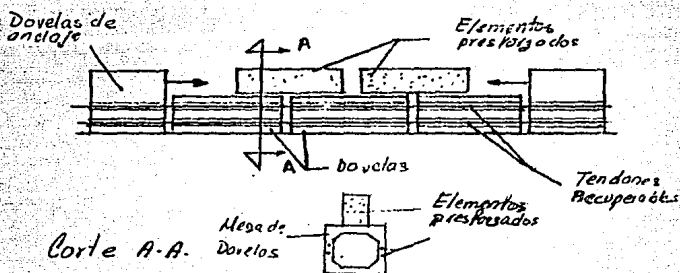
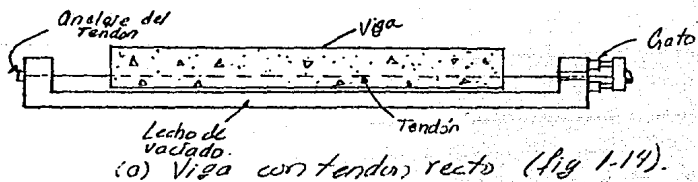


Fig. 1.12 Mesa portátil de dovelas de concreto

Las plantas de pretensado fijas, por lo general, se encuentran distribuidas de manera similar, debido, a el mejor manejo de los materiales; al manejo de las piezas terminadas y de la administración de las mismas.

Una planta tipo, se encuentra representada en la fig. 1.13. A la vez, de las diferentes plantas de pretensado, existen varios métodos de pretensar elementos de concreto; en la figura 1.14 se muestran tres métodos de pretensado.



(c) Viga con tendón recto (fig. 1.14).

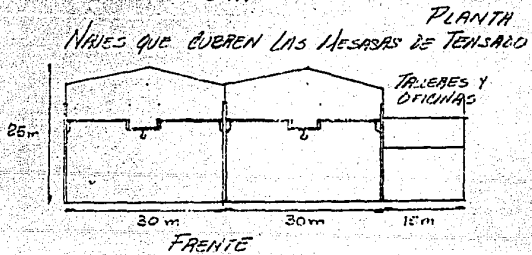
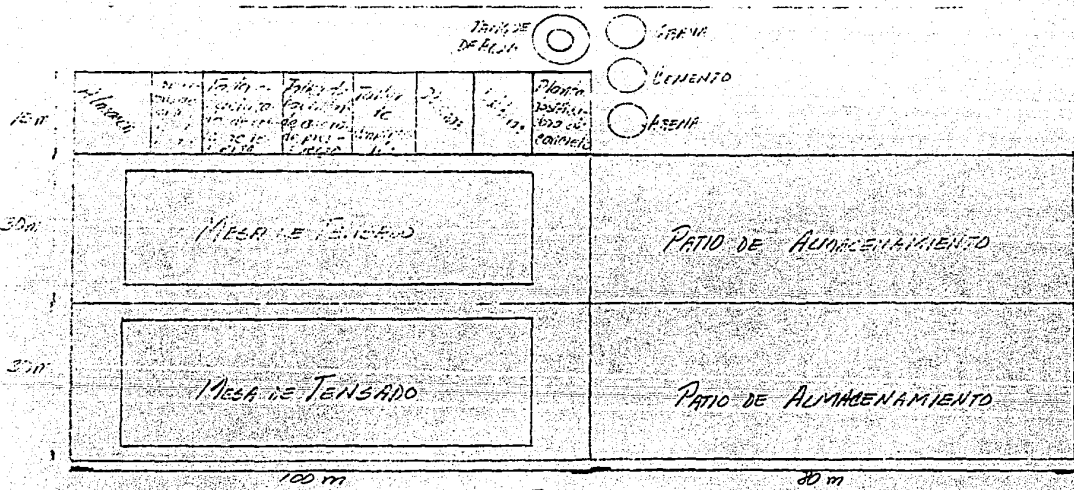


Fig. 113 PLANTA DE PRETENSADO (TIED)

- **PREVIOS TÉCNICOS (MÍNIMOS) QUE DEBE DE CUMPLIR
LAS PLANTAS DE PRESFUERZO, PARA EJECUTAR ESTRUCTURAS
PRETENSADAS.**

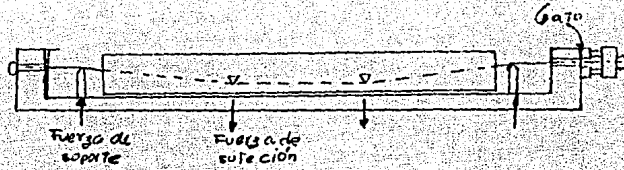
- 1- Contar con planta desfilazadora de concreto, por peso.
- 2- Emplear agregados basálticos o calizos de buena calidad.
- 3- Lavar los agregados pétreos utilizados en la fabricación del concreto.
- 4- Contar con una planta para producir concreto con capacidad mínima de 50 metros cúbicos, por día.
- 5- Contar con soldadores calificados, preparados para la fabricación de los accesorios metálicos.
- 6- Tener separadores metálicos en cada uno de los extremos de los elementos pretensados.
- 7- Contar con moldes metálicos debidamente reforzados, con espesores de placa, no menor de $\frac{1}{4}$ ".
- 8- Contar con mesas de presfuerzo con capacidad mínima de 350 toneladas, a una excentricidad de 25 cm.
- 9- Emplear medios mecánicos para el transporte del concreto, como pueden ser: Bandas transportadoras, sangüones, grúos viajeras, marcos de carga, etc.
- 10- Llevar a cabo el control de tensión de los tendones de presfuerzo, mediante la combinación de manómetros y deformaciones (gráficas de tensión).
- 11- Llevar a cabo la compactación del concreto fresco mediante el empleo simultáneo de vibradores de molde y vibradores de inmersión.
- 12- Tener lonas y termómetros (mínimo dos por elemento), durante el proceso de curado del concreto.
- 13- Contar con equipo para el curado a vapor del concreto, que garantice temperatura de 10°C durante 12 horas, a la presión atmosférica.
- 14- Contar con laboratorio de control de calidad, acreditado.

para verificar la calidad del concreto; este laboratorio deberá contar con lo siguiente:

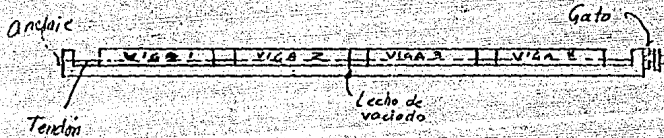
- Equipo para el ensayo de cilindros de concreto.
 - Equipo para la obtención de la humedad de la arena.
 - Analizar diario la dosificación de los materiales que integran al concreto.
 - Equipo para medir la trabajabilidad del concreto de alta resistencia (VeBe).
- 15.- Llevar a cabo el detensado de los tendones de prestuerzo, utilizando gatos hidráulicos (no usar spotter).
- 16.- Cumplir con las tolerancias señaladas en el reglamento vigente.
- 17.- Contar con el equipo para el manejo de los elementos con capacidad mínima de 35 toneladas (grúas viajeras, mancos, etc.).
- 18.- Contar con áreas de almacenamiento de elementos prefabricados suficiente para almacenar a la vez un mínimo de 50 elementos.

Ejemplo de Tolerancias:

— Longitud	_____	± 1.9 cm
— Ancho	_____	± 0.6 cm
— Peralte	_____	± 0.6 cm
— Ancho del Alma	_____	± 0.6 cm
— Espesor de los patines	_____	± 0.6 cm
— Alineación horizontal (desviación de la línea recta paralela al eje del elemento)	_____	± 1.6 cm
— Ubicación de tendones	_____	± 0.3 cm
— Ubicación de ganchos para izado	_____	± 0.3 cm



(b) *Viga con excentricidad variable del tendón.*



(c) *Esforzado y vaciado de línea larga.*

Fig. 1.14 *Métodos de Pretensado.*

1.10.3. EQUIPO

Siendo que generalmente el perfil de los tendones en elementos pretensados es recto, como ya se explicó anteriormente, el perfil recto de los tendones produce momentos negativos desfavorables en los extremos de las vigas. Por tal motivo se propone diseñar los elementos con perfiles de tendones desviados (excentricidad variable), con lo cual se logran momentos en los extremos más satisfactorios. Para lograr la desviación en los tendones se requiere equipo especial; en la figura siguiente se presenta un tipo de este equipo.

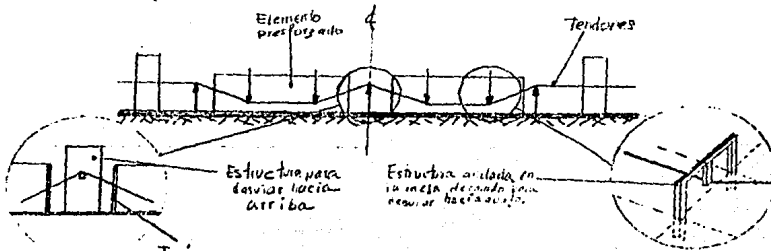


Fig. 1.15(a) *Equipo para desviar tendones.*

Otro tipo de dispositivos para desviar tendones es:

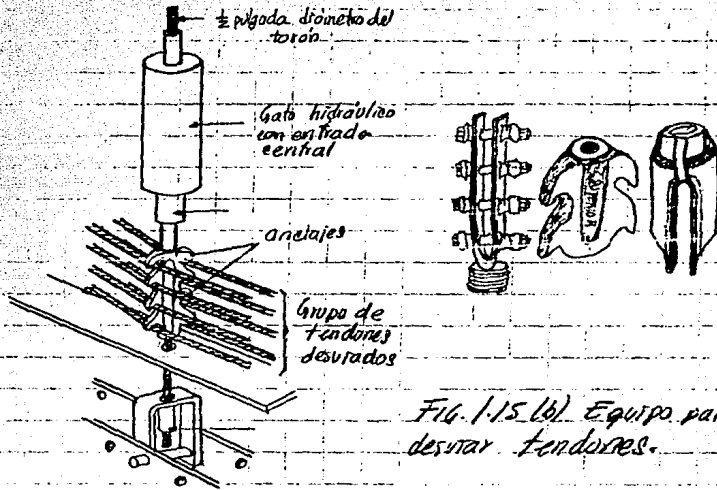
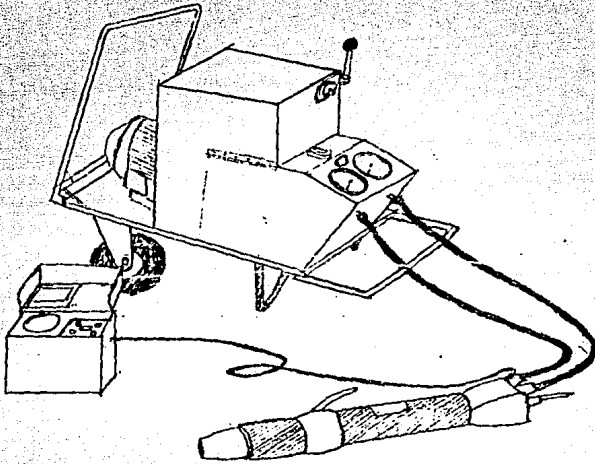


FIG. 1.15 (b). Equipo para desviar tendones.

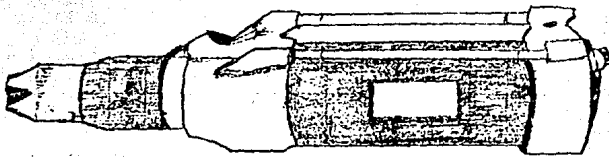
Un equipo de gran importancia en el prestrezo son los gatos de tensado.

Si el tensado, de los tendones, se lleva a cabo en forma individual, los gatos son relativamente pequeños y operan a base de electricidad. Un gato muy usado en la realización de este trabajo es el CCL Stressomatic; el cual realiza automáticamente las operaciones de tensado y anclado, una vez que los controles se han ajustado. (ver fig. 1.16 (a)).

Dentro de los varios tipos de gatos, que existen en el mercado, también es de uso común, para tensado sencillo, los gatos tipo Titan. (ver fig. 1.16 (b)).



(a) Gato CCL Stressomatic.



(b) Gato Titan PSC.

Fig. 1.16 Gatos de Preensado.

Por último, se presentan los dispositivos para sujetar los tendones a los muerlos de anclaje; es decir, los dispositivos de anclaje. Generalmente en estos dispositivos se emplea el principio de la curva y/o la fricción.

Existen varios dispositivos de anclaje dependiendo, de si se tensan los tendones, uno por uno, de dos en dos o si se tensa un conjunto de alambres. Dependiendo de lo anterior se presentan en la figura siguiente, algunos de estos dispositivos de anclaje.

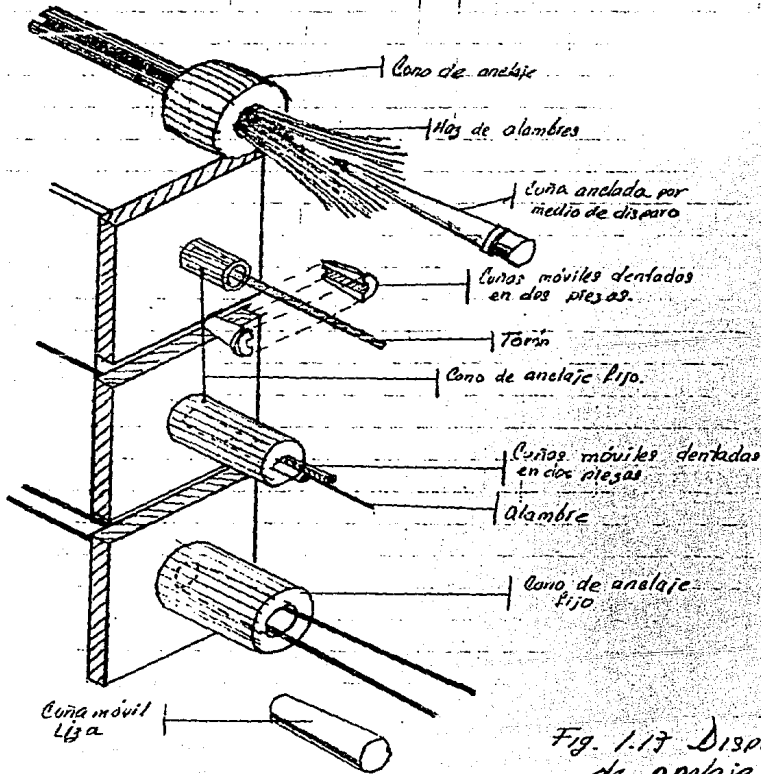


Fig. 1.17 Dispositivos de anclaje.

1.10.4 PROCEDIMIENTOS.

Existen varios procedimientos para fabricar elementos de concreto pretensado; a continuación se presenta un procedimiento.

- Colocar el fondo del molde
- Colocar en la superficie del fondo, una capa de material desmoldante (alguna grasa).
- Colocar los tendones de prestuerzo.
- Tensar los tendones de prestuerzo. El método más utilizado es a base de gatos hidráulicos; la capacidad de los gatos depende de la magnitud de la fuerza pretensora. El control del prestuerzo se realiza midiendo la longitud estirada directamente; utilizando manómetros que generalmente están adaptados a los gatos.
- Colocar los armados adicionales (estribos, conectores, etc.).
- Colocar los perfiles laminados, en el caso que se requieran.
- Colocar los ganchos de manipulación o izado.
- Supervisar los armados.
- Colocar los costados de la cimbra fijándolos por medio de diafragmas. (con material desmoldante)
- Colar el concreto en los moldes. Este colado se puede realizar por dos métodos; utilizando botes transportados por grúa, bandas, bombas o vehículos especiales; o utilizando una especie de moldes deslizantes que depositan el concreto por extrusión. La utilización de cualquiera de estos métodos depende de los elementos que se pretenden fabricar.
- Vibrar el concreto. El vibrado se puede llevar a cabo mediante vibradores de inmersión y/o de molde.
- Se cura el concreto, para acelerar el proceso de fabricación de los elementos, por lo general se utiliza el curado a vapor, con una duración de aproximadamente de 6 a 10 horas.

- y a una temperatura de 70°C .
- Se hacen las pruebas de resistencia al concreto, ensayando cilindros; para asegurar que el concreto tiene la resistencia a la compresión a la tracción (fci) esperada.
 - Se detensan los tendones, dando un pequeño jalón con el gato cuando el concreto ha alcanzado su resistencia (fci).
 - Se cortan los tendones, utilizando preferentemente soplete.
 - Se desmoldan las piezas, quitando primeramente los estados.
 - Se sacan los elementos, de la mesa de producción, utilizando la grúa viajera, y se coban en la zona de almacenaje.
 - Se revisan los elementos.
 - Se protegen los extremos de los tendones contra los agentes externos, utilizando resinas epóxicas o lechada de cemento.

1.11 ELEMENTOS POSTENSADOS.

1.11.1 DEFINICIÓN.

Son aquellos elementos prestozados, en los cuales la aplicación de la fuerza de prestozado, se hace después de que el concreto se ha colado y ha adquirido resistencia.

Las características de los elementos postensados son:

- Pueden ser prefabricados o colados en el lugar.
- Las acciones que produce el prestozado son externas al elemento.
- El anclaje de los cables es externo y se lleva a cabo mediante elementos metálicos.
- Las trayectorias de los cables, pueden ser curvas o rectas.
- Los elementos pueden ser simplemente apoyados o continuos.

• El tensado de los elementos puede ser por uno o ambos extremos; esto se representa en la figura 1.18

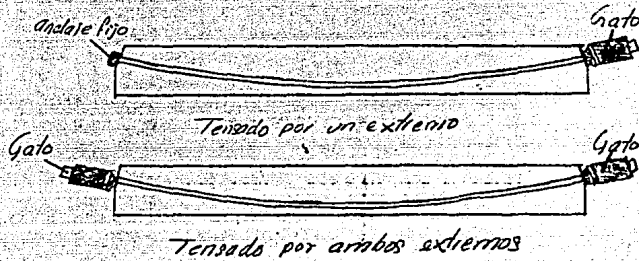


Fig. 1.18 Modos de Tensado.

Como se dijo anteriormente las trayectorias pueden ser curvas o rectas, para este caso se puede ver la figura 1.19.

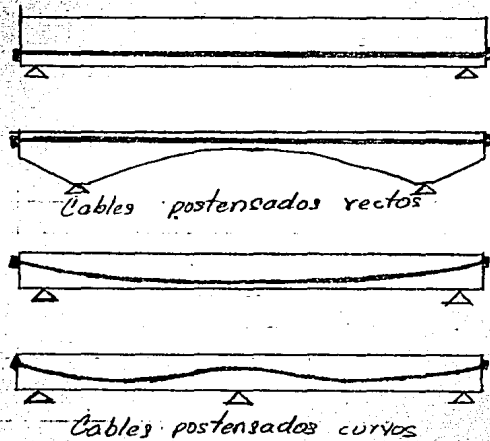


Fig. 1.19 Perfiles de cables de postensado.

Los métodos de postensado, varían en función de los elementos que se requieren fabricar; algunos de estos métodos se resumen en la figura 1.10.

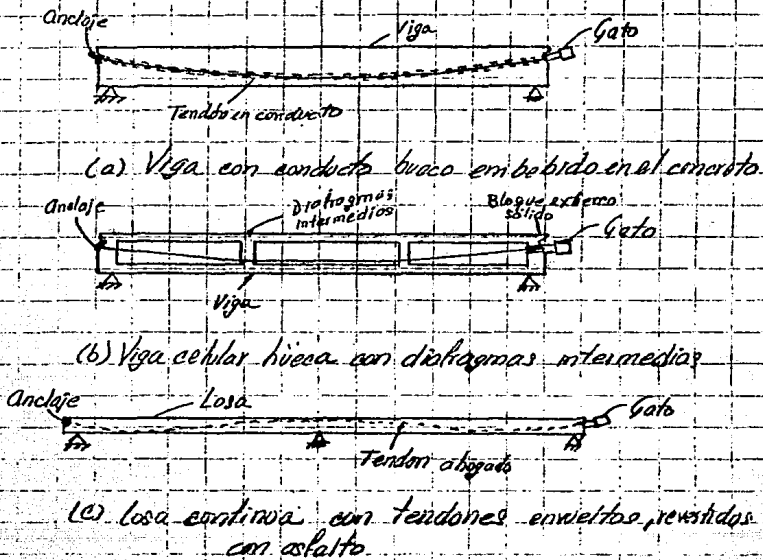


Fig. 1.10. Métodos de postensado.

1.11.2 INSTALACIONES.

El postensado de elementos de concreto casi no requieren de instalaciones. Esto, debido a que el postensado se utiliza generalmente para grandes unidades prefabricadas, las cuales se fabrican en la obra, ahorrando así el costo del transporte y montaje. En los sistemas postensados, lo más importante, no es contar con una planta fija o portátil, sino contar con el equipo adecuado para lograr los resultados más óptimos.

1.11.3 TIPOS DE ANCLAJE.

Los diversos tipos de anclaje que se utilizan en los sistemas postensados, pueden consistir de uno de los cuatro procedimientos siguientes, o de una combinación de ellos.

- a.- Aprovechando el principio de la fricción, así como la fricción entre las cuñas y los tendones.
- b.- Apoyando directamente el tendón sobre una placa por medio de un engrosamiento formado en el extremo de los tendones.
- c.- Usando dispositivos a base de rosca.
- d.- Doblado de tendones.

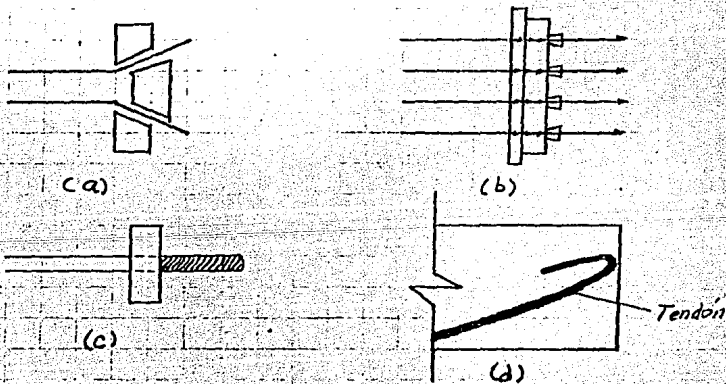


Fig. 1-21 Anclajes de postensado.

1.11.4 SISTEMAS DE POSTENSADO

El equipo utilizado en la fabricación de elementos postensados, depende del sistema que se este utilizando. Existen varios sistemas de postensado, así como tipos de equipo. En seguida se mar-

cionan algunos de los sistemas que se utilizan en México.

- Sistema Freyssnet (Francia)
- Sistema BBV (Suiza)
- Sistema Precon (EUA)
- Sistema VSL (Suiza)
- Sistema CCL (Inglaterra)
- Sistema RAMZA (México)
- Sistema Strong Hold

1.11.5 PROCEDIMIENTOS.

Uno de los procedimientos para fabricar elementos postensados, es el que se muestra en seguida:

- Colocación de la obra falsa
- Colocación del fondo de la cimbra
- Aplicación de una sustancia desmoldante
- Colocación del acero de refuerzo ordinario
- Colocación de los ductos de los cables de postensado
- Colocación de los costados de la cimbra
- Colar el concreto, utilizando botes, bomba, banda transportadora, etc.
- Vibrado del concreto utilizando los procedimientos

- de inmersión y/o molde.
- Curar el concreto por el procedimiento natural.
 - Colocar los cables de postensado.
 - Tensar los cables, cuando el concreto tenga la resistencia adecuada, para tal efecto (f'ci)
 - Inyectar una lechada especial, a los ductos, para asegurar la adherencia entre los cables y el concreto en condiciones de servicio.
 - Finalmente se retiran la cimbra y la obra falsa.

1.12 OTROS PROCEDIMIENTOS EMPLEADOS PARA PREESFUERZO ELEMENTOS DE CONCRETO.

Si bien existen muchos otros métodos para preesforzar elementos de concreto, a continuación se presentan algunos de ellos:

• PREESFUERZO POR MEDIO DE CEMENTOS EXPANSIVOS.

El preesfuerzo se lleva a cabo empleando una mezcla de cementos perland y aluminoferrita, que tiene la propiedad de aumentar el volumen del concreto. Como los tendones quedan ahogados en el concreto, restringen la dilatación, provocando esfuerzos de tensión en los mismos y de compresión en el concreto.

• PREESFUERZO ELECTRICO

Para la utilización de este procedimiento, los tendones, por lo general, son varillas lisas y cubiertas con un material termoplástico. Las varillas se dejan ahogadas en el concreto como si se tratase de refuerzo ordinario, para después, ya que ha adquirido resistencia el concreto, se le introduce una corriente eléctrica a los tendones, la cual es de bajo voltaje y alto amperaje.

Esta corriente produce los efectos:

- ablanda el material termoplástico, permitiendo el fricciónamiento de los tendones.

• Aumenta la longitud de los tendones; al alcanzar la longitud requerida los tendones se anclan en los extremos, por medio de dispositivos a base de rosca. Al enfriarse los tendones inducen una fuerza de compresión en el concreto, a la vez que el material termoplástico se endurece y se restablece la adherencia entre los tendones y el concreto.

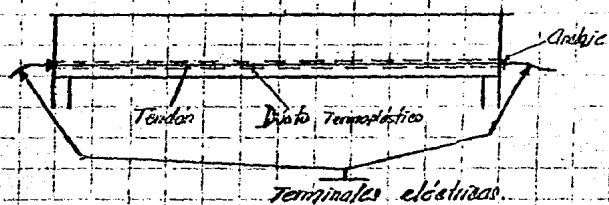


Fig. 1.22 Prefuerzo eléctrico.

• PREFUERZO POR ENBOBINADO.

Este procedimiento aunque no es común en México, y es más utilizado en la Unión Soviética, se menciona a continuación.

Es una variante del sistema prefuerzo, que permite lograr trayectorias complejas de los tendones al utilizar mesas de fensado giratorias. (Ver Fig. 1.23).

Este sistema se aplica generalmente a la fabricación de placas con prefuerzo en dos sentidos y de armaduras.

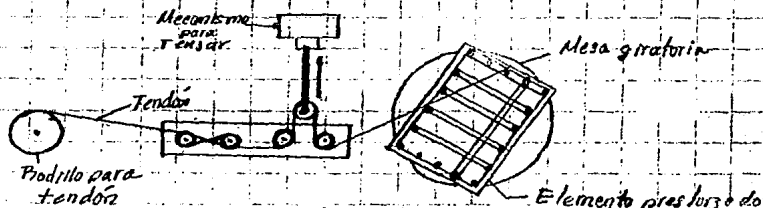


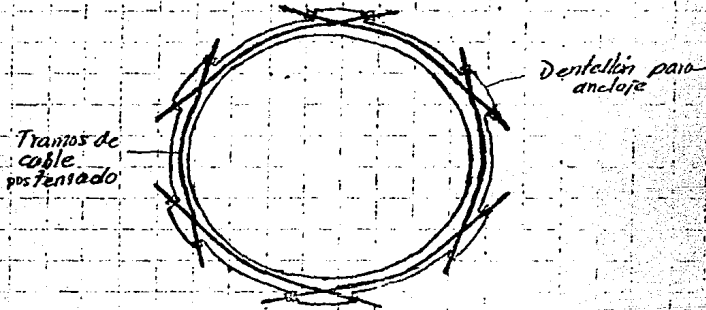
Fig. 1.23 Prefuerzo por embobinado.

PREFUERZO CIRCULAR

Este procedimiento, es utilizado en estructuras circulares como son: tanques, depósitos para derivados del petróleo, silos o tuberías. El pretuerzo se coloca a manera de zunchos en la estructura, contraviniendo los esfuerzos de tensión producidos por los empujes de las substancias almacenadas.

Existen dos formas de producir el pretuerzo utilizando este procedimiento.

• La primera consiste en dejar tiras abegadas dentro de ductos en las dobelas de concreto (ver Fig. 1.24 (a)).



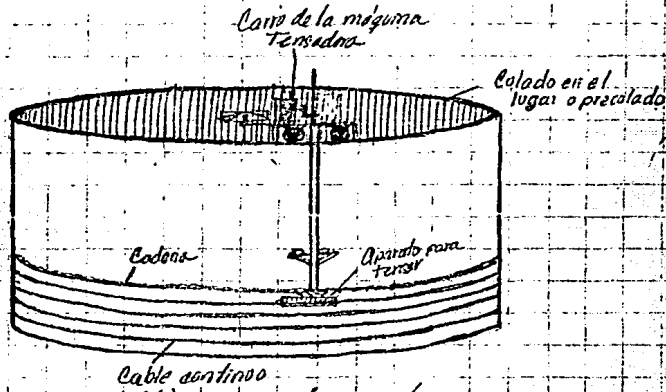
(a) Pretuerzo Circular.

• La segunda consiste; teniendo ya las paredes de la estructura, se enrolla el cable en forma continua, mediante un dispositivo que mantiene el cable en tensión durante su colocación (ver Fig. 1.24 (b)).

PREFUERZO EXTERNO

Existen algunos casos en que no es muy conveniente el uso de los tendones de pretuerzo, debido a esto es necesario

aplicar la fuerza de pretuerzo por algún medio externo. Un ejemplo, es el de los pavimentos para pistas de aeropuertos. En este caso, el medio externo, son gatos que se recuperan, una vez que se vuelan las pilas que mantendrán pretorzada la losa. (Ver Fig. 1.25)



Cable continuo
(6) Tensado continuo
Fig. 1.23 Pretuerzo Circular

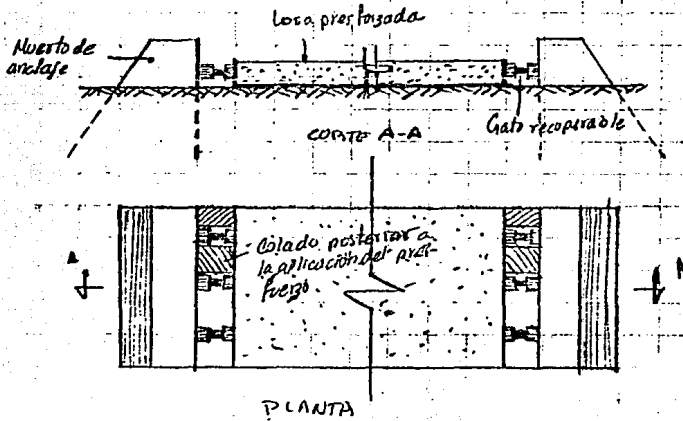


FIG. 1.25 Pretuerzo externo.

1.13 COMPARACIÓN DE LOS SISTEMAS PRETENSAJADOS Y POSTENSAJADOS.

• Tomando como base el Pretensado, al comparar este sistema, con el postensado se pueden obtener las siguientes:

Ventajas

Desventajas.

- Los elementos se fabrican de una manera más rápida que los postensados
- Mejor control de calidad en todos los procesos.
- No cuesta nada el anclaje, por ser mediante la adherencia.
- Se pueden dar secciones variadas y más eficientes
- No requiere ductos
- No requiere inyección de lechada
- No requiere patente
- Se requieren sistemas más racionalizados por ser parte de un proceso industrial
- No hay pérdidas por fricción.
- Los obreros trabajan en mejores condiciones.

- No se pueden producir trayectorias curvas.
- Requieren de transporte y montaje
- Hay limitaciones de longitud, peralte y magnitud de las cargas que pueden resistir.
- No se pueden instalar en el lugar de la obra.
- Se dificulta la posibilidad de darle continuidad a los elementos.
- Se requiere una inversión inicial grande para la construcción de una planta.

Si se tomara como base el postensado, algunas de las ventajas serían desventajas y viceversa.

1.13.1 RECOMENDACIONES PARA EL USO DE ELEMENTOS PRETENSADOS Y POSTENSADOS.

Se recomienda usar elementos pretensados si se cumplen las siguientes condiciones. En caso contrario se puede preferir usar elementos postensados.

- Si la cantidad de elementos es considerable
- Si la distancia de la planta a la obra no es mayor a 200 km.
- Si se requiere rapidez en la construcción de la obra.
- Si la longitud de las piezas no es mayor a 30 m.
- Si el peso de la pieza no es mayor a 20 toneladas.
- Si el peralte de las piezas no es mayor a 1.5 m.

1.14 Usos del Prestuerzo.

La utilización del prestuerzo se ha generalizado mucho en los últimos años. Tanto, que casi en todas las obras de Ingeniería Civil se han utilizado o se pueden utilizar.

A continuación se mencionan algunos elementos y obras, en los que se utiliza el Prestuerzo.

- Dormientes para ferrocarril
- Techumbres y pios
- Vigas
- Pilotes
- Pilas
- Edificios
- Naves industriales
- Puentes
- Escuelas
- Centros Comerciales

- Estacionamientos
- Iglesias
- Postes
- Muelles
- Plataformas Marinas.
- Contratos Nucleares
- Anclajes en Picos, etc.

CAPITULO 2
MATERIALES

	Pag.
2.1 Introducción	(60)
2.2 Concreto Simple	(60)
2.2.1 Definición	(60)
2.2.2 Empleo del Concreto	(60)
2.2.3 Desarrollo del Concreto	(61)
2.2.4 Materiales que Integran al Concreto	(62)
2.2.4.1 Cemento	(62)
2.2.4.2 Agregados	(62)
a) Agregados Finos	(71)
b) Agregados Gruesos	(72)
2.2.4.3 Agua para la Mezcla	(72)
2.2.4.4 Aditivos	(73)
2.2.5 Propiedades del Concreto Fresco	(77)
2.2.5.1 Comentarios Generales	(77)
2.2.5.2 Trabajabilidad	(76)
2.2.5.3 Consistencia	(77)
2.2.5.4 Segregación	(78)
2.2.5.5 Sangrado	(77)
2.2.5.6 Tiempo de Fraguado	(80)
2.2.5.7 Dosificación de las Mezclas de Concreto	(80)
2.2.5.8 Tamaño Máximo del Agregado	(81)
2.2.5.9 Proporción del Cemento	(81)
2.2.6 Propiedades del Concreto Endurecido	(82)
2.2.6.1 Comentarios Generales	(82)
2.2.6.2 Microagrietamiento	(82)
2.2.6.3 Comentarios en Relación con la resistencia a la Compresión	(83)
2.2.6.4 Compresión Axial	(83)
a) Factores que Influyen en la Compresión Axial	(84)
b) Forma del Espécimen	(84)
c) Tamaño del Espécimen	(85)
d) Esbitez del Espécimen	(86)
e) Edad a la que se Prueba el Espécimen	(87)

	Res.
f) Relación Agua-Cemento	(88)
g) Tipo de Cemento	(88)
h) Velocidad de la Carga	(89)
i) Velocidad de Aplicación de la Deformación.	(89)
2.2.6.5 Compresión Biaxial	(91)
2.2.6.6 Compresión Triaxial	(91)
2.2.6.7 Resistencia a la Tensión.	(92)
a) Prueba Directa	(92)
b) Prueba Brasileña	(92)
c) Módulo de Rotura	(94)
2.2.6.8 Módulo de Elasticidad	(94)
2.2.6.9 Relación de Poisson	(96)
2.2.6.10 Deformación por Cambios de Temperatura	(97)
2.2.6.11 Contracción del Concreto	(97)
2.2.6.12 Flujo Plástico del Concreto	(98)
2.2.6.13 Durabilidad	(99)
2.2.6.14 Permeabilidad	(100)
2.3 Acero de Refuerzo	(100)
2.3.1 Comentarios Generales	(100)
2.3.1.1 Índice del Material	(101)
2.3.2 Varillas Lisas	(101)
2.3.3 Varillas Corrugadas	(101)
2.3.3.1 Diámetros	(102)
2.3.3.2 Aceros Laminados en Caliente	(103)
2.3.3.3 Aceros Trabajados en Frío	(103)
2.3.4 Mallas	(104)
2.3.5 Armados Prefabricados	(104)
2.3.6 Perfiles Laminados y Armados	(105)
2.4 Acero de Prestuerzo	(105)
2.4.1 Comentarios Generales	(105)
2.4.1.1 Índice del Material	(106)
2.4.2 Tipos de Acero de Prestuerzo	(108)
2.4.3 Características del Acero de Prestuerzo.	(108)

	Pág.
2.5 Funciones del Acero de Refuerzo en el Concreto Reforzado.	(110)
2.6 Funciones del Acero de Prestuerzo en el Concreto Prestozado.	(110)
2.7 Cimbras.	(111)

2.1 INTRODUCCIÓN

En la fabricación de elementos de concreto Presforzado, se usa en la mayoría de los casos, los siguientes materiales; concreto simple, acero de refuerzo ordinario y acero de prestrezo.

Así mismo, se requiere de cimbras que produzcan la forma deseada del elemento y accesorios de anclaje en el caso de los elementos postensados.

En continuación, se tratará de manera breve los aspectos más importantes de cada uno de los materiales antes mencionados.

2.2 CONCRETO SIMPLE

2.2.1 Definición.

El concreto es un material estructural, artificial, de aspecto pétreo, que se obtiene a partir del proporcionamiento adecuado de cemento, agua, arena, grava y en algunos casos, aditivos; esta mezcla al endurecer adquiere resistencia principalmente a la compresión y mediante moldes adecuados adopta la forma y las dimensiones de la estructura deseada.

El concreto presenta, tanto antes, como después del fraguado, características muy diversas que dependen de la calidad, cantidad y características de sus integrantes.

2.2.2 EMPLEO DEL CONCRETO

Sin lugar a dudas, se puede considerar que el concreto es el material estructural que presenta mayor posibilidad de usos, ya que ni el acero estructural, ni la madera, ni menz aun, la mampostería pueden ser empleados en tan diferentes tipos de obra y en tan diversas funciones.

Así mismo conviene señalar, que las estructuras realizadas a base de concreto pueden ser construidas en el propio

lugar de la obra, o bien, ser prefabricadas en plantas, esto hace que el concreto tenga una amplísima utilización y ofrezca las ventajas inherentes a ambas modalidades.

Por otra parte, al considerar al concreto como un material estructural, se observa que este material, puede ser empleado solo (Concreto Simple) o bien puede combinarse con aceros de diferentes calidades y características; a este material se le designa con el nombre "Concreto Reforzado". Es necesario mencionar que al Concreto Reforzado se le puede considerar, en términos generales, como una modalidad del concreto reforzado.

El concreto se utiliza en vigas, columnas, elementos de entrepiso y de cubierta, faenadas, divisiones interiores, firmes, cimentaciones, etc.; de edificios destinados a diferentes usos, como pueden ser, unidades habitacionales, oficinas, escuelas, hospitales, naves industriales, centros comerciales, instalaciones deportivas, etc.

Así mismo, se puede usar en puentes, pasas a desnivel, presas, silos para almacenamiento de agua, y de fertilizantes; se utiliza en pavimentos de vías de comunicación y en pistas de aeropuertos, en muelles, en plataformas marítimas, en postes, en durmientes para vías ferreas, en tuberías, en muros de contención, en barcas para el transporte de líquidos y sólidos, en centrales nucleares, en plantas desalinizadoras de agua, en túneles, en obras para sistemas de transporte masivo de pasajeros, etc.

2.2.3 DESARROLLO DEL CONCRETO.

La utilización de los materiales cementantes como los que se emplean en la fabricación del concreto, se remonta a varios miles de años atrás, durante la época del antiguo Imperio Egipcio; en donde se empleaba yeso calcinado impuro para unir las piedras utilizadas en la construc-

ción de pirámides, palacios y además monumentos religiosos; posteriormente en Grecia y después en Roma se empleó caliza calcinada y se aprendió a mezclar cal con agua, arena y piedra triturada, obteniéndose, de esta manera, los primeros concretos realizados por la humanidad.

En 1824, en Inglaterra, se patentó, el primer cemento industrial, al que se le designó con el nombre de "Cemento Portland"; posteriormente, a fines del siglo pasado y a principios del presente, se desarrollaron y perfeccionaron nuevos tipos de acero de refuerzo con características de "alta resistencia" y ductilidad; así mismo, fue factible producir varillas corrugadas, con lo que se incrementó notablemente la adherencia del acero al concreto.

En este siglo, en la década de los 30, se inicia el desarrollo acelerado del concreto prestresado, y con ello, el uso del concreto, como material estructural, adquiere una nueva dimensión, ampliándose su rango de utilización a claros, que con anterioridad estaban circunscritos únicamente al acero.

En los últimos años, se han realizado investigaciones en relación con muchos temas referentes al concreto, como material estructural, lo que ha permitido un mejor comportamiento a compresión a esfuerzos aún mayores de los 600 kg/cm², como es el caso de los concretos empleados en algunos países europeos.

2.2.4 MATERIALES QUE INTEGRAN AL CONCRETO.

El concreto es el resultado de mezclar en proporciones adecuadas: Cemento, agua, agregados finos, agregados gruesos y en algunos casos, aditivos.

La proporción en que intervienen cada uno de estos elementos, es muy variable; sin embargo, se puede considerar que el 70% del concreto está integrado por agregados (uni-

to finos, como gruesos), y el resto, por la pasta cementante, el concreto tambien tiene en su contenido un cierto porcentaje de aire.

2.2.4.1 CEMENTO

El cemento es un material con propiedades adhesivas y cohesivas que le dan capacidad para aglutinar fragmentos minerales y formar un todo compacto.

En general, cualquier material que une particulas de agregados, formando una masa monolitica, puede ser designado como cemento.

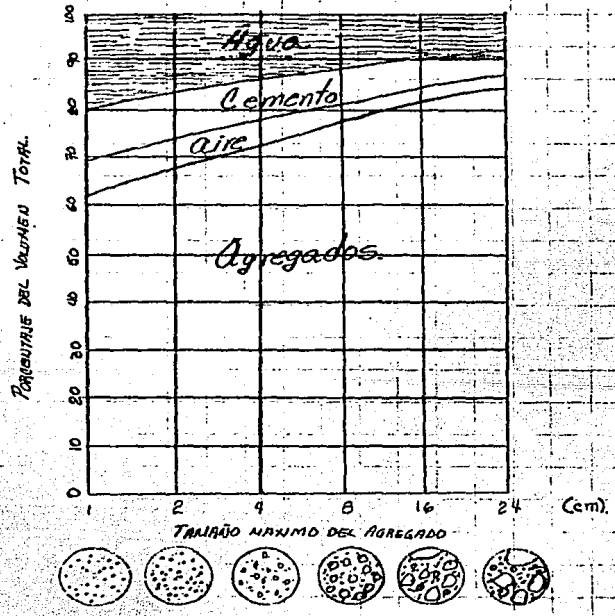


Fig. 2.1 Componentes del concreto.

Los cementos que más comúnmente se emplean para fabricar concreto, se componen básicamente de materiales calcáreos.

- Tipos de Cemento.

Los principales tipos de cemento conocidos son:

- Cementos no hidráulicos. - Estos cementos están integrados por productos de yeso calcinado (yeso común) y cal hidratada. Al entrar en contacto con el aire, los cementos a base de cal hidratada, adquieren características cementantes y los integrados por yeso, se endurecen por la formación de cristales entrelazados. Estos cementos son lentamente solubles en el agua y por ello que su aplicación es muy limitada.

- Cementos hidráulicos. - Estos cementos se componen básicamente de silicatos y aluminatos de calcio.

Los cementos hidráulicos son de muy amplia utilización en la fabricación de concreto y de ahí que al concreto se le designe, algunas veces, como "Concreto Hidráulico".

Los cementos hidráulicos se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Cementos Portland
- Cementos Naturales
- Cementos de Aluminato de Calcio.

• Cementos Portland.

Este cemento es definido por la A.S.T.M., como un cemento hidráulico con consistencia de polvo fino, de color gris, - hidráulico, producido por la pulverización de escoria, principalmente silicatos de calcio hidráulico. Este tipo de cemento está integrado básicamente por silicatos de calcio y de aluminio.

Existen diferentes tipos de Cemento Portland comu-

nes, cada uno de ellos tiene diferentes características en relación con la rapidez de endurecimiento, del desarrollo de calor y de la resistencia al ataque de las aguas sulfatadas. Los cementos portland comunes, se clasifican en los siguientes tipos:

- Cemento tipo I.- Para uso general.
- Cemento tipo II.- De calor de hidratación moderado y resistencia a los sulfatos moderada.
- Cemento tipo III.- De rápido endurecimiento.
- Cemento tipo IV.- De poco calor de hidratación.
- Cemento tipo V.- De resistencia a los sulfatos.

-Cemento Tipo I

Es el cemento portland más común y más ampliamente usado, se emplea para construcciones de concreto en general, no expuestas a la acción de los sulfatos ni al agua freática.

-Cemento Tipo II

Este cemento, combina adecuadamente, una proporción mayor de desarrollo de calor que la del cemento tipo IV y un aumento de resistencia rápida, similar al cemento tipo I. Este cemento es de gran empleo en E.U.A.

-Cemento Tipo III

Es el que le sigue en utilización, al cemento tipo I (ordinario). Este tipo desarrolla resistencia más rápidamente que el I y se le puede describir como un cemento de alta resistencia a temprana edad. La rapidez de endurecimiento no debe confundirse con la rapidez de fraguado, ya que en ambos casos el tiempo de fraguado es similar. Aproximadamente la resistencia desarrollada por este cemento a los 3 días, es del mismo orden de la del cemento ordinario a los 7 días para una misma relación agua-cemento.

Este tipo de cemento se emplea ampliamente en

elementos prefabricados y en aquellas obras en que se tienen programas muy recortados.

Debido al aumento rápido de resistencia, libera mayor cantidad de calor de hidratación, este cemento no debe emplearse en construcciones masivas ni en elementos estructurales con acciones transversales de grandes dimensiones.

En algunos países, existen cementos Portland de endurecimiento rápido, especiales, como es el de endurecimiento extra rápido y el de ultra-alta resistencia rápida.

- Cemento tipo V

Este cemento, además de resistir al ataque de los sulfatos, desarrolla bajo calor de hidratación; sin embargo, debido a su alto costo, es poco empleado.

En México, se están empleando los cementos portland tipo I, el Puz 1 y el Puz 2. También conviene señalar que para elementos prestresados, el cemento más conveniente es el de Tipo III.

- Cementos Portland Modificados.

En algunos países se pueden conseguir cementos Portland "modificados" los que a continuación se indican:

- Cementos Portland con inclusor de Aire (Con este tipo de cemento, se evita tener que introducir un aditivo inclusor de aire).
- Cementos Expansivos
- Cementos para mampostería
- Cementos para pozos de petróleo
- Cementos puzolánicos.
- Cementos con escoria de altos hornos
- Cementos blanco y de color, etc.

- Cementos Naturales.

Este cemento se obtiene de la calcinación y el molido de una roca, que se llama, roca-cemento que es una caliza arcilloso que contiene del orden del 25% de material arcilloso; las características de este cemento son similares a las del cemento Portland, pero su endurecimiento es muy lento por lo que es poco empleado.

- Cementos de Aluminato de Calcio.

Estos cementos están compuestos, como su nombre lo indica, por aluminatos de calcio de diferentes tipos, presentan mayor resistencia al calor a los sulfatos y a los ácidos débiles; la resistencia que logran es bastante superior a la que se obtiene con los cementos Portland, además, presentan también, muy rápido endurecimiento; se emplean en elementos prefabricados y en obras de emergencia; sin embargo, falta un poco de información respecto al comportamiento de estos cementos a largo plazo.

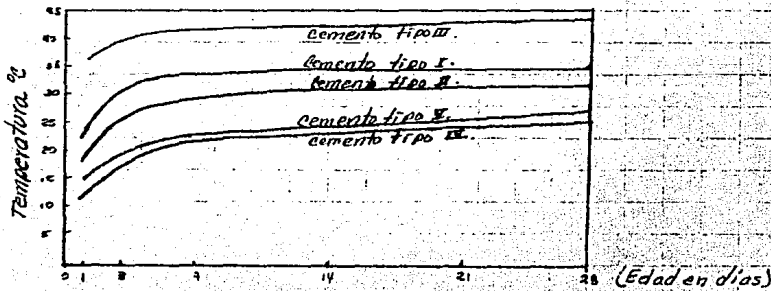


Fig. 2.2 Temperatura en el concreto para varios tipos de cemento, cuando no se pierde calor.

2.2.4.2. Agregados.

Originalmente se consideraba a los agregados del concreto, como materiales inherentes que estaban dispersos, dentro de la pasta cementante y cuyo objeto era básicamente económico (es decir, reducir el costo del concreto); sin embargo, conviene considerar a los agregados, como un material de construcción, que forma parte del concreto al unirse a la pasta adhesiva, integrada por el agua y el cemento, de manera similar a como se considera a la de mampostería.

Conviene señalar, que los agregados no son realmente inherentes y que sus propiedades físicas, químicas y térmicas - influyen en el comportamiento del concreto.

El agregado limita la resistencia del concreto, ya que un agregado débil no puede producir concreto resistente, así mismo, afecta su durabilidad, ya que permite estabilizar el volumen del concreto.

Los agregados se pueden clasificar de diferentes maneras: En función de su tamaño, el que puede variar desde fracciones de milímetros hasta varios centímetros de sección transversal; en función de su origen, es decir, pueden ser provenientes de rocas ígneas, de rocas sedimentarias, etc.

En la tabla 2.1 se presentan algunas características de los agregados de tipo común.

En la actualidad, es común producir agregados a partir de productos industriales, este tipo de agregados, por lo general, son más ligeros o más pesados que los naturales.

- Características de los agregados naturales según el origen de las rocas de que proceden:

Rocas Sedimentarias - se forman por el producto de la meteorización de la superficie de la tierra, reuniéndose y consolidándose con el tiempo.

Tipo de roca	Peso específico (saca)	Absorción y Porosidad	Potencialidad de ataque por álcali	Durabilidad	Forma Típica
Ígneas					
Granito	2.52-2.99	Muy poca	Insignificante	Buena	Egudimensional
Fiolita	2.30-2.70	De poca a moderada	Perjudicial	Buena	Egudimensional
Andesita	2.22-2.99	De poca a moderada	Perjudicial	Buena	Egudimensional
Basalto	2.21-2.11	De poca a moderada	Insignificante	Buena	Egudimensional
Sedimentarias					
Granita	1.60-2.67	De poca a elevada	Insignificante	De buena a mala	De egudimensional a angular
Caliza	1.74-2.36	De poca a elevada	Insignificante	De buena a mala	De egudimensional a angular
Lutita laminar	1.51-2.17	De moderada a elevada	Insignificante	De satisfactoria a mala	Angular
Horsteno	1.81-2.65	De poca a moderada	Insignificante	De buena a mala	Egudimensional

Tabla 2.1. Características de los agregados de tipo común.

Rocas Igneas. - Se forman, al enfriarse el magma que proviene del interior de la tierra, son las más empleadas en la fabricación del concreto.

- **Forma y textura superficial de las partículas.**

Entre las características más importantes de los agregados, se tienen la forma y la textura superficial de las partículas.

Algunos tipos de rocas, como la cuarcita, el granito y el basalto, dan partículas egudimensionales y por lo tanto, requieren menos pasta de cemento para producir la manejabilidad deseada.

Por otra parte, las partículas angulares y de textura áspera, producen mezclas poco manejables.

Sin embargo, la aspereza de la textura superficial, favorece a la adherencia (al igual que la porosidad).

- **Tamaño Máximo del Agregado.**

Se debe buscar, dentro de las limitaciones que dan las dimensiones del elemento y los detalles del refuerzo, el emplear el máximo tamaño de agregado posible, ya que de

esta manera se reduce la cantidad de pasta de cemento requerida y la contracción del concreto.

Es común emplear los tamaños máximos de agregados de $1\frac{1}{2}$ " (38.1 mm) y $\frac{3}{4}$ " (19.1 mm).

Conviene también señalar, que en una mezcla de concreto, entre más densamente estén empacados los agregados que la integran, mayor será su resistencia a la compresión y al intemperismo; y por lo tanto, será más económico.

Por lo anterior, es deseable que las partículas que se empleen en los concretos, tengan diferentes graduaciones, tanto en el caso de la arena, como el de la grava.

Existen rangos definidos por la ASTM en cuanto a los porcentajes de agregados retenidos y que pasan las diferentes mallas empleadas, y si la granulometría obtenida se encuentra dentro de estos rangos, es factible que se obtenga un concreto adecuado, en lo que a agregados se refiere.

- Contenido de Humedad de los Agregados

Para determinar, la proporción de agua requerida en una mezcla, es conveniente saber si los agregados están secos, si tienen su superficie seca y la parte interior húmeda, si están saturados internamente o si están totalmente húmedos; es decir, se debe conocer el grado de humedad que presentan tanto superficial, como internamente, ya que la resistencia y otras características del concreto, sea fresco, o endurecido; dependen muy directamente de la relación agua-cemento, real.

Comunmente, la arena que se recibe en las obras, está mojada y la grava está seca; si no se corrigen los cálculos de las proporciones de la mezcla, para ajustarlos a la situación real de la humedad, pueden resultar serias diferencias entre las propiedades deseadas y las reales, del concreto.

Se entiende por agregado saturado y superficialmente seco, cuando su superficie no absorbe ni aumenta el agua de la mezcla del concreto.

- Resistencia de los Agregados

Este aspecto generalmente no es de importancia, debido a que comúnmente los agregados tienen mayor resistencia que el propio concreto.

- Agregados Ligeros.

En algunas estructuras se requiere emplear concretos con peso menor al del concreto convencional.

En estos casos se emplean agregados ligeros que pueden ser naturales o artificiales; en ellos su peso se reduce debido a los poros que presentan la estructura celular de las partículas.

- Agregados Pesados.

En algunos países se están empleando recientemente, agregados pesados para fabricar concreto pesado; para reactores nucleares y en estructuras similares, con el objeto de protegerse de las radiaciones Gamma y X.

Los agregados constituyen aproximadamente del 70 al 80% del volumen total del concreto.

a) Agregados Finos

Se consideran agregados finos o arena a aquellos materiales que pasan la malla No. 4 (una malla con 4 aberturas por pulgada lineal).

b) Agregados Gruesos.

Los agregados gruesos o grava, son aquellos materiales que son retenidos en la malla No. 4 (4.76 mm).

Las arenas silíceas naturales, son la fuente principal del agregado fino, pero es frecuente también, utilizar arenas obtenidas de la trituración de rocas.

Los agregados gruesos, se obtiene a partir de la grava natural de los ríos así como del granito triturado del basalto, de las arenizas y de otras rocas y materiales.

NOTA: En el Area Metropolitana de la Cd. de México, se han tenido graves problemas por los agregados que se emplean comúnmente para fabricar el concreto; problemas tales como: reducido módulo de elasticidad y elevada contracción lineal; esto se trata de remediar, mediante el empleo de un nuevo concreto que presente todo un perfil de propiedades estructurales deseables.

Los problemas mencionados anteriormente se deben principalmente al elevado contenido de finos y la alta concentración de materia orgánica.

Anteriormente se empleaban agregados basálticos; sin embargo, debido a la escasez actual de estos materiales, se emplean agregados anesíticos, que son los que producen concretos de propiedades no deseables. Es, tal vez, conveniente cambiar a agregados de tipo caliza que se encuentran en bancos ubicados de 80 a 100 kilómetros de la Ciudad; mejorando con ellos sustancialmente las propiedades del concreto.

2.2.4.3 AGUA PARA LA MEZCLA.

Se considera que si una agua es buena para tomarla, es suficientemente buena para hacer concreto.

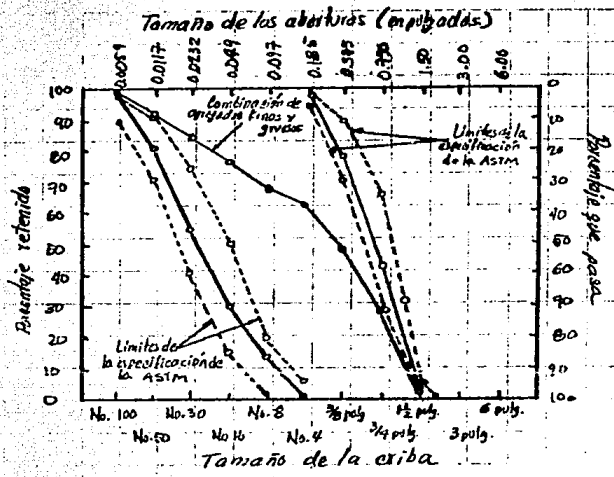


Fig. 2.3 Distribución típica, en tamaño para agregados graduados con tamaño máximo hasta de 3.8 cm.

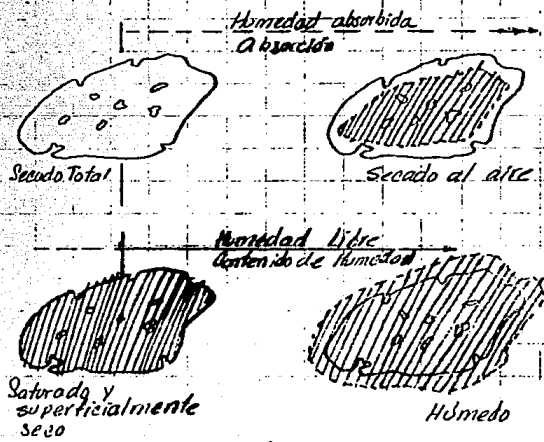


Fig. 2.4 Representación diagramática de la humedad en el agregado.

Conviene también, señalar, que no debe rechazarse el agua por razones únicamente de sabor, olor o fuentes de abastecimiento; ya que muchas veces, se han empleado aguas para mezclas de concreto provenientes de ciénagas y pantanos, minas, aguas de desechos industriales y aun, del mar.

Por otra parte, las impurezas del agua cuando son excesivas, pueden afectar el tiempo de fraguado, la resistencia del concreto y pueden producir corrosión, en el acero de refuerzo.

El agua que contenga menos 2000 p.p.m (partes por millón de sólidos totales disueltos), es buena para el concreto.

IMPUREZAS	Concentración máxima tolerable.
1- Carbonatos y bicarbonatos de sodio y potasio.	1000 ppm
2- Cloruro de sodio	20 000 ppm
3- Sulfato de sodio	10 000 ppm
4- Bicarbonato de calcio y de magnesio	400 ppm de ion bicarbonato
5- Cloruro de calcio	2% en peso de cemento en concreto cinzelado
6- Sales de hierro	40 000 ppm
7- Iodato, fosfato, arsenato y borato de sodio.	500 ppm
8- Sulfuro de sodio	se justifica la prueba aún con 100 ppm
9- Ácidos clorhidrico y sulfúrico	10 000 ppm
10- Hidroxido de sodio	0.5% en prueba de cemento, si no afecta el fraguado
11- Sal y partículas suspendidas.	2 000 ppm

Tabla R.2. Concentraciones e impurezas en el agua de mezcla.

2.2.4.4. Aditivos.

Los aditivos, son materiales que no son elementos normales en la composición del concreto, y que en algunos casos especiales, se añaden a la mezcla inmediatamente antes de haberla o durante su realización.

En el caso de elementos prestrojados se debe tener cuidado antes de usar un aditivo ya que este puede afectar al

acero de prestuerzo.

De acuerdo con la especificación C494 de la ASTM, los aditivos químicos se clasifican, como lo muestra la siguiente tabla:

TIPO	USOS
A	Reductores de agua.
B	Retardadores de fraguado
C	Aceleradores de fraguado
D	Reductores de agua y retardadores de fraguado
E	Reductores de agua y aceleradores de fraguado.

Tabla 2-3 Tipos de aditivos

2.2.5 PROPIEDADES DEL CONCRETO FRESCO

2.2.5.1 COMENTARIOS GENERALES.

Cuando el cemento se mezcla con el agua, se forma una pasta suave, que gradualmente va rigidizando su consistencia, hasta llegar a convertirse en un sólido; esto se debe a que los compuestos del cemento reaccionan y se combinan con el agua para establecer un desarrollo lento de estructuras cristalinas cementantes que se adhieren a las partículas entremezcladas de arena y grava desarrollando una masa resistente y adquiriendo gran dureza.

Los materiales requeridos para la fabricación del concreto y su proporción deben elegirse, no solo para obtener la resistencia necesaria, sino también para producir concreto fresco que pueda transportarse, colocarse, consolidarse y terminarse con facilidad. Así mismo, las propiedades del concreto fresco, afectan la calidad, apariencia y costo de la estructura.

Se considera al concreto, fresco, cuando éste es aún plástico.

La estructura del concreto fresco es un continuo de pasta de cemento, en el que las partículas del agregado, están envueltas.

El cemento que comúnmente se utiliza en la fabricación de elementos prestozados es de tipo hidráulico, Portland común de tipos I y principalmente III.

2.2.5.2. TRABAJABILIDAD.

La trabajabilidad, también llamada manejabilidad, es la propiedad del concreto recién mezclado, que determina la facilidad y homogeneidad con la que puede mezclarse, transportarse, colarse, compactarse y terminarse.

La trabajabilidad es una propiedad que depende de las condiciones específicas de colado. Un concreto, que bajo ciertas condiciones, puede ser manejable, en otras no lo es; por ejemplo; una mezcla de concreto puede ser buena para una construcción de gran masa, como una zapata, pero no puede serlo para viga de concreto de pequeñas dimensiones y con gran cantidad de acero de refuerzo.

Los factores que afectan la manejabilidad del concreto son:

- Contenido de agua de la mezcla
- Cantidades relativas de pasta y de los agregados.
- Tamaño máximo y granulometría de los agregados.
- Forma y características de las partículas de los agregados.
- Plasticidad de la misma pasta.

La trabajabilidad o manejabilidad de un concreto, es sinónimo de docilidad e incluye, no solo a la consistencia del concreto, sino también a otras características bajo las cuales el concreto es colado; como son: la forma

el tamaño del elemento estructural, el espaciamiento de las varillas de refuerzo y otros detalles que se relacionan con la facilidad para llenar los moldes.

Conviene señalar, que las mezclas de concreto no deben segregarse ni exudar excesivamente. Actualmente no se tiene ninguna prueba que pueda medir, simultáneamente, todas las características que constituyen la manejabilidad o trabajabilidad; sin embargo, este aspecto se juzga por varias propiedades analizadas independientemente como son, la consistencia, la facilidad de transporte y colado, la ausencia de segregación o de exudado excesivo, del concreto fresco.

Los concretos usados en elementos pretensados son, más secos y es más difícil su trabajabilidad.

2.2.5.3. CONSISTENCIA

La consistencia de una mezcla de concreto se refiere, en términos generales a su estado de fluidez, el que está íntimamente relacionado con la cantidad de agua que presenta.

La consistencia abarca todos los grados posibles de fluidez desde la más seca, hasta la más fluida.

Es común suponer, que una mezcla mientras más agua contenga, es más manejable, lo anterior es en parte incorrecto, ya que si una mezcla tiene demasiada agua puede provocarse la segregación de los agregados, adquiriendo una estructura alveolar, produciéndose un exudado excesivo y vetas de arena en las superficies coladas.

Por otra parte, si la mezcla es muy seca, puede ser muy difícil llevar a cabo el colado y su compactación, y se puede producir segregación debido a la falta de cohesión y plasticidad de la pasta.

Para medir la consistencia de una pasta de con-

creto, se utiliza la prueba de revenimiento. En esta prueba, mientras mayor sea, el revenimiento de la mezcla, mayor será la proporción de agua en el concreto, y más fluida la mezcla.

De acuerdo con esta prueba, se tienen los siguientes índices de revenimiento.

CONSISTENCIA	REVENIMIENTO
- Seca	0 - 2.5 cm
- Dura	2.5 - 5.0 cm
- Media	5.0 - 13.0 cm
- Húmeda	13.0 - 18.0 cm.

En el caso de concretos muy secos, como el que se emplea en elementos de concreto prestozado, se tiene que recurrir a otro tipo de pruebas, como es la desarrollada por V. Bahner, de Suecia; que se digna como prueba del consistómetro V.B (Ve Be).

La prueba de revenimiento, no da una información absoluta en la relación con la consistencia de la mezcla; debido a que dos mezclas diferentes de concreto pueden tener el mismo revenimiento y poseer muy diferentes características. Únicamente es válido cuando los agregados y el contenido del cemento permanecen invariables.

Para elementos de concreto prestozado el revenimiento es cero.

2.2.5.4 SEGREACIÓN.

Debido a que el concreto, no es un material homogéneo, sino, una mezcla de ingredientes que difieren en tamaño y

peso específico, el concreto es susceptible de segregarse.

La segregación, puede definirse como la separación de los constituyentes de una mezcla heterogénea de modo que su distribución deja de ser uniforme.

La separación, puede ser de las partículas finas respecto a las gruesas y la separación de los agregados respecto a la pasta (cemento-agua).

La segregación, puede aparecer durante el manejo, el colado, el vibrado o los acabados del concreto.

Cuando el concreto se deposita en un molde y se permite su deslizamiento dentro de él, se puede causar que el agregado y el mortero se separen; así mismo, al descargarse el concreto en moldes de gran profundidad y pequeño ancho, se puede producir la segregación de los elementos integrantes.

Para disminuir las posibilidades de segregación, se requiere emplear procedimientos constructivos adecuados y mezclas correctamente diseñadas.

2.2.5.5 SANGRADO.

El sangrado, es una forma de segregación en la cual una parte del agua de la mezcla tiende a elevarse a la superficie del concreto recién colado, cuando el sangrado se presenta en la superficie superior de un elemento se puede formar una zona débil al desgaste. Por otra parte, si el agua queda atrapada entre dos capas de concreto, el concreto en esta zona será poroso, débil y poco durable.

Cuando se forman zonas de sangrado debajo de las varillas de refuerzo, quedan zonas de baja adherencia, otras veces los huecos producidos por el sangrado pueden estar orientados en una misma dirección y con ellos aumentar la permeabilidad del concreto en ese plano.

El sangrado puede reducirse, disminuyendo la proporción de agua, aumentando la proporción del cemento, usando arenas con la proporción adecuada de finos, añadiendo aditivos a base de puzolanas o inclusores de aire.

2.2.5.6 TIEMPO DE FRAGUADO

Una vez que se termine de mezclar el concreto fresco y que este se vacía en los moldes, el concreto endurece gradualmente hasta que se hace rígido.

Es conveniente, que el concreto permanezca plástico durante un período de tiempo suficiente, que permita transportarlo, colocarlo en los moldes, consolidarlo y terminarlo.

Para medir el tiempo de fraguado del concreto, se utiliza la prueba de resistencia a la penetración, obteniéndose con ello el tiempo de fraguado inicial y el tiempo de fraguado final. El concreto, se dice que ha alcanzado su fraguado inicial cuando ya no puede vibrarse correctamente y por eso se le llama "límite de vibración"; se llama fraguado final cuando el concreto ha endurecido completamente.

2.2.5.7 DOSIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS DE CONCRETO.

A la dosificación de las mezclas de concreto, se le llama también "proyecto de la mezcla" y consiste en la determinación de la combinación más práctica y económica de los ingredientes para que el concreto tenga la manejabilidad, resistencia, durabilidad y consistencia necesarias.

No existe un método sencillo para diseñar las mezclas de concreto, que satisfaga todos los requerimientos, y son factores importantes para el diseño de la mezcla, el uso que va a tener el concreto y las condiciones de colado.

Si los materiales que se emplean son adecuados,

Las características del concreto, según Porción directa, para obtener la relación agua-cemento, la proporción agua-cemento necesaria en un concreto, puede reducirse al mínimo, usando (dentro de los límites prácticos), un revenimiento pequeño, un tamaño máximo de agregados y una relación óptima, entre los agregados finos y los agregados gruesos.

La selección de revenimiento del concreto dependerá del tipo de construcción.

El cemento, que comúnmente, se utiliza en la fabricación de elementos prestoforzados es el de tipo hidráulico, Portland común de tipos I y principalmente III.

2.2.5.8. TAMAÑO MÁXIMO DE LOS AGREGADOS.

El tamaño máximo de los agregados, depende de la forma y tamaño del elemento estructural y de la distribución del refuerzo.

El tamaño máximo, no deberá exceder de un quinto de la dimensión mínima del elemento estructural, de un tercio del espesor de las firmes o losas, ni de 3/4 partes del espacio libre entre las varillas de refuerzo o de su recubrimiento.

$$TMA \leq \begin{cases} \frac{1}{5} \text{ (menor distancia horizontal entre cara de moldes).} \\ \frac{1}{3} \text{ (espesor de la losa)} \\ \frac{2}{3} s_r \text{ o } \frac{2}{3} r_e. \end{cases}$$

2.2.5.9 PROPORCIÓN DEL CEMENTO.

La relación agua-cemento, depende de la resistencia deseada y de los requisitos indispensables de durabilidad. En condiciones severas, como son de conge-

lación, fusión o expuestas al agua de mar, se requiere, por requisitos de durabilidad, reducir la cantidad de agua y por tanto, reducir la relación agua-cemento.

2.2.6 PROPIEDADES DEL CONCRETO ENDURECIDO.

2.2.6.1 COMENTARIOS GENERALES.

El concreto, es un material que en alguna de sus etapas, se comporta elásticamente y en otras plásticamente.

Estas características plásticas producen entre otras cosas, una redistribución de los esfuerzos de las estructuras estáticamente indeterminadas, llevando a un estado más equilibrado del conjunto.

2.2.6.2 MICROAGRIETAMIENTO.

Investigaciones recientes han demostrado que existen en el concreto grietas muy finas, ubicadas principalmente en las superficies de contacto del agregado grueso con la pasta de cemento y que estas grietas se presentan aún antes de aplicar carga a los elementos.

También se ha encontrado que bajo esfuerzos de compresión de magnitud no mayor del 30% de la resistencia a la compresión; parece ser, que no se produce la propagación de estas grietas de adherencia, pero que para una proporción mayor de esfuerzos, estas grietas aumentan su longitud, su anchura y su cantidad.

La propagación de estas grietas continúa de manera lenta hasta esfuerzos del orden del 70% al 75% de la resistencia; en este momento las grietas se "abren" en el material y se forma un mosaico continuo de ellas.

2.2.6.3 COMENTARIOS EN RELACION CON LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.

Sin lugar a dudas, ésta propiedad del concreto es la más importante y por ello la más analizada, y esto se debe, a que éste material estructural presenta una, relativamente, alta capacidad a resistir esfuerzo de compresión, en comparación con su despreciable capacidad a tensión.

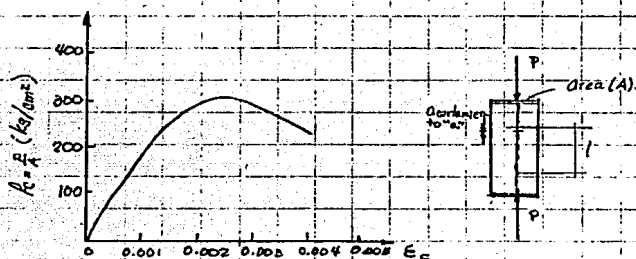


Fig. 2.5 Curva esfuerzo-deformación en compresión axial de un espécimen sujeto a carga de corta duración.

Ahora bien, se ha estudiado la capacidad del concreto simple a esfuerzos de compresión axial, biaxial y triaxial; siendo los primeros, los que más han interesado de este material. Habiendo actualmente definido el "Índice de este material", mediante su capacidad a la compresión axial.

2.2.4.6 COMPRESIÓN AXIAL.

Si definimos una probeta o espécimen de concre-

to simple y lo sometemos a una carga axial que es incrementada desde cero, hasta llegar a su valor máximo y posteriormente a la falla; se observa una gráfica de comportamiento como la mostrada en la figura. En esta gráfica se han representado mediante puntos, momentos-carga-respuesta definidos por los esfuerzos aplicados (acción) y la respuesta obtenida (deformación unitaria). Las características más notables que se observan, de esa gráfica son las siguientes:

- Hasta aproximadamente la mitad de el esfuerzo máximo que resiste se presenta con mayor o menor claridad, una etapa de comportamiento lineal (los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones).
- La resistencia o valor máximo del esfuerzo que se presenta en el espécimen corresponde a una deformación unitaria del orden de 0.002.
- La falla se presenta a valores diferentes tanto del esfuerzo como de la deformación unitaria.

a) Factores que influyen en la compresión axial:

Ahora bien se han analizado muchos tipos de concreto simple y se ha encontrado que la curva de comportamiento antes descrita presenta variaciones que son causadas por una serie de factores a saber:

b) Forma del espécimen: las probetas más utilizadas son las cilíndricas y las cúbicas, en México al igual que en EUA, Canadá, Australia y Nueva Zelanda, las probetas empleadas son cilindros de 15cm de diámetro por 30cm de altura, en Gran Bretaña, Alemania y algunos otros países europeos, se usan las probetas cúbicas de 15cm de dimensión.

Las probetas cilíndricas de concreto se com-

paetan en 3 capas con una varilla de punta de bola de 16 mm. de diámetro, o en 2 capas con vibradores de inmersión.

Los cilindros de prueba son ensayados con equipos hidráulicos, con los que se les aplica una compresión axial.

Los cilindros son "pabezeados" con azufre para asegurar una aplicación uniforme de la carga.

La relación de esbeltez para las probetas empleadas en nuestro país es 2.

Los moldes para fabricar los cilindros son de acero o de hierro colado.

La falla típica que se observa en los cilindros de concreto simple, bajo la carga de compresión axial, es en planos inclinados respecto a la dirección de aplicación de la carga, en principio debería presentarse una falla vertical ya que se presentan esfuerzos de tensión en los planos horizontales del cilindro; sin embargo, las gavetas inclinadas son debido principalmente a la restricción que ofrecen los planos de apoyo de la máquina, para evitar los movimientos laterales de las probetas.

Finalmente conviene señalar que los resultados obtenidos del ensayo de una probeta cilíndrica en comparación con los obtenidos de una cúbica serán totalmente diferentes, aunque se trate del mismo material.

e) Tamaño del espécimen. - Se puede observar, que si se prueban cilindros de diferentes dimensiones aunque se mantenga la relación de esbeltez de ellos (y el mismo material) los resultados obtenidos serán diferentes.

Se puede observar, que si se utilizan probetas más pequeñas la resistencia del concreto aumenta y si se usan probetas más grandes la resistencia disminuye en-

México el tamaño de los cilindros como ya se indicó es de 15cm de diámetro y 30cm de altura.

d) Relación de esbeltez- Otro factor que modifica la resistencia del concreto, es la relación de esbeltez del cilindro; algunos ejemplos de la manera en que se modifica la capacidad del concreto, en función de la esbeltez se presenta en la tabla adjunta.

Relación de esbeltez	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0
Factor de corrección	1.0	0.98	0.97	0.94	0.91
Aumento de resistencia en porcentaje	0.0	0.02	0.03	0.06	0.09

Tabla 2.4 Relación de esbeltez del espécimen.

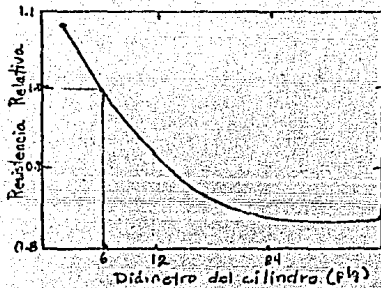


Fig. 2.6 Resistencia a la compresión de cilindros de diferentes diámetros

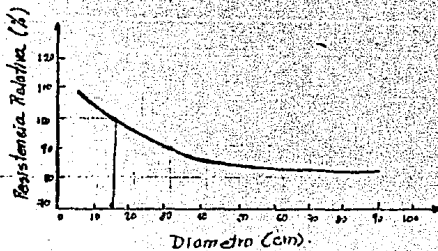
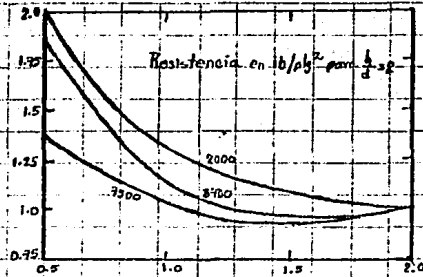


Fig. 2.7 Efecto del tamaño del cilindro en la resistencia.



relación de la altura al diámetro	2.00	1.75	1.50	1.25	1.00
Factor de corrección	1.00	0.98	0.97	0.94	0.91
Incremento de resistencia en porcentaje	0.00	0.02	0.03	0.06	0.09

Fig. 2.8 Relación de la altura al diámetro.

e) Edad a la que se prueba el espécimen: En la figura siguiente se muestra un ejemplo de como varía la resistencia del concreto (y el comportamiento en general) cuando se ensaya a diferentes edades.

Se considera en México que el concreto endurecido, debe ensayarse a los 28 días si se utiliza Cemento Portland tipo I y 10 días si es tipo III.

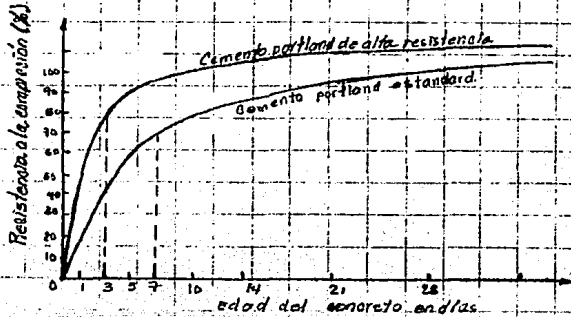


Fig. 2.9 Variación de la resistencia con la edad.

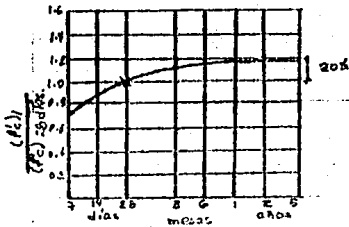


Fig. 2.10 Efecto de la edad sobre los esfuerzos de compresión

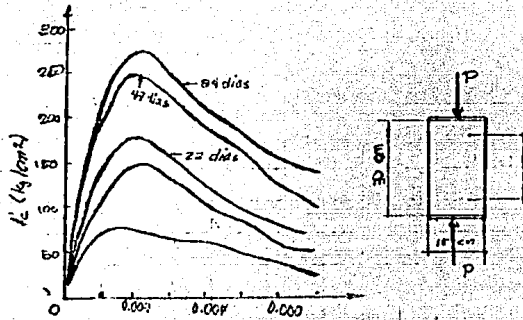


Fig. 2.11 Efecto de la edad al ensayar en la resistencia.

f) Relación Agua-Cemento. — Es otro de los factores, que modifica de manera sustancial la resistencia del concreto a compresión. En la gráfica adjunta se observa que para concretos de $f_c = 200$ kg/cm², la relación agua-cemento es del orden de 0.7 en cambio para concretos de $f_c = 400$ kg/cm², esta relación es del orden de 0.4.

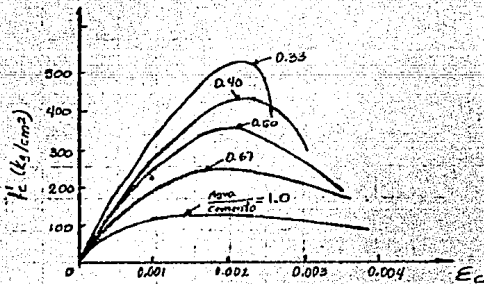


Fig. 2.12 Efecto de la relación agua/cemento.

g) Tipo de cemento. — Si se usa cemento tipo I (ordinario) el comportamiento que presenta el concreto tendrá ciertas características; si se utiliza otro tipo de cemento,

el comportamiento del concreto será diferente. En la gráfica mostrada en la figura 2.13, se observan curvas de comportamientos diferentes, obtenidas cuando se usan concretos fabricados con cementos portland de diferentes tipos.

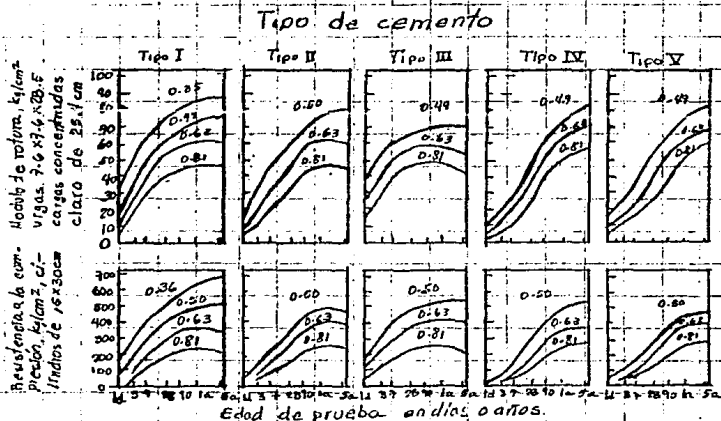


Fig. 2.13(a) Efecto del tipo de cemento en la resistencia.

1) Velocidad de aplicación de la carga - De los ensayos realizados, se ha observado que un factor que modifica notablemente los resultados obtenidos, es la mayor o menor velocidad con que se aplica la carga. Si la carga se aplica muy rápidamente, la resistencia que se obtiene en el concreto es bastante mayor a que si ésta se aplica lentamente; la velocidad de carga indicada que se debe utilizar es la de 66 segundos.

2) Velocidad de la deformación - Este factor, si bien, no es tan importante como los mencionados anteriormente, si influye en el comportamiento, cuando el concreto observe que el índice correspondiente presente una deformación

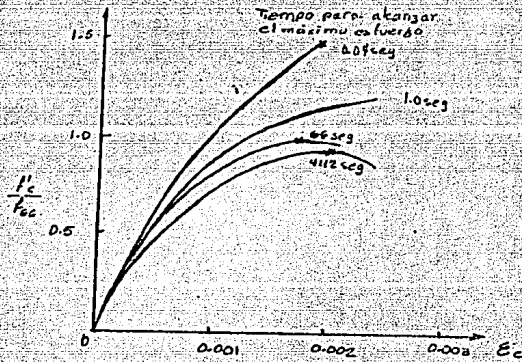


Fig. 2.14 Efecto de la velocidad de aplicación de la carga.

de 0.001 por minuto.

La conclusión que se obtiene de la anterior, es que al llevar a cabo el control de calidad del concreto simple, se debe cuidar de que se cumplan los índices señalados anteriormente pues de otra manera los resultados obtenidos de los ensayos no son los adecuados para que den la resistencia especificada, lo que modifica el factor de seguridad propuesto en el cálculo de la estructura.

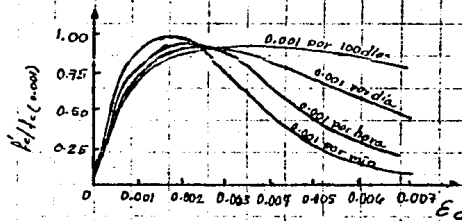


Fig. 2.15. Efecto de la velocidad de deformación.

2.2.6.5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN BIAJIAL

Se han llevado a cabo experimentos de especímenes de concreto sujetos a compresión biaxial, observándose que en estos casos su capacidad a la compresión se incrementa ligeramente, en comparación con las probetas sometidas a carga axial.

2.2.6.6. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL.

En ensayos efectuados en cilindros de concreto sujetos a compresión triaxial, se observa que tanto la resistencia como la deformación unitaria se incrementa al aumentar la presión lateral de confinamiento.

En estos ensayos, el estado triaxial de esfuerzo, se crea rodeando el espécimen con aceite a cierta presión y aplicando carga axial hasta la falla de la probeta.

Se observa que la capacidad a compresión en este estado de esfuerzos, se incrementa notablemente.

Conviene, también señalar, que éste tipo de confinamiento es similar al confinamiento que produce un zunicho de acero de refuerzo en una columna de concreto reforzado.

2.2.6.7 RESISTENCIA A LA TENSIÓN.

Es bastante difícil determinar la capacidad a tensión del concreto. Para obtener índices de esta resistencia (a la tensión), se han llevado a cabo diferentes tipos de pruebas, como se indica a continuación:

a) Prueba Directa.

En esta prueba, se emplea un espécimen de sección rectangular variable, a lo largo de su eje longitudinal, con el objeto de evitar fallas prematuras debidas a contracciones de esfuerzos.

Para fijar este espécimen de concreto en la máquina de ensaye, se utilizan placas metálicas pegadas a los extremos del espécimen, mediante resinas epóxicas. Los resultados muestran que la capacidad a tensión axial de un espécimen de concreto (casi como su deformación), corresponden a una décima parte de su capacidad a la compresión axial, aproximadamente.

b) Prueba Brasileña.

Con el objeto de tener un índice de la capacidad a tensión del concreto simple, se creó un procedimiento definido como ensaye brasileño, que consiste esencialmente en someter un cilindro de concreto (igual que el que se emplea en las pruebas de compresión axial) a una compresión lineal

RESISTENCIA A LA TENSION.

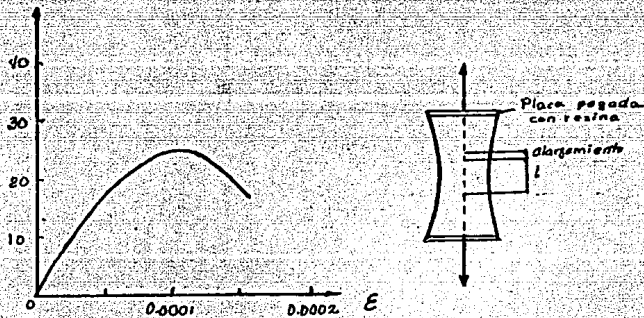
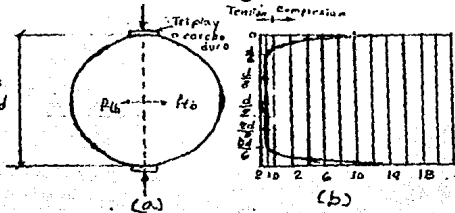


Fig. 2.16 Curva esfuerzo-deformación en tensión uniaxial.

diámetro; la carga se aplica mediante un material suave de tipo friplay o corcho. Si el concreto fuera material totalmente elástico, al producirse los esfuerzos de compresión en el sentido vertical, se producirían esfuerzos de tensión en el sentido horizontal.

Fig. 2.17 Distribución de esfuerzos y tipo de carga en tensión directa
(a) Esquema de ensaye
(b) Distribución de Esfuerzos.



e) Módulo de Rotura.

Algunos investigadores consideran que la determinación del módulo de rotura de un material, corresponde a un ensaye a flexión; sin embargo a fin de cuentas, este ensaye es una prueba que nos da el índice de la capacidad del concreto simple a tensión, en especímenes sujetos a flexión.

El ensaye consiste en probar una pequeña viga de concreto simple, sujeta a una carga al centro o dos cargas en los tercios del claro; e incrementar la magnitud de la carga que la lleva a la falla (que será de tipo frágil). Empleando la fórmula de la escuadría a flexión, se obtiene el esfuerzo de tensión en el concreto correspondiente a la fibra inferior de la sección, al centro del claro. Al correlacionar los resultados obtenidos en esta prueba con los obtenidos del ensaye brasileño, se obtiene que la primera da resultados mayores.

2.2.6.8 MODULO DE ELASTICIDAD.

Para analizar algunas características de los elementos fabricados con concreto se requiere definir el módulo de elasticidad de este material; sin embargo, se pueden conside-

rar diferentes módulos de elasticidad, tales como: Módulo tangente inicial, módulo tangente en un punto cualquiera, módulo secante, etc.

Es común emplear un módulo de elasticidad del concreto a compresión axial, correspondiente al 40% del esfuerzo de la resistencia y otro punto con una deformación unitaria de 0.005.

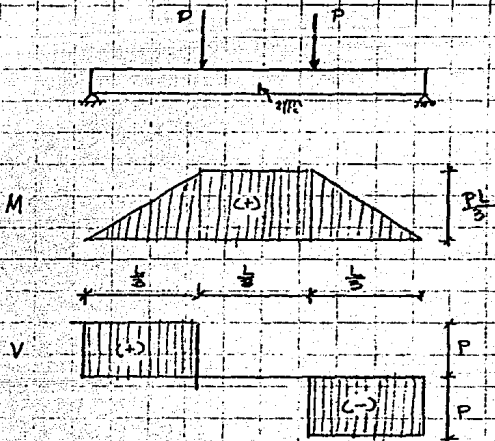


Fig. 2.18 Módulo de rotura.

$$E_c = \frac{0.4 f_c - f_c}{\epsilon_c - 0.0001}$$

Por otra parte se han propuesto expresiones para predecir el módulo de elasticidad de un concreto; el Reglamento del D.F. propone:

$$E_c = 10,000 \sqrt{f_c'} \quad \text{- Para concreto fabricada con agregados}$$

basálticos.

Se recomienda para el nuevo reglamento, BCUF-87; que:

$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$ - Para concreto fabricado con agregados basálticos. (Concreto clase 1)

$E_c = 8,000 \sqrt{f'_c}$ - Para concreto fabricado con agregados andesíticos. (Concreto clase 2).

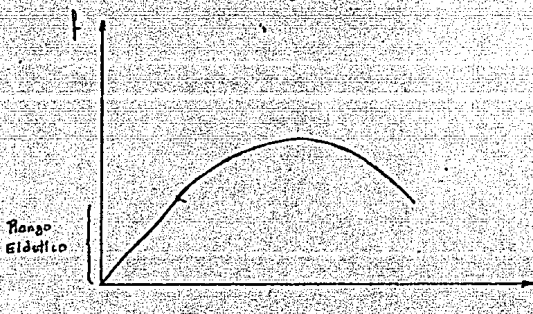


Fig. 2.19 Rango elástico, supuesto en el concreto.

2.2.6.9 Relación de Poisson.

En el concreto simple se observa que, al someter un espécimen a un esfuerzo de compresión en un plano, se presenta una deformación en ese sentido, (de acortamiento), presentándose en el sentido opuesto un alargamiento.

La relación de deformaciones transversales respecto a las longitudinales se definen por el módulo de Poisson.

$$M = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l}$$

El módulo de Poisson, para el concreto se puede considerar, que en las primeras etapas, varían entre 0.15 y 0.20

$$0.15 \leq \mu \leq 0.20$$

2.2.6.10 DEFORMACIONES POR CAMBIOS DE TEMPERATURA.

El coeficiente de expansión térmica del concreto, se estima que oscila entre 0.00007 y 0.00011 de deformación unitaria por grado centígrado, de cambio de temperatura.

$$70 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C} \leq E \leq 110 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}$$

2.2.6.11 CONTRACCIÓN DEL CONCRETO.

La contracción del concreto es un fenómeno que se presenta debido esencialmente a los cambios en el contenido de agua del concreto a lo largo del tiempo. El agua de la mezcla se va evaporando o hidratando; al cemento, esto ocasiona cambios volumétricos en la estructura interna del concreto, que a su vez produce deformaciones.

Existen muchos factores que modifican el grado de contracción del concreto. Sin embargo, uno de los más importantes es la cantidad de agua de la mezcla y las condiciones ambientales en las que se encuentra el elemento a tempranas edades.

Los concretos que tienen alta relación de agua-cemento, tienen una mayor contracción y una menor resistencia.

Por otra parte, los elementos de concreto que están sometidos a ambientes húmedos, se contraen menos que los que están en ambientes secos.

En los elementos estructurales, en los que existen restricciones a las posibilidades de desplazamientos, se presentan esfuerzos, que en algunos casos, llevan a agri...

tamiento de los elementos.

La contracción en el concreto, se puede reducir cuando éste se somete a un curado muy cuidadoso.

Las deformaciones unitarias, debidas a la contracción, varían entre 0.0002 y 0.0010

$$0.0002 \leq \epsilon_c \leq 0.0010$$

Como se observa, por lo antes mencionado, la contracción principalmente afecta a las deformaciones del elemento a largo plazo. La contracción del concreto es independiente de las acciones a las que está sometido el elemento y no afecta su resistencia.

En el caso de elementos prestresados, la contracción afecta la magnitud de la fuerza de mes fuerza (con el tiempo).

2.2.6.12 FLUJO PLÁSTICO DEL CONCRETO.

El flujo plástico o deformación plástica en el concreto, es un fenómeno que se presenta debido a la aplicación de cargas. Se supone que debido a la permanencia de cargas, en los elementos estructurales de concreto, se presenta un reajuste interno en las partículas de concreto, produciendo deformaciones en los elementos. Al igual que en el caso de contracción, los factores que influyen en el flujo plástico, son muchos, pero la deformación de la pasta de cemento, es uno de los más importantes.

El flujo plástico no afecta sustancialmente la resistencia de los elementos estructurales de concreto, pero sí sus deformaciones.

A mayor tiempo de permanencia de la carga, mayor deformación por flujo plástico.

Si en un momento de la vida del elemento estructu-

ral se quita la carga que sobre él actúa se presenta de inmediato una recuperación instantánea y se continúa recuperando el elemento durante un determinado tiempo; sin embargo, el elemento queda deflexionado en una cierta magnitud debido en parte al flujo plástico del material.

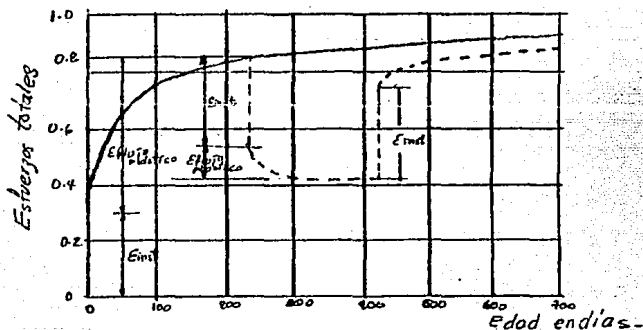


Fig. 2-20 Curva de deformación por flujo plástico (Concreto cargado con 4.2 kg/cm² por 28 días).

2.2.6.13 DURABILIDAD.

Independientemente de la resistencia que pueda tener el concreto bajo esfuerzos de compresión, es indispensable que este resista, sin deteriorarse con el tiempo, las condiciones para las cuales fue proyectado. Si esto ocurre, se dice que el concreto es durable.

La falta de durabilidad de un concreto puede deberse tanto al medio en que está expuesto, como a las características internas del mismo.

Las causas externas, de poca o mucha durabilidad de los elementos de concreto, pueden ser físicas, químicas o mecánicas, y pueden ser originadas por

condiciones atmosféricas, temperaturas extremas, abrasión, acciones electrolíticas, ataques por líquidos y gases, etc. El grado de deterioro producido por estos agentes, dependerá principalmente de la calidad del concreto, pero conviene señalar que el concreto más protegido se daña si está sometido a condiciones muy adversas.

Las causas internas de la poca durabilidad de algunos elementos, son la relación aloali-agregado, cambios de volumen debido a diferencias entre las propiedades térmicas de los agregados y de la pasta de cemento y sobre todo, a la permeabilidad del concreto.

2.2.6.14 PERMEABILIDAD DEL CONCRETO.

La permeabilidad del concreto determina en gran medida su vulnerabilidad ante los agentes externos y por ello un concreto durable debe ser relativamente impermeable.

La penetración de los materiales en solución, puede afectar adversamente la durabilidad del concreto. Esta penetración depende de la permeabilidad del concreto y esta determinada por la facilidad relativa con que el concreto puede saturarse de agua.

Por otra parte, en el concreto reforzado y en el prestreforzado, el exceso de humedad y de aire, trae como resultado la corrosión del acero. Son muchos y muy diversos los factores que influyen en la impermeabilidad del concreto.

2.3 ACERO DE REFUERZO

2.3.1 COMENTARIOS GENERALES.

El acero de refuerzo empleado en el concreto

reforzado, puede ser de muy diferentes formas y características, como a continuación se indica:

Varrillas lisas, varillas corrugadas, mallas a base de alambres lisos soldados, armados prefabricados para ser empleados en castillos y cadenas, placas y perfiles laminados, acero de presfuerzo, etc.

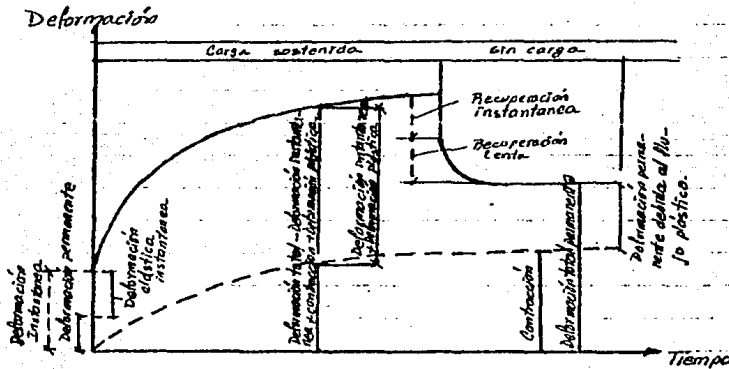


Fig. 9.21 Curva típica deformación-tiempo bajo condiciones ambientales constantes.

2.3.1.1 INDICE DEL MATERIAL.

El acero tiene un índice para determinar su esfuerzo de fluencia y se representa como " f_y ".

2.3.2 VARILLAS LISAS.

En México se fabrica la varilla de acero de $\frac{1}{4}$ " lisa, con un $f_y = 2320 \text{ kg/cm}^2$, a estas varillas se les conoce con el nombre de "alambón".

2.3.3 VARILLAS CORRUGADAS.

En nuestro país se producen varillas corrugadas de $\frac{5}{16}$ ", $\frac{3}{8}$ ", $\frac{1}{2}$ ", $\frac{5}{8}$ ", $\frac{3}{4}$ ", 1 ", $1\frac{1}{4}$ " y $1\frac{1}{2}$ ".

El índice del material, corresponde al esfuerzo de fluencia y en México se producen varillas con fy de 4000, 4200, 5000 y 6000 kg/cm².

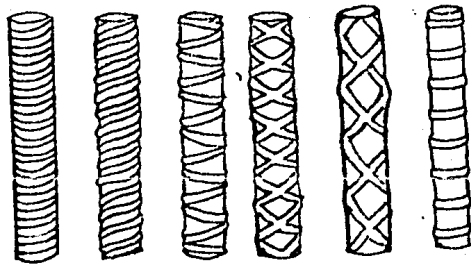


Fig. 2-27 Tipos de varillas corrugadas.

2.3.3.1 DIAMETROS.

Los diámetros más comerciales en México son los que se muestran en la tabla 2.5.

Varilla nom.	Diámetro Pq mm	Peso kg/m	Área cm ²	Perímetro cm
2	$\frac{1}{4}$	6.3	0.241	1.99
2.5	$\frac{5}{16}$	7.9	0.384	2.48
3	$\frac{3}{8}$	9.5	0.557	2.98
4	$\frac{1}{2}$	12.7	0.916	3.99
5	$\frac{5}{8}$	15.9	1.560	5.00
6	$\frac{3}{4}$	19.05	2.150	6.00
8	1	25.4	3.175	7.98
10	$1\frac{1}{4}$	31.8	6.225	9.99
12	$1\frac{1}{2}$	38.1	9.98	11.97

Tabla 2.5. Diámetros, pesos, áreas y perímetros de varillas.

2.3.3.2 ACEROS LAMINADOS EN CALIENTE.

Los aceros laminados en caliente, más comúnmente empleadas, tienen un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y tienen su límite de fluencia muy bien definido. En algunos casos se dan aceros con $f_y = 5200 \text{ kg/cm}^2$; estos aceros son menos dúctiles que los aceros laminados en frío (ver fig. 2.23).

2.3.3.3 ACEROS TRABAJADOS EN FRÍO.

Las varillas de acero trabajado en frío tienen un f_y de 4000, 5000 y 6000 kg/cm^2 . El límite de fluencia de estos aceros es convencional (se define con una recta paralela a la línea de la gráfica Estuerzo-Deformación, a partir de una deformación unitaria de 0.002 (ver fig. 2.24).

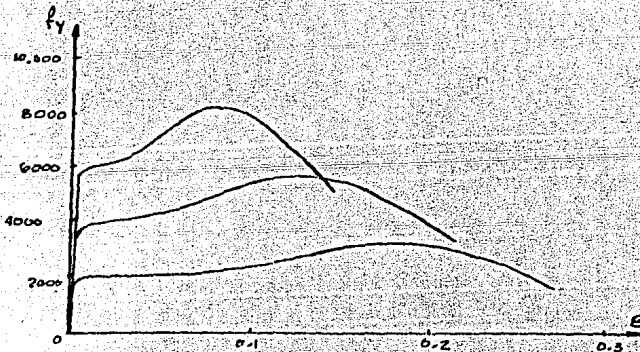


Fig. 2.23 Curvas esfuerzo-deformación de aceros laminados en caliente.

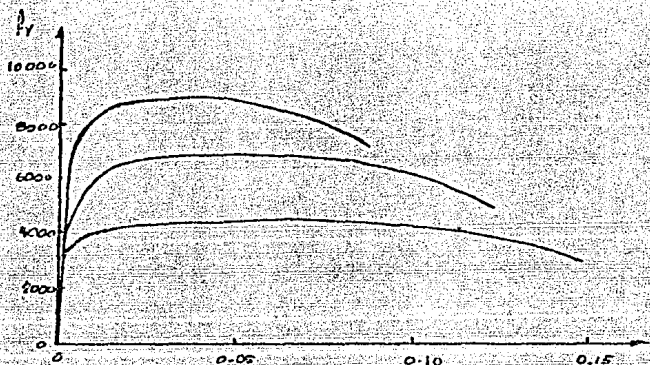


Fig. 2.24 Curvas esfuerzo-deformación de aceros trabajados en frío.

2.3.4 MALLAS.

Mallas de alambres soldados.

En México se fabrican una gran variedad de mallas integradas por retículas de alambres lisos. El límite de fluencia de este material es $F_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$.

Se emplean las mallas para armar firmes, losas y muros, tanto de elementos colados in situ, como de piezas prefabricadas.

Estas mallas se designan con cuatro números, dos de ellos se refieren a un número que corresponde al calibre de los alambres definidos por la AWG, y otros dos números por la separación de los alambres en pulgadas, (en los dos sentidos) longitudinal y transversal.

2.3.5 Armados prefabricados.

Recientemente en nuestro país, se están fabricando y utilizando armados prefabricados, que consisten en armados reforzados con alambres de acero, tanto longitudinales como

estribos. Estos armados prefabricados se utilizan en castillos y cadenas de muros.

2.3.6 Placas y perfiles laminados y/o armados.

Principalmente en las uniones de los elementos prefabricados se emplean placas y perfiles laminados y armados para resistir esfuerzos de tensión y de compresión, tanto en etapas provisionales como definitivas.

En México estos aceros se fabrican en calidad A-36.

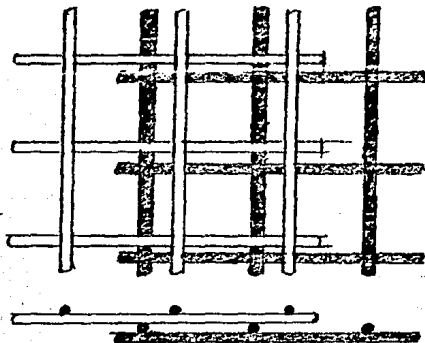


Fig. 2.25 Traspape en zonas en que el acero trabaja más de la mitad del esfuerzo permisible. B. esfuerzo estructural.

2.4 ACERO DE PRESFUERZO.

2.4.1 COMENTARIOS GENERALES.

Los aceros de presfuerzo son aceros de alta capacidad a la tensión, que presentan menor ductilidad que los aceros de refuerzo ordinario.

En México se producen tendones de presfuerzo de tipo alambre y de tipo torón de 7 alambres, de los cuales uno es recto y seis están trenzados a su alrededor (ver fig 2-27).

2.4.1.1 INDICE DEL MATERIAL.

El índice del material corresponde en estos casos al estuerzo en la rotura; se le denomina - f_{sr} ó f_{pu} .

De acuerdo al f_{sr} se le conoce como acero de 250 k, de 270 k, así como de 22,000 kg/cm².

Este acero de prestuerzo tiene límite de fluencia convencional (Ver fig. 2.28).

ELECTROMALLAS EN EXISTENCIA.				
Tipo	Diámetro del alambre (mm)	Área de la sección (m ² /lin.)	Peso nominal kg/m ²	El tipo de malla indica que con cuadrados de (6"x6") 15.24 x 15.24 cm. con alambres de un calibre cuyo diámetro se marca en la tabla.
6x6.2/2	6.67	2.29	3.83	Pollos de 2.5 m x 40.0 m con 100 m ² Hojas de 2.5 m x 6.0 m con 15 m ² (6x6.12/12 no hay hojas planas).
6x6.4/4	5.72	1.67	2.82	
6x6.6/6	4.88	1.22	2.05	
6x6.8/8	4.11	0.87	1.46	
6x6.10/10	3.43	0.61	1.01	
6x6.12/12	2.68	0.37	0.62	

Tabla 2.6 Tipos de mallas electro-soldadas.

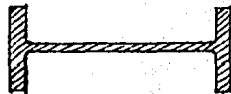
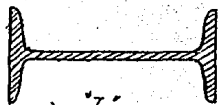


Fig. 2.26 Ejemplos de perfiles laminados.

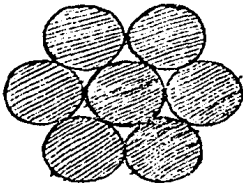


Fig. 2.27 Torón de 7 alambres.

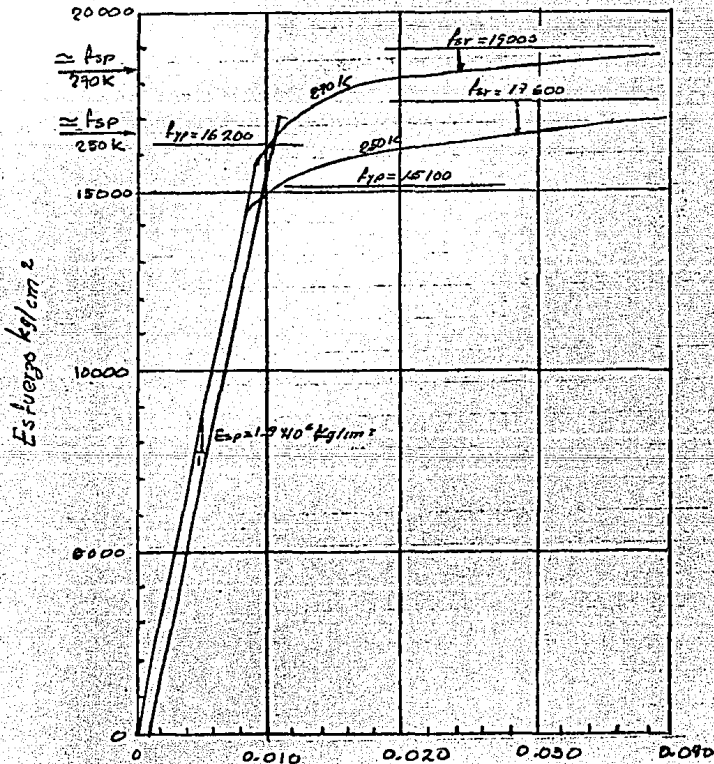


Fig. 2.28 Curvas características de esfuerzo-deformación, para torones de prestuerzo de 250 k (17600 kg/cm^2) y de 270 k (19000 kg/cm^2).

2.4.2 TIPOS DE ACERO DE PREFUERZO.

los alambres se fabrican en diámetros de 2, 5 y 7 mm y los torones en 5/16", 3/8" y 1/2".

En la siguiente tabla se especifican los Aceros de Prestuerzo que se utilizan en México.

TIPO	DIAMETRO (mm)	AREA (mm ²)	PESO (kg/m lineal)	f _{sr} (kg/cm ²)
Alambres	7.0	38.485	0.302	18,900
	5.0	19.635	0.153	17,500
	2.0	3.1416	0.024	18,000
Toron	7.94 (5/16")	37.2	0.295	18,900 17,500
	9.52 (3/8")	51.6	0.408	
	12.7 (1/2")	92.9	0.735	

TABLA 2.7 Acero de prestuerzo que se utiliza en México.

2.4.3 CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE PREFUERZO.

- Módulo de elasticidad

- Alambre $E_{sp} = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.
- Torón $E_{sp} = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

- Esfuerzo máximo que resiste el material.
 $f_{sr} = 17,000 - 22,000 \text{ kg/cm}^2$.
- El esfuerzo de fluencia (f_{yp}) es convencional.
- f_{sp} , esfuerzo que se presenta cuando el elemento estructural llega a su resistencia a flexión.
- $0.7 f_{sr} =$ esfuerzo al que se tensionan los cables.
- $k \cdot 0.7 f_{sr} =$ esfuerzo efectivo de prestuerzo.

2.5 FUNCIONES DEL ACERO DE REFUERZO EN EL CONCRETO REFORZADO.

- Tomar los esfuerzos de tensión que se presentan en los elementos estructurales y que no pueden ser resistidos por el concreto simple.
- Confinar al concreto simple
- Incrementar la ductilidad del elemento estructural
- Incrementar en algunos casos, la resistencia del elemento estructural.
- Evitar la propagación y aumento del ancho de las fisuras y/o grietas del concreto.
- Reducir las deflexiones, a largo plazo, de las vigas.
- Mejorar el comportamiento de los elementos estructurales, en condiciones de servicio.
- Tomar, en algunos casos, esfuerzos de compresión.

2.6 FUNCIONES DEL ACERO DE PREFUERZO EN EL CONCRETO PREFORZADO.

- Anular o disminuir las tensiones que se presentan en los elementos de concreto sujetos a flexión.
- Reducir las deflexiones totales en las vigas.
- Evitar el agrietamiento en el concreto.
- Mejorar el comportamiento de los elementos estructurales.
- Inducir una contraflecha.
- Incrementar la resistencia del elemento estructural
- Incrementar el rango elástico lineal de comportamiento del elemento estructural.

Las normas de calidad para acero prestozado son:

- a) DGN 2293, 1974 Alambre sin recubrimiento relevado de esfuerzos, para concreto prestozado
- b) DGN 8 292, 1974 Doble de 7 alambres sin recubrimiento relevado de esfuerzos, para concreto prestozado.

2.7. CIMBRAS

Las cimbras, según el material de que están hechas, se clasifican en:

- Madera
 - Solo
 - Recubierta de lámina.
- Lámina de acero
- Placas de acero
- Fibra de vidrio
- Concreto.

De acuerdo al tipo de molde:

- Moldes Fijos

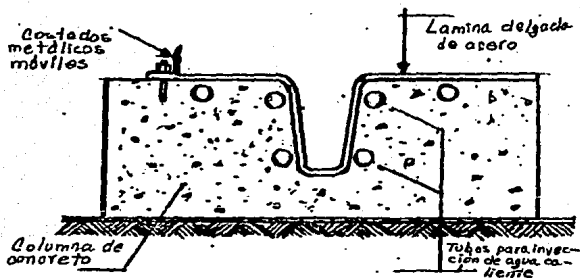


Fig. 2.31 Cimbra de molde fijo.

- Moldes desmontables.

Son aquellas cimbras que se componen de varas por-
tas, generalmente el fondo y los costados. (Ver fig. 2.32)

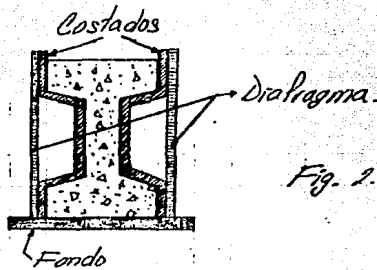


Fig. 2.32 Cimbra molde desmontable.

Dentro de las cimbrias de molde fijo se encuentran las cimbrias autotensables; las cuales no necesitan de mesas de tensado ni de muertas de anclaje. (Ver fig. 2.33). En estas la estructura metálica absorbe la fuerza de pretensado.

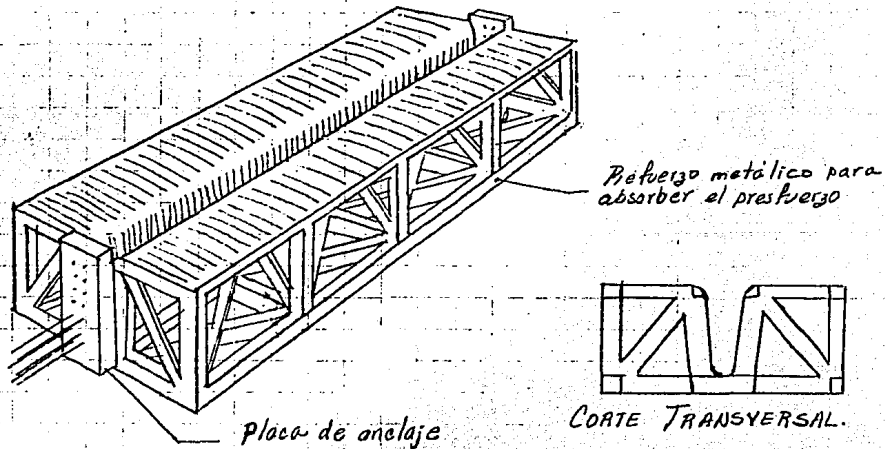


Fig. 2.33 Cimbras autotensables.

Las cimbras deben cumplir con ciertos requisitos para un buen funcionamiento, a continuación se mencionan estos requisitos.

- Resistencia a las sollicitaciones que se presenten durante la construcción.
- Resistencia a la compactación del concreto.
- Resistencia al vibrado del concreto.
- Rigidez para evitar movimientos y deformaciones excesivos.
- Limpieza adecuada antes de los colados.
- Debe estar húmeda durante un periodo mínimo de 2 horas antes del colado.
- Estar cubierta con un lubricante adecuado.

NOTA: Los elementos estructurales, deberán estar cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance una resistencia tal que les permita soportar su propio peso y otras cargas que actúan durante la construcción, cuidando también las de flexiones.

INDICE	Pag.
3.1 Introducción	(115)
3.2 Factores que producen Pérdidas en la Magnitud de la Fregata de Prestuerzo.	(116)
3.2.1 Acortamiento Elástico del Concreto	(116)
3.2.2 Desviación de Tendones	(117)
3.2.3 Fricción.	(118)
3.2.4 Deslizamiento del Cable en los Anclajes.	(120)
3.2.5 Contracción del Concreto.	(120)
3.2.6 Flujo Plástico.	(121)
3.2.7 Relajamiento del Esfuerzo en el Acero	(121)
3.3 Pérdidas Totales en Elementos Pretensados	(123)
3.4 Pérdidas Totales en Elementos Postensados	(124)
3.5 Métodos para Evaluar las Pérdidas de la Fuerza de Prestuerzo.	(126)
3.5.1 Introducción	(126)
3.5.2 Estimación Global de las Pérdidas	(127)
3.5.3 Estimación de las Pérdidas por Porcentajes Individuales	(128)
3.5.4 Estimación Individual de las Pérdidas.	(127)
3.5.4.1 Pérdidas por Acortamiento Elástico del Concreto	(127)
3.5.4.2 Pérdidas por Desviación de Tendones	(133)
3.5.4.3 Pérdidas por Fricción	(133)
3.5.4.4 Pérdidas por Deslizamiento del Cable en los Anclajes.	(130)
3.5.4.5 Pérdidas por Contracción del Concreto.	(142)
3.5.4.6 Pérdidas por Flujo Plástico.	(143)
3.5.4.7 Pérdidas por Relajamiento del Esfuerzo en el Acero	(144)
3.5.5 Estimación Mediante el Procedimiento por Etapas.	(145)
Ejemplo	(146)

3.1 INTRODUCCIÓN.

El esfuerzo en los tendones, producido por la fuerza de prestuerzo, en los elementos de concreto prestozado, decrece con el tiempo; primero rápidamente y luego más lentamente. La reducción del esfuerzo durante la vida útil del miembro se conoce como "Pérdidas de Prestuerzo".

Es importante estimar la magnitud de las pérdidas de prestuerzo, así como determinar el valor de las cargas activantes; para lograr el diseño adecuado de la fuerza de prestuerzo necesaria.

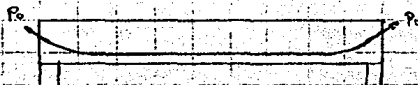
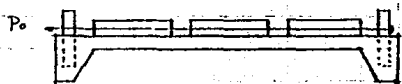
Las pérdidas de prestuerzo se pueden clasificar en dos tipos: las que ocurren instantáneamente y las que dependen del tiempo. A las primeras se les conoce como pérdidas instantáneas y a las segundas como pérdidas diferidas. Ambas pérdidas afectan a todos los tipos de elementos prestozados.

Algunas pérdidas que actúan en elementos pretensados, no lo hacen en los postensados y viceversa. La referencia al respecto se hará más adelante.

Un desarrollo algebraico para expresar las pérdidas inmediatas y diferidas en elementos pretensados y postensados se presenta a continuación.

Elementos Pretensados

Elementos Postensados



$$P_0 \Rightarrow P_i$$

$$P_0 \Rightarrow P_i$$

$$P_i < P_0$$

$$P_i < P_0$$

$$P_0 = P_i + \Delta P_i$$

$$P_0 = P_i + \Delta P_i$$

donde: ΔP_i = Pérdidas Instantáneas.
 t = tiempo en que se presentan las pérdidas diferidas.

$$t > 1 \text{ día}$$

$$P_i \Rightarrow P$$

$$P < P_i$$

$$P_i = P + \Delta P_i$$

$$t > 1 \text{ día}$$

$$P_i \Rightarrow P$$

$$P < P_i$$

$$P_i = P + \Delta P_i$$

donde:

ΔP_d = Pérdidas Diferidas.

$$P < P_0$$

$$\therefore P_0 = P + \Delta P_i + \Delta P_d$$

P_0 = Fuerza de prestuerzo inicial, que se produce con el gato
 P = Fuerza de prestuerzo efectivo.

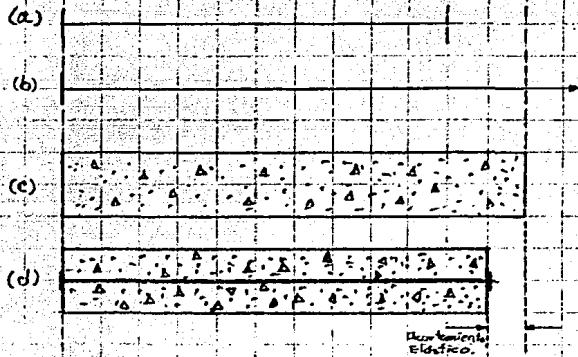
3.2. FACTORES QUE PRODUCEN PÉRDIDAS EN LA MAGNITUD DE LA FUERZA DE PRESTUERZO.

Las pérdidas totales de prestuerzo se atribuyen generalmente a la contribución e interacción de algunos de los factores siguientes:

3.2.1. ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL CONCRETO (AEC).

Es causado por el acortamiento que tiene el concreto al momento que es aplicada la fuerza de prestuerzo (ya sea parcial o total). Los tendones de prestuerzo y el concreto que los rodea se acortan simultáneamente, antes que la viga en su

conjunto, absorbiendo parte de los esfuerzos causados por el presfuerzo (ver fig. 3.1).



- (a) Tendón solo
- (b) Tendón Estorzado
- (c) Concreto sin estorzar
- (d) Acortamiento inmediatamente después de la Transferencia.

Fig. 3.1 Representación esquemática del acortamiento elástico del concreto.

3.2.2 DESVIACIÓN DE TENDONES (DT)

En elementos pretensados, para algunos casos, el diseño específica colocar los tendones con perfil desviado; lo que induce una pérdida en la fuerza de presfuerzo.



Fig. 3.2 Desviación de Tendones.

Estas pérdidas en el esfuerzo del prestrezo son causadas principalmente por el equipo utilizado en la desviación de los tendones.

3.2.3 Fricción. (FA)

Las pérdidas por fricción ocurren durante el tensado de los tendones de postensado. La fricción que ocurre durante el tensado es provocada por el roce que existe entre los ductos de los tendones y los tendones.

Esta fricción, causa pérdidas en el prestrezo y se representa como la diferencia en los esfuerzos, entre el extremo tensado por el gato y los esfuerzos a lo largo del miembro, hasta el extremo anclado.

Las pérdidas por fricción se determinan como la suma de las pérdidas causadas por la fricción debida a la curvatura intensional del tendón y la fricción por la deformación accidental del mismo.

Las pérdidas debidas a la fricción por curvaturas no intencionales del tendón se encontrarán presentes aún para los casos de tendones rectos, dado que representa, en la práctica, gran dificultad eliminar la entena de los tendones, es decir, mantener los ductos y los tendones, perfectamente rectos.

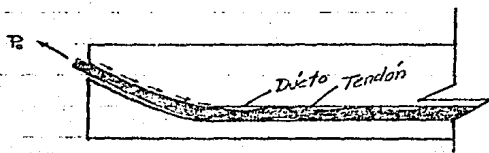


Fig. 3.3. Fricción entre Ducto y Tendón.

En seguida, se presentan gráficas que muestran la reducción de los esfuerzos en el acero de pretuerzo debida a la fricción.

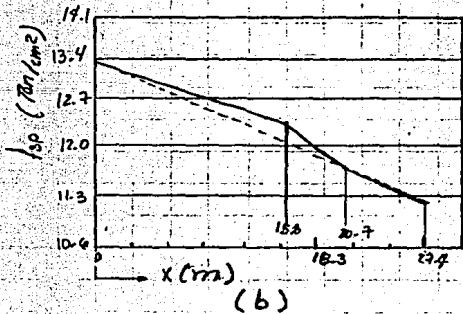
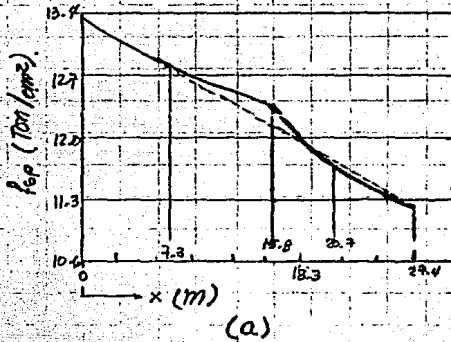


Fig. 3.4 Reducción típica, de los esfuerzos en el acero de pretuerzo debida a la fricción. (a) Escala aritmética, (b) Escala logarítmica.

E.2.4 DESPLAZAMIENTO DEL CABLE EN LOS ANCLAJES. (DTA).

En elementos de concreto postensado, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión se transfiere al concreto mediante anclajes. Y es inevitable que exista un pequeño deslizamiento del tendón en el anclaje, inmediatamente después de la transferencia de los esfuerzos, conforme se acomodan las cuñas dentro de los tendones, o a medida que se deforma el dispositivo de anclaje.

La magnitud de las pérdidas por este concepto, dependen principalmente del sistema que se utilice en el prestuerzo y/o de los dispositivos de anclaje.

3.2.5 CONTRACCIÓN DEL CONCRETO. (C.C.).

La pérdida gradual de humedad en el concreto, con el tiempo, conduce a una contracción del mismo concreto, como la contracción es en todas direcciones; en el sentido longitudinal de una viga provoca un asentamiento, lo que a su vez causa de una reducción en el esfuerzo del prestuerzo; esta reducción del esfuerzo constituye una componente importante de la pérdida de prestaci-
30.

Las deformaciones últimas, del concreto por contracción, se encuentran dentro del rango que varía de 1×10^{-4} a 3×10^{-4} .

A continuación, se presenta gráficamente la variación del porcentaje de contracción con el tiempo.

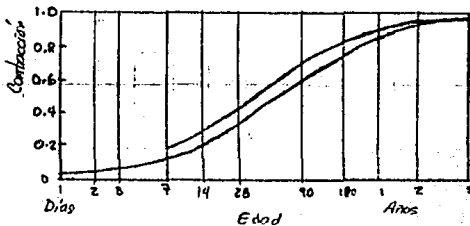


Fig. 3.5 Variación del porcentaje de contracción con el tiempo.

3.2.6 FLUJO PLÁSTICO. (FP)

El flujo plástico del concreto, es causado por esfuerzos de compresión en el concreto ocasionados por una fuerza sostenida. Este efecto de una carga sostenida provoca deformaciones en el concreto, el cual está principalmente dentro del rango elástico, pero después continuara esta deformación durante un periodo adicional de tiempo.

En elementos de concreto prestresado, el esfuerzo de compresión al nivel del acero de prestresgo, es de naturaleza sostenida; lo que provoca el flujo plástico en el concreto e incluye una fuente importante de pérdida en el esfuerzo del prestresgo.

3.2.7 RELAJAMIENTO DEL ESFUERZO EN EL ACERO. (RA)

El relajamiento es una propiedad del acero y se puede considerar como una ligera cedencia a los esfuerzos. Ocasionada por la deformación longitudinal debida a la aplicación de la fuerza de prestresgo.

Ya conocidos los factores o causas, que producen las pérdidas, se pueden agrupar estas de acuerdo al tiempo de ocurrencia.

Como se señaló, en el sub-capítulo 3.1; las pérdidas son de dos tipos: Pérdidas Instantáneas y Pérdidas Diferidas. De las causas de las pérdidas; que se mencionan anteriormente, unas son del tipo Instantáneas y otras Diferidas. Haciendo una clasificación se tiene:

PERDIDAS INSTANTÁNEAS:

- Acortamiento Elástico del Concreto (AEC)
- Desviación de Tendones de Prestresgo (DTP)

- Fricción en Ocio de Postensado (FA)
- Deslizamiento de Tendones en los Anclajes (DTA)

PÉRDIDAS DIFERIDAS.

- Flujo Plástico del Concreto (FP)
- Contracción del Concreto (CC)
- Relajación del Acero (RA)

Estas pérdidas no actúan de manera independiente, sino que existe una interrelación entre ellas. Lo anterior se muestra más claramente en la siguiente figura.

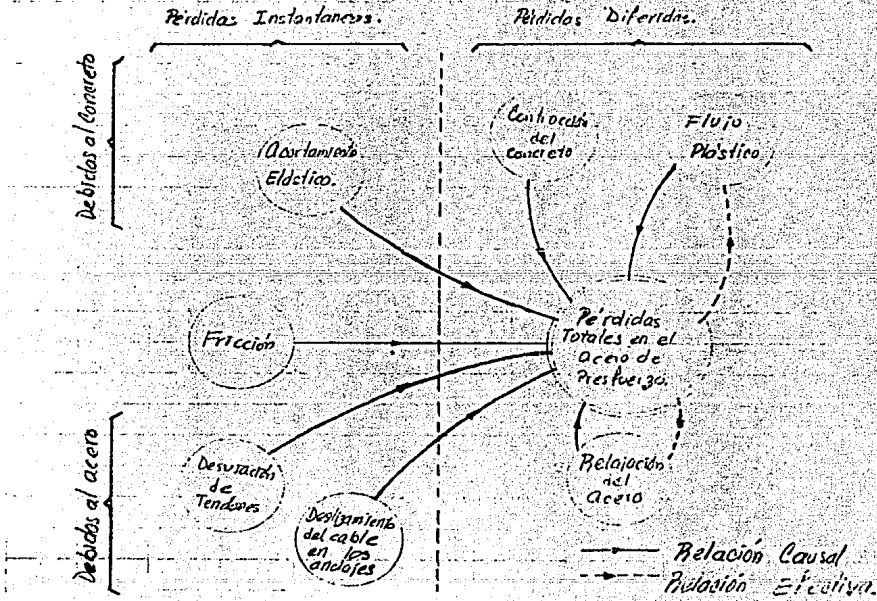


Fig. 3.6. Interrelación de causas y efectos entre pérdidas de prestrezo.

3.3 PERDIDAS TOTALES EN ELEMENTOS PRETENSADOS.

Las pérdidas totales de pretuerzo en tendones de pretensado = comprenden las siguientes pérdidas parciales.

$$\Delta_{T-PRES} = \Delta f_{REC} + \Delta f_{RA} + \Delta f_{FP} + \Delta f_{CC} \quad \text{--- 3.1}$$

donde: Δ_{T-PRES} = Pérdidas totales de elementos pretensados.

Δf_{REC} = Pérdidas debidas al acortamiento elástico del concreto.

Δf_{RA} = Pérdidas debidas al relajamiento del acero.

Δf_{FP} = Pérdidas por flujo plástico.

Δf_{CC} = Pérdidas por acortamiento del concreto.

A continuación, se presenta una gráfica que representa la variación en el esfuerzo del acero en función del tiempo, para elementos pretensados. La suma de las pérdidas parciales, da como resultado las pérdidas totales en este tipo de elementos.

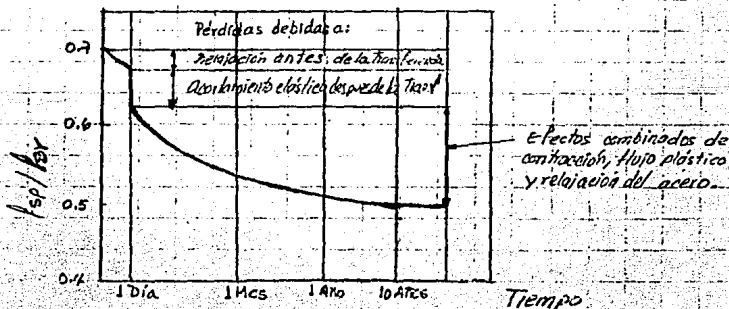


Fig. 3-7 Variación típica de los esfuerzos en el acero con el tiempo para miembros pretensados.

3.4 PERDIDAS TOTALES EN ELEMENTOS POSTENSADOS.

Las pérdidas totales de prestuerzo en tendones de postensado son como se muestra a continuación:

$$\Delta f_{T-POST} = \Delta f_{FA} + \Delta f_{ASC} + \Delta f_{OTA} + \Delta f_{RA} + \Delta f_{CC} + \Delta f_{FP} \quad \text{--- 3.2}$$

donde:

- Δf_{T-POST} = Pérdidas Totales en elementos Postensados.
- Δf_{FA} = Pérdidas por Fricción en Ocio de Postensado.
- Δf_{ASC} = Pérdida por Acortamiento Elástico del Concreto.
- Δf_{OTA} = Pérdida por Deslizamiento de Tendones en los Anclajes.
- Δf_{RA} = Pérdida por Relajación del Acero.
- Δf_{CC} = Pérdida por Contracción del Concreto.
- Δf_{FP} = Pérdida por Fluido Plástico.

Al igual que para elementos pretensados, a continuación se presenta gráficamente la variación típica del esfuerzo del acero de prestuerzo con el paso del tiempo.

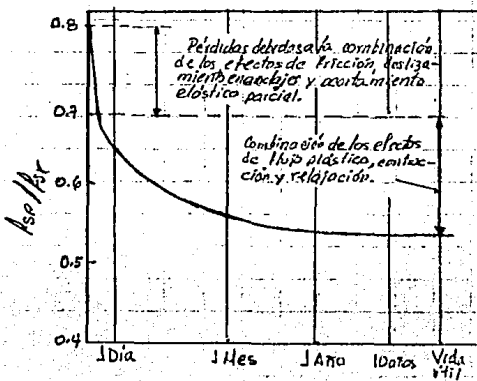


Fig. 3.8 Variación típica de los esfuerzos en el acero con el tiempo para elementos postensados.

Una combinación comparativa de las pérdidas de pretensado y postensado, se presenta en la Tabla 3.1.

Causas de las Pérdidas de Pretensado	Etapa de Ocurrencia		Pérdidas de esfuerzo en tendones.	
	Miembros Pretensados	Miembros Postensados	Intervalo de tiempo	Total durante la vida útil
Acomodamiento Elástico del Concreto (AEC)	En la transferencia	Después del estado	---	Δf_{EC}
Relajación del acero en los tendones (RA)	Antes y después de la transferencia	Después de la transferencia	$\Delta t_{RA}(t_1, t_2)$	Δf_{RA}
Relajación del concreto (CR)	Después de la transferencia	Después de la transferencia	$\Delta t_{CR}(t_1, t_2)$	Δf_{CR}
Flujo de Concreto (FC)	Después de la transferencia	Después de la transferencia	$\Delta t_{FC}(t_1, t_2)$	Δf_{FC}
Fricción (FA)	---	Después del estado	---	Δf_{FA}
Desajuste de alineación (DA)	---	Estado de transferencia	---	Δf_{DA}
Distorsión de los tendones (DT)	Durante la transferencia	Durante la vida útil	---	Δf_{DT}

Tabla 3.1 Causas de las pérdidas de pretensado.

Se puede observar de la Tabla 3.1 y de las ecuaciones 3.1 y 3.2 que las pérdidas totales en elementos postensados, son las mismas que para elementos pretensados, más las pérdidas iniciales por desajuste de los anclajes y la fricción de los cables en postensado.

3.5 MÉTODOS PARA EVALUAR LAS PÉRDIDAS DE LA FUERZA DE PRESFUERZO.

3.5.1 INTRODUCCIÓN.

Las pérdidas reales, las cuales pueden ser menores o mayores que la calculadas, no tienen influencia en la resistencia última o flexión de los elementos prestresados. Sin embargo, las pérdidas influyen en el comportamiento adecuado de estos elementos, en condiciones de servicio. Esta influencia se representa en las deflexiones, la carga de agrietamiento, los espesores de grietas y las deformaciones durante la construcción.

Dadas estas condiciones, es de particular importancia la estimación de las pérdidas; de tal manera que una sobreestimación así como una subestimación de ellas, pueden ser perjudiciales para el diseño.

Por ejemplo la sobreestimación de pérdidas conduciría a subdiseñar el prestrezo, lo que daría como resultado excesivas deflexiones y movimientos horizontales problemáticos en las estructuras.

La precisión en el cálculo de las pérdidas dependerá de la importancia de la obra a construir.

Por ejemplo, para el diseño de algunos elementos prestresados, no es necesario un cálculo detallado de las pérdidas; se pueden adoptar porcentajes globales razonablemente precisos. Estos porcentajes son recomendados por el ACI 318-77 (1977) y el código ACI para elementos estructurales para edificios, y el AASHTO para puentes.

Para los casos en que se requiera de mayor precisión se recomienda calcular las pérdidas por separado, teniendo en cuenta las características geométricas del elemento, las propiedades de los materiales y los métodos constructivos que se apliquen.

En algunos casos, muy especiales, en que se requiera mayor precisión, deben tomarse en cuenta la interrelación de las pérdidas dependientes del tiempo, empleando intervalos de tiempo, discretos, para los cálculos. Para tal efecto, se emplea el Procedimiento por Etapas.

3.5.2 ESTIMACIÓN GLOBAL DE LAS PÉRDIDAS.

En México, generalmente, se utiliza este método, debido a la falta de investigación en relación a las pérdidas, — otra causa, es la facilidad que representa su utilización.

El Reglamento del Departamento del Distrito Federal propone los siguientes porcentajes:

$$\text{Elementos Pretensados } \Delta P_t = (0.20 - 0.25) P_0 \quad \text{--- 3.3}$$

$$\text{Elementos Postensados } \Delta P_t = (0.15 - 0.20) P_0 + \Delta P_{FA} \quad \text{--- 3.4}$$

donde: ΔP_t = Pérdidas Totales

ΔP_{FA} = Pérdidas por Fricción en el Acero de Postensado.

De las ecuaciones 3.3 y 3.4 se puede observar que para elementos postensados el porcentaje de pérdidas que recomienda este método no incluye las pérdidas por fricción.

Estas pérdidas se recomienda evaluarlas por otros métodos como los que se tratarán más adelante.

Para cualquiera de los métodos, para evaluar las pérdidas, la siguiente expresión, se toma como válida.

$$\Delta P_t = \Delta P_i + \Delta P_d \quad \text{--- 3.5}$$

Expresión, que indica, que la suma de las pérdidas instantáneas más las pérdidas diferidas da como resultado las pérdidas totales.

3.5.3 ESTIMACIÓN DE LAS PÉRDIDAS POR PORCENTAJES INDIVIDUALES.

Este método, no es tan simple como el anterior, pero representa cierta facilidad en su uso. En comparación con otros métodos más rigurosos, éste, es muy acertado, dado que no requiere un gran conocimiento de la naturaleza de las pérdidas. Este método al igual que el anterior es usado en aquellos lugares en donde no existe una investigación a fondo y una probada experiencia en la determinación de las pérdidas.

En seguida se presenta la Tabla 3.2 en la que se indican los porcentajes de pérdidas, tanto para elementos pretensados como para elementos postensados.

CONCEPTO	PRETENSADO	POSTENSADO
Acortamiento elástico del concreto	3%	1%
Desviación de Tendones	Calcular	—
Fricción	—	Calcular
Deslizamiento de Anclajes	—	Calcular
Flujo Plástico	6%	5%
Contracción del Concreto	7%	6%
Pielamiento del acero.	2%	3%

TABLA 3.2. Pérdidas por porcentajes individuales.

De la Tabla anterior, se observa que en algunas celdas las pérdidas se tienen que calcular utilizando algún método más exacto; debido a la falta de precisión que se tendría al asignar

un porcentaje de pérdidas.

3.5.4. ESTIMACIÓN INDIVIDUAL DE LAS PÉRDIDAS.

Existen casos, en los cuales, la estimación global de las pérdidas no es tan exacta como el diseño lo requiere. Para este caso es recomendable estimar las pérdidas separadamente, obteniendo las pérdidas totales como la suma de las contribuciones por separado, tomando en cuenta la contribución y/o influencia que existe entre los diferentes factores. Por ejemplo, el relajamiento del esfuerzo en los tendones es afectado por los cambios de longitud debidos al flujo plástico del concreto.

A continuación, se presenta una forma de evaluar las pérdidas -- por separado; primeramente para las pérdidas instantáneas y después -- para pérdidas diferidas; tanto para elementos pretensados como para postensados. Conviene mencionar, que existen otros métodos para evaluar las pérdidas de esta forma, que producen resultados también adecuados.

- PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS.

3.5.4.1 PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL CONCRETO.

- Elementos pretensados.

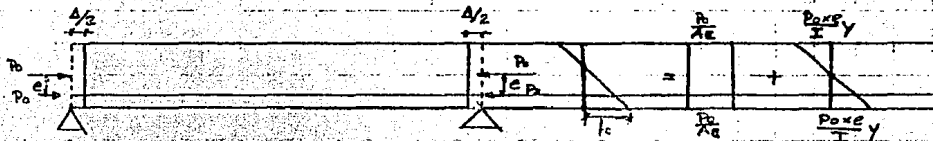


Fig. 3.9 Acortamiento del Concreto.

De la figura 3.9
$$e_c = \frac{P_c}{E_c} \quad \text{---} \quad 3.4$$

donde: f_c = esfuerzos de compresión debidos al pretensado en el centroide del acero de pretensado.

Como la deformación unitaria (ϵ_c) del concreto al nivel del centroide del acero es la misma que la deformación (ϵ_s) del acero, se tiene:

$$\epsilon_{sq} = \epsilon_c = \frac{f_c}{E_c} \quad \text{3.7}$$

Por triángulos semejantes:

$$A_c = \frac{P_o L}{A_c E_c} \quad \text{3.8}$$

Dividiendo la ecuación 3.8 entre L se tiene:

$$\epsilon_c = \frac{P_o}{A_c E_c} \quad \text{3.9}$$

De donde:

$$f_{AEC} = \epsilon_{sq} E_{sp} \quad \text{3.10}$$

Sustituyendo la ec. 3.9 en 3.10

$$f_{AEC} = \frac{f_c}{E_c} E_{sp} \quad \text{3.11}$$

$$\text{Como: } n = \frac{E_{sp}}{E_c} \quad \text{3.12}$$

Finalmente:

$$f_{AEC} = n f_c \quad \text{3.13}$$

que son las pérdidas por acortamiento elástico del concreto en elementos pretensados.

• Elementos postensados.

En este tipo de elementos, para el caso en el cual se tensan al mismo tiempo todos los tendones, la deformación elástica ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato, y existe una compensación automática para este tipo de pérdidas por lo cual no es necesario calcularlas.

Pero en el caso, que se tensen los tendones secuencialmente, sí existirán pérdidas. El primer tendón que se anele sufrirá pérdida de esfuerzo cuando se tense el segundo, el primero y el segundo sufrirán pérdida de esfuerzo cuando se tense el tercero y, así sucesivamente hasta tensionar todos los tendones que por diseño requiera una sección determinada.

A continuación se presenta un ejemplo de lo anteriormente dicho.

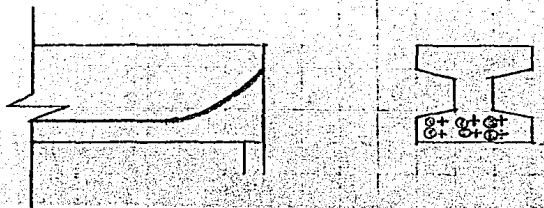


Fig. 3.10 Pérdidas por Sobrecarga del Concreto en elementos postensados.

De la figura:

Tendón 1	$\Delta f_{frec,1-1} = 0$	----- 3.14
Tendón 2	$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_{frec,1-2} = n \frac{P_{02}}{A_c} \\ \Delta f_{frec,2-2} = 0 \end{array} \right.$	----- 3.15
Tendón 3	$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_{frec,1-3} = n \frac{P_{03}}{A_c} \\ \Delta f_{frec,2-3} = n \frac{P_{03}}{A_c} \\ \Delta f_{frec,3-3} = 0 \end{array} \right.$	----- 3.16

Tendón 4

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta PAEC_{1-4} = n \frac{P_{04}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{2-4} = n \frac{P_{04}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{3-4} = n \frac{P_{04}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{4-4} = 0 \end{array} \right. \quad \text{--- 3.17}$$

Tendón 5

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta PAEC_{1-5} = n \frac{P_{05}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{2-5} = n \frac{P_{05}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{3-5} = n \frac{P_{05}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{4-5} = n \frac{P_{05}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{5-5} = 0 \end{array} \right. \quad \text{--- 3.18}$$

Tendón 6

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta PAEC_{1-6} = n \frac{P_{06}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{2-6} = n \frac{P_{06}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{3-6} = n \frac{P_{06}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{4-6} = n \frac{P_{06}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{5-6} = n \frac{P_{06}}{A_c} \\ \Delta PAEC_{6-6} = 0 \end{array} \right. \quad \text{--- 3.19}$$

3.5.4.2 PÉRDIDAS POR DESVIACIÓN DE TENDONES.

- Elementos pretensados.

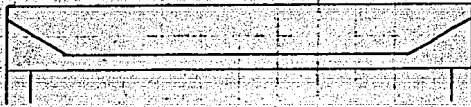


Fig 3.11 Desviación de tendones en elementos pretensados.

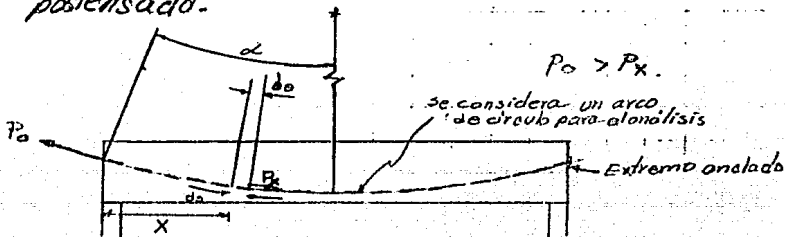
Esta pérdida sólo se da en elementos pretensados, debido a que sólo en estos elementos se desvían los tendones.

La evaluación de las pérdidas individuales, por este concepto no se calculan por el diseñador, debido a que el fabricante de la maquinaria para desviar tendones recomienda la magnitud de la pérdida en los esfuerzos.

3.5.4.3 PÉRDIDAS POR FRICIÓN.

- Elementos postensados.

Esta pérdida sólo se presenta en elementos postensados, de tal manera que sólo en estos elementos es posible el desligamiento y roce del cable con el ducto del mismo. Pocer debido a la curvatura intencional o accidental del cable de postensado.



(a)

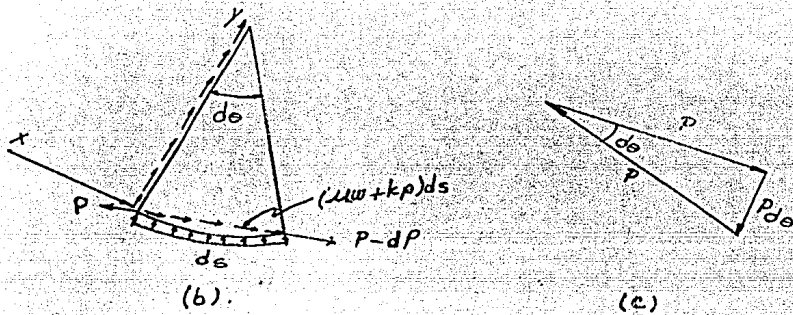


Fig. 3.12 Fricción de Tendones de Postensado.

Si μ es el coeficiente de fricción entre el tendón y el ducto, la pérdida diferencial de prestuerzo debido a la fricción por curvatura y sumada a la pérdida diferencial de esfuerzo debida a la fricción por curvatura no intencional del tendón en una longitud corta ds , se tiene:

$$(uW + kp) ds \quad \text{-----} \quad 3.20$$

Considerando ahora que x varía de cero a L

$$0 \leq x \leq L \quad \text{-----} \quad 3.21$$

Y haciendo la suma de esfuerzos en x igual a cero

$$\sum F_x = 0 \quad \text{-----} \quad 3.22$$

De la Fig 3.12 (b)

$$-P + (uW + kp) ds + P - dP = 0 \quad \text{-----} \quad 3.23$$

reduciendo términos semejantes

$$-dP + uW ds + kp ds = 0 \quad \text{-----} \quad 3.24$$

pero: $w = \frac{P}{r}$ _____ 2.25

y $de = rde$ _____ 2.26

Sustituyendo ec. 2.26 en ec. 2.24

$-dp + \mu wrde + kprde = 0$ _____ 2.27

Sustituyendo ec. 2.25 en ec. 2.27

$-dp + \mu \frac{P}{r} rde + kPrde = 0$ _____ 2.28

reduciendo términos:

$-dp + \mu Pde + kPrde = 0$ _____ 2.29

Sustituyendo ec. 2.26 en ec. 2.29.

$-dp + \mu Pde + kPds = 0$ _____ 2.30

Integrando y multiplicando ec. 2.30 por $-\frac{1}{P}$:

$\int_{P_x}^{P_0} \frac{dP}{P} - \mu \int_0^t de - k \int_0^x ds = 0$ _____ 3.31

$$\log(P_0 - P_x) - \mu \alpha x - kx = 0 \quad \text{---} \quad 3.32$$

$$\log(P_0 - P_x) = \mu x + kx \quad \text{---} \quad 3.33$$

Finalmente:

$$P_0 = P_x \cdot e^{(\mu x + kx)} \quad \text{---} \quad 3.34$$

$$P_x = P_0 e^{-(\mu x + kx)} \quad \text{---} \quad 3.35$$

Y la pérdida por fricción es:

$$\Delta P_{FA} = P_0 - P_x \quad \text{---} \quad 3.36$$

donde:

ΔP_{FA} = Pérdida debida a la fricción en el acero de postensado en un punto situado a una distancia x del extremo del cable.

P_0 = Fuerza de pretensión inicial aplicada por el gato

P_x = Fuerza de pretensión en un punto situado a una distancia x a partir de donde se tensa el cable.

μ = Coeficiente de fricción debido a la curvatura impuesta ($1/\text{rad}$).

α = ángulo de la trayectoria del cable, entre el punto en que se tensa el cable y el punto en que se obtiene la fuerza de pretensión (rad).

k = Coeficiente de fricción debido a desviaciones parasitarias o impuestas (Causadas por la carga de peso propio) ($1/\text{m}$).

x = Distancia entre el extremo que se tensa y el punto que se analiza.

Existe un caso especial en el que la determinación de P_x se simplifica

Si $\mu + kx \leq 0.3$ 3-37

$\Rightarrow P_x = P_0(1 - \mu - kx)$ 3-38

Los valores de k y de μ recomendados por el ACI y por el ACDF-87, se muestran en la tabla siguiente:

Tipo de Tendones.		Coefficiente de excentricidad, k	Coefficiente de curvatura, μ
Cables dentro de una camisa metálica insertado con lechada.	Cables de alambre	0.0033 a 0.005	0.15 a 0.25
	Varillas de alta resistencia	0.0013 a 0.0020	0.08 a 0.30
	Torones de 7 alambres...	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25

Tabla. 3.3. Coeficientes de fricción para cables de postensado.

Una forma más adecuada es emplear los valores de μ y de k recomendados por los fabricantes del equipo de postensado o emplear:

Si por algún motivo no hay información al respecto, se tomarán los valores de la tabla anterior o los señalados a continuación:

$$\mu = 0.23 \frac{1}{\text{rad}} \quad \text{-----} \quad 3.89$$

$$k = 0.003 \frac{1}{\text{m}} \quad \text{-----} \quad 3.40$$

Al continuación se presenta un ejemplo, muy general, de como determinar las pérdidas utilizando este método.

Sea la fig mostrada:

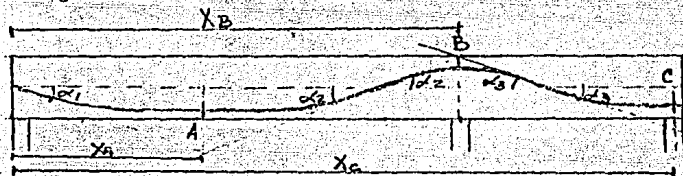


Fig- 3.13 Ejemplo de pérdidas en vigas continuas.

Se tiene que las pérdidas en los puntos A, B y C son:

$$P_{xA} = P_0 e^{-(\mu x_1 + k x_1)} \quad ; \quad \Delta f_{fA} = P_0 - P_0 e^{-(\mu x_1 + k x_1)}$$

$$P_{xB} = P_0 e^{-(\mu(x_1 + x_2) + k(x_1 + x_2))} \quad ; \quad \Delta f_{fB} = P_0 - P_0 e^{-(\mu(x_1 + x_2) + k(x_1 + x_2))}$$

$$P_{xC} = P_0 e^{-(\mu(x_1 + x_2 + x_3) + k(x_1 + x_2 + x_3))} \quad ; \quad \Delta f_{fC} = P_0 - P_0 e^{-(\mu(x_1 + x_2 + x_3) + k(x_1 + x_2 + x_3))}$$

3.5-4.4 PÉRDIDAS POR DESZUMAMIENTO DEL CABLE EN LOS ANCLAJES.

Como ya se dijo anteriormente, esta pérdida se debe al pequeño deslizamiento que tienen los tendones una vez que se introducen las curvas en los curvos.

La magnitud de la pérdida depende del sistema particular que se use para dar la fuerza de pretensionado o del dispositivo de anclaje. La gran variedad de anclajes se elige cualquier tipo de generalización.

La fuente más confiable de información es el fabricante del dispositivo seleccionado, quienes proporcionan la magnitud del deslizamiento (ΔL). O en otro caso, hacer pruebas específicas del equipo en laboratorio, lo que es muy difícil de llevar a cabo, dado que representa mayor facilidad tomar los valores recomendados, que gastar recursos en obtener otros valores, que en muchos casos no diferirían en gran magnitud de los que se podrían obtener.

• Elementos Pretensados.

En este tipo de elementos esta pérdida se considera nula.

• Elementos Postensados.

El deslizamiento (ΔL) en el anclaje varía dependiendo del dispositivo empleado:

$$1 \leq \Delta L \leq 3 \text{ (mm)} \quad \text{---} \quad 3.41$$

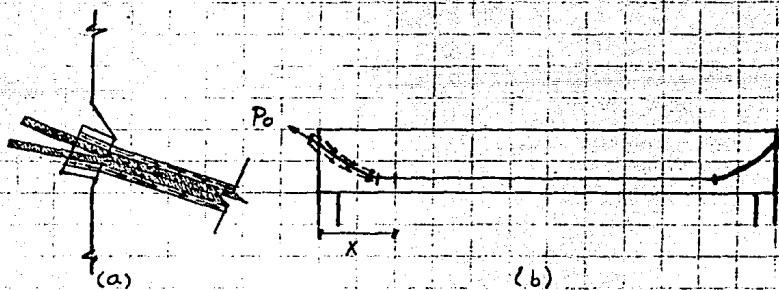


Fig. 3.14 Deslizamiento del cable en los anclajes.

Conocido el valor de ΔL se obtiene la deformación unitaria del tendón:

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L} \quad \text{-----} \quad 3.12$$

Para obtener de esta manera, el decremento en el esfuerzo:

$$\Delta F_{ora} = \epsilon_s E_{sp} \quad \text{-----} \quad 3.13$$

Y finalmente la magnitud de la pérdida:

$$\Delta F_{ora} = \Delta F_{ora} \times X_{sp} \quad \text{-----} \quad 3.14$$

donde:

ΔF_{ora} = Pérdida producida por el deslizamiento de Ten =
dones en los anclajes.

f_0 = esfuerzo de tensión en el cable dado por P_0 .

ΔL = Deslizamiento del cable en el anclaje

E_{sp} = Módulo de elasticidad del acero de prestuerzo

μ = Coeficiente de fricción debido a la curvatura intensional

κ = Curvatura del Terción.

k = Coeficiente de fricción debido a desviaciones accidentales.

L = longitud del cable.

X = Distancia a la cual desaparece la pérdida por desliza-
miento de anclajes.

La longitud X en la cual desaparece la pérdida por deslizamiento del anclaje esta dada por la siguiente expresión.

$$X = \sqrt{\frac{\Delta L \cdot E_{sp}}{f_0 \left(\mu \frac{2L}{L} + k \right)}} \quad \text{-----} \quad 3.15$$

Esta ecuación, se utiliza sólo para el caso de que se trate de tendones con perfil parabólico. (Ver Fig. 3.14 (b)).

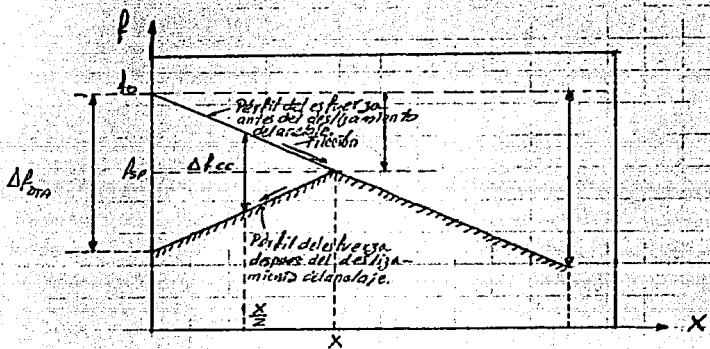


Fig. 3.14.1 Variación esquemática de los esfuerzos en el tendón antes y después del desplazamiento de los anclajes.

Para el caso en que se tengan otros perfiles en los tendones, en la Tabla 3.4 se muestran valores de "X".

Perfil del Tendón	Descripción	"X"
Recto		$X = \sqrt{\frac{Esp \Delta L}{k \cdot P_0}}$
Parabólico		$X = \sqrt{\frac{Esp \Delta L}{(2u/a/b^2 + k) P_0}}$
Circular		$X = \sqrt{\frac{Esp \Delta L}{(u/R + k) P_0}}$
Cualquier forma o combinación de formas		$X = \sqrt{\frac{Esp \Delta L}{(z/L)}}$

Tabla 3.4 Valores de "X" para diferentes curvaturas del tendón.

Los tendones de postensado, pueden ser tensados, por uno o por los dos lados; para determinar de que forma se va a tensar el tendón, se tiene que comparar el valor de "X" con una tracción de "L":

- 1.- Si $X > \frac{L}{2}$ el cable debe ser tensado por un solo lado - 3.46
- 2.- Si $X \leq \frac{L}{2}$ el cable debe ser tensado por ambos lados - 3.47

• Pérdidas Diferidas.

3.5.4.5. PÉRDIDAS POR CONTRACCIÓN DEL CONCRETO.

La reducción de los esfuerzos del pretensado producida por la contracción del concreto, constituye una componente importante en la pérdida del pretensado, para todos los tipos de vigas de concreto pretensado, ya sean pretensados o postensados.

Para calcular las pérdidas por contracción del concreto sólo se considera la contracción ocurrida después de la Transferencia de los esfuerzos; además, la cantidad de contracción que ocurre en un intervalo específico de tiempo es la diferencia entre las contracciones al inicio y al final del intervalo.

Las deformaciones del concreto resultantes de la contracción por secado varían dentro del siguiente rango:

$$1 \times 10^{-4} \leq \epsilon_{cc} \leq 3 \times 10^{-4} \quad \text{--- 3.48}$$

Los siguientes, son algunos valores recomendados para casos específicos, ante la ausencia de datos específicos; pero se deben poner a consideración:

$\epsilon_{cc} = 8 \times 10^{-4}$ para concretos curados con humedad --- 3.49
Nota: Para el caso de que requiera un valor más exacto de ϵ_{cc} , ver

el método, que para tal efecto se presenta en el libro: Estructuras de Concreto Reforzado, de Park and Paulay.

$$E_c = 7.3 \times 10^4 \text{ para concretos curados a vapor} \quad \text{--- 3.50}$$

Una vez determinada la magnitud de las deformaciones por contracción (Δc), la pérdida de presfuerzo por este concepto se puede determinar fácilmente multiplicando dicha deformación por el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo; es decir:

$$\Delta f_{ec} = E_c \times \Delta c \quad \text{--- 3.51}$$

3.5.4.6 PERDIDAS POR FLUJO PLÁSTICO

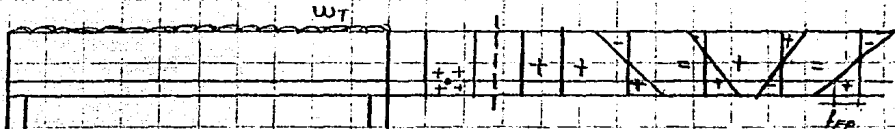


Fig. 3.15 Flujo Plástico.

En los elementos de concreto reforzado, el esfuerzo de compresión al nivel del acero de presfuerzo, es de naturaleza sostenida, y el flujo plástico resultante, en el concreto, es una fuente importante de la pérdida de fuerza de presfuerzo.

El cálculo de las pérdidas de flujo plástico se basan en los esfuerzos en el concreto al nivel del centro de gravedad del acero, cuando se encuentran actuando la carga de presfuerzo excéntrica más todas las cargas permanentes (ver. Fig. 3.15).

De la fig. 3.15 se tiene lo siguiente:

$$E_{FP} = \frac{f_{FP}}{E_c} \quad \text{-----} \quad 3.52$$

Si se multiplica la deformación unitaria por flujo plástico, por el módulo de elasticidad del acero de refuerzo, se obtienen las pérdidas por flujo plástico:

$$\Delta f_{FP} = E_{PA} \times E_{SP} \quad \text{-----} \quad 3.53$$

Sustituyendo ec. 3.43 en ec. 3.44 se tiene:

$$Y \text{ como } n = \frac{E_{SP}}{E_{CP}}$$

Finalmente:

$$\Delta f_{FP} = n \cdot f_{FP}$$

3.5.4.7 PERDIDAS POR RELAJAMIENTO EN EL ESFUERZO DEL ACERO.

Como ya se mencionó anteriormente, la magnitud del relajamiento, depende de la intensidad del esfuerzo en el acero, así como del tiempo.

Las pérdidas por relajamiento del acero son representativas, tanto en elementos pretensados, como en elementos postensados.

Para la determinación de las pérdidas por este concepto se recomienda tomarlos como un porcentaje del prestuerzo inicial debido a la fuerza producida por el gato:

$$\Delta f_{RA} = 5\% f_0 = 0.05 f_0 \quad \text{-----} \quad 3.54$$

3.5.5 ESTIMACIÓN MEDIANTE EL PROCEDIMIENTO POR ETAPAS.

Para el cálculo de las pérdidas, utilizando este método, se emplean intervalos de tiempo, durante el periodo de interés. Haciendo la suposición de que la fuerza de prestresgo que produce la pérdida en cualquier intervalo de tiempo es igual al valor final del intervalo de tiempo precedente, tomando en cuenta las pérdidas debidas a todas las causas hasta el instante de interés.

Como ya se dijo, en otro subcapítulo, este método se utiliza para los casos en que se requiera mayor precisión. Las pérdidas se pueden calcular en intervalos de tiempo durante el periodo de interés. La precisión va a depender de la longitud y del número de intervalos.

Debido a la diferencia de tomar en cuenta un número considerable de intervalos se recomienda utilizar los programas de computadores, disponibles para este análisis. (Ver Bibliografía).

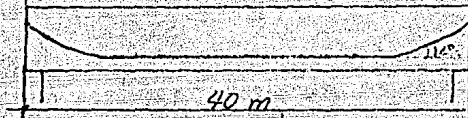
El Comité sobre Pérdidas de Prestresgo (PCI) ha desarrollado un método de pasos sucesivos que emplea un pequeño número de intervalos de tiempo, de tal modo que puede adaptarse tanto a calculadoras electrónicas, como a computadores de gran capacidad. Para el caso, de que se quiera conocer más este método, ver el siguiente artículo: Recommendations for Estimating Prestress Losses, Prepared by PCI (Committee on Prestress Losses), This report is reprinted from the Corrigites. Vol 20, 104, July-August 1975. J.B. 162.

En este trabajo, rose ve con detalle este método dado que se puede considerar muy refinado, lo que acarrearía un mayor esfuerzo de computadora; que en muchos casos puede no ser justificable. Y por tanto no utilizable en México debido a la falta de investigación al respecto.

116-1

EJEMPLO DE CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE PRESFUERZO

Sea la viga mostrada en la figura.



Datos:

$$A_{sp} = 1 \text{ mm}^2$$

$$E_{sp} = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2.5 \times 10^4$$

$$\Delta l = 7 \text{ mm}$$

$$f'_{cr} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_p = 135 \text{ kg/mm}^2$$

$$f_{sr} = 168 \text{ kg/mm}^2$$

$$\mu = 0.23 \text{ grad}$$

$$k = 0.003 \text{ 1/m}$$

$$\text{Relajación del acero} = 5\%$$

$$\delta = 12^\circ = 0.209 \text{ rad}$$

Calcular las pérdidas de presfuerzo de la viga postensada, al centro del claro.

SOLUCION:

1- Por el Método de Pérdidas Individuales.

Las pérdidas totales estarán dadas por la eq. 3.2

$$\Delta l_{\text{total}} = \Delta l_{FA} + \Delta l_{\text{rec}} + \Delta l_{\text{rel}} + \Delta l_{\text{m}} + \Delta l_{\text{ect}} + \Delta l_{\text{rr}}$$

Las pérdidas por acortamiento Elástico del Concreto en su momento.

Calculando cada una de las pérdidas:

a) Pérdida por Fricción (eqs. 2.27 y 3.28)

$$P_x = P_0 e^{-(\mu d + kx)}$$

sustituyendo valores.

$$P_{x2} = 135 e^{-(0.23 \times 0.205 + 0.003 \times 20)} = 121.6 \text{ kg}$$

$$\therefore \Delta P_{FA} = F_0 - P_{x2} = 135 - 121.6 = 13.84 \text{ kg}$$

b) Pérdida por Relajación de Esfuerzos (ec. 3.15)

$$\Delta f_{RA} = 5\% f_0$$

Sustituyendo valores:

$$\Delta f_{RA} = 135 \times 0.05 = 6.75 \text{ kg}$$

c) Pérdida por Flujo plástico del Concreto (ec. 3.14)

$$\Delta f_{FP} = n f'_{cr} \quad ; \quad \text{donde } n = \frac{E_{sp}}{E_c}$$

Sustituyendo valores:

$$\Delta f_{FP} = \frac{2 \times 10^6}{8000 \sqrt{350}} \times 100 = 1336.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{FP} = 1336.30 \times 0.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{mm}^2} \times 1 \text{ mm}^2 = 13.36 \text{ kg}$$

d) Pérdida por Deslizamiento de Anclajes. (ec. 3.35)

$$\Delta f_{DA} = \left(\frac{\Delta L}{L} \times E_{sp}\right) A_{sp}$$

Sustituyendo valores.

$$\Delta f_{DTR} = \left(\frac{0.7}{4.00} \times 2 \times 10^6 \right) 0.01 = 3.5 \text{ kg}$$

La longitud a la cual desaparece la pérdida es: (a) 3.36)

$$x = \sqrt{\frac{\Delta f \cdot E_{sp}}{f_o \left(\mu \frac{2\sigma}{L} + k \right)}}$$

Sustituyendo valores:

$$x = \sqrt{\frac{0.7 \times 2 \times 10^6}{13500 \left(0.23 \frac{2 \times 10^6}{4000} + 0.0003 \right)}} = 13.65 \text{ m}$$

Como $x = 13.65 \text{ m} >$

∴ Puede ser tensionado por ambos lados o por uno solo.
 ⇒ La pérdida por deslizamiento en los anclajes es cero.

$$\Delta f_{DTR} = 0.0$$

e) Pérdida por Contracción del Concreto. (e) 3.42)

$$\Delta f_{cc} = \epsilon_c E_{sp}$$

Sustituyendo valores:

$$\Delta f_{cc} = 2.5 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^6 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{cc} = 500 \times 0.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{mm}^2} \times 1 \text{ mm}^2 = 5 \text{ kg}$$

Sustituyendo los resultados de los muros (a)-(e) se obtienen las Pérdidas Totales.

146-1

$$\Delta P_{T-post} = 13.84 + 6.75 + 13.36 + 5.0 = 38.9 \text{ Kg}$$

Obteniendo las pérdidas como un porcentaje.

$$\% \text{ pérdidas} = \frac{38.95}{135} \times 100 = 28.85\%$$

2- Por el Método de Porcentajes Globales (ec 3.4)

Para elementos postensados.

$$\Delta P_T = (0.15 - 0.20)P_0 + \Delta P_{FA}$$

Sustituyendo valores. (Tomando 0.20)

$$\Delta P_T = 0.20 \times 135 + 13.84 = 40.84 \text{ Kg}$$

Obteniendo las pérdidas como un porcentaje

$$\% \text{ pérdidas} = \frac{40.84}{135} \times 100 = 30.25\%$$

3- Por el Método de Porcentajes Individuales (Tabla 3.2)

a) Pérdida por Fricción

$$\Delta P_{FA} = 13.84 \text{ Kg.}$$

b) Pérdida por Relajación de Esfuerzos

$$\Delta P_{RA} = 0.03(135) = 4.05 \text{ Kg.}$$

c) Pérdida por Flujo Plástico del Concreto

$$\Delta f_{FP} = 0.05(135) = 6.75 \text{ kg}$$

d) Pérdida por Deslizamiento de Arriales

$$\Delta f_{DTA} = 0.0$$

e) Pérdida por Contracción del Concreto

$$\Delta f_{oc} = 0.06(135) = 8.10 \text{ kg}$$

Obteniendo las pérdidas totales.

$$\Delta f_{\text{total}} = 13.84 + 4.05 + 6.75 + 8.10 = 32.74 \text{ kg}$$

Obteniendo las pérdidas como un porcentaje

$$\% \text{ Pérdidas} = \frac{32.74}{135} \times 100 = 24.25 \%$$

Comparando los tres resultados.

Método de Pérdidas Individuales — 28.85%

Método de Porcentajes Globales — 30.25%

Método de Porcentajes Individuales — 24.25%

Se tiene como conclusión que los valores que se asemejan son los del Método de Pérdidas Individuales y los del Método de Porcentajes Globales.

Tomando en cuenta esta conclusión, es como se ha apropiado aplicar en México el Método de Porcentajes Globales, para calcular las pérdidas. Debido a que son representativas, es decir, no difieren en gran magnitud de las pérdidas reales o las calculadas con métodos más exactos.

TESIS CON FALLAS DE ORIGEN

-147-

CONTENIDO
CATEGORIAS DE DISEÑO

4.1	DEFINICION DE CONCEPTOS	(148)
4.2	REQUISITOS QUE DEBEN CUMPLIR LAS ESTRUCTURAS	(151)
4.2.1	SEGURIDAD ADECUADA	(152)
4.2.2	Comportamiento Satisfactorio en condiciones de servicio	(152)
4.2.3	Apertamiento	(152)
4.2.4	Vibración	(153)
4.2.5	Economía	(154)
4.2.6	ASPECTO ESTETICO	(154)
4.2.7	MANTENIMIENTO MINIMO	(154)
4.3	CRITERIOS DE DISEÑO	(156)
4.3.1	METODO DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES	(157)
4.3.2	METODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA	(158)
4.3.3	METODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA Y DEFORMACION EN CONDICIONES DE SERVICIO	(162)
4.4	REGULAMENTOS	(162)
4.4.1	INTRODUCCION	(163)
4.4.2	ESFUERZOS PERMISIBLES	(163)
4.4.3	CARGAS	(166)
4.4.4	DETALLES DE REFUERZO	(167)
	-SEMIANCHO Y REJUBIAMIENTO-	
4.5	LONGITUD DE TRANSFERENCIA Y LONGITUD DE EMPALME	(170)

CAPITULO 4

CARACTERISTICAS DE DISEÑO

4.1 DEFINICION DE CONCEPTOS.

• **Dimensionamiento** - Se entiende por dimensionamiento la determinación de las secciones geométricas de los elementos estructurales y la definición y ubicación del acero de refuerzo o presfuerzo.

• **Análisis Estructural** - Es el procedimiento que se lleva a cabo en las estructuras para evaluar las acciones internas (elementos mecánicos), en las distintas partes o secciones de las estructuras.

Para poder analizar una estructura es necesario idealizarla. Por ejemplo, la idealización de un edificio, es la consideración que se hace de él; como formado por series de marcos planos en dos direcciones, se considera además, que las propiedades mecánicas de los elementos, en cada marco están concentradas a lo largo de sus ejes.

Idealizar una estructura, se refiere a poder definir un modelo matemático de las situaciones en que se presentan las barras que la contengan (trabes y columnas) y los muros; estableciendo las condiciones de frontera y condiciones de apoyo. Y sobre estas estructuras idealizadas se aplican las acciones.

Para tal efecto, es necesario, salvo en estructuras o elementos isostáticos, conocer o suponer una relación carga-deformación.

Tomando en cuenta la relación carga-deformación, el análisis estructural puede ser de dos tipos: El análisis elástico y el análisis al límite (resistencia).

- El análisis elástico supone una dependencia lineal entre las cargas y las deformaciones, es decir, supone un comportamiento elástico de los materiales.

- El análisis al límite supone que las acciones internas al llegar a cierto valor crítico de acción, son independientes.

tes de las deformaciones; es decir, supone un comportamiento elasto-plástico de los materiales. En este análisis se trata de obtener los valores de las acciones para los cuales el elemento estructural se vuelve un mecanismo inestable.

• **Diseño.** - El diseño es considerado como el proceso de aplicación selectiva de la ciencia y la tecnología para lograr resultados valiosos y serviciales. El Diseño Estructural incluye al Análisis Estructural y al Dimensionamiento.

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada, por ejemplo: salvar un claro, encerrar un espacio, etc.

Los elementos de concreto prestregado son parte integrante de las estructuras; las acciones principales a las que están sometidas, son cargas permanentes verticales, y la mayor parte de ellas son resistentes.

Al diseñar una estructura, el proyectista debe tener en mente que una estructura debe cumplir con una serie de requisitos como son: seguridad, comportamiento adecuado, economía justa, etc.

El proceso de diseño de una estructura principia con la formulación de los objetivos y las restricciones. Es un proceso iterativo, que se va afinando a través de aproximaciones sucesivas, conforme se tiene una mayor información del problema.

Una vez planteado el problema, supuestas ciertas sollicitaciones y definidas las condiciones generales, es preciso tener conocimiento del material con que se piensa construir.

Al igual, se deben de conocer las sollicitaciones actuantes y las dimensiones supuestas de los elementos.

El diseño se considerará terminado en cuanto se de un informe, por medio de planos y memorias de cálculo, que deben ser sencillos, claros y concisos; de tal manera que puedan ser correctamente interpretados, por las personas encargadas de la ejecución de la obra. Para evitar posibles errores y confusiones en el constructor o fabricante.

El objetivo fundamental del diseño es definir los elementos que integran las estructuras, así como lograr su optimización, es decir, buscar la mejor de las soluciones posibles.

El grado de precisión en el diseño dependerá de la importancia de la estructura y de conocer realmente las acciones que sobre ella actuarán, tomando en cuenta que no existen soluciones únicas, sino solamente razonables.

4.2. REQUISITOS QUE DEPENDEN DE CUALQUIERA DE LAS ESTRUCTURAS.

4.2.1. SEGURIDAD ADECUADA.

El reglamento de construcción (RCD - Título IV - 400), en los artículos 203 y 219 explica lo que se debe entender como seguridad y propone un procedimiento para la evaluación de la misma.

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones, especificadas en el mismo reglamento, artículo 215 y ante la aparición de cualquier estado límite de falla que pudiera presentarse; la resistencia sea mayor o igual al efecto de las acciones nominales de diseño que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por el factor de carga correspondiente. Así mismo se revisará que no se revise ningún estado límite de servicio.

En los artículos 220 y 221, del documento ya mencionado, se especifican los diferentes factores: Factores de carga o de seguridad y Factores de reducción de resistencia.

Tabla 4.1. Valores propuestos del Factor de carga.
(ver RCD - título IV - 400). (RCD - 87)

Combinaciones de carga	F.C.	FC RCD-87
Combinaciones que incluyen exclusivamente acciones permanentes y variables.	1.4	
Las mismas combinaciones, excepto para estructuras que soportan en sí que puede haber aglomeraciones (Escuelas, teatros, etc.)	1.5	
Combinaciones de acciones que incluyan acciones accidentales además de las acciones permanentes y variables.	1.1	
Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea lo variable a la resistencia o estabilidad de la estructura.	0.9	
Para la revisión de los estados límite.	1.0	

Tabla 4.2. Valores propuestos del Factor de Reducción de Resistencia (Ver. BDF-87)

ACCIONES	F_R
Flexión	0.90
Cortante y Torsión	0.80
Flexocompresión cuando el núcleo está confinado o cuando el elemento falla a tensión	0.80
Flexocompresión si el núcleo no está confinado y el elemento falla en compresión	0.70
Flexocompresión si el núcleo no está confinado y hay agrietamiento del concreto	0.70

El factor de carga o de seguridad se puede entender como la relación entre la resistencia a una cierta acción del elemento y el valor estimado de la acción correspondiente en condiciones de servicio.

$$F.C.P_s = P_u \leq P_R$$

$$F.C = \frac{P_u}{P_s} \quad \text{--- 4.1}$$

El factor de reducción de resistencia, es un coeficiente menor que uno, que multiplica a la resistencia nominal para obtener la resistencia real del elemento estructural.

$$F_R M_n = M_R \geq M_u$$

$$F_R = \frac{M_R}{M_n} \quad \text{--- 4.2}$$

4.2-2. COMPORTAMIENTO SATISFACTORIO EN CONDICIONES DE SERVICIO.

Para satisfacer el requisito de comportamiento satisfactorio bajo condiciones de servicio, la respuesta del elemento estructural a sollicitaciones o combinaciones de estas, deberán estar comprendidas entre los valores considerados como límites de to-

licancia.

Estos límites de tolerancia se refieren a las deflexiones, agrietamiento y vibraciones; cuyos límites son propuestos por el reglamento vigente.

- Deflexiones.

Las deflexiones en los elementos estructurales, deben limitarse por dos razones: por la posibilidad de que provoquen daños a otros elementos de la estructura y por motivos de orden estético.

Desde el punto de vista estético el valor de las deflexiones permisibles depende principalmente del tipo de estructura y de la existencia de líneas de referencia que permitan apreciar las deflexiones.

En el caso de las deflexiones que provocan daños a otros elementos, el ACDF-77 título IV en el artículo 207 propone los siguientes límites para elementos de concreto no prestoso.

1- Una deformación vertical, incluyendo los efectos a largo plazo.

$$S_p = 0.5 + \frac{L}{240} \quad (\text{en cm}). \quad \text{---} \quad 4.3$$

2- Para miembros, cuyas deformaciones afecten elementos no estructurales, como muros de mampostería que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables.

$$S_{pm} = 0.3 + \frac{L}{480} \quad (\text{en cm}). \quad \text{---} \quad 4.4$$

Para ambos casos se debe cumplir que las deformaciones actuantes sean menores o iguales a las permisibles.

$$S_a \leq S_p \quad \text{---} \quad 4.5$$

donde: S_p = deformación permisible; S_{pm} = deformación media límite
 S_a = deformación actuante
 L = longitud del claro

Las deflexiones actuantes se obtienen de la suma de las deflexiones inmediatas más las deflexiones adicionales.

Las deflexiones inmediatas se obtienen aplicando los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

En caso de que se quiera utilizar otro método consultar PCDF-77-401 art. 222. (Ahora PCDF-87).

Las deflexiones adicionales o diferidas a largo plazo en miembros de concreto normal, sujetos a flexión, se obtienen multiplicando las deflexiones inmediatas, ya calculadas, por el factor:

$$\frac{2}{1 + 50 p'} \quad \text{4.5.1}$$

Donde:

p' = cuantía de acero a compresión (A's/bd).

$$\frac{4}{1 + 50 p'} \quad \text{4.5.2}$$

Conviene recordar, que las deflexiones inmediatas se obtienen tomando la sección total (no transformada).

3.- Para otros casos

$$S_p = \frac{h}{500}$$

4.6

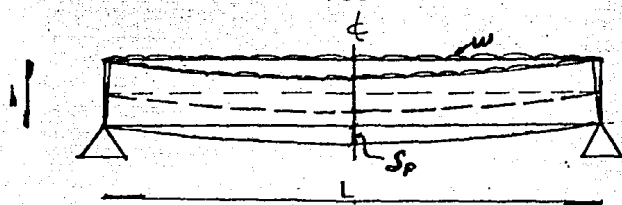


Fig. 4.1 Deformación permisible en una viga.

4.2.3 Agrietamiento.

Se limita el agrietamiento de elementos de concreto reforzado, por dos razones principales: Aspecto estético y corrosión del acero de refuerzo y/o prestuerzo.

Lo que se refiere al aspecto estético, la aparición de grietas, por mínimas que sean, en un elemento estructural, dan un aspecto de inseguridad a la estructura.

Respecto a la corrosión del acero de refuerzo y/o de prestuerzo, se han hecho estudios, para determinar que tanto puede afectar el agrietamiento del concreto en relación con el medio ambiente, al acero de refuerzo y/o de prestuerzo. Pero no se ha llegado a determinar en forma definitiva, cual es el ancho límite de las grietas para evitar la corrosión.

El ACDF-77 - título 401 artículo 2.2.3 propone un índice que las estructuras de concreto no prestuerzo deben cumplir para evitar daños causados por el agrietamiento.

$$f_s \sqrt{d_c A} \leq 40,000 \text{ lbs/cm.} \quad \text{--- 4.7}$$

$$f_s = \frac{M}{0.9 d A_s} \quad \text{o} \quad 0.6 f_y \quad \text{--- 4.7.1}$$

donde:

f_s = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio

d_c = recubrimiento de concreto del acero de tensión

A = área de concreto que rodea al refuerzo principal de tensión, y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo.

El reglamento (BCDF-77) acepta que el agrietamiento actual sea menor o igual que el agrietamiento permisible.

$$I_a \leq I_p$$

4.8

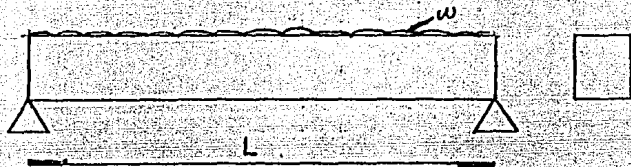


Fig. 4.2 Agrietamiento en vigas.

4.2.4 Vibración.

Se considera como estado límite de vibración cualquier vibración que afecte el funcionamiento de la construcción o que produzca molestias o sensación de inseguridad a los ocupantes. Se toma como válido este límite recomendado por el reglamento (BCDF-77), por no haber mayor información al respecto.

Algunas organizaciones interesadas en el tema han editado algunos manuales sobre la tolerancia de las personas a las vibraciones; algunas de estas publicaciones son: Manual de la CFE, Manual de edificios Altos, NAM, etc.

4.2.5 Economía.

Se dice que un elemento estructural, es económico cuando su construcción representa una inversión adecuada a sus características arquitectónicas y de resistencia.

Es importante, señalar que no se debe diseñar el elemento estructural más económico; por que esto se puede traducir en deficiencias en su resistencia.

4.2.6. Hazards Est. 1.2.

Aunque no es un requisito característico de tipo estructural, el ingeniero debe tomar en cuenta que para lograr el funcionamiento óptimo de una estructura o elemento estructural, este debe ser agradable y proporcionar comodidad a sus ocupantes.

4.2.7. Mantenimiento Mínimo

Una estructura debe sobrevivir durante su vida útil con el mínimo mantenimiento, que sea posible.

El ingeniero diseñador de estructuras, las debe diseñar para que desde su construcción no requieran de mantenimiento excesivo y supervisar que el mantenimiento necesario se lleve acabo; para evitar, así, posibles daños o fallas en el elemento estructural o estructura.

4.3. CRITERIOS DE DISEÑO.

Los criterios de diseño, para elementos o estructuras de concreto, los podemos clasificar en:

- Método de diseño por esfuerzos permisibles.
- Método de diseño por resistencia.
- Método de diseño por resistencia y revisión por condiciones de servicio.

4.3.1 METODO DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES.

Este método utiliza la siguiente hipótesis, básica:
- los esfuerzos, son proporcionales a las deformaciones es decir, el comportamiento de los elementos estructurales es elástico-lineal.

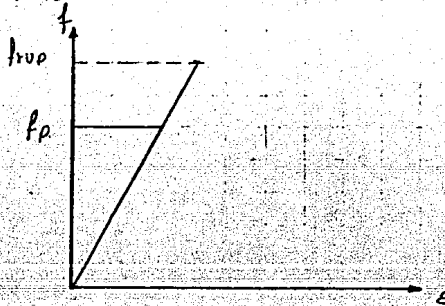


Fig. 4.3. Comportamiento elástico lineal.

El ACDF-77 propone, para este método de diseño, los esfuerzos permisibles como: (así mismo el ACDF-87).

$$f_p = \% f_{max} \quad \text{---} \quad 4.9$$

donde:

f_p = esfuerzos permisibles
 f_{max} = esfuerzos máximos.

El procedimiento en este método es el siguiente:

a) Se obtienen los elementos mecánicos a partir de las cargas de servicio (ver Fig. 4.4).

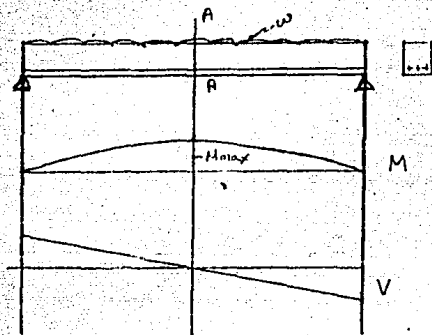


Fig. 4.4 Elementos mecánicos.

b) Como se supone un comportamiento dentro del rango elástico lineal, se utiliza la fórmula de la esquadria para obtener los esfuerzos actuantes.

$$f = \frac{M}{I} y \quad \text{--- 4.10}$$

tanto en la fibra inferior como en la fibra superior.

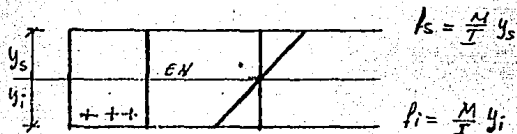


Fig. 4.5 Esfuerzos actuantes.

c) Utilizando los reglamentos vigentes se determinan los esfuerzos permisibles. Estos se especifican más adelante.

f_{pc} = esfuerzo permisible en compresión
 f_{pt} = esfuerzo permisible en tensión

1) Se comparan los esfuerzos actuantes con los permisivos, obteniéndose las siguientes posibilidades.

$$\left. \begin{array}{l} - f_a > f_p \\ - f_a < f_p \\ - f_a = f_p \end{array} \right\} \text{--- 4.11}$$

De estas tres posibilidades, se aceptan la 2ª y la 3ª, siendo la 1ª la más desfavorable.

4.3.2. MÉTODO DE DISEÑO CON PERSISTENCIA.

Persistencia. Se entiende por resistencia, la magnitud una acción, que provocaría la aparición de un estado límite de falla en un elemento estructural o en una estructura.

Este método se basa en la siguiente hipótesis básica:
- Toma en cuenta el comportamiento (esfuerzos y deformaciones) inelástico de los materiales. (ver. fig. 4.6).

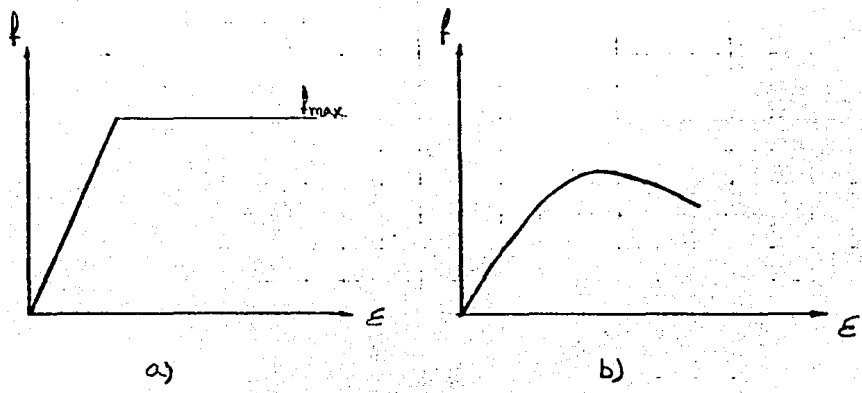


Fig. 4.6. Comportamiento inelástico. a) Acero de presfuerzo. y b) concreto.

El procedimiento a seguir en este método es el siguiente:

a) Se obtienen los elementos mecánicos, suponiendo las cargas que actuarán durante la vida útil del elemento. (ver figura 4.4 en el método anterior).

b) Se incrementan los elementos mecánicos, afectándolos por un factor de carga. El factor de carga recomendado por los reglamentos vigentes.

Obteniéndose los momentos y fuerzas cortantes últimas.

$$M_{ua} = F \cdot C \cdot M_a \quad \text{--- 4.12}$$

$$V_{ua} = F \cdot C \cdot V_a \quad \text{--- 4.13}$$

c) Se obtiene el momento resistente (M_R) del elemento, el cual dependerá de: La geometría de la sección, calidad de los materiales, condiciones de carga y de apoyo, ubicación del acero de pretuerzo y seis hipótesis simplificadoras; estas últimas se estudian en el capítulo 6.

El M_R se obtiene de la siguiente manera.

• Se supone el diagrama de esfuerzos, considerando un bloque de esfuerzos de compresión rectangular:

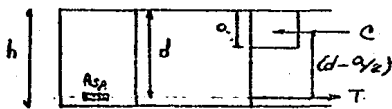


Fig. 4.7 Diagrama de esfuerzos, teórico.

• Se plantea el equilibrio interno del elemento obteniéndose el M_R , como el producto de la fuerza $c \cdot T$ por la distancia entre ellas.

$$M_R = c(d - a/2). \quad \text{--- 4.14}$$

$$o' \quad M_A = T(d - a/2) \quad \text{---} \quad 4.15$$

d) Se reduce el M_A afectandolo por un factor de reduccion de resistencia (F_R), propuesto por el reglamento vigente, para obtener el Momento ultimo resistente (M_{UR}).

$$M_{UR} = F_R M_A \quad \text{---} \quad 4.16$$

e) Se compara el M_{UR} con el M_{ua} , aceptando como favorable.

$$M_{UR} \geq M_{ua} \quad \text{---} \quad 4.17$$

4.3.3 METODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA Y REVISIÓN EN CONDICIONES DE SERVICIO.

La primera parte de este método; el diseño por resistencia, se hace igual que el inciso anterior (4.3.2), donde $M_{UR} \geq M_{ua}$.

La Revisión en Condiciones de Servicio, se lleva a cabo revisando: Deflexiones, Agrietamiento y Vibraciones.

Se comparan las actuantes con las permisibles, aceptando solamente, que las deformaciones actuantes sean menores o iguales a las permisibles; al igual que el agrietamiento y las vibraciones.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Deflexiones} \quad f_a \leq f_p \\ \text{Agiertamiento} \quad I_a \leq I_p \\ \text{Vibraciones} \quad \text{Las que soporte una persona sin sentir inseguridad} \end{array} \right\} \quad 4.18$$

4.4. REGLAMENTOS.

4.4.1 Introducción

Los reglamentos presentan disposiciones para el diseño de estructuras o elementos estructurales; representan un resumen de la opinión colectiva de Ingenieros diseñadores e investigadores, con el objeto de proporcionar seguridad a los ocupantes de las estructuras y a la sociedad.

Proponen requisitos relativos a seguridad y servicio, que deben cumplir las estructuras. Estos requisitos serán aplicados a construcciones, modificaciones, ampliaciones, reparaciones o demoliciones de estructuras o elementos estructurales. Y las condicionan para que sean conseguidas para que cumplan con los fines para los que fue proyectada, asegurando que no se presente ningún comportamiento que impida su buen funcionamiento.

Los reglamentos en general contienen información específica sobre análisis y métodos de diseño, así como cargas de servicio, factores de carga y esfuerzos permisibles.

Estos reglamentos, varían según la ubicación o lugar donde se quiera construir la estructura. Estas variaciones se deben principalmente a las características específicas de la localidad, como son: tipo de suelo, tipo de materiales, intensidad del viento, si es zona sísmica o no y una muy importante, el tipo de estructura.

Por ejemplo, en el Distrito Federal, para edificios se utiliza BDF-77(80), título III (VII) ; con sus normas complementarias para estructura de concreto, estructuras metálicas, cimentaciones, estructuras de madera y estructuras de mampostería. Para puentes se utilizan dos reglamentos: El AASHTO-83 (American Association of State Highway and Transportation Officials*), que son las Normas para puentes carreteros y el AREA (American Railway Engineering Association**) que es el manual de diseño de puentes ferroviarios y vías ferreas.

* Asociación Americana de Autoristas Estatales y Transportación Oficial

** Asociación Americana de Ingeniería de Vías Ferreas.

En estructuras de concreto, para aquellos detalles de diseño que no están contemplados en las normas complementarias (Titulo 401) del B.C.D.F.-77, en las normas de emergencia (Oct. de 1985) o B.C.D.F.-82 (Titulo. II). se puede recurrir como complemento al Código ACI-83; que es el Reglamento para Estructuras de Concreto Reforzado y Prestresado o las normas del PCI, vigentes en los E.U.A.

Para este trabajo se utilizarán las recomendaciones dictadas por el B.C.D.F.-77 y en las Normas Complementarias. Segun sea el caso, y para casos extraordinarios que este reglamento no trate, se utilizará el Código ACI-83.

4.1.2 ESFUERZOS PERMISIBLES.

En el Concreto.

Los esfuerzos permisibles en el concreto de elementos prefabricados son separados en dos grupos: El primero corresponde a los esfuerzos iniciales, o inmediatamente después de la transferencia de los esfuerzos y el segundo corresponde a los esfuerzos finales o esfuerzos en condiciones de servicio (Tabla 4.3).

En la tabla 4.3 f_{ci} es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Por lo general se toma:

$$f_{ci} = 0.8f_c \text{ ————— } 1.19$$

Los valores de la tabla 4.3 pueden excederse siempre que se justifique que el comportamiento estructural del elemento es adecuado.

	Kg/cm^2
1.- Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia de los esfuerzos.	
a) Esfuerzos en la fibra más alejada en compresión	$0.6f_{ci}$
b) Esfuerzos en la fibra más alejada en tensión (sin refuerzo en la zona de tensión).	$\sqrt{f_{ci}}$
2.- Esfuerzos en condiciones de Servicio.	
a) Esfuerzos en la fibra más alejada en compresión	$0.45f_c^*$
b) Esfuerzos en la fibra más alejada en tensión	$1.6\sqrt{f_c}^*$

Tabla 4.3 Valores de los esfuerzos permisibles en el concreto

* Nota.- El esfuerzo permisible real en tensión en condiciones de servicio es $3.2\sqrt{f_c}$, pero para diseñar, desde un punto de vista más conservador se toma $1.6\sqrt{f_c}$.

- En el Acero de Prestuerzo.
Los valores de los esfuerzos admisibles en el acero de prestuerzo recomendados por el ACI-308 (87), se resumen en la tabla 4.4

Esfuerzos debidos a la fuerza aplicada por el grito	$0.8 f_{sr}^*$
Esfuerzos inmediatamente despues de la transferencia	$0.7 f_{sr}$

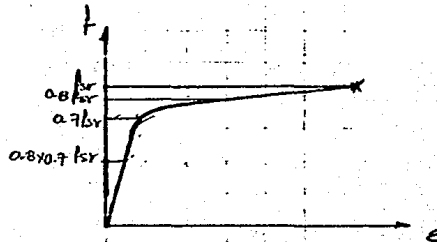


Fig. 4-8 localización de los esfuerzos permisibles del acero de prestuerzo en la curva esfuerzo-deformación.

- En el Acero de Refuerzo.

Para el acero de refuerzo ordinario los esfuerzos admisibles, tanto en tensión como en compresión son:

$$f = 0.5 f_y$$

4.1.3 CARGAS.

Para el uso en el diseño, las cargas se clasifican en dos categorías principales: Cargas muertas y Cargas vivas. Las cargas muertas incluyen principalmente el peso propio de las estructuras y cualquier componente permanente que pueden ser falsos plafones y muebles empotrados.

El peso propio se estima conforme a las dimensiones del elemento y el peso por unidad del material y se aplica como una carga equi valente uniformemente repartida en toda el área de la estructura o elemento estructural. Para determinar el peso propio en elementos prestigados, se utiliza casi exclusivamente el peso específico del concreto que es de 2400 kg/m^3 .

Contrario a las cargas muertas, las cargas vivas son variables por naturaleza y fluctúan con el tiempo. Estas cargas incluyen:

- 1- Cargas ocupacionales causadas por la gente y objetos móviles.
- 2- Cargas de vehículos como camiones, trailers y trenes.
- 3- Nieve, lluvia, agua, hielo, etc.

Las cargas ocupacionales son generalmente consideradas como cargas uniformemente distribuidas.

El RCD-77 Título IV recomienda en el capítulo xxxv valores de pesos unitarios para evaluar las cargas muertas y en el capítulo xxxvi recomienda valores nominales de las cargas vivas, (Lo mismo hace el RCD-87).

4.4.4 DETALLES DE REFUERZO.

- Separación y Recubrimiento.

Como se mencionó en el subcapítulo 4.4.1 para detalles que no estén incluidos en el RCD-77 o en las normas complementarias respectivas, se tomarán las recomendaciones del Código ACI-83 y para el caso de separación y recubrimiento se toma tal recomendación, dada la importancia de esta información en el diseño.

El recubrimiento como la separación son de dos tipos: Separación y recubrimiento reales (S_e y r_e) y separación y recubrimiento totales (S_t y r_t).

Los valores reales, son en los que no se toma en cuenta el diámetro del tendón y se obtienen conforme a los reglamentos vigentes.

Los valores totales, se obtienen tomando en cuenta el diámetro del tendón, estos valores se obtienen utilizando:

las siguientes expresiones:

$$r_t = r_c + \phi/2 \quad \text{--- 4.21}$$

$$s_t = s_c + \phi \quad \text{--- 4.22}$$

donde: ϕ = diámetro del tendón.

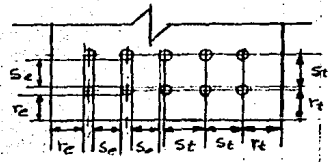


Fig. 4.9 Recubrimientos y Separaciones reales y totales.

Los valores de los recubrimientos y separaciones recomendados por el ACI-308 para los elementos de concreto prestresado se resumen en las Tablas 4.5 y 4.6 respectivamente.

Tabla 4.5. Valores recomendados de recubrimientos.

Condición	Elemento	Recubrimiento (cm).
Concreto colado en contacto y permanente expuesto al suelo	Cualquier tipo de elemento estructural	7.5
Concreto expuesto a la acción del clima.	Muros, losas y nervaduras	2.5
	Otros elementos estructurales	4.0
Concreto no expuesto a la acción del clima	Losas, muros y nervaduras	2.0
	Refuerzo principal	4.0
	Estribos y espirales	2.5
	Casarones, placas delgadas, barras del No. 5, alambres de diámetro nominal 1.59 cm o menor.	1.0
	Otro tipo de refuerzo	$d_b \geq 2.0$

Tabla 4.6 Valores recomendados de separaciones.

Acero de pretuerzo.
la distancia libre entre los tendones para pretensado en extremos del miembro no debe ser menor de $4d_b^*$ para alambres ni de $3d_b$ para torones.
Se puede permitir un espaciamiento vertical menor y hacer paquetes de tendones en el centro del claro:
Alambres $\rightarrow S_e \geq 4d_b$
Torones $\rightarrow S_e \geq 3d_b$

* d_b = diámetro nominal.

En la figura 4.10 se representan gráficamente las separaciones y recubrimientos recomendados.

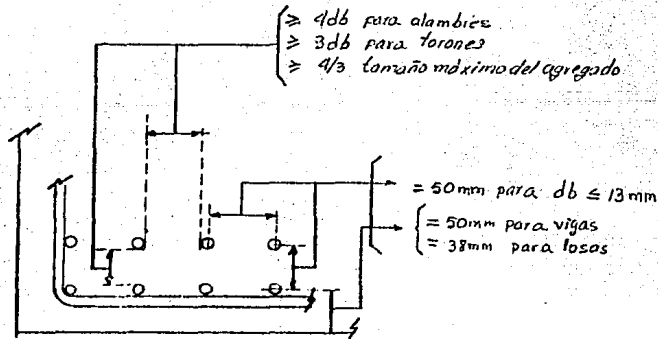


Fig. 4.10 Separaciones y Recubrimientos.

4.5 LONGITUD DE TRANSFERENCIA Y LONGITUD DE DESARROLLO.

En los elementos de concreto pretorzado existen ciertas fuerzas actuando permanentemente, las cuales tienden a producir el deslizamiento de los tendones a través del concreto que los rodea.

La tendencia a deslizar, de los tendones es resistida por medio de una combinación de adhesión, fricción y adherencia mecánica entre el acero de pretuerzo y el concreto que los rodea.

Los esfuerzos de adherencia, se clasifican en dos: Esfuerzos de adherencia por flexión y esfuerzos de adherencia por transferencia. Los esfuerzos de adherencia por flexión se pueden despreciar en el diseño de vigas de concreto pretorzado.

Para las vigas de concreto pretensado cuando se suelta el gato que produce la fuerza de pretuerzo, la fuerza pretensora se transmite del acero de pretuerzo al concreto, cerca de los extremos del elemento mediante la adherencia a través de una cierta longitud. A esta longitud se le conoce como longitud de transferencia, en la cual el crecimiento del esfuerzo es gradual desde cero hasta el nivel del pretuerzo efectivo.

Esta longitud depende de, varios factores: Esfuerzos de tensión del acero, la configuración de la sección transversal del acero, la condición en que se encuentre la superficie del acero, y la rapidez con la que se libere la fuerza del gato.

El pretuerzo efectivo se alcanza para una longitud de transferencia, que se puede valuar mediante la siguiente expresión:

$$l_t = \left(\frac{0.07 f_p}{3} \right) d_b$$

4.23

Existe una longitud adicional a la longitud de transferencia necesaria para lograr alcanzar la resistencia de falla del elemento. Esta longitud adicional se obtiene mediante:

$$l' = 0.07 (f_{sp} - f_p) d_b \quad \text{---} \quad 4.24$$

Sumando 4.23 y 4.24 se obtiene una longitud total que se conoce como longitud de desarrollo. Esta longitud es necesaria, para lograr alcanzar el esfuerzo de falla (f_{sp}).

$$\begin{aligned} l_d &= l_t + l' \\ &= \left(\frac{0.07 f_p}{3}\right) d_b + 0.07 (f_{sp} - f_p) d_b \end{aligned}$$

$$\therefore l_d = 0.07 (f_{sp} - \frac{2}{3} f_p) d_b \quad \text{---} \quad 4.25$$

De las expresiones 4.23, 4.24 y 4.25 se tiene:

- f_p = Esfuerzo del prestuerzo efectivo (Kg/cm^2)
- f_{sp} = Esfuerzo de prestuerzo al momento que se llega a la resistencia a flexión del elemento (Kg/cm^2)
- d_b = Diámetro nominal del torón (cm)
- l_t = Longitud de transferencia (cm)
- l' = Longitud adicional (cm)
- l_d = Longitud de desarrollo (cm)

El reglamento ACI-83 propone para cables pretensados que la totalidad de la longitud de desarrollo se proporcione más allá de la sección crítica por flexión.

Así mismo propone, para el caso de tendones recubiertos se tome el doble de la longitud de desarrollo.

El ACDF-87 propone; para torones de 3 o 7 alambres, una longitud de adherencia (l_d) igual a:

$$l_d = 0.014 (f_{sp} - 0.67 f_p) d_b \quad \text{---} \quad 4.26$$

Y para alambres lisos se supondrá:

$$l_d = 100 \phi \quad \text{---} \quad 4.27$$

ϕ = diámetro del alambre

CAPITULO 5
FLEXION:
DIMENSIONAMIENTO Y REVISION
POR ESFUERZOS PERMISIBLES.

INDICE.	Pag.
5.1 Introduccion	(173)
5.1.1 Comportamiento de Vigas de Concreto Reforzado y Concreto Prestozado	(173)
5.1.2 Clasificación de las Secciones Transversales de elementos Prestozados.	(180)
- Secciones Simples - Secciones Compuestas	
5.1.3 Propiedades Geométricas de las Secciones transversales	(184)
5.2 Flexión en Vigas de sección Simple	(182)
5.2.1 Etapas de Carga y Secciones Críticas	(188)
5.2.2 Esfuerzos Actuales vs. Esfuerzos Permisibles	(196)
5.2.3 Capacidad de Prestozado	(203)
5.2.4 Determinación del Diagrama de Prestozado Requerido para cada Caso Especifico	(206)
5.2.5 Determinación de la Fuerza de Prestozado Efectiva	(210)
5.2.6 Determinación de la Excentricidad Teórica	(211)
5.2.7 Determinación de la Fuerza de Prestozado Real	(212)
5.2.8 Determinación de la Ubicación de los Tendones en la Sección Transversal.	(213)
5.2.9 Determinación de la Excentricidad Real	(214)
5.2.10 Determinación de los Diagramas de Esfuerzos debidos al Prestozado Real (Inicial y Efectivo)	(216)
5.2.11 Revisión de Secciones Críticas	(216)
5.3 Flexión en Vigas de Sección Compuesta	(216)
5.3.1 Etapas de Carga y Secciones Críticas	(216)
5.3.2 Esfuerzos Actuales vs. Esfuerzos Permisibles	(219)
5.3.3 Capacidad de Prestozado	(223)
5.3.4 Determinación del Diagrama de Prestozado Requerido	(224)
5.3.5 Determinación de la Fuerza de Prestozado Efectiva	(225)
5.3.6 Determinación de la Excentricidad Teórica	(225)

5.3.7	Determinación de la Fuerza de Prestuerzo Real y Número de Tendones. -----	Pág. (225)
5.3.8	Determinación de la Ubicación de los Tendones. ---	(226)
5.3.9	Determinación de la Excentricidad Real. ---	(226)
5.3.10	Determinación de los Diagramas de Esfuerzos debidos al Prestuerzo Real (Inicial y Efectivo). (226)	
5.3.11	Revisión de Secciones Críticas. ---	(227)
5.4	Apuentamiento de vigas de sección compuesta. ---	(228)
5.4.1	Etapas de carga ---	(228)
5.4.2	Ventajas y desventajas del apuentalamiento. ---	(230)

CAPITULO 5

5.1 INTRODUCCIÓN.

5.1.1 COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO Y PRESTOFORZADO.

Antes de tratar lo referente al dimensionamiento y a la revisión de los elementos de concreto prestoforzado, es conveniente analizar el comportamiento de este tipo de elementos estructurales en diferentes etapas de carga, y comparar su comportamiento con el de las vigas de concreto reforzado ordinario.

En las vigas de concreto reforzado ordinario, se observan comportamientos como los mostrados en la fig. 5.1.1.

El comportamiento de estos elementos varía fundamentalmente en función de la cantidad y ubicación del acero de refuerzo.

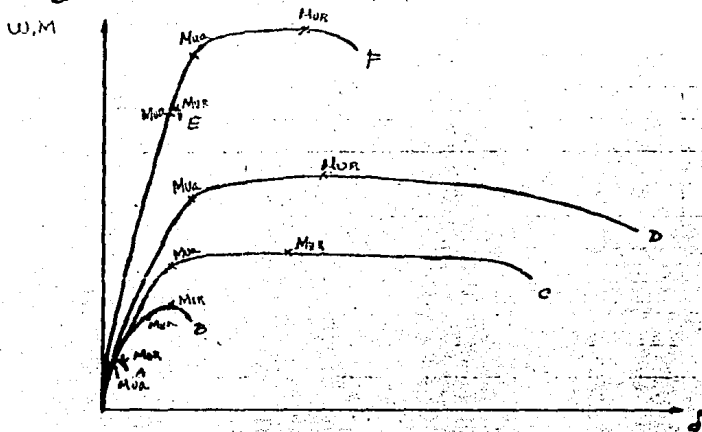


Fig. 5.1.1

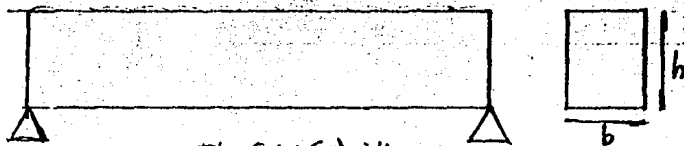


Fig 5.1.1 (a) Viga A



Fig. 5.11 (b) Viga B

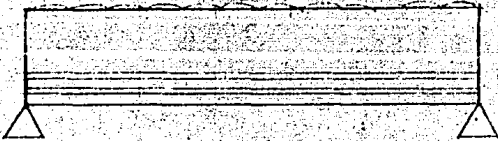
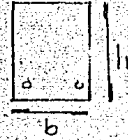


Fig. 5.11 (c) Viga C

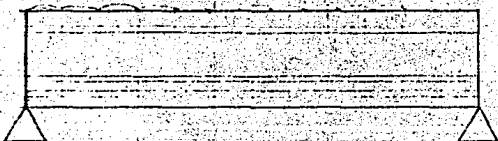
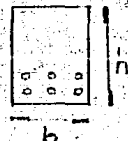


Fig. 5.11 (d) Viga D

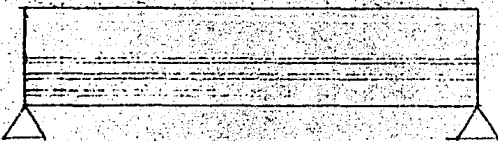
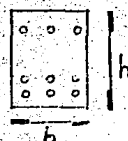
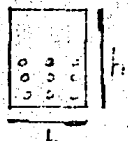


Fig. 5.11 (e) Viga E



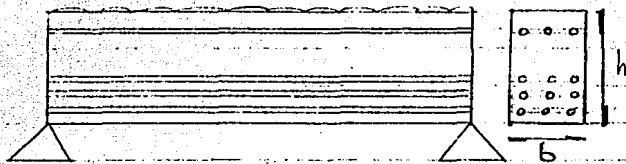


Fig 5-1-1. (F) Viga F.

Sean seis vigas de concreto, que presentan igual longitud y sección transversal (fig. 5-1 (e-f)) en ellas únicamente se ha cambiado la cantidad del acero de refuerzo y su ubicación; supongamos ahora, que estas seis vigas son ensayadas en el laboratorio y que va incrementándose la carga, hasta llegar a la falla de la viga.

Si se presenta de manera gráfica la información tenemos lo mostrado en la fig 5-1-1

La viga A (fig. 5-1-1. (a)) por ser una viga de concreto simple, presenta un comportamiento totalmente frágil y muy baja resistencia.

La viga B (fig 5-1-1. (b)) por tener una cantidad muy reducida de acero de refuerzo, presenta un comportamiento muy poco dúctil y una resistencia aún baja.

La viga C (fig 5-1-1. (c)). Con acero de refuerzo en proporciones adecuadas, presenta una gran ductilidad en comparación con las vigas antes mencionadas. Su deformación es bastante mayor que la deformación en el rango elástico, ya que la falla se presenta cuando la viga se ha deformado notablemente.

La viga D (fig. 5-1-1. (d)). Tiene igual cantidad de acero de refuerzo en tensión que la viga C, pero se le ha adicionado acero de refuerzo en compresión, obs-

servandose, que aumenta ligeramente su resistencia y notablemente, su ductilidad.

La viga E (fig. 5.1.1 (e)). Presenta una gran cantidad de acero de refuerzo en tensión, presentándose una falla de aplastamiento del concreto, en la zona de compresión, sin haberse llegado a presentar la fluencia del acero en tensión.

La viga F (fig. 5.1.1 (f)) Tiene igual cantidad de acero de refuerzo en tensión que la viga E, pero se le ha adicionado acero de refuerzo en compresión; incrementándose, con esto, notablemente su resistencia y su ductilidad.

En conclusión, las vigas que presentan un mejor comportamiento, son las vigas C, D y F y presentan un comportamiento, como el mostrado en la siguiente figura.

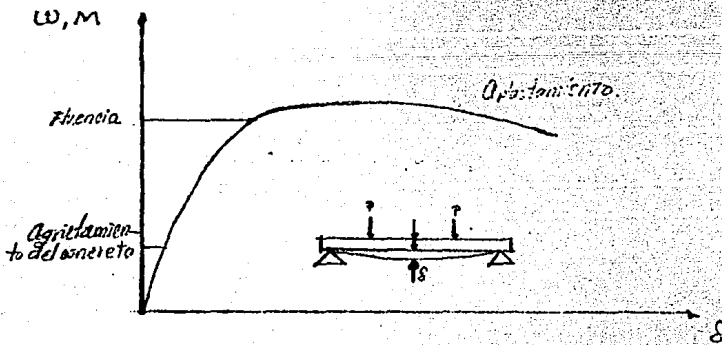


Fig. 5.1.2 Gráfica de comportamiento de vigas de concreto reforzado, bien diseñadas.

Así mismo, en vigas de concreto prestregado se observa un comportamiento como el mostrado en la fig. 5-1.3. El comportamiento de estos elementos estructurales, varía fundamentalmente en función de la cantidad y ubicación del acero de presfuerzo.

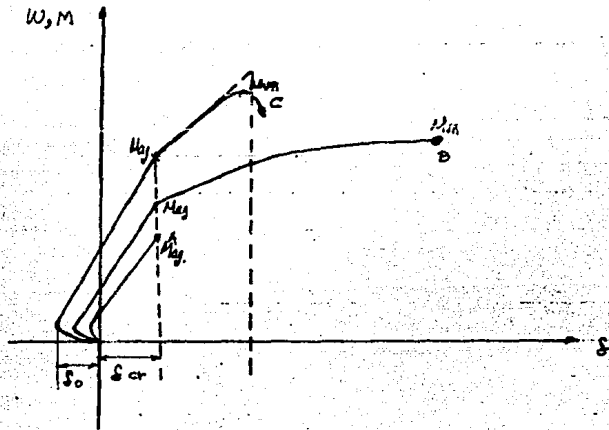


Fig. 5-1.3. Comportamiento de vigas de concreto prestregado.

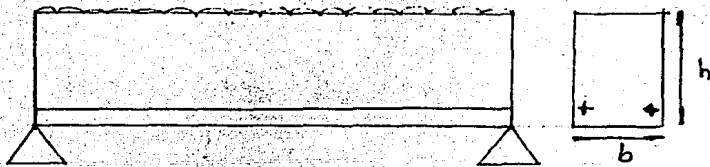


Fig. 5-1.3 (a) Viga A.

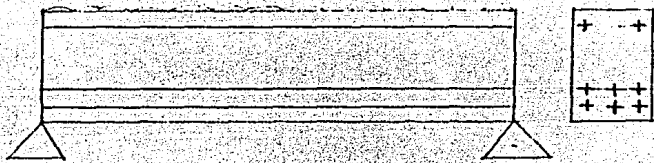


Fig. 5-1.3 (b) Viga B

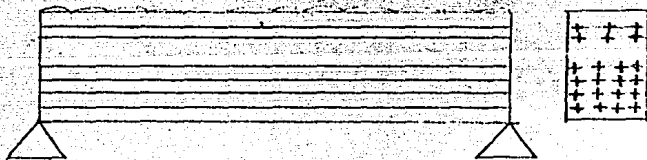


Fig. 5-1.3 (c) Viga C

Sean tres vigas de concreto prestresado, que presenten igual longitud y sección transversal (Fig 5-1.3(a-c)), en ellas únicamente se ha variado la cantidad de acero de prestuerzo y su ubicación; supongamos, que estas tres vigas son ensayadas en el laboratorio, y que va incrementándose la carga, hasta llegar a la falla de la viga.

Si se presenta, de manera gráfica la información, tenemos lo mostrado en la figura 5-1-3

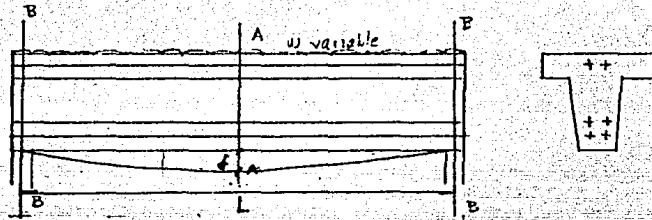
La viga A (Fig 5-1.3(a)). Por tener una cantidad muy reducida de acero de prestuerzo, presenta un comportamiento muy poco dúctil y una resistencia muy baja.

La viga B (Fig 5.1.3.(b)). Con acero de prestuerzo en proporciones adecuadas, presenta una gran ductilidad en comparación con la viga A. Su deformación es bastante mayor que la deformación en el rango elástico, ya que la

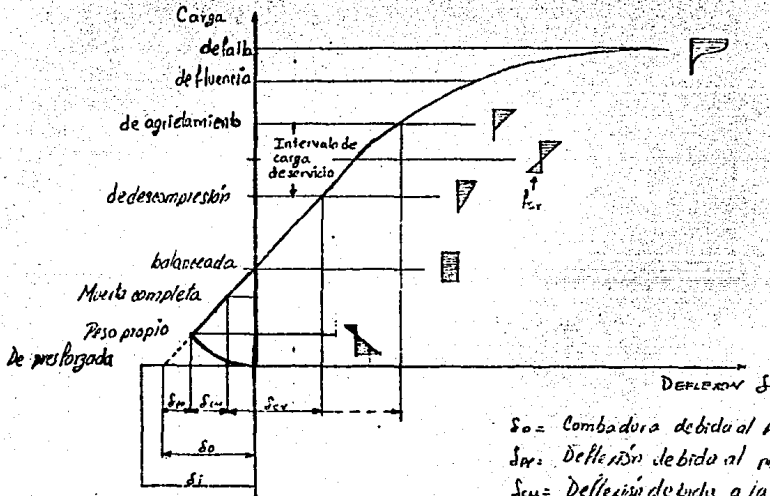
falla se presenta cuando la viga se ha deformado notablemente. Su resistencia es muy superior a la de la viga A; presentándose una falla por aplastamiento del concreto, después de la fluencia del acero de pretuerzo.

La viga C (Fig 5.1.3.c) Presenta una gran cantidad de acero de pretuerzo, presentándose una falla de aplastamiento del concreto, en la zona de compresión, sin haberse llegado a presentar la fluencia del acero de pretuerzo en la zona de tensión.

En conclusión, la viga que presenta un mejor comportamiento, es la viga B, la que tiene acero de pretuerzo en proporciones adecuadas, es decir, vigas bien diseñadas. El comportamiento de las vigas bien diseñadas es como el mostrado en la figura siguiente.



(a)



(b).

δ_0 = Combadura debida al pretargo efectivo
 δ_m = Deflexión debida al peso propio
 δ_{cm} = Deflexión debida a la carga muerta
 δ_{cv} = Deflexión debida a la carga viva.

Fig. 5.1.4 Comportamiento de vigas pretensadas bien diseñadas, y variación de los diagramas de esfuerzos a la aplicación de las cargas.

Algunas características, que difieren en las vigas de concreto prestigado, en comparación, con las de concreto reforzado, se enumeran a continuación.

- 1.- Se presenta una deformación negativa inicial.
- 2.- El rango de deformaciones elástico es mayor.
- 3.- Tiene mayor resistencia.
- 4.- Presenta menor ductilidad.
- 5.- El agrietamiento se presenta para una carga muy grande.
- 6.- Se anulan o reducen los esfuerzos de tensión.
- 7.- Se reducen las deformaciones finitas.
- 8.- Se acorta la viga.

5.1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE ELEMENTOS PRESTIGADOS.

Existen dos tipos de secciones transversales; las secciones simples y las secciones compuestas. Ambas secciones pueden ser diseñadas para realizar el mismo trabajo, pero cada una de ellas funciona mejor para condiciones específicas de trabajo; esto es, tomando en cuenta, por ejemplo, las condiciones de apoyo, la condición y tipo de carga, el destino para el que van a servir, como de transporte y montaje, etc.

Secciones Simples.

Definición - Son aquellas que tienen una sola calidad de concreto y están fabricadas en una sola etapa.

Como se indica en la definición las secciones simples son fabricadas en un solo proceso de colado y tal como se hace para vigas simplemente armadas.

Solo que en este caso se le da la fuerza de presfuerzo
Algunos ejemplos, de este tipo de vigas las mostramos a
continuación. (fig. 5-15)

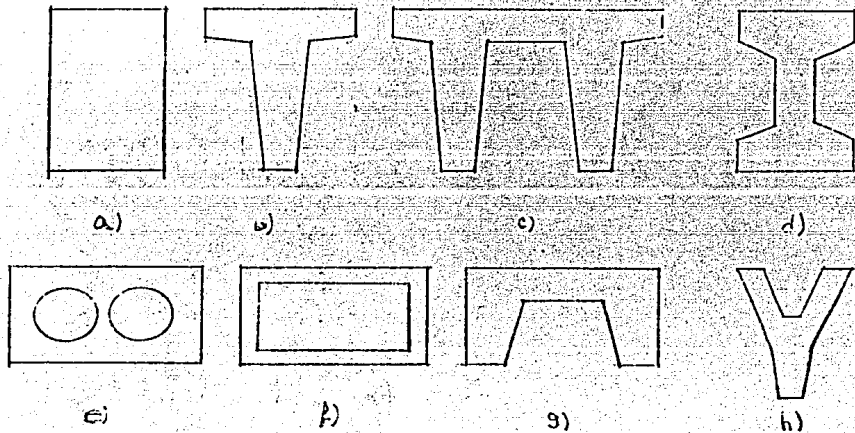


Fig. 5-15 Secciones transversales: a) Rectangular, b) "T", c) doble "T", d) "I", e) Rectangular aligerada, f) Caja, g) Canal, h) "TY"

- Secciones Compuestas.

Definición.- Son aquellas que están integradas por concretos de dos o más calidades diferentes, y son fabricadas en dos o más etapas.

Una sección compuesta generalmente se forma de una sección simple (1^{ra} etapa), la cual es prefabricada prestafuerza y una base o firme estructural (2^a etapa), colado con un concreto de menor calidad que el de la 1^a etapa, y que es colado en sitio.

Un aspecto muy importante en los secciones compuestas es que tanto la 1^a como la 2^a etapa de colado trabajen en conjunto.

El proceso de fabricación o construcción de las secciones compuestas es un poco más complicado, pero se ve compensado por la economía en su transporte y montaje, debido a las menores dimensiones, en comparación con las vigas de sección simple.

A continuación se enumeran una serie de requisitos que deben de cumplir las secciones compuestas para que trabajen en conjunto.

- 1) La superficie de contacto deberá ser rugosa (acabado esboillado con rugosidad de al menos 6 mm de profundidad).
- 2) Al momento del colado de la 2ª etapa (colado de la losa sobre la sección simple), la superficie de contacto deberá estar limpia y libre de polvo.
- 3) La superficie de contacto deberá estar húmeda de por lo menos 24 hrs. antes del colado de la 2ª etapa.
- 4) Se deberá contar con conectores si estos son necesarios*

La calidad de los concretos empleados en secciones simples y en la primera etapa de las secciones compuestas, es por lo general de 350-400 kg/cm^2 , y en la 2ª etapa de la sección compuesta de 200-250 kg/cm^2 .

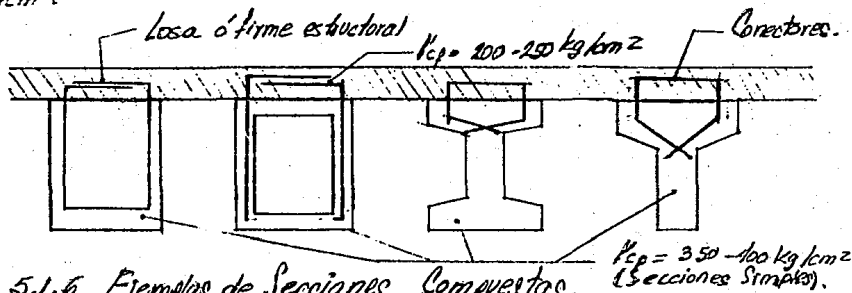


Fig. 5.1.6 Ejemplos de Secciones Compuestas.

* Estos conectores se dimensionan de acuerdo a lo señalado en el capítulo de esfuerzo rasante.

5.1.3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Tanto para secciones simples, como para secciones compuestas, es conveniente conocer en primera instancia, algunas propiedades geométricas a saber: el área de la sección, el momento de inercia centroidal y la ubicación del eje centroidal.

A.) A continuación se presenta un método para determinar las características geométricas de las secciones transversales simples.

- Se subdivide la sección total en partes cuyas características sean conocidas; a saber, rectángulo, triángulo y círculo. (Fig. 5.16 (a)).
- Se designan con números cada una de estas partes integrantes. (Fig. 5.16 (b)).
- Se elabora una tabla, como la mostrada (Tabla 5.11).
- Se realizan las operaciones mostradas en la tabla, empleando el teorema de los ejes paralelos.

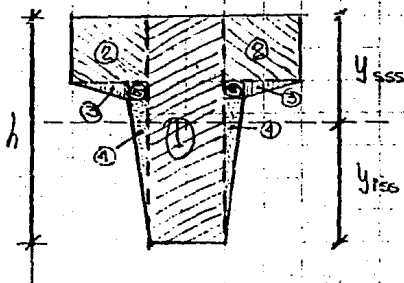


Fig. 5.17 (a) y Fig. 5.17 (b).

Para sección simple se tendría:

- A_{ss} - Área de sección simple
- I_{ss} - Momento de inercia sección simple
- y_{1ss} - Profundidad del eje neutro a la fibra inferior sección simple.
- y_{2ss} - Profundidad del eje neutro a la fibra superior sección simple.

Elemento	Area	y	A x y	d	d ²	A x d ²	I
1	A ₁	y ₁	A ₁ y ₁	d ₁	d ₁ ²	A ₁ d ₁ ²	I ₁
2	A ₂	y ₂	A ₂ y ₂	d ₂	d ₂ ²	A ₂ d ₂ ²	I ₂
3	A ₃	y ₃	A ₃ y ₃	d ₃	d ₃ ²	A ₃ d ₃ ²	I ₃
4	A ₄	y ₄	A ₄ y ₄	d ₄	d ₄ ²	A ₄ d ₄ ²	I ₄
5	A ₅	y ₅	A ₅ y ₅	d ₅	d ₅ ²	A ₅ d ₅ ²	I ₅
Σ	A _T	ȳ	A _T ȳ			A _T k _r ²	I _T

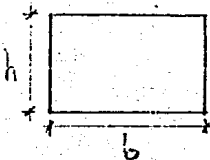
Fig. 5.1.7(c) Tabla para obtener las propiedades geométricas.

$$y_{iss} = \frac{\sum A y_i}{\sum A} \quad \text{5.1}$$

$$y_{sss} = h - y_{iss} \quad \text{5.2}$$

$$I_{ss} = \sum I_{i,r} + \sum A_i d_i^2 \quad \text{5.3}$$

Fig 5.1.7(d) Expresiones para obtener las propiedades geométricas.

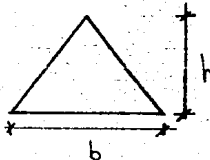


$$A = b \times h \quad \text{5.4}$$

$$I_c = \frac{b h^3}{12}$$

$$y_i = \frac{1}{2} h$$

$$y_s = h - y_i$$



$$A = \frac{b h^2}{2} \quad \text{5.5}$$

$$I_c = \frac{b h^3}{36}$$

$$y_i = \frac{1}{3} h$$

$$y_s = h - y_i$$



$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{5.6}$$

$$I_c = \frac{\pi d^4}{64}$$

$$y_i = \frac{1}{2} d$$

$$y_s = h - y_i = \frac{1}{2} d$$

Fig. 5.1.7(e) Areas, momentos de inercia y profundidad del eje neutro para algunas figuras geométricas simples.

B) En secciones compuestas (Fig. 5.1.8), se obtienen de manera similar las propiedades mencionadas.

El primer paso, dado que es una sección no homogénea, se procede a convertirla en una sección virtualmente homogénea.

Esto es transformar a la calidad del concreto de la 1ª etapa, la parte colada en la 2ª etapa, esto se lleva a cabo mediante una reducción en el ancho de la losa o en el firme estructural colado en sitio.

Para llevar a cabo esta reducción se utiliza una relación entre los módulos de elasticidad de ambos concretos.

$$n = \frac{E_{cp}}{E_c} = \frac{\text{Módulo de elasticidad del concreto 2ª etapa}}{\text{Módulo de elasticidad del concreto 1ª etapa}} **$$

Esta relación modular se multiplica por el ancho "b" de la losa o firme estructural, que trabaja con la viga. Obteniendo así "nb" que se llama ancho reducido "nb"; de esta manera tenemos ya una sección homogénea.

El ancho "b" se obtiene de acuerdo con el Reglamento del Distrito Federal (BCDF), de la siguiente manera. (Fig. 5.1.8)

$$5.7 \quad b \leq \begin{cases} 16t + b' \\ 2l \\ \text{C.a.C.} \end{cases}$$

donde: t = peralte de la losa
 b' = ancho del alma de la sección simple
 l = longitud de la viga
 C.a.C. = centro a centro.

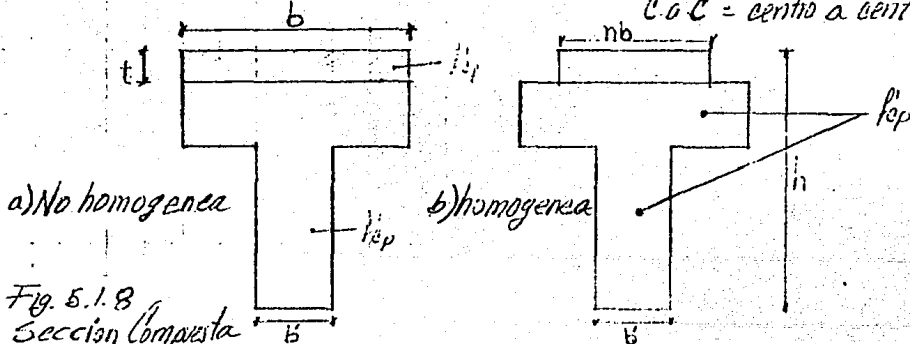


Fig. 5.1.8
 Sección Compuesta

Nota: En algunos casos, específicos, el ancho "b" es dado por el fabricante.

Una vez obtenida la sección homogénea se procede a utilizar la tabla de las secciones simples tal como se muestra a continuación. (Fig 5-1.9.1).

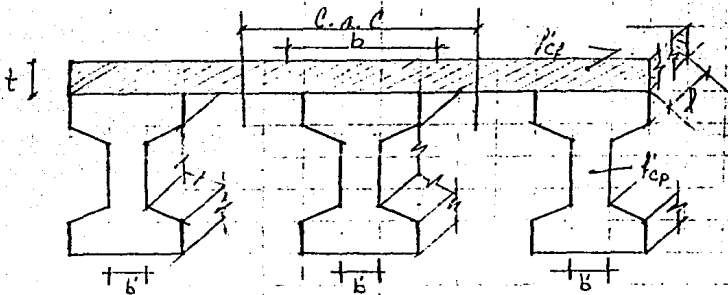


Fig. 5-1.9. Diagrama para calcular el ancho "b".

Elemento	A	Y	AY	d	d ²	Ad ²	I
Sección Simple	A _{ss}	y _{iss}	A _{ss} y _{iss}	d _{ss}	d _{ss} ²	A _{ss} d _{ss} ²	I _{ss}
Sección individual	A _t	y _t	A _t y _t	d _t	d _t ²	A _t d _t ²	I _t
I	A _{sc}		AY			Ad ²	I _T

$$y_{isc} = \frac{\sum AY}{A_{sc}} ; y_{ssc} = h - y_{isc} ; I_{sc} = Ad^2 + I_T \quad \text{--- 5.8}$$

Fig. 5-1.9.1 Tabla para obtener las propiedades geométricas de una sección compuesta: y_{isc} = profundidad del eje neutro inferior sección compuesta, y_{ssc} = profundidad eje neutro superior sección compuesta, I_{sc} = Momento de inercia sección compuesta, A_{sc} = Área sección compuesta.

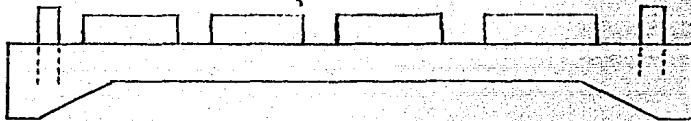
** La relación modular sólo es aplicable para el rango elástico-lineal.

5.2 FLEXIÓN EN VIGAL DE SECCIÓN SIMPLE

5.2.1 ETAPAS DE CARGA Y SECCIONES CRÍTICAS.

Las vigas pretensadas al igual que cualquier otro elemento estructural, presentan durante su vida útil, diferentes etapas de carga. Como a continuación se muestran:

Etapas de carga de elementos pretensados
1^a Etapa. Se presenta cuando el elemento se encuentra en la mesa de tensado.

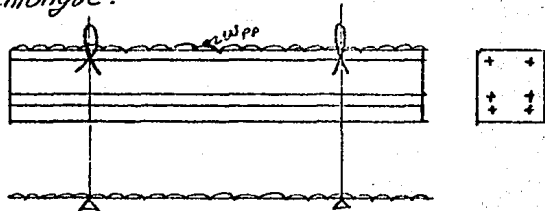


a) Elemento estructural en la mesa de tensado

CONDICIONES:

Prestuerzo (P_0, e)
Concreto (f'_{ci})

2^a Etapa. Izado, que es el traslado del elemento a los patios de empuje.



b) Izado del elemento

CONDICIONES:

Cargas (w_{pp})
Prestuerzo (P_0, e)
Concreto (f'_{ci})

Fig. 5.2 (a) 1^a Etapa y (b) 2^a Etapa

3ª Etapa. El elemento se encuentra enbragado y libremente apoyado en los extremos.

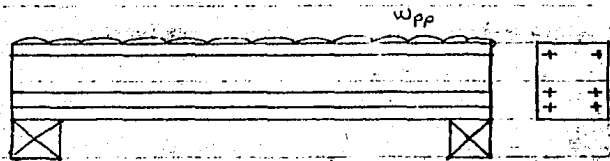


Fig 5.2 (c) Entongue del elemento

c) Condición libremente apoyada

CONDICIONES:

Cargas (w_{pp})

Presfuerzo (P_0, e)

Concreto (f'_{ci})

4ª Etapa. Transporte del elemento de la planta a la obra (2º izado).

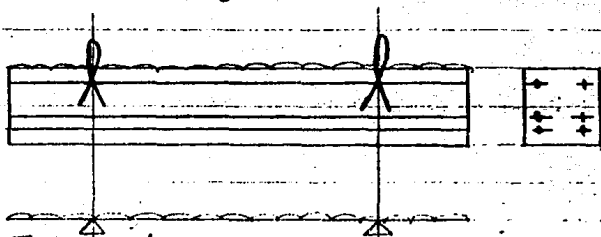


Fig 5.2 (d) Transporte

d) Transporte del elemento (2º izado).

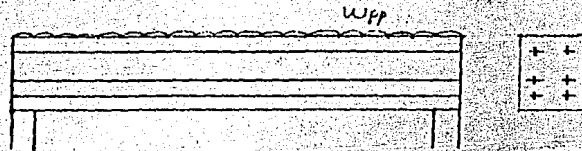
CONDICIONES:

Cargas (w_{pp})

Presfuerzo (P_0, e)

Concreto (f'_{ci})

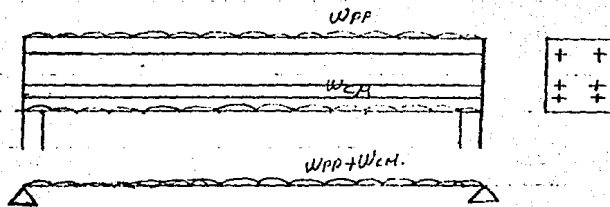
5ª Etapa Montaje del elemento, cobertura del elemento en su sitio de trabajo.



e) Montaje del elemento
CONDICIONES.

Cargas (W_{pp})
Presfuerzo (P_0, e)
Concreto (f_{ci})

Fig 5.2. (e) Montaje del elemento
6ª Etapa. Empiezan a actuar las cargas muertas

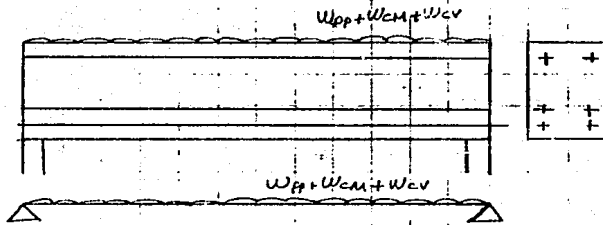


1) Se presentan las cargas muertas.
CONDICIONES.

Cargas: (W_{pp}, W_{cm})
Presfuerzo se supone (P_0, e)
Concreto " " (f_{ci})

Fig 5.2. (f) 6ª Etapa, empiezan a actuar las cargas muertas.

7ª Etapa. La viga trabajando en condiciones de servicio, actuando la totalidad de la carga viva.



g) Se presentan las cargas vivas

CONDICIONES:

Cargas (W_{pp} , W_{cm} , W_{cv})

Prestuerzo (P_i , ϵ)

Concreto (f'_c)

Fig 5.2 (g) 7ª Etapa, en condiciones de servicio

Fig. 5.2 Etapas de carga (a, b, c, d, e, f, g)

Analizando las etapas de carga mostradas, se observa que la 7ª Etapa es más crítica que la 6ª Etapa, de ahí que se prefiera revisar la 7ª Etapa.

Las etapas 5ª y 3ª tienen condiciones idénticas y por tanto se revisan como una sola etapa

Así mismo las etapas 1ª y 2ª, tienen condiciones idénticas y se revisan como una sola etapa

La primera etapa por presentarse durante un tiempo relativamente corto no es conveniente revisarla.

Concluyendo lo anterior, son tres las etapas que conviene revisar, estas son:

- Izado
- Librementemente apoyada actuando únicamente su peso propio
- Librementemente apoyada en condiciones de servicio (actuando $W_{pp} + W_{cm} + W_{cv}$).

Tomando en cuenta lo anterior, se procede a base de los revisados de las tres etapas mencionadas. Llamadas también etapas críticas.

1ª Etapa Crítica (Izado).

Se presenta al momento que se saca el elemento de la mesa de tensado mediante algún equipo de izado (Fig. 5.2.1).

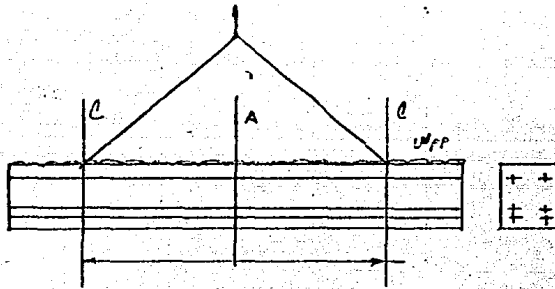


Fig. 5.2.1. Izado del elemento.

En esta etapa se tiene lo siguiente:

- ACCIONES: - Peso propio (w_{pp})
- Prestuerzo inicial (P_0)
- CONDICIONES DE APOYO: - Viga en doble voladizo.
- CALIDAD DEL CONCRETO: - f_{ci}
- PRESTUERZO INICIAL: - P_0
- SECCIONES CRÍTICAS A ANALIZAR: - Sección A-A
- Sección C-C.

2ª Etapa crítica.

Se presenta, cuando el elemento se encuentra entibgado en la planta (con apoyos en las extremas) ó bien cuando se coloca en su posición definitiva pero actuando únicamente su propio peso. (Fig. 5.2.2).

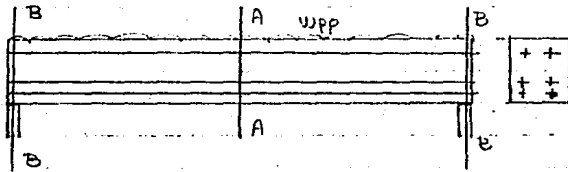


Fig. 5.2.2.

En esta etapa se tiene lo siguiente:

- ACCIONES: - Peso propio (w_{pp})
- Prestuerzo (P_0)
- CONDICIONES DE APOYO: - Elemento simplemente apoyado.
- CALIDAD DEL CONCRETO: - f_{ci}
- PRESTUERZO INICIAL: - P_0
- SECCIONES CRÍTICAS A ANALIZAR: - Sección A-A
- Sección B-B.

3ª Etapa crítica.

Se presenta cuando el elemento se encuentra en sus condiciones de servicio, con las cargas máximas que va

a resistir en su vida útil. (Fig 5.2.3).

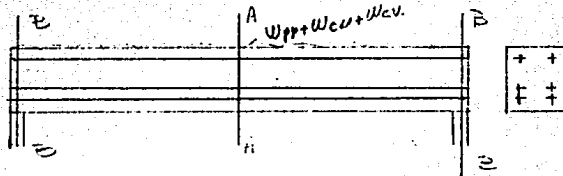


Fig- 5.2.3.

En esta etapa se tiene lo siguiente:

- ACCIONES:
- Peso propio (W_{pp})
 - Presfuerzo efectivo (P)
 - Carga muerta (W_{cm})
 - Carga viva total (W_{cv}).

CONDICIONES DE APOYO: - Elemento simplemente apoyado.

CALIDAD DEL CONCRETO: - f'_c

PRESFUERZO EFECTIVO: - P

SECCIONES CRÍTICAS A ANALIZAR: - Sección A-A.
- Sección B-B.

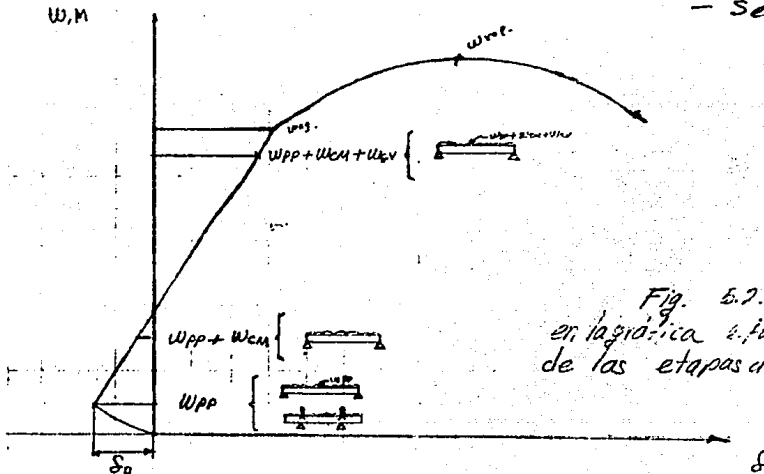


Fig. 5.2.3.1 Representación en la gráfica de fuerzas y momentos de las etapas de carga críticas.

- Vigas pretensadas con tendones desviados, sea la viga mostrada en la fig. 5.2.4.

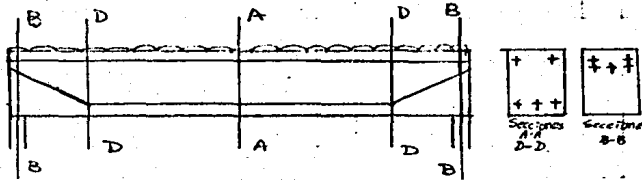


Fig. 5.2.4

En este caso se medirá la sección crítica "D-D" en el análisis, que será el mismo para el caso de vigas pretensadas con tendones rectos.

- Vigas postensadas con tendones con trayectorias curvas Fig. 5.2.5.

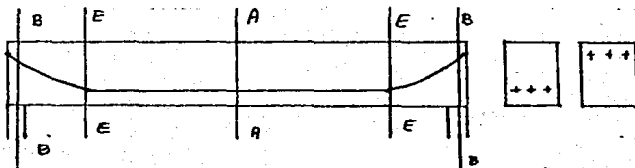


Fig. 5.2.5

Las secciones críticas en este caso son las mismas que se han visto hasta ahora, secciones A-A y B-B. Solo que en este caso se mide la sección crítica E-E, que es en la cual el tendón empieza su curvatura. (ver fig 5.2.5).

5.2.2 ESFUERZOS ACTUALES VS. ESFUERZOS PERMISIBLES.

Una vez definidas las etapas de carga críticas y las secciones críticas de las mismas, el siguiente paso consiste en determinar los esfuerzos actuantes en ellas; estos esfuerzos se obtienen mediante la fórmula de la ecuación.

Sea la viga pretensada, con tendones rectos mostrada en la figura (Fig 5-2.6).

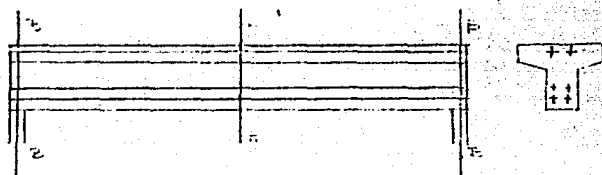


Fig. 5-2.6

La 1ª etapa crítica se trata en el capítulo dedicado a la revisión de las etapas de transporte y montaje.

Primero se analizará la 2ª etapa, que se denomina, también, "Etapa inmediatamente después de la transferencia de los esfuerzos."

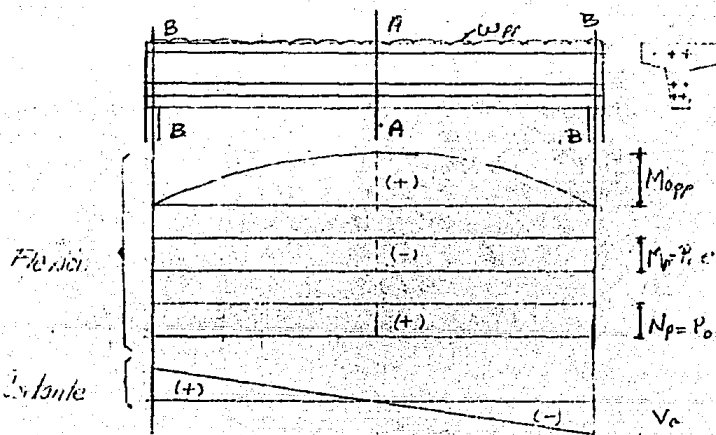


Fig 5.2.7 Diagramas de elementos mecánicos de una viga.

Se observa en la fig 5.2.7, que la fuerza de prestuerzo produce esfuerzos adicionales; M_p producido por la fuerza de prestuerzo y N_p que es la fuerza normal producida por la misma fuerza de prestuerzo.

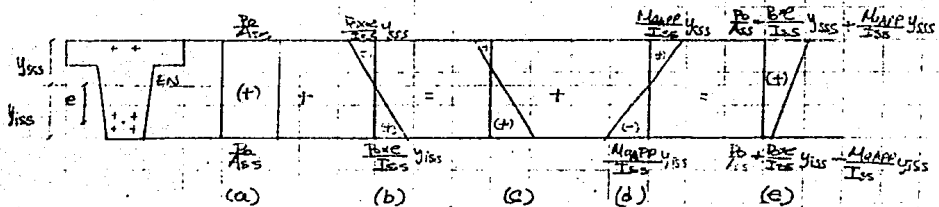


Fig 5.2B Diagrama de esfuerzos en una viga pretensada.

En la fig. 5.2.8 (a), (b), (c), (d) y (e) son diagramas de esfuerzos; el diagrama a) representa la fuerza de prestuerzo, el b) el momento provocado por la fuerza de prestuerzo aplicada con una excentricidad "e", c) es la suma de los esfuerzos producidos por la fuerza de prestuerzo, d) el esfuerzo provocado por el momento actuante producido por el peso propio, y el e), es el resultante final de la suma de todos los diagramas.

Para esta etapa tendremos las siguientes condiciones:

ACCIONES:

- Peso propio (W_{pp})
- Prestuerzo (P_0, e)

CONCRETO:

- f_{ci}

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS:

- y_{ss}
- A_{cs}
- y_{cs}
- I_{cs}

SECCION

DEFINIDA =

- A-A - $M_{app} \neq 0$
- B-B - $M_{app} = 0$
- $M_p = P_0 \cdot e$
- $N_p = P_0$
- $M_p = P_0 \cdot e$
- $N_p = P_0$

Además de revisar las secciones 1-1 y 2-2; para cada etapa se revisarán también las secciones siguientes, si llegaran a presentarse:

a) engrase o encostrado de tendones en los extremos.

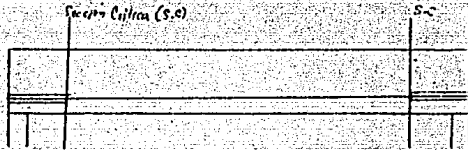


Fig. 5.2.9 (a)

b) desviación de tendones de pretensado

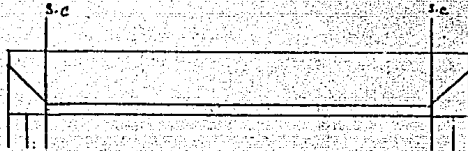


Fig. 5.2.9. (b)

c) cables curvos de postensado

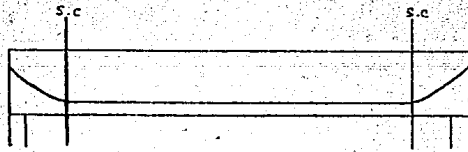


Fig. 5.2.9 (c)

d) cambio de sección en la viga.

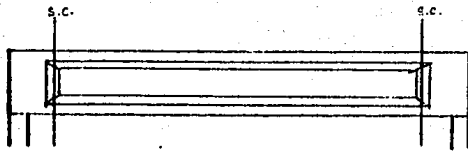
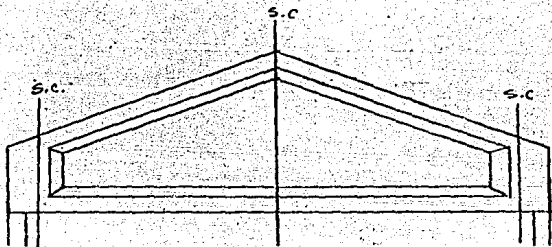


Fig. 5.2.9 (d)

e) secciones de peralte variable.



Teniendo esta información procederemos a analizar los esfuerzos, tanto en la fibra inferior como en la fibra superior, y los compararemos con los esfuerzos permisibles.

Aplicando la fórmula de la esquadria para obtener los esfuerzos en la fibra superior y en la fibra inferior; en las secciones críticas A-A y B-B, y comparándolos con los esfuerzos permisibles.

Sección A-A.

Esfuerzos en la fibra inferior:

$$f_i = + \frac{P_o}{I_{ss}} + \frac{P_o x_e y_{iss}}{I_{ss}} - \frac{M_{max} y_{iss}}{I_{ss}} \leq 0.6 f_{ci} \quad \text{-----} \quad 5.9$$

Esfuerzos en la fibra superior:

$$f_s = + \frac{P_o}{I_{ss}} - \frac{P_o x_e y_{sss}}{I_{ss}} + \frac{M_{max} y_{sss}}{I_{ss}} \leq \sqrt{f_{ci}} \quad \text{-----} \quad 5.10$$

Sección B-B

Esfuerzos en la fibra inferior:

$$f_i = + \frac{P_o}{I_{ss}} + \frac{P_o x_e y_{iss}}{I_{ss}} \leq 0.6 f_{ci} \quad \text{-----} \quad 5.11$$

Esfuerzos en la fibra superior:

$$f_s = + \frac{P_o}{I_{ss}} - \frac{P_o x_e y_{sss}}{I_{ss}} \leq \sqrt{f_{ci}} \quad \text{-----} \quad 5.12$$

Así mismo, se hace la comparación de los esfuerzos; en la 3ª etapa, o etapa en condiciones de servicio, tanto en las fibras inferior como superior y en las dos secciones A-A y B-B, con los permisibles. En las figs siguientes (5.2.10) y (5.2.11) se representan tanto los diagramas de elementos mecánicos como los diagramas de esfuerzos, actuantes en la viga sujeta a las condiciones ya mencionadas.

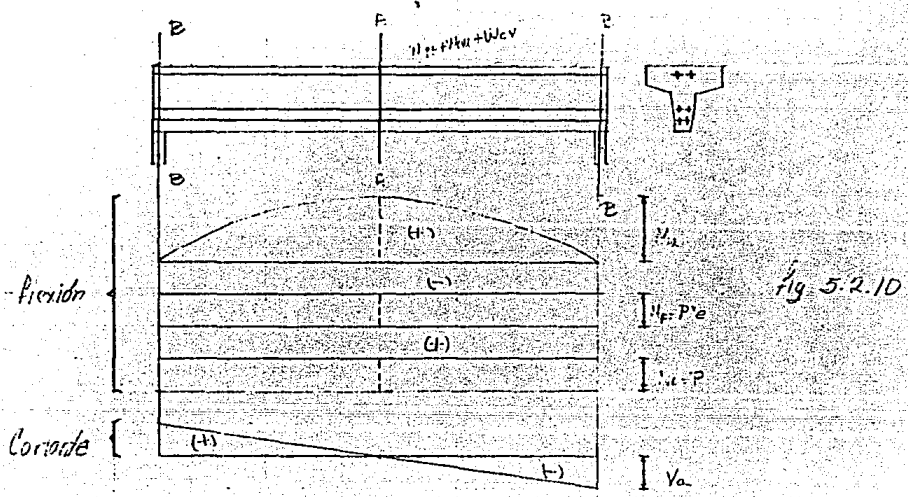


Fig 5.2.10

Como se puede ver en la figura el M_x (momento actuante) ahora es producido por la suma de cargas correspondiente a las condiciones de servicio ($W_{1p} + W_{2p} + W_{cp}$), y con respecto a los esfuerzos adicionales producidos por la fuerza de presfuerzo, serán similares a los producidos en la 2ª etapa inmediatamente después de la transferencia (M_p y M_p).

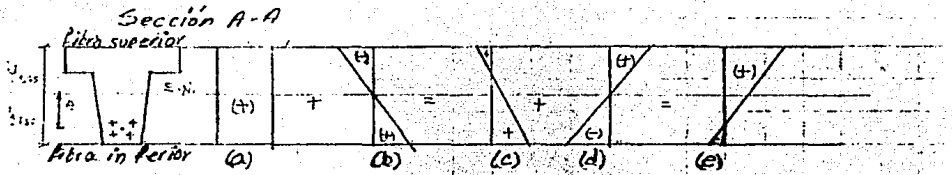


Fig 5.2.11 (A)

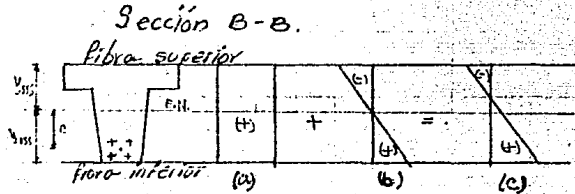


Fig 5.2.11 (B)

- a) $\frac{P}{A_{so}}$
- b) $\frac{P \cdot e}{I_{so}}$ $\frac{1}{I_{so}}$ $\frac{1}{I_{so}}$
- c) $\frac{P}{A_{so}} \pm \frac{P \cdot e}{I_{so}}$ $\frac{1}{I_{so}}$ $\frac{1}{I_{so}}$
- d) $\frac{M_{cs}}{I_{cs}}$ $\frac{1}{I_{cs}}$ $\frac{1}{I_{cs}}$
- e) $\frac{P}{A_{so}} \pm \frac{P \cdot e}{I_{so}}$ $\frac{1}{I_{so}}$ $\frac{1}{I_{so}}$ $\pm \frac{M_{cs}}{I_{cs}}$ $\frac{1}{I_{cs}}$ $\frac{1}{I_{cs}}$

En las figuras 5.2.11 (A) y 5.2.11 (B) el diagrama (a) es el esfuerzo producido por la fuerza de pretuerzo, el (b) es el diagrama producido por el momento debido a la aplicación de la fuerza de pretuerzo con una excentricidad "e", el diagrama (c) es la suma de los dos anteriores [(a)+(b)]. Para la sección B-B solo actúan estos esfuerzos, debido a que el momento producido por las cargas de servicio en esta sección, tiene un valor de cero. Así para la sección A-A actúan, además, de los esfuerzos ya mencionados (ca) y (cb)), el esfuerzo producido por el momento debido a las cargas de servicio; diagrama (cd) y finalmente se tiene la suma de todos los esfuerzos actuantes en la sección A-A representados en el diagrama (e).

Para esta 3ª etapa tendremos las siguientes condiciones.

- Acciones:
- Peso propio (W_p)
 - Carga muerta (W_{ms})
 - Carga viva (W_{vr})
 - Pretuerzo (P, e)

CONCRETO:

f_c

Características Geométricas =	- y_{iss}	- A_{ss}
	- y_{sss}	- I_{ss}
SECCIONES CRÍTICAS	- A-A	- B-B
	- $M_{at} \neq 0$	- $M_{at} = 0$
	- $M_p = P \cdot e$	- $M_p = P \cdot e$
	- $N_p = P$	- $N_p = P$

Así mismo, como en el caso anterior, con la información que tenemos y con ayuda de las figuras 5.2.11 (A) y (B) se procede a la obtención de los esfuerzos en las fibras inferior y superior, y a su comparación con los esfuerzos permisibles, también anotados anteriormente.

Aplicando la fórmula de la esvadría:

Sección A-A

Esfuerzos en la fibra inferior:

$$f_i = + \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{at}}{I_{ss}} y_{iss} \leq 1.6 \sqrt{f_c} \quad \text{-----} \quad 5.13$$

Esfuerzos en la fibra superior:

$$f_s = + \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} + \frac{M_{at}}{I_{ss}} y_{iss} \leq 0.15 f_c \quad \text{-----} \quad 5.14$$

Sección B-B

Esfuerzos en la fibra inferior

$$f_i = + \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} \leq 0.15 f_c \quad \text{-----} \quad 5.15$$

Esfuerzos en la fibra superior

$$f_s = + \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} \leq 1.6 \sqrt{f_c} \quad \text{-----} \quad 5.16$$

De lo anterior podemos concluir que, por lo general la etapa crítica en la sección B-B es la 2ª etapa, es decir, inmediatamente después de la traspresencia; se considera así, porque actúa la fuerza de presfuerzo P_0 , que es la fuerza de presfuerzo producida por el gato, en forma perdidas y además se toma la resistencia del concreto f_c que es un porcentaje de f_{ci} , esto da

esfuerzos actuantes mayores para esta sección y en esta etapa que para la misma sección B-B y en condiciones de servicio. La sección A-A por su parte es más crítica en la 3ª etapa, condiciones de servicio, debido a que actúan todas las cargas y el Mat. al centro del claro, es el mayor en este caso que para cualquier otra etapa.

5.2.3. CAPACIDAD DE PREFUERZO.

En el caso de vigas pretensadas con prefuerzo constante a lo largo de toda su longitud y sin tendones desviados, se puede determinar el diagrama de esfuerzos "máximos aceptables" por la ecuación debida al prefuerzo de la siguiente manera.

De acuerdo con la revisión realizada en una viga en 5.2.2 se observa que la sección B-B debido a que no tiene momento flexionante, los únicos esfuerzos actuantes son los debidos al efecto del prefuerzo, así mismo se puede señalar que la etapa crítica de esta sección es la que se presenta, como ya se dijo anteriormente, inmediatamente después de la transferencia (2ª etapa) fig 5-2.12.

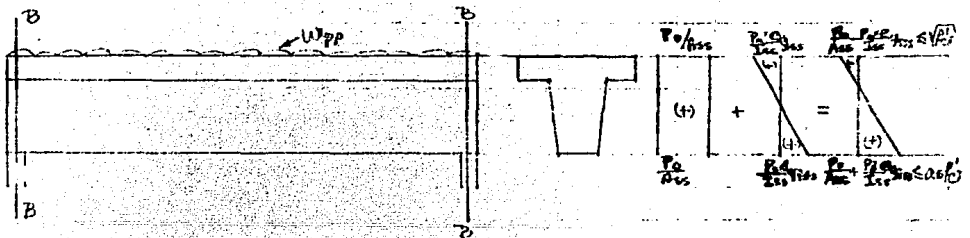


Fig 5-2.12

Fibra inferior:

$$l_i = \frac{P_0}{A_{ss}} + \frac{P_0 e}{I_{ss}} y_{iss} \leq 0.60 f_c' \quad \text{-----} \quad 5.17$$

$$\text{Sea } K = \frac{P}{P_0} ; P_0 = \frac{P}{K} \quad \text{-----} \quad 5.18$$

donde: P = Prestuerzo efectivo
 P_0 = Prestuerzo inicial inmediatamente después de la transferencia.

Luego sustituyendo P_0 por P/K se tiene:

$$\frac{P}{KA_{ss}} + \frac{Pxe}{KI_{ss}} y_{iss} \leq 0.6 f_c' \quad \text{-----} \quad 5.19$$

Pasando K al segundo término de la desigualdad

$$\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pxe}{I_{ss}} y_{iss} \leq 0.6 K f_c' \quad \text{-----} \quad 5.20$$

Fibra superior:

$$l_s = \frac{P_0}{A_{ss}} - \frac{P_0 x e}{I_{ss}} y_{sss} \leq \sqrt{f_c'} \quad \text{-----} \quad 5.21$$

De la misma manera se obtiene

$$\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pxe}{I_{ss}} y_{sss} \leq K \sqrt{f_c'} \quad \text{-----} \quad 5.22$$

Luego, la "capacidad" de prestuerzo de la sección estará dada según el siguiente diagrama de esfuerzos, fig 5.2.13:

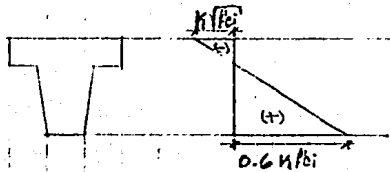


Fig 5.2.13

Fibra inferior

$$f_i = \frac{P_o}{A_{ss}} + \frac{P_o e}{I_{xx}} y_{ss} - \frac{M_{oxx}}{I_{xx}} y_{ss} \leq 0.6 f_{ci} \quad 5.23$$

Fibra superior

$$f_s = \frac{P_o}{A_{ss}} - \frac{P_o e}{I_{xx}} y_{ss} + \frac{M_{oxx}}{I_{xx}} y_{ss} \leq \sqrt{f_{ci}} \quad 5.24$$

Las ecuaciones anteriores se pueden escribir de la siguiente manera:

Fibra inferior:

$$f_i = \frac{P_o}{A_{ss}} + \frac{P_o e}{I_{xx}} y_{ss} = 0.6 f_{ci} + \frac{M_{oxx}}{I_{xx}} y_{ss} \quad 5.25$$

Fibra superior:

$$f_s = \frac{P_o}{A_{ss}} - \frac{P_o e}{I_{xx}} y_{ss} = \sqrt{f_{ci}} - \frac{M_{oxx}}{I_{xx}} y_{ss} \quad 5.26$$

En diagrama de esfuerzo se tiene, Fig 5.2.16:

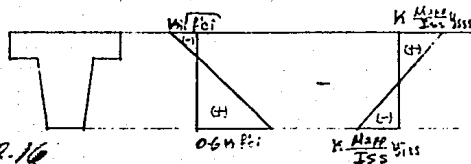


Fig-5.2.16

5.2.1 DETERMINACIÓN DEL DIAGRAMA DE PRESFUERZO REQUERIDO PARA CADA CASO ESPECÍFICO.

Cuando se quiere determinar el diagrama de esfuerzo debido al presfuerzo, en cualquier viga, tenemos que obtener en primera instancia el diagrama de esfuerzos debido a las cargas actuantes en la sección crítica en una etapa, determinar el diagrama de la "capacidad" del presfuerzo de la sección correspondiente, superponer ambos efectos y los esfuerzos resultantes comparándolos con los permisibles en esa etapa de carga.

Por ejemplo; se desea determinar el diagrama de esfuerzos de presfuerzo requerido para la viga mostrada a continuación.
 Fig. 5.2.17

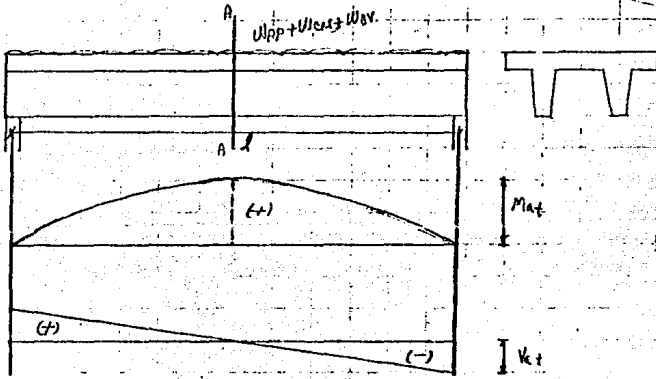


Fig. 5.2.17

Sea la sección A-A' (3ª Etapa) Fig 5.2-18

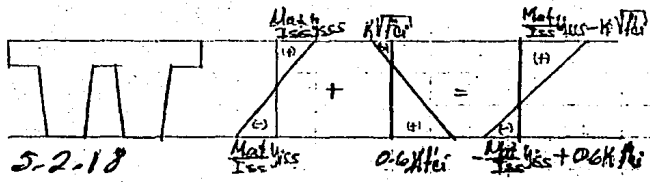


Fig 5.2-18

1ra Alternativa

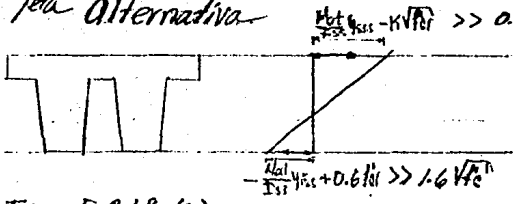


Fig 5.2.18. (a)

Estresses actuantes
 Estresses permisibles

De esta primera alternativa tenemos lo siguiente:

SITUACION: Los esfuerzos actuantes mucho mayores que los permisibles (o al menos uno de ellos).

CONCLUSION: La sección está escaza.

SUGERENCIA: Aumentar la sección transversal.

2ª Alternativa.

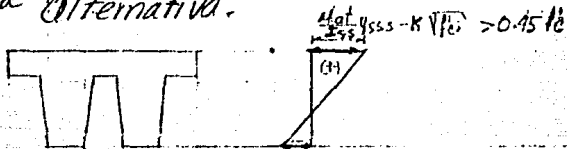


Fig 5.2.18. (a)

$$-\frac{M_{act} y_{ss} + 0.6 f_c I}{I_{ss}} > 1.6 \sqrt{f_c}$$

SITUACION: Los esfuerzos actuantes ligeramente mayores que los permisibles.

CONCLUSION: La sección está adecuada pero se requiere incrementar el refuerzo.

SUGERENCIA

- 1ª) Incrementar el diagrama de esfuerzos del pretuerzo teniendo cuidado de desviar o engrasar tendones en los extremos o de trayectorias curvas en elementos postensados
- 2ª) Colocar acero de refuerzo ordinario adicional al acero de pretuerzo en el centro del claro.

3ª alternativa:

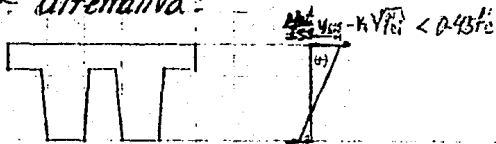


Fig 5.2.18 (b)

$$-\frac{M_{act} y_{ss} + 0.6 f_c I}{I_{ss}} < 1.6 \sqrt{f_c}$$

SITUACION: Esfuerzos actuantes ligeramente menores que los permisibles

CONCLUSION: La sección es adecuada y eficiente.

SUGERENCIA: Se puede reducir el diagrama de esfuerzos debidos al presfuerzo para no colocar acero de presfuerzo de más.

1ª Alternativa

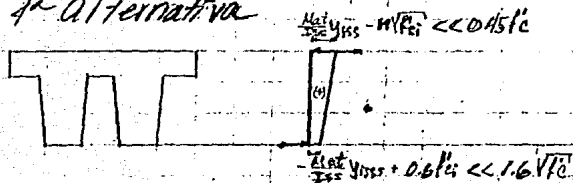


Fig. 5.2.18 (c)

SITUACIÓN: Los esfuerzos actúan mucho menores que los permisibles.

CONCLUSIÓN: La sección está sobrada.

SUGERENCIA: Conviene reducir la sección transversal.

2ª Alternativa

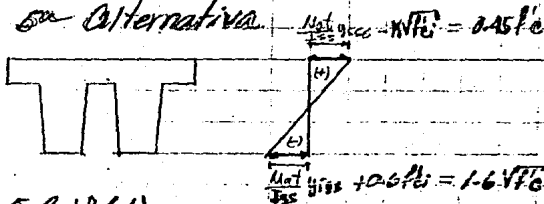


Fig. 5.2.18 (d)

SITUACIÓN: Esfuerzos actúan iguales que los permisibles.

CONCLUSIÓN: La ecuación es perfecta.

SUGERENCIA: Ningún cambio.

Los casos 1 y 4 se modificarán y finalmente quedan únicamente los casos 2, 3 y 5, a saber:

Caso 2 (2ª Alternativa).



Fig 5.2.19 (a)

Caso 3 (3ª Alternativa)



Fig. 5.2.19 (b)

Caso 5 (5ª Alternativa)

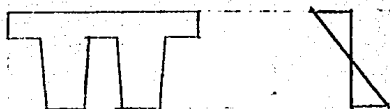
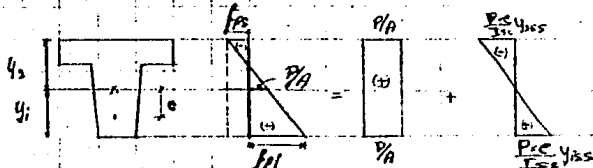


Fig. 5.2.19 (c).

NOTA: Algunas veces el caso 3 se convierte en caso 5.

5.2.5. DETERMINACIÓN DE LA FUEBZA DE PRESFUERZO EFECTIVA.

Sea una sección transversal y un diagrama de esfuerzo debido al pretuerzo requerido; cualquiera de los diagramas 2, 3 ó 5.



Por triángulos semejantes.

$$\frac{P_i + P_s}{A} = \frac{P/A + f_{ts}}{y_s}$$

Fig 5.2.20 Diagrama para obtener la fuerza de presfuerzo.

$$\frac{P}{A} + f_{ps} = \frac{y_s}{h} (f_{pi} + f_{ps})$$

$$\frac{P}{A} = \frac{y_s}{h} (f_{pi} + f_{ps}) - f_{ps}$$

$$P_f = A \left[\frac{y_s}{h} (f_{pi} + f_{ps}) - f_{ps} \right]$$

5.28

donde: P_f = Fuerza de pretension efectiva ubicada a una distancia y_s del centroide de la sección.

5.2.6 DETERMINACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD TEÓRICA

Una vez obtenida la fuerza de pretension efectiva teórica; obtenida a partir del diagrama de pretension; elegido; se procede a obtener la excentricidad correspondiente.

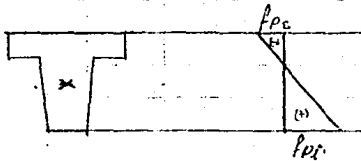


Fig. 5.2.21 Excentricidad teórica.

El esfuerzo f_{pi} en la fibra inferior debido al pretension esta integrado según la ecuación de la excentricidad de la siguiente manera:

$$f_{pi} = + \frac{P_f}{A_{ss}} + \frac{P_f e_t}{I_{ss}} y_{ss}$$

5.29

donde e_t = excentricidad teórica.

Del análisis de los términos de la ecuación anterior, se observa que únicamente el valor de e_t es desconocido; luego se despeja este valor:

$$\frac{P_f e_t}{I_{ss}} y_{ss} = f_{pi} - \frac{P_f}{A_{ss}}$$

quedando:

$$e_t = \frac{I_{ss}}{A_s f_{ss}} \left[f_{pr} - \frac{P_t}{A_s} \right] \quad \text{-----} \quad 5.30$$

5.2.7 DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE PRESFUERZO REAL.

Una vez conocida la fuerza de presfuerzo efectiva teórica, se obtiene el número de tendones y con ellos la fuerza de presfuerzo real.

Si bien, en un caso dado, es posible emplear diferente calidad y diámetro de tendones de presfuerzo, lo más común es que estas sean de iguales características.

$$\text{Sea } F = A_{sp} \times 0.7 f_{sr} \quad \text{-----} \quad 5.31$$

$$F_0 = A_{sp} \times 0.7 f_{sr} \quad \text{-----} \quad 5.32$$

En que:

- F = Fuerza de presfuerzo efectiva de un tendón
- A_{sp} = Área del tendón, en cuerdón.
- f_{sr} = Esfuerzo del acero de presfuerzo al momento de la transferencia.
- n = relación entre el presfuerzo efectivo y el inicial. ($n = P/P_0$).

$$\text{Luego } n = \frac{P_t}{F} \quad \text{-----} \quad 5.33.$$

n = número entero y positivo, de tendones necesarios para dar la fuerza de presfuerzo.

Ahora bien la fuerza de presfuerzo efectiva real se obtendrá de la siguiente manera.

$$P = nF \quad \text{-----} \quad 5.34$$

$P =$ Fuerza de pretension efectiva real.

De igual manera se obtiene el pretension inicial:

$$P_0 = n F_0 \quad \text{5.35}$$

$P_0 =$ Fuerza de pretension inicial (Producida por el gato).

5-28. DETERMINACIÓN DE LA UBICACIÓN DE LOS TENDONES EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL.

Partiendo, de la necesidad de dar a la sección transversal de la viga, un diagrama de esfuerzos debidos al pretension efectivo, lo más apegado al diagrama seleccionado; y además de que ya se conoce el número de tendones; se procede a ubicar los en la sección transversal, tratando de lograr un diagrama lo más semejante al elegido anteriormente.

Existe un número infinito de opciones para ubicar a los tendones, sin embargo, se debe buscar aquella en la que se cumplan las siguientes premisas.

- Respetar los recubrimientos señalados en el reglamento vigente para el caso particular. (Ver. Cap. 4.)
- Respetar la separación entre tendones, indicados en el reglamento vigente en función del tipo de tendón a emplear.
- Lograr una excentricidad real lo más parecida a la teórica.

Para ubicar los tendones en la sección transversal se puede suponer en primera instancia que el 80% de ellos se deben colocar lo más arriba posible y el 20% restante en las fibras superiores de la sección transversal.

Posteriormente, se va modificando la ubicación de los tendones colocados en las fibras superiores hasta llegar a una posición tal que produzca una excentricidad semejante a la teórica.

Conviene señalar que es indispensable colocar la mayor parte de los tendones en las fibras inferiores (lo más abajo posible) para producir el mayor momento resistente, al revisar la viga por el método de diseño por resistencia.

Ejemplo

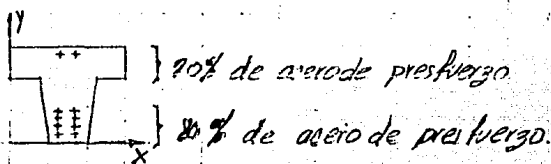


Fig. 5.2.22.

NOTA: Algunos proyectistas proponen que es más efectivo colocar la totalidad de los tendones de pretensionado en la parte inferior.

5.2.9. DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD REAL.

Conocida la ubicación final de los tendones se procede a obtener la excentricidad definitiva o real de ellos, tomando momentos estáticos con respecto a un eje X (Fig 5.2.18) que pase por la fibra inferior de la sección transversal.

Así se obtiene e_r

$$e_r = \frac{\sum_n (y_1 + y_2 + y_3 + \dots + y_n)}{\sum_n} \quad 5.36$$

Luego

$$e_r = y_i - e_r \quad 5.37$$

5.2.10 DETERMINACION DE LOS DIAGRAMAS DE ESFUERZOS DEBIDO AL PRETENSIONADO REAL (INICIAL Y EFECTIVO).

Presfuerzo inicial:

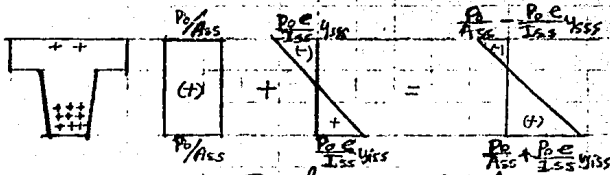


Fig. 5.2.23. Presfuerzo inicial

Fibra inferior:

$$f_i = + \frac{P_0}{A_{cs}} + \frac{P_0 e_y}{I_{cs}} y_{bs} \quad \text{5.38}$$

Fibra superior:

$$f_s = + \frac{P_0}{A_{cs}} - \frac{P_0 e_y}{I_{cs}} y_{ss} \quad \text{5.39}$$

Presfuerzo efectivo:

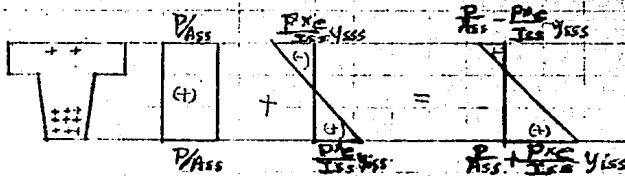


Fig. 5.2.24

Fibra inferior: Presfuerzo efectivo

$$f_i = + \frac{P}{A_{cs}} + \frac{P e_y}{I_{cs}} y_{bs} \quad \text{5.40}$$

Fibra superior:

$$f_s = + \frac{P}{A_{cs}} - \frac{P e_y}{I_{cs}} y_{ss} \quad \text{5.41}$$

5.2-11 REVISIÓN DE SECCIONES CRÍTICAS.

Una vez determinados los diagramas de esfuerzo debidos al presfuerzo en sus etapas inicial y final, se procede a revisar las secciones críticas, tal y como se señala en el inciso 5.2-2.

5.3. FLEXIÓN EN VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA.

El procedimiento a seguir para el análisis y diseño de secciones compuestas es de manera similar al que se hizo para secciones simples. Tal es el caso de: éter similitud que a guisa de los párrafos para el diseño con vigas, por ejemplo: Determinación de la capacidad de presfuerzo, colocación de tendones, excentricidad real, revisión, etc.

Lo que en un determinado momento, podría representar cierta diferencia, son las etapas de carga que a continuación se estudian, y las propiedades geométricas, las cuales se estudiaron en el punto 5.1-5.

Las características distintivas de las secciones compuestas, así como ejemplos y definiciones, a su vez, fueron estudiadas en el punto 5.1-2.

5.3.1 ETAPAS DE CARGA.

Al igual que para las secciones simples, existe una primera etapa; es aquella en que la viga, se encuentra en la mesa de tendido y solamente actúa como un elemento de presfuerzo inicial (P_0).

Una segunda etapa se tiene en el momento de izado, que como ya se dijo, se estudiará más adelante. De la misma manera la 3ª etapa, es aquella en que

la viga todavía está en la planta de prefuerzo si es pretensada y en obra si es postensada; trabaja como sección simple y con su peso propio (w_{pp}) (Fig. 5-3.1).

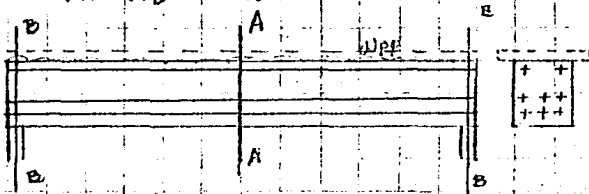


Fig. 5-3.1

En esta etapa se tiene lo siguiente:

ACCIONES:

- Peso Propio (w_{pp})
- Prefuerzo (P_0)

CONDICIONES DE APOYO - Elemento simplemente apoyado

PREFUERZO INICIAL - P_0

CALIDAD DEL CONCRETO - f_{ci}

SECCIONES CRÍTICAS A ANALIZAR - Sección A-A

- Sección B-B

En el caso de las secciones compuestas, a diferencia de las secciones simples, existe una etapa en la viga que se caracteriza por que ésta estará resistiendo la carga de peso propio de la sección compuesta y trabaja como sección simple. En esta etapa es donde, precisamente, se realiza el estado del firme estructural. Pero como el concreto, en este momento está fresco y su capacidad de trabajo es nula (Fig. 5-3.2). En esta 4ª etapa se tiene lo siguiente:

ACCIONES:

- Peso Propio (w_{pp})
- Peso del concreto fresco (w_{pc})
- Prefuerzo (P_0)

CONDICIONES DE APOYO - Elemento simplemente apoyado

PREFUERZO INICIAL - P_0

CALIDAD DEL CONCRETO - f_{ci}

SECCIONES CRÍTICAS A ANALIZAR

- Sección A-A

- Sección B-B

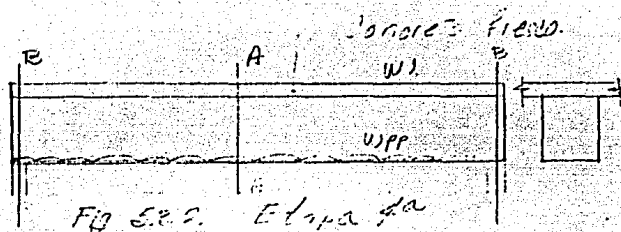


Fig. 5.3.2. Etapa 2a

En esta etapa, existen de formaciones y esfuerzos, conocidos, como permanentes; provocados por las cargas actuantes (principalmente por el concreto fresco colado en sitio). Estos esfuerzos estarían asociados al eje centroidal de la sección simple.

En algunos casos, resulta de mayor ventaja soportar todas las cargas sobrepuestas, mediante la acción compuesta; es decir, evitar que la sección simple resista estas cargas y se produzcan las deformaciones y esfuerzos permanentes ya mencionados.

Esto puede lograrse mediante el apuntalamiento temporal de la sección simple durante el periodo en que la losa se cura y se cura; esto se estudiará al final de este capítulo.

La quinta etapa de carga, se presenta cuando el concreto colado en sitio a fraguado y actúan todas las cargas de servicio (Fig. 5.3.3).

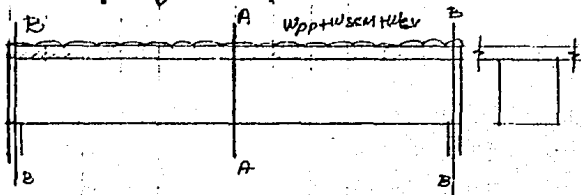


Fig. 5.3.3

En esta etapa, la viga ya es una sección compuesta, también sufre deformaciones y esfuerzos, adicionales a los permanentes.

Teniéndose en esta etapa lo siguiente:

- ACCIONES
- Peso propio sección completa (W_{pp})
 - Sobre carga muerta (W_{sm})
 - Carga viva (W_{cv})
 - Presfuerzo efectivo (P)

- CONDICIONES DE APOYO
- Elemento simplemente apoyado
 - En algunos casos formara ya como sección compuesta, una viga con finva.

- SECCIONES CRÍTICAS A ANALIZAR
- Sección A-A
 - Sección B-B.

Las etapas críticas a revisar en este caso; haciendo un análisis similar al que se hizo para secciones simples, obtenemos que son las mismas: Inmediatamente después de la Transición y en Condiciones de Servicio.

5.3.2 ESFUERZOS ACTUANTES VS ESFUERZOS PERMISIBLES.

Para obtener los esfuerzos actuantes en secciones compuestas, así como se hizo en secciones simples, se utiliza la fórmula de la cuadría. Suponiendo una viga como la mostrada en la fig 5.2.7 y con diagramas de elementos mecánicos como los mostrados en la fig. 5.2.8; obtendremos los esfuerzos para la etapa Inmediatamente después de la Transición de los esfuerzos (IDTE).

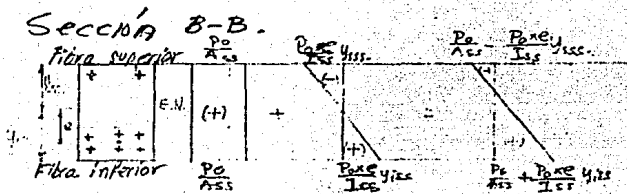


Fig. 5.3.4

Como se puede observar, en la sección B-B (Crítica) actúa solamente la fuerza normal producida por el presfuerzo y el momento flexionante, producido también, por la aplicación de la fuerza de presfuerzo con una excentricidad "e".

A diferencia de las secciones simples, en este caso de secciones compuestas, solamente haremos el análisis para las secciones críticas y etapas de carga de interés, las cuales anteriormente se mencionaron.

Para la sección B-B en condiciones IDTE se tiene:

Esfuerzos en la fibra inferior:

$$f_i = \frac{P_o}{A_{cs}} + \frac{P_o e y_{ics}}{I_{cs}} \leq 0.6 f_{ci} \quad \text{--- 5-42}$$

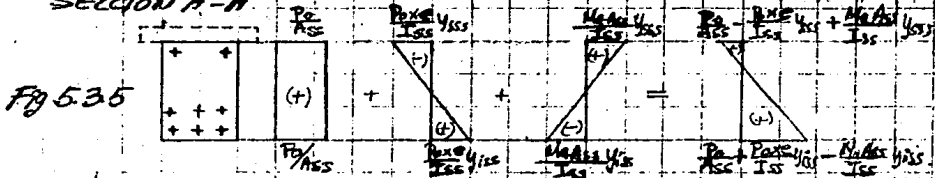
Esfuerzos en la fibra superior:

$$f_o = \frac{P_o}{A_{cs}} - \frac{P_o e y_{ois}}{I_{cs}} \leq \sqrt{f_{ci}} \quad \text{--- 5-43}$$

Obtenidos ya los esfuerzos para la sección crítica en la etapa IDTE, se procede ahora, a obtener los esfuerzos en ambas fibras para la sección A-A (Crítica) en condiciones de Servicio (C-S).

Primariamente, se analizan los esfuerzos provocados por las cargas aplicadas en la sección simple. Dichos esfuerzos son los Esfuerzos Permanentes, y las cargas que actúan son las del peso propio y el peso del concreto fresco del firme colado en sitio.

Estos esfuerzos permanentes, se muestran en la siguiente figura.



Estos esfuerzos, deben de ser tomados en cuenta para el análisis de los esfuerzos actuantes en la Sección A-A en condiciones de servicio. (C.S.)

Para el caso de secciones empotradas, que es el caso que se trata, el momento actuante en la sección A-A de sección simple, está dado como sigue:

$$M_{a, Ass} = (w_{ps} + w_{ls}) \frac{l^2}{8} \quad \text{--- 5.44}$$

Sea: w_p = peso del concreto fresco por lado en sitio.
 l = longitud de la viga.

Igualmente, el momento de la misma sección A-A pero con todas las cargas ($w_{ps} + w_{ls}$) y para la sección empotrada trabajando como tal, se tiene:

$$M_{a, Asc} = (w_{ps} + w_{ls}) \frac{l^2}{8} \quad \text{--- 5.45}$$

Se procede finalmente a obtener los esfuerzos tanto en la fibra inferior como en la fibra superior; tales esfuerzos se presentan gráficamente en la fig 5.3.6.

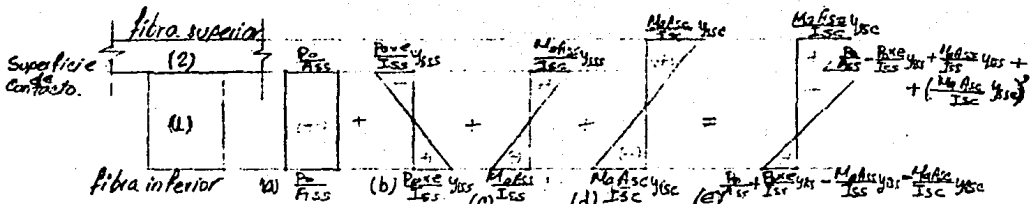


Fig- 5.3.6 Esfuerzos actuantes sección A-A en c.s. de Sec. Compuesta. (1) Sección simple; (2) firme colado en sitio.

Para la figura anterior, se tiene que los diagramas (a) y (b) son los esfuerzos producidos por la fuerza de pretensado, lo que sumando a estos, el diagrama (c) de esfuerzos producidos por los cargas actuantes en la sección simple; obtenemos los esfuerzos permanentes; a estos a su vez se le suma el diagrama (d) el cual representa los esfuerzos provocados por los cargas de servicio en la sección compuesta, lo cual conduce a obtener finalmente el diagrama (e); que es la representación gráfica de los esfuerzos actuantes (totales) en la sección A-A en condiciones de servicio para una sección compuesta.

Los esfuerzos en la fibra superior de la sección compuesta, por actuar únicamente el esfuerzo producido por "Masc" será menor que los esfuerzos actuantes en la superficie de contacto entre la sección simple y el firme de concreto colado en sitio; por tal motivo la suma de esfuerzos que conviene comparar con los esfuerzos permisibles, es esta última (la de la superficie de contacto). (ver fig. 5.3.6).

Tal suma, se obtiene, por medio de triángulos semejantes en la parte de $M_{0.55}$, en la fig 5.3.6; $\left(\frac{M_{0.55} y_{sc}}{I_{sc}}\right)$ representa la parte proporcional de esfuerzos mencionados, a sumar con los esfuerzos en la fibra superior de la sección simple.

Finalmente, de toda esta información, se tiene lo

siguiente:

Esfuerzos en la fibra inferior:

$$\frac{P_o}{A_{sc}} + \frac{P_o e}{I_{sc}} y_{sc} - \frac{M_o A_{sc} y_{sc}}{I_{sc}^2} - \frac{M_o A_{sc} y_{sc}}{I_{sc}} \leq 1.6 \sqrt{f_c} \quad \text{--- 5.46}$$

Esfuerzos en la superficie de contacto:

$$\frac{P_o}{A_{sc}} - \frac{P_o e}{I_{sc}} y_{sc} + \frac{M_o A_{sc} y_{sc}}{I_{sc}} + \left(\frac{M_o A_{sc} y_{sc}}{I_{sc}} \right)^{**} \leq 0.45 f_c \quad \text{--- 5.47}$$

Esfuerzos en la fibra superior:

$$\frac{M_o A_{sc} y_{sc}}{I_{sc}} \leq 0.45 f_c \quad \text{--- 5.48}$$

Como se puede observar, los esfuerzos permisibles son los mismos para secciones simples que para secciones compuestas.

5.3.3 Capacidad de presfuerzo.

Así como los esfuerzos permisibles, la capacidad de presfuerzo para secciones compuestas es la misma que para secciones simples.

Luego la "capacidad" de presfuerzo de una sección con tendones rectos y no se presenta "engrasar"; se da como:

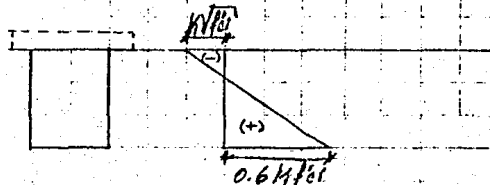


Fig 5.3.7 Capacidad de presfuerzo

* Parte proporcional de esfuerzo que se obtiene mediante triángulos semejantes

Si acaso se tienen vigas prestozadas, que por algún motivo, se engrasan los tendones en sus extremos ó tienen trayectorias desviadas en caso de elementos pretensados, ó tendones con trayectorias curvas en elementos post-tensados. También se hará un análisis igual al que se hizo para secciones simples; obteniendo lo siguiente:

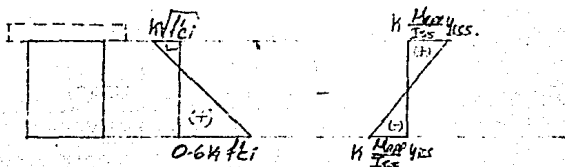


Fig. 5.3-3 Capacidad de presfuerzo (Casos especiales).

5.3.4- DETERMINACIÓN DEL DIAGRAMA DE PRESFUERZO REQUERIDO.

El análisis del diagrama de presfuerzo se hará en general, debido a que las diferentes alternativas son similares a las que se presentan en secciones simples; así mismo, como las conclusiones.

Para determinar dicho diagrama, se hace una superposición del diagrama de esfuerzos, debido a las cargas actuantes (Fig. 5.3.6) en la sección y etapa crítica y el diagrama de "necesidad de presfuerzo" (Figs. 37 y 38) comparando esta superposición con los esfuerzos permisibles.

En la figura siguiente se puede observar lo anteriormente dicho:

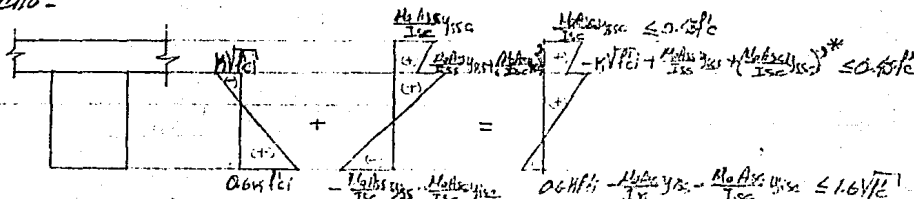


Fig. 5.3.9. Diagrama de presfuerzo.

* Parte proporcional de los esfuerzos actuantes

De la figura anterior, según lo que resulte de la comparación con los esfuerzos permisibles, se verá si aumenta, disminuye o se mantiene el diagrama de presfuerzo y por tanto, el diagrama de la capacidad de presfuerzo.

Nota: Todos los parámetros que siguen, para el diseño y revisión de elementos pretensados de sección compuesta son similares a los de sección simple.

5-3-5. DETERMINACION DE LA FUERZA DE PRESFUERZO EFECTIVA.

$$P_t = A_{se} \left[\frac{f_{pi}}{n} (f_{pi} + f_{ps}) - f_{ps} \right] \quad \text{--- 5.49}$$

5-3-6 DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD TEORICA.

$$e_t = \frac{I_{se}}{P_e} \frac{1}{y_{10}} \left[f_{pi} - \frac{P_e}{A_{se}} \right] \quad \text{--- 5.50}$$

5-3-7 DETERMINACION DE LA FUERZA DE PRESFUERZO REAL Y NUMERO DE TENDONES.

$$\text{Sea } F = Q_{sp} \times 0.7 \text{ M/SL} \quad \text{--- 5.51}$$

$$F_0 = Q_{sp} \times 0.7 \text{ SL} \quad \text{--- 5.52}$$

$$\text{(Luego } n = \frac{P_t}{F} \text{ (número de tendones) --- 5.53}$$

$$\text{Finalmente } P = nF \text{ (Fuerza de presfuerzo real) --- 5.54}$$

$$P_0 = nF_0 \text{ (Fuerza de presfuerzo inicial) --- 5.55}$$

5.3.8. DETERMINACIÓN DE LA UBICACIÓN DE LOS TENDONES EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL.

- 80% del total de tendones, lo más cerca posible de la fibra inferior, cumpliendo con la separación y recubrimiento de reglamento.
- 20% restante, en la parte superior de la sección transversal.

Nota: Algunos proyectistas recomendaron se coloque el total de tendones en la parte inferior.

5.3.9 DETERMINACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD REAL

$$e_r = \frac{\sum n_i y_i + y_2 + \dots + y_n}{\sum n_i} \quad \text{--- 5.54}$$

Luego:

$$e_r = y_i - e_r \quad \text{--- 5.57}$$

5.3.10 DETERMINACIÓN DE LOS DIAGRAMAS DE ESFUERZOS DEBIDO AL PRESFUERZO REAL (INICIAL Y EFECTIVO)

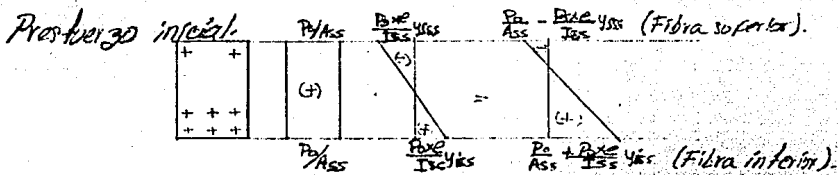


Fig. 5.3.10 Presfuerzo inicial

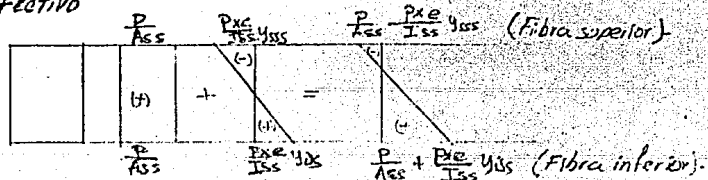


Fig. 5.3.11 Presfuerzo efectivo.

5.3.11 REVISIÓN DE SECCIONES CRÍTICAS

Una vez determinados los diagramas de esfuerzos dados al prefuerzo en sus etapas inicial y final, se procede a revisar las secciones críticas tal y como se señala en el inciso 5.3.2.

5.4. APUNTALAMIENTO DE VIGA DE SECCIÓN COMPUESTA.

5.4.1 Etapas de carga.

Las etapas de carga, que se presentan en la vida útil, de los elementos de concreto prestado, utilizando el procedimiento a base de apuntalamiento, son diferentes a las etapas que se presentan utilizando el procedimiento convencional. Las etapas que se presentan son:

- 1ª Etapa La viga de sección simple se encuentra en la zona de tensión, actuando como acción la fuerza de pretensión inicial (P_i).
- 2ª Etapa. Esta segunda etapa se presenta en el proceso de izado; que se estudiará en el capítulo correspondiente.
- 3ª Etapa La tercera etapa se presenta cuando la viga se encuentra almenada; trabajando como sección simple y con su peso propio (W_{pp}).
- 4ª Etapa Esta etapa se presenta en el montaje del elemento; - trabajando como sección simple y resistiendo las cargas de la sección compuesta, presentándose de esta manera los esfuerzos permanentes, cuando se utiliza el procedimiento convencional; pero en el caso de que se utilice el procedimiento a base de apuntalamiento, estos esfuerzos permanentes se reducen notablemente. (Fig 5.3.12).

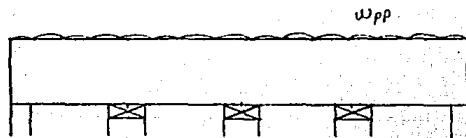


Fig 5.3.12 (a) Sección simple apuntalada.

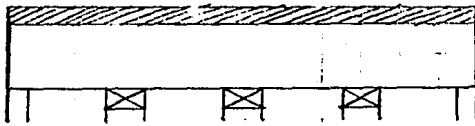


Fig 5.3.12 (b). Sección Compuesta apuntalada

Dentro de esta cuarta etapa, se presentan dos etapas adicionales. La primera, cuando se apuntala la viga y no actúa aún el peso de la losa o firme estructural (Fig. 5.3.12 (a)). En este caso se tienen los siguientes esfuerzos actuando.

Cargas	=	$W_{ss} = W_{pp}$		5-58
Momento	=	$M_{ss} = \frac{W_{ss} l^2}{8}$		5-59
Esfuerzos	{	$f_{ss} = \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss}$		5-60
		$f_{sss} = \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{sss}$		5-61

La segunda etapa, adicional se presenta cuando ya se ha colado la losa o firme estructural, pero aún no ha fraguado el concreto. En esta etapa, la viga se encuentra geométricamente como sección compuesta pero trabajará como sección simple apuntalada.

El objeto del apuntalamiento, es evitar que la sección simple esté soportando el peso del firme estructural hasta que éste adquiera resistencia.

En esta segunda etapa adicional, dado que el peso del concreto fresco del firme estructural será resistido por los puntales; los esfuerzos actuantes serán los mismos que se presentan para la primera etapa adicional; evitando así se presenten esfuerzos permanentes muy grandes.

$$f_{sss} = \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{sss} \quad \text{-----} \quad 5-62$$

$$f_{iss} = \frac{M_{sc}}{I_{ss}} y_{iss} \quad \text{----- 5.63}$$

Para lograr lo anterior, se debe tener especial cuidado que los puntales estén en contacto con la parte inferior del elemento; cuidando que no quede alguna grieta entre los puntales y la superficie de la viga. De lo contrario, la viga de sección simple tendrá deformaciones y estarán actuando esfuerzos permanentes no deseables.

Cuando el concreto del firme estructural a adquirido resistencia se retiran los puntales, presentándose la 5a etapa, que dando la viga trabajando como sección compuesta y actuando las cargas de servicio (Fig 5.3.13).

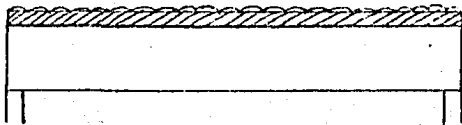


Fig 6.3.13.

En esta 5a etapa se tiene lo siguiente:

$$\text{Cargas} \quad W_{sc} = W_{pp} + W_{cm} + W_{sv} \quad \text{----- 5.63}$$

$$\text{Momento} \quad M_{sc} = W_{sc} \frac{l^2}{8} \quad \text{----- 5.64}$$

$$\text{Esfuerzos} \quad f_{isc} = \frac{M_{sc}}{I_{sc}} y_{isc} \quad \text{----- 5.65}$$

$$f_{ssc} = \frac{M_{sc}}{I_{sc}} y_{ssc} \quad \text{----- 5.66}$$

5.4.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL APUNTALAMIENTO.

La utilización del procedimiento a base de apuntalamiento conduce a obtener ventajas de tipo estructural, como son:

- 1.- Para una misma sección se puede dar menor presión.
- 2.- Para un mismo claro y una misma sección, podemos incrementar las cargas.
- 3.- Se puede economizar material.
- 4.- Reducir la sección para cargas y presiones constantes.

Paralelamente a estas ventajas se presentan algunas desventajas que se mencionan a continuación.

- 1.- Proceso constructivo, más laborioso por concepto del apuntalamiento, y
- 2.- Gasto en material de apuntalamiento.

CAPÍTULO 6 FLEXIÓN;
DIMENSIONAMIENTO Y REVISIÓN
POR RESISTENCIA.

P. 23.

6.1	INTRODUCCIÓN	-----	(233)
6.2	HIPÓTESIS SIMPLIFICATORIAS.	-----	(235)
6.3	FLEXIÓN EN VIGAS DE SECCIÓN SIMPLE.	-----	(239)
6.3.1	VIGAS DE SECCIÓN RECTANGULAR.	-----	(239)
6.3.1 (a)	Obtención de f_{sp} por el método de compatibilidad de deformaciones	-----	(241)
6.3.1 (b)	Obtención de f_{sp} por el método aproximado (ACI-77)(A.3)		
6.3.1.1	DETERMINACIÓN DEL TIPO DE FALLA POTENCIAL.	-----	(243)
6.3.2	VIGAS DE SECCIÓN "T"	-----	(247)
6.3.2.1	VIGAS GEOMÉTRICAMENTE DE SECCIÓN "T" QUE TRABAJAN COMO RECTANGULARES.	-----	(250)
6.3.2.2	VIGAS GEOMÉTRICAMENTE DE SECCIÓN "T" QUE TRABAJAN COMO "T".	-----	(251)
6.3.2.3	REVISIÓN TIPO DE FALLA POTENCIAL.	-----	(254)
6.3.2.4	REVISIÓN POR ACEPO MINIMO	-----	(255)
6.4	FLEXIÓN EN VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA.	-----	(259)
6.4.1	VIGAS GEOMÉTRICAMENTE DE SECCIÓN "T" QUE TRABAJAN COMO SECCIÓN RECTANGULAR (CON SECCIÓN SIMPLE RECTANGULAR).	-----	(262)
6.4.2	VIGAS GEOMÉTRICAMENTE DE SECCIÓN "T" QUE TRABAJAN COMO SECCIÓN "T" (CON SECCIÓN SIMPLE RECTANGULAR).	-----	(265)
6.4.2.1	DETERMINACIÓN DEL TIPO DE FALLA POTENCIAL.	-----	(268)
6.4.2.2	REVISIÓN POR ACEPO MINIMO	-----	(269)
6.4.3	VIGAS GEOMÉTRICAMENTE DE SECCIÓN "T", "I" O "L" QUE TRABAJAN COMO SECCIONES RECTANGULARES (CON SECCIÓN SIMPLE "T", "I" O "L").	-----	(272)
6.4.3 (a)	CASO EN QUE $a \leq t_f$	-----	(272)
6.4.3 (b)	CASO EN QUE $t_f \leq a \leq t_f + t_p$.	-----	(273)
6.4.4	VIGAS GEOMÉTRICAMENTE DE SECCIÓN "T", "I" O "L" QUE TRABAJAN COMO SECCIÓN "T" (CON SECCIÓN SIMPLE "T", "I" O "L").	-----	(276)

ANEXO 3

6.1 INTRODUCCIÓN

En el capítulo 4, correspondiente a criterios de diseño, se mencionan los requisitos que deben cumplir los elementos estructurales; siendo uno de ellos el de que deben contar con un factor de seguridad adecuado; ahora bien, lo adecuado queda establecido por lo especificado en el reglamento vigente y generalmente se revisa; tomando en cuenta factores de carga y factores de reducción de resistencia.

En el mismo capítulo 4 se menciona en que consiste el método de diseño por resistencia y el procedimiento que sigue para llevar a cabo la revisión de los elementos estructurales de acuerdo con ese método.

En el caso específico de la flexión en vigas, se deberá obtener el momento flexionante último actuante (M_{ua}) en la o las secciones críticas del elemento estructural; que se obtiene al multiplicar el momento actuante — — — en condiciones de servicio (M_a) por los factores de carga (F.C), mencionados en el reglamento.

$M_{ua} = F.C \times M_a$ ————— 6.1

Por otra parte se deberá obtener el momento resistente (interno) del elemento estructural (M_{ur}).

Finalmente se comparan ambos momentos; debiendo cumplirse lo siguiente:

$M_{ur} \geq M_{ua}$ ————— 6.2

Conviene señalar también que es indispensable — — — revisar, el tipo de falla potencial del elemento estructural, ya que únicamente es aceptable que ésta sea dúctil.

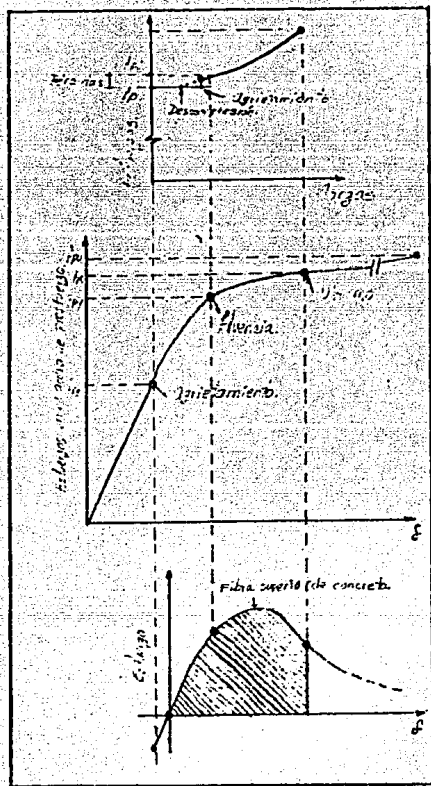


Fig. 6.0. Variación de los esfuerzos en el concreto y en el acero de pretensado, con la aplicación de las cargas.

6.2. HIPÓTESIS SIMPLIFICADORAS

Si bien el momento flexionante resistente (M_{ur}) se puede obtener a base de ensayos de laboratorio de modelos físicos, a escala; este procedimiento es muy costoso o tardado; luego, es conveniente obtener el momento resistente a partir de modelos matemáticos.

Ahora bien, para implementar modelos matemáticos se requiere establecer algunas hipótesis, que permitan simplificar el modelo en cuestión.

Para el caso específico del momento flexionante resistente, las hipótesis a tomar en cuenta son:

I. Las secciones planas antes de la deformación producida por las cargas, permanecen planas, después de ella.

Es decir, existe una distribución lineal de deformaciones en la sección transversal de la viga, esta hipótesis se considera válida también en la etapa de comportamiento elástico y lineal de la viga como al llegar a su resistencia.

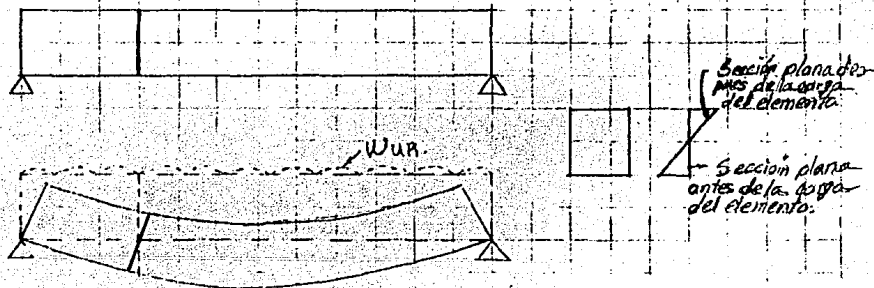


Fig. 6.1 Hipótesis de la sección plana.

II. Existe adherencia perfecta entre el acero y el concreto que lo rodea. De esta manera se puede considerar que las deformaciones unitarias en el acero debidas a una determinada carga son iguales a las deformaciones unitarias en el concreto que lo rodea, debidas a la misma carga.

III. La capacidad del concreto a tensión es nula.

IV. La deformación del concreto a compresión es igual a 0.003 independientemente de la resistencia del concreto, de la forma de la sección transversal y de la cantidad de refuerzo.

$$\epsilon_c = 0.003$$

— 6.3

En algunos países europeos se consideran, — — —
otros valores de esta deformación, principalmente 0.004

V. Se conoce el comportamiento del acero de refuerzo ordinario y este se simplifica a un comportamiento elasto-plástico.

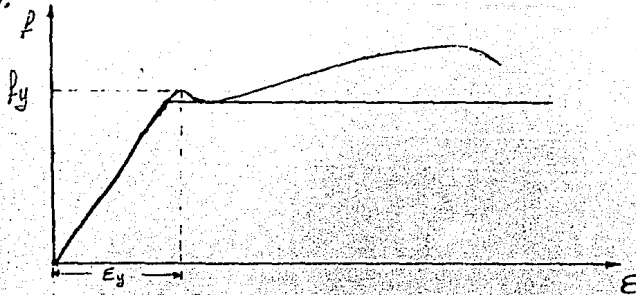


Fig. 6-2. Comportamiento elasto-plástico del acero de refuerzo ordinario.

II. Se conoce el comportamiento del acero de presfuerzo.

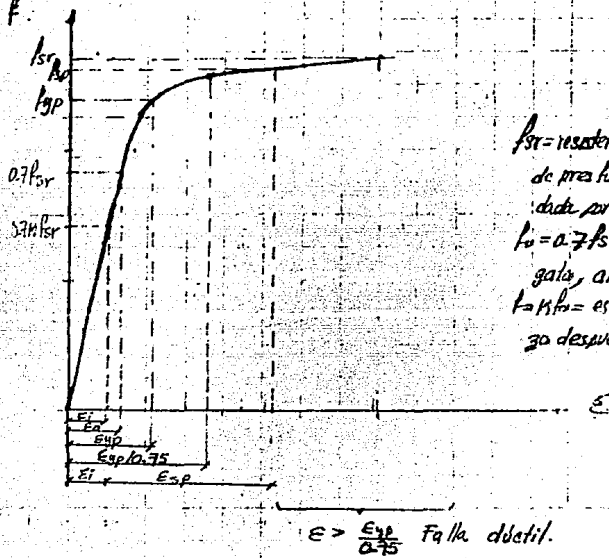


Fig 6.3 Curva esfuerzo-deformación acero de presfuerzo.

VIII. Se conoce el comportamiento del concreto a compresión y se utiliza un diagrama rectangular equivalente.

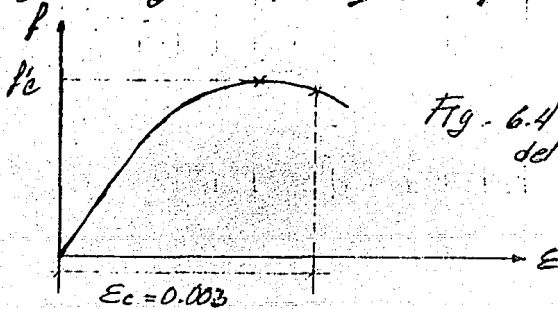
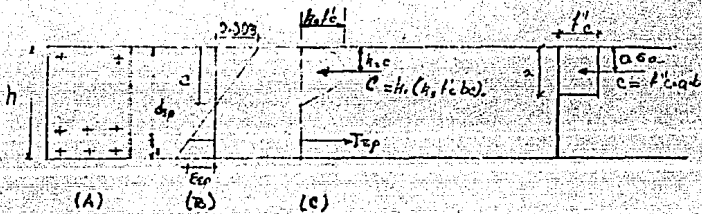


Fig. 6.4 Comportamiento del concreto.

Esta suposición, es necesaria para evaluar el verdadero comportamiento de la sección. Ya que las deformaciones en el concreto son proporcionales a la distancia desde el eje neutro.



- h = peralte total de la viga
- d_{sp} = peralte efectivo medido como la distancia que existe entre la fibra extrema a compresión y el centro del área de acero de pretuerzo en tensión.
- ϵ_{sp} = deformación unitaria del acero de pretuerzo a tensión debido a la flexión cuando el elemento llega a su resistencia.
- c = profundidad del eje neutro
- a = profundidad del bloque de esfuerzos de compresión ($a = 0.8c$).

Fig. 6.5 Diagrama de esfuerzos.

La sección alcanza su resistencia a flexión (última) cuando la fuerza total de compresión en el concreto multiplicada por su brazo interno de palanca $Jd = d_{sp} - a/2$ es un máximo.

De la fig. 6.5 se puede observar el bloque de esfuerzos de compresión en la sección de momento máximo; se puede determinar su posición obteniendo mediante los parámetros h_1 , h_2 y h_3 , como se muestra en la Fig. 6.5(d).

Se ha investigado mucho, para encontrar el valor de los parámetros h_1 , h_2 y h_3 ; de tal manera que se llegó a la simplificación mostrada en la fig. 6.5 (d), considerando un bloque de esfuerzos de compresión rectangular, lo que simplifica el análisis.

6.3. FLEXIÓN EN VIGAS DE SECCIÓN SIMPLE.

Para revisar que los elementos estructurales cuenten con la seguridad establecida en los reglamentos vigentes; se deberá asegurar que al menos el momento resistente sea igual al momento último actuante; (Ec. 6.2)

$$M_{VR} \geq M_{Va}$$

Luego, es necesario, determinar el valor del momento resistente; el que se obtiene a partir de modelos matemáticos establecidos conforme a las hipótesis simplificadoras, antes mencionadas, y al equilibrio interno de las secciones transversales.

Ahora bien, conviene señalar, que se presentan algunas variantes en la obtención del momento resistente dependiendo de la sección transversal de que se trate; a continuación se analizan los casos de las secciones más comúnmente empleadas.

6.3.1. VIGAS DE SECCIÓN RECTANGULAR

- Previsión por resistencia.

Para obtener el momento resistente en este tipo de sección se plantea el equilibrio interno de la misma a partir de la siguiente figura.

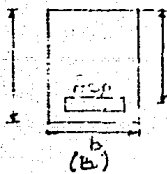
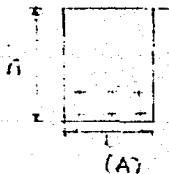


Fig 6.6 Secciones transversales.

Se transforma la sección transversal de la figura 6.6 (A) en la mostrada en la fig 6.6 (B)

Observese, que únicamente se toma en cuenta en fisp el acero de pretuerzo en tensión, ya que el acero ubicado en la parte superior no contribuye a tomar los esfuerzos de tensión que se presentan al llegar a la resistencia.

Luego:

A_{sp} = Área de acero de pretuerzo en tensión
($A_{sp} = n_i a_{sp}$).

a_{sp} = Área de un tendón de pretuerzo.

n_i = Número de tendones a utilizar.

A continuación se plantea el equilibrio interno:

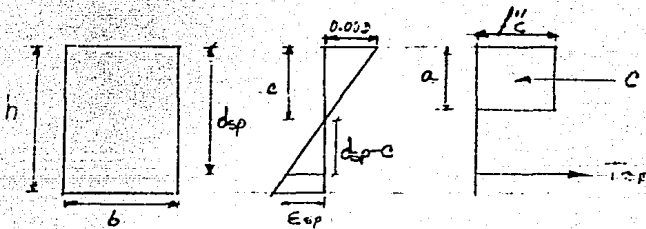


Fig. 6.7 Diagrama de equilibrio interno.

$$C = a b l'_{cp}$$

$$T_{sp} = A_{sp} f_{sp}$$

donde:

a = Profundidad del bloque de esfuerzos de compresión

l'_{cp} = Esfuerzo en compresión del bloque de esfuerzos equivalente

E_{sp} = Deformación unitaria del acero de pretuerzo en tensión, debida a la flexión de la viga al momento

———— 6.4

———— 6.5

de llegar ésta a su resistencia.
 f_{sp} = Es fuerza del acero de prestuerzo en tensión al momento que se llega a la resistencia a flexión del elemento estructural.

Por equilibrio interno:

$$c = T_{sp} \quad \text{--- 6.6}$$

$$abfc = A_s f_{sp} \quad \text{--- 6.7}$$

Analizando la ecuación anterior, se observa que se presentan dos incógnitas "a" y "f_{sp}"; luego es necesario obtener f_{sp} por otros métodos.

6.3.1 (a) DETERMINACIÓN DE f_{sp} POR EL MÉTODO DE LA COMPATIBILIDAD DE LAS DEFORMACIONES.

- Se supone un valor de "c_{sp}", profundidad del eje neutro.
- Por triángulos semejantes de la fig. 6.7 se obtiene Esp.

$$\frac{0.003}{c} = \frac{E_{sp}}{d_p - c}$$

$$\therefore E_{sp} = 0.003 \frac{(d_p - c)}{c} \quad \text{--- 6.8}$$

- Se obtiene la deformación ϵ_s del acero de prestuerzo debido a la tensión producida por el gata de prestuerzo, tomando en cuenta los pérdidas de prestuerzo supuestas.

$$\epsilon_s = \frac{f_i}{E_{sp}} = \frac{0.7 \times 4 \times f_{sp}}{E_{sp}} \quad \text{--- 6.9}$$

- Se obtiene la deformación total del acero de prestuerzo en tensión al momento en que el elemento

estructural llega a su resistencia, sumando a la deformación producida en el tensado del gato E_i , la debida a la flexión al momento que el elemento llega a su resistencia, E_{sp} .

$$E_i + E_{sp}$$

6.10

Se debe mencionar que ambas deformaciones tienen el mismo signo, ya que son alargamientos.

- A partir de la gráfica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, se determina el esfuerzo en el mismo -----, correspondiente a su deformación (Fig. 6.8)

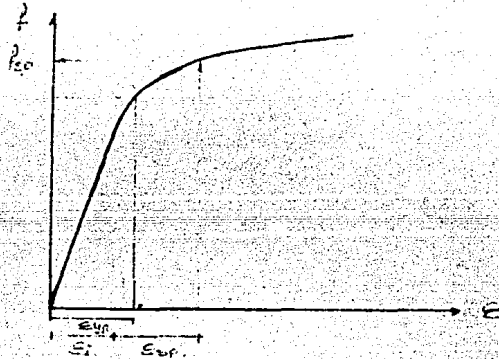


Fig. 6.8 Obtención de f_{sp} .

- Utilizando la eq. 6.7 se obtiene el valor de "a"

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp}}{b f'_c}$$

6.11

- Se obtiene "Cálculo" profundidad del eje neutro.

$$C_{cal} = \frac{a}{0.8} \quad \text{--- 6.12.}$$

- Se compara "C_{sup}" con "C_{cal}"; teniendose las siguientes alternativas:

Si $C_{sup} > C_{cal}$ - se reduce el valor de "e" supuesto

Si $C_{sup} < C_{cal}$ - se incrementa el valor de "e" supuesto

Si $C_{sup} = C_{cal}$ - está correcto el valor de "e" supuesto.

- El valor de f_{sp} para $C_{sup} = C_{cal}$ es el correcto.

6.3.1(b) OBTENCIÓN DE f_{sp} POR EL METODO APROXIMADO, QUE SE PRESENTA EN EL REGLAMENTO ACI-318-77

$$f_{sp} = f_{sr} (1 - 0.5 p_p \frac{f_{sr}}{f'_c}) \quad \text{--- 6.13}$$

En que:

$$p_p = \frac{A_{sf}}{bd_s p} \quad \text{--- 6.14}$$

y b = ancho de viga

Conviene señalar que en el reglamento ACI-318-83 se ha modificado la ecuación anterior; sin embargo, se puede considerar que la ecuación incluida en el ACI-318-77 da resultados aceptables.

Una vez que se obtiene el valor de f_{sp} se procede a encontrar el valor de "a" correspondiente (ec. 6.11).

$$a = \frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{b \cdot f'_c} \quad \text{--- 6.11}$$

A continuación se determina el momento resistente

$$M_{UR} = F_R [A_{sp} k_p (d_p - \frac{g}{2})] \quad \text{--- 6.15}$$

Finalmente se compara M_{UR} con M_{ua}

$$M_{UR} \geq M_{ua}$$

6.3.1.1 Determinación del tipo de falla potencial.

Sin embargo, es indispensable saber cual es el tipo de falla potencial que presenta el elemento estructural a flexión; a continuación, se presenta una manera sencilla de revisar el tipo de falla.

A partir del valor de " a " (profundidad del bloque de esfuerzos) obtenido anteriormente, se determina " c ", la profundidad del eje neutro. (ec. 6.12).

$$c = \frac{a}{0.8}$$

A continuación, se obtiene E_{sp} por triángulos semejantes, a partir del diagrama de deformaciones unitarias del elemento. (Fig. 6.7) (ec. 6.8).

$$\frac{0.003}{c} = \frac{E_{sp}}{d_p - c} \quad ; \quad E_{sp} = 0.003 \frac{(d_p - c)}{c}$$

Por otra parte, se obtiene E_i , deformación producida en el acero de pretuerzo al tensarlo (tomando en cuenta las pérdidas de la fuerza de pretuerzo). (ec. 6.9).

$$E_i = \frac{0.7 M_{br}}{E_p}$$

A continuación, se suman ambas deformaciones y se comparan con la deformación de fluencia E_{yp} , dividida entre 1.75

$$E_i + E_{sp} \geq \frac{E_{yp}}{0.75} \quad \text{--- 6.16}$$

Teniendose las siguientes alternativas:

$$\text{--- Si } E_i + E_{sp} \geq \frac{E_{yp}}{0.75} \quad \text{--- 6.17}$$

La falla potencial del elemento estructural a flexión, es dúctil y cumple con el reglamento DDF-1977 (RCDF-87).

$$\text{--- Si } E_i + E_{sp} < \frac{E_{yp}}{0.75} \quad \text{--- 6.18}$$

La falla potencial del elemento estructural en cuestión es frágil y no cumple con el reglamento DDF-1977 (RCDF-87).

Nota:— El reglamento DDF-1977 señala que la cantidad máxima de acero que pueden presentar los elementos pretensados o parcialmente pretensados es el 75% de la fuerza de tensión correspondiente a la falla balanceada.

En el diagrama Esfuerzo-Deformación del acero de pretensión se tendrá:

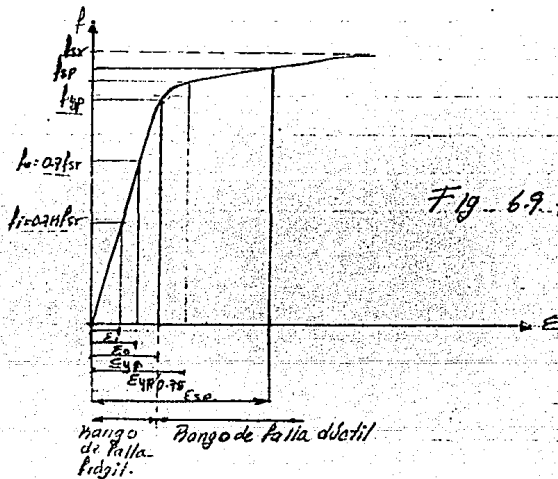


Fig. 6.9. Falla potencial.

Dado que el acero de presfuerzo es un material que no presenta límite de falla definido, este límite se --- se obtiene a partir del ASTM para $\epsilon = 0.001$ paralela a la línea de rango elástico, obteniéndose así, f_{yp} y ϵ_{yp} que casi siempre coincide con el valor de 0.01. (ver Fig 6.10).

$$\epsilon_{yp} \approx 0.01$$

6.19

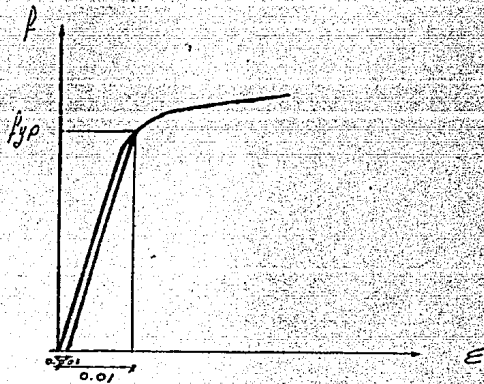


Fig 6.10 Límite de falla del acero de presfuerzo.

Para facilitar el trabajo, con las secciones de dimensiones variables (Fig. 6.11 a), se propone hacer una simplificación geométrica como la mostrada en la figura 6.11 b).

En la práctica se encuentran secciones de dimensiones variables, como las mostradas en la fig. 6-11. El análisis de este tipo de secciones representa cierta dificultad, de tal manera que para evitar estas dificultades se propone hacer una simplificación geométrica como la mostrada a continuación:

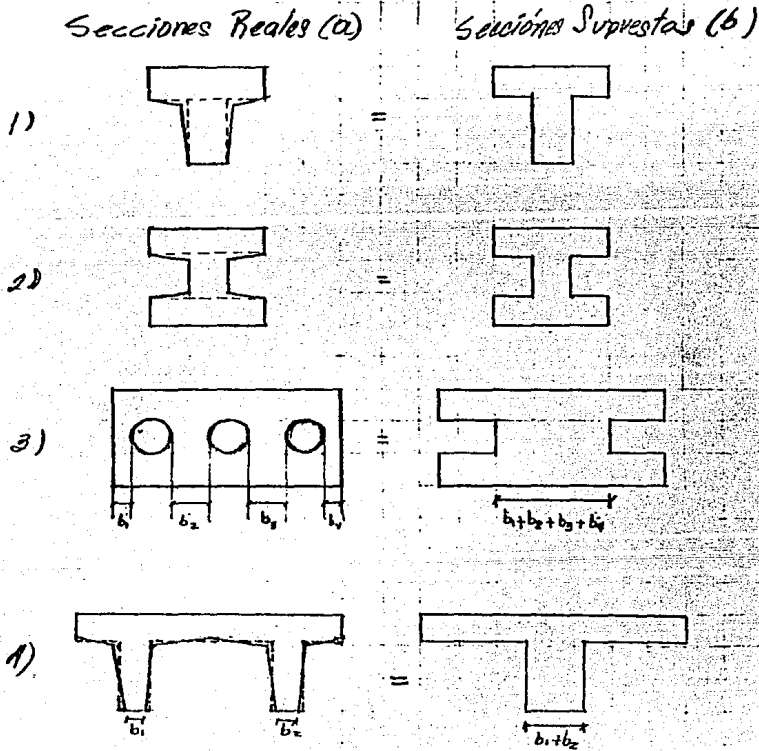


Fig 6-11 Simplificación de secciones.

Se puede observar de la fig. 6.12 (A), que la simplificación en secciones doble-T se puede hacer de dos maneras. La primera es la que se muestra con las líneas punteadas, quedando nuevamente una sección doble T

La segunda es convertir la sección doble-T real a una sección T virtual, tal como se muestra en la misma figura.

Como ya se dijo anteriormente esta simplificación se hace con el objetivo de lograr mayor facilidad en el análisis de la sección. Dicha simplificación se logra obteniendo el promedio de las dimensiones variables de la sección real, ya sea del alma o del patín.

La variación en las dimensiones, en la sección real, se debe principalmente a que presentan mayor facilidad en el proceso constructivo, como es: el colado, el armado de la cimbra, el vibrado, etc.

6.3.2 VIGAS DE SECCIÓN T.

Antes de entrar en mayores detalles, es conveniente señalar que se designan como secciones "T"; no únicamente a las vigas propiamente de sección T; sino también, se incluye a cualquier otra sección que tenga una reducción de sección transversal. A continuación se presentan algunos ejemplos de secciones transversales "T"; fig (6.12).

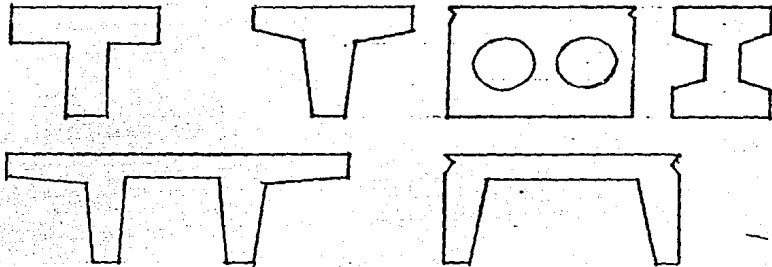


Fig 6.12 Ejemplos de Secciones Transversales "T"

Atena bien; no obstante, todas aquellas secciones que presentan una reducción de sección transversal, son vigas "T"; no todas trabajan como tales. Existen casos en los cuales estas vigas, aun cuando son T, trabajan como secciones rectangulares y otros en que trabajarán como secciones "T" siendo secciones "T".

Algunos casos serán tratados en seguida.

6.3.2.1. - VIGAS GEOMÉTRICAMENTE DE SECCIÓN "T" QUE TRABAJAN COMO RECTANGULARES.

Para determinar, si una viga trabajada como "T" o rectangular, es necesario observar el valor para el valor de "a" (profundidad del bloque de concreto con "t" (peralte del patin)

A continuación, en la figura, se muestra una sección transversal con las características mencionadas arriba.

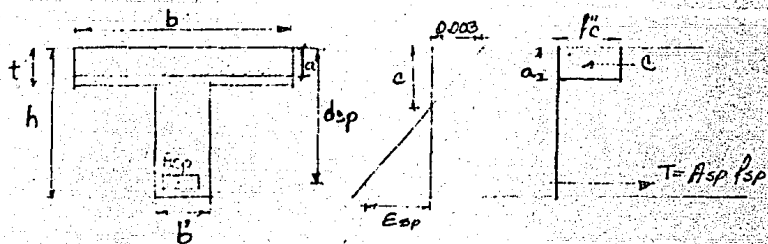


Fig. 6.13

De tal manera, que la sección "T" mostrada en la figura trabajará como rectangular si:

$$a \leq t$$

Y se analizará como las vigas analizadas en 6.3.1 donde:

$$M_{UB} = F \cdot B \cdot [A'sp f'sp (d_{sp} - \frac{a}{2})] \quad \text{--- 6.20}$$

De la 6.13 y 6.4:

$$f'sp = f'sr (1 - 0.5 p_p \frac{f'sr}{f'c}) \quad \text{(Método aproximado del ri-5)}$$

$$p_p = \frac{A'sp}{b d_{sp}}$$

y finalmente $M_{UB} \geq M_{ua}$

6.3.2.2- Vigas GEOMÉTRICAMENTE DE SECCIÓN "T" QUE TRABAJAN COMO "T".

NOTA.- Estos dos casos, mencionados, se pueden extender para vigas, que no necesariamente sean "T", sino, que pueden ser también "I" o "L".

Otra posibilidad de la comparación de "a" con "t" es la siguiente:

$$a > t$$

Así, éste último caso corresponde a aquel en que se tienen vigas de sección "T" y trabajan como secciones "T".

Se muestra ahora, en la figura siguiente, los diagramas de esfuerzos de secciones que iracopin como no rectangulares.

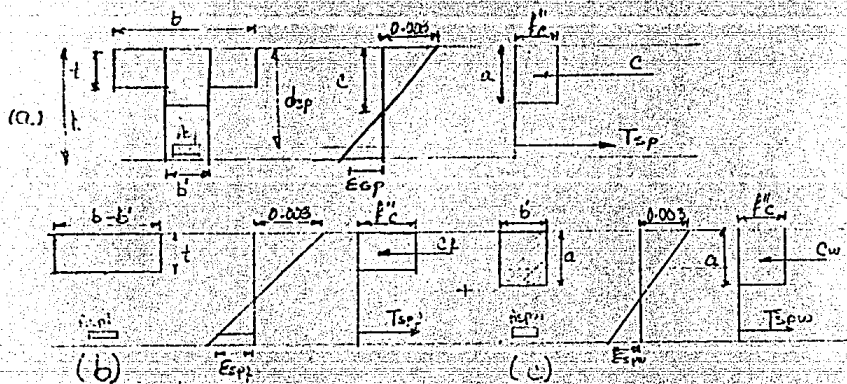


Fig. 6.14. Diagramas de esfuerzos para una viga "T".

En la figura anterior, se observa que (a) son los diagramas de esfuerzos a que va a estar sujeta la viga, si se analizara como tal; resultaría complicado, debido a esto se propone hacer una separación, la que consiste en trabajar, por un lado el diagrama de esfuerzos actuantes en el patín (Fig. 6.14. (b)).

Si ancho se tomara sin considerar el ancho del alma $(b-b')$ y el peralte del patin sería "t".

Por otra parte se trabaja el diagrama de esfuerzos actuantes en el alma, cuyas dimensiones serian: un ancho b' y un peralte igual a "a" (fig 6.14. (c)).

De tal manera que la suma de estos dos diagramas ((b) y (c)) sera equivalente al diagrama total de la viga (fig 6.13 (a)).

De la misma figura (6.14) hacemos el analisis de los diagramas, por equilibrio interno, para así, obtener el Momento Ultimo Persistente (M_{up}).

Esfuerzos en el patin : Esfuerzos en el alma

a) $C_f = f'_a t (b-b')$ b) $C_w = ab'f''c$ — 6.21

a) $T_{spf} = f_{sp} A_{spf}$ b) $T_{spw} = f_{sp} A_{spw}$ — 6.22

a) $C_f = T_{spf}$ por equilibrio interno b) $C_w = T_{spw}$ — 6.23

a) $(b-b')t f''c = f_{sp} A_{spf}$ b) $ab'f''c = f_{sp} A_{spw}$ — 6.24

despejando

a) $A_{spf} = \frac{(b-b')t f''c}{f_{sp}}$ b) $a = \frac{f_{sp} A_{spw}}{b'f''c}$ — 6.25

y de $A_{sp} = A_{spw} + A_{spf}$ tenemos:

$A_{spw} = A_{sp} - A_{spf}$ — 6.26

donde A_{sp} y A_{spf} ya son conocidos.

Finalmente, tomando en cuenta la suma de fuerzas del alma más el patín:

$c = C_f + C_w$ _____ 6.27

$T_{sp} = T_{spf} + T_{spw}$ _____ 6.28

$A_{sp} = A_{spf} + A_{spw}$ _____ 6.29

Se tiene:

0, $M_{UR} = F_A [C_f (d_{sp} - \frac{t}{2}) + C_w (d_{sp} - g_e)]$ _____ 6.30

$M_{UR} = F_A [T_{spf} (d_{sp} - \frac{t}{2}) + T_{spw} (d_{sp} - g_e)]$ _____ 6.31

6.3.2.3. REVISIÓN TIPO DE FALLA POTENCIAL.

Esta revisión, se lleva a cabo tal como se muestra en el subcapítulo 6.3.1.1, teniendo:

$\alpha = \frac{a}{0.8}$ _____ 6.32

$E_{sp} = 0.003 \frac{(d_{sp} - c)}{c}$ _____ 6.33

$E_i = \frac{0.7 k f_{sy}}{E_{sp}}$ _____ 6.34

$\frac{E_{yp}}{0.7} = \frac{0.01}{0.7}$ _____ 6.35

donde:

Si $E_i + E_{sp} \geq \frac{E_{yp}}{0.7}$ la falla potencial es dúctil.

y Si $E_i + E_{sp} < \frac{E_{yp}}{0.7}$ la falla potencial es frágil.

6.3.2.4 REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO

Después de hacer la revisión a flexión por resistencia, también es importante, llevar a cabo, una revisión por Acero Mínimo. Esta consiste en revisar el acero mínimo necesario requerido para que el momento resistente de la sección sea mayor o igual al momento de agrietamiento, afectado por un factor recomendado por el reglamento vigente, correspondiente a la sección no agrietada.

Para tal efecto el reglamento (ACI 318) propone que debe cumplirse:

$$M_{UR} \geq 1.5 M_{agriet} \quad \text{---} \quad 6.32$$

$$W_{UR} \geq 1.5 W_{agriet} \quad \text{---} \quad 6.33$$

M_{agriet} = Momento de agrietamiento.

Tanto para elementos de concreto reforzado como para elementos de concreto pretensado.

Para elementos de concreto, totalmente pretensado, no siempre es factible cumplir con esta condición dada por el reglamento, debido a esto se recomienda, tomar:

$$M_{UR} \geq 1.2 M_{agriet} \quad \text{---} \quad 6.34$$

$$W_{UR} \geq 1.2 W_{agriet} \quad \text{---} \quad 6.35$$

Donde el momento de agrietamiento (M_{agriet}), en la historia de comportamiento, tanto de vigas simplemente apoyadas como de vigas pretensadas; lo podemos determinar como el punto en que se pierde rigidez; es decir, en donde el comportamiento deja de ser elástico-lineal.

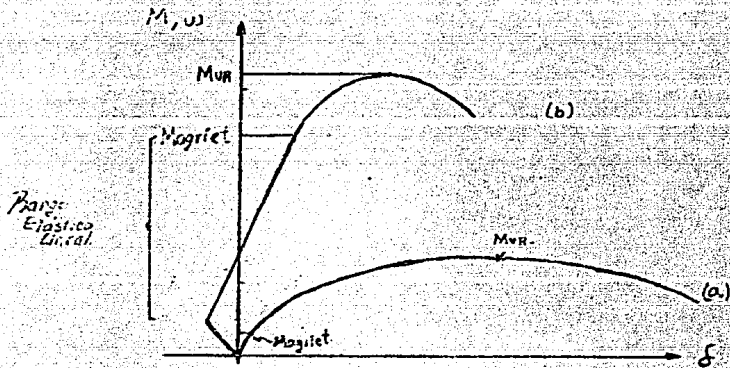


Fig. 6.15 Momentos de agrietamiento en elementos de concreto reforzado (a) y pretensado (b).

El momento de agrietamiento lo podemos determinar, utilizando la fórmula de la escurrida, tanto que este momento (M_{agriet}), es el último punto del comportamiento elástico lineal.

Así mismo, el ACDF propone que cuando se presenta la primera grieta al centro del claro, el concreto está trabajando con un esfuerzo igual al módulo de ruptura que es igual a $2\sqrt{f'_c}$. ver Fig 6.16.

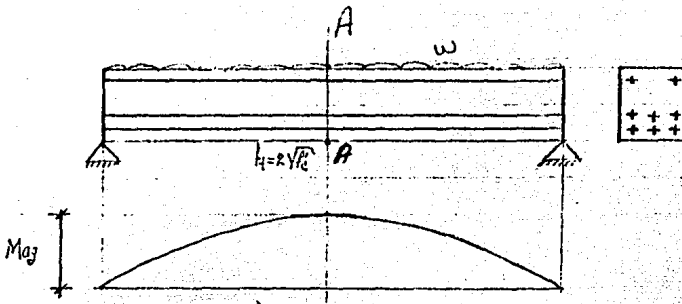


Fig. 6.16 fuerza producida por la presencia del agrietamiento.

De la figura 6.16 se puede ver que el esfuerzo que está resistiendo la sección A en la fibra inferior cuando se presenta el agrietamiento es:

$$f_t = -2\sqrt{f_c} \quad \text{--- 6.36}$$

Tomamos el signo menos, por ser esfuerzo de tensión. A su vez los esfuerzos actuantes para el mismo instante son:

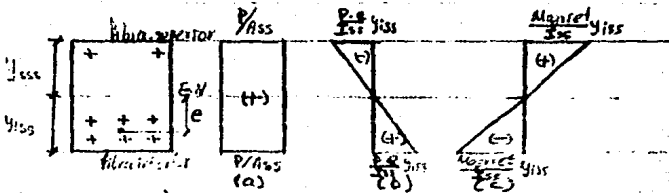


Fig. 6.17 Diagramas de esfuerzos:
 (a) Producido por la fuerza de pretension normal
 (b) Producido por la fuerza de pretension con excentricidad 'e'
 (c) Producido por el momento de agrietamiento.

6.4 FLEXIÓN EN VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA

INTRODUCCION.

Al igual que en secciones simples, para secciones compuestas se obtendría el M_{ua} (Momento actuante último); que es el resultado de aplicarle el factor de carga (F.C) al momento actuante en condiciones de servicio (M_o)

$$M_{ua} = F.C M_o \quad \text{-----} \quad 6.41$$

Así mismo, se obtendrá el momento resistente (interno) del elemento (M_{ur}).

Los cuales al compararse se deberá cumplir:

$$M_{ur} \geq M_{ua} \quad \text{-----} \quad 6.42$$

Que es un requisito de seguridad establecido en los reglamentos vigentes.

Al igual, como se hizo, en secciones simples, es imprescindible hacer una revisión por tipo de falla potencial, a las secciones compuestas, de tal manera que el reglamento solo acepta la falla dúctil.

Por otra parte, se tiene en cuenta que las hipótesis simplificadoras para secciones simples; se toman igual para secciones compuestas.

Como se puede ver en la fig. 5.1.4 del capítulo 5, trabajar con M_{ur} , implica no estar dentro del comportamiento elástico-lineal del elemento estructural. Debido a esto no se puede hacer una revisión por resistencia (como lo indica el reglamento), tratando la sección compuesta, como una sección homogénea, con se hace para el diseño y revisión por esfuerzos permisibles.

En la fig. 6.17 y de la misma manera se fija a representar el comportamiento en la gráfica carga-deformación de una viga de sección compuesta (fig. 6.17 (b)) en comparación con el comportamiento de una viga de sección simple (fig. 6.17 (a)).

Como se puede observar de la figura, el comportamiento de ambas secciones es idéntico hasta la aplicación de la carga crítica P_{cr} .

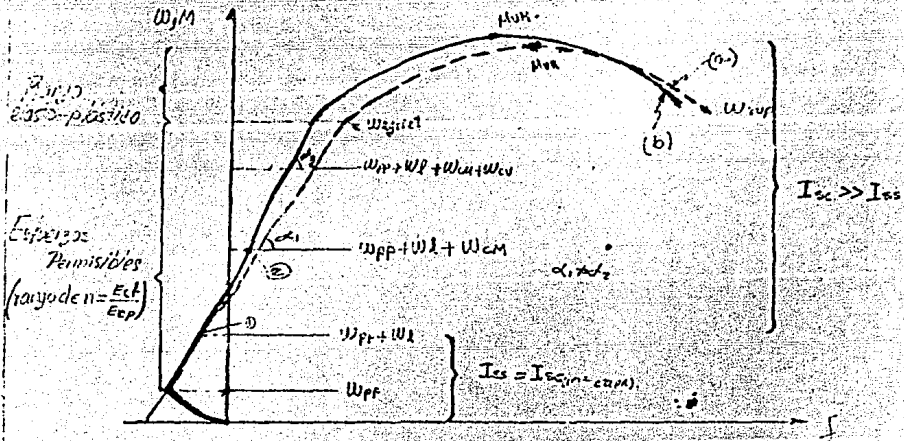


Fig. 6.17 Gráfica elástico-lineal de una sección compuesta.

propia (w_{pp}) más el peso de la losa o firme estructural (w_L).

En este rango de cargas tienen el mismo comportamiento, debido a que están sujetos a las mismas cargas y ambas trabajan como secciones simples (en esta etapa de carga la sección compuesta trabajará en su primera etapa es decir, como sección simple); y por tanto sus inercias son iguales, esto es, $I_{ec} = I_{ec, \text{efectiva}}$ y resistirán de manera semejante las deformaciones.

Cuando la losa colapsa en el lugar (2ª etapa de trabajo compuesta) a adquirir resistencia, el momento de inercia

de la sección compuesta (I_{sc}) aumenta considerablemente en comparación con el momento de inercia de la sección simple (I_{ss}); lo que provoca, que la sección compuesta tenga mayor resistencia a las deformaciones al actuar las siguiente etapa de cargas ($W_{UP} + W_2 + W_{CM}$). En el momento de la aplicación de estas cargas, la curva cargas-deformaciones, para secciones compuestas, en el rango elástico lineal, sufre una discontinuidad en comparación con el comportamiento de las secciones simples (ver fig 6.12), debido a que las deformaciones en las secciones compuestas serán menores que las que sufren las secciones simples.

Esta discontinuidad, rompe la linealidad del comportamiento de las secciones compuestas.

Después de esta etapa de carga ($W_{UP} + W_2 + W_{CM}$) el comportamiento elástico lineal de las secciones compuestas continúa pero presenta una pendiente (d_2) diferente a la pendiente de la línea de comportamiento elástico-lineal de las secciones simples (d_1), esto se debe a que para las mismas cargas ya partir del punto @ (ver fig 6.12), las deformaciones en las secciones compuestas serán menores que para secciones simples, dado que las secciones compuestas tendrán un momento de inercia (I_{sc}) considerablemente mayor al momento de inercia de las secciones simples (I_{ss}).

El comportamiento de ambas secciones después del "rango elástico lineal"; es decir, después de la carga de agrietamiento, igualmente será diferente; así mismo, la carga última resistente (W_{UR}) será mayor en las secciones compuestas en comparación con las secciones simples.

El comportamiento real en todas las etapas de carga y principalmente entre los puntos @ y @ se desconoce, debido a la falta de investigación al respecto, por tal motivo en este trabajo, tan solo, hace mención a dicho comportamiento.

Profundizar más en el fenómeno de comportamiento de vigas de concreto pretensado de sección compuesta, será objeto de una tesis completa, la que incluiría una buena cantidad de pruebas de laboratorio.

Todo lo anteriormente dicho, se ilustra gráficamente en la figura 6.17.

Una idea, que se debe tener clara, es que no existen secciones compuestas geométricamente rectangulares; aunque en algunos casos, secciones como las mostradas en la figura 6.17.1. pueden trabajar como secciones rectangulares o como secciones "T".

- Para tener presentes, las vigas de sección compuesta, a continuación se presentan algunos ejemplos.

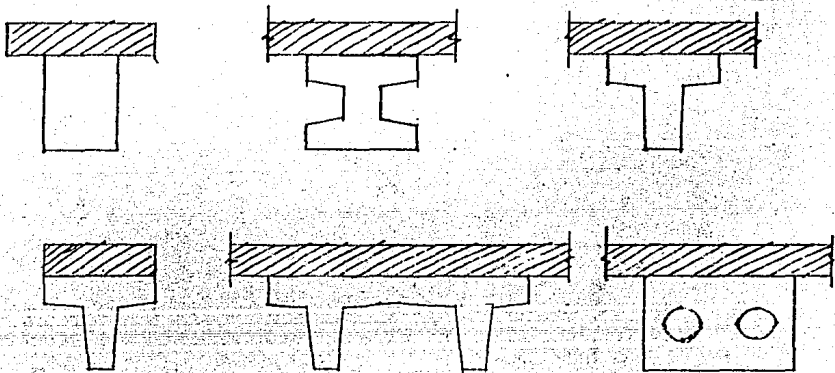


Fig. 6.17.1 Secciones Compuestas.
□ 1era Etapa ▨ 2a Etapa.

6.4.1 VIGAS DE SECCION T QUE TRABAJAN COMO SECCION RECTANGULAR (CON SECCION SIMPLE RECTANGULAR).

El análisis de la revisión por resistencia es similar al que se hace para vigas de sección simple.

Como ya se mencionó anteriormente, esta viga es no homogénea por tener 2 materiales de diferentes elasticidades en sus dos etapas respectivamente. (Ver fig. 6.18).

Manténgase el equilibrio interno, tal como se muestra en la figura.

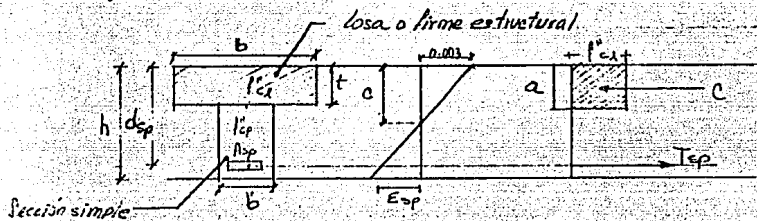


Fig- 6.18 Diagrama de equilibrio interno sección compuesta.

En la figura anterior, se puede observar que se trata de una sección rectangular en su primera etapa (sección simple); pero el firme estructural o losa (2ª etapa), geométricamente hace parecer a la sección compuesta como una sección "T".

Dado lo anterior, estas vigas de sección compuesta, puede trabajar de dos maneras diferentes; esto, en función de la profundidad del bloque de esfuerzos. Estas dos maneras de trabajo se determinan al comparar la profundidad del bloque de esfuerzos "a" con el peralte de la losa o firme estructural "t".

$$a \leq t \quad \text{-----} \quad 6.43$$

En este caso:

$$a \leq t \quad \text{-----} \quad 6.44$$

Lo que indica que la sección trabajará como

rectangular, debido a que el bloque de esfuerzos de compresión actúa únicamente en el firme estructural.

Así, planteando, de la fig. 6.18 el equilibrio interno, tenemos para secciones rectangulares:

$$\text{donde: } C = T \quad \text{-----} \quad 6.45$$

$$C = a b f_c \quad \text{-----} \quad 6.46$$

$$T = A_s f_{sp} \quad \text{-----} \quad 6.47$$

de 6.45 y con los valores de 6.46 y 6.47

$$a b f_c = A_s f_{sp} \quad \text{-----} \quad 6.48$$

de aquí despejando a "a"

$$a = \frac{A_s f_{sp}}{b f_c} \quad \text{-----} \quad 6.49$$

donde: b = ancho efectivo del firme estructural, se determina de la misma forma que se explicó en 5.13.6)

Tomando en cuenta, que para calcular "a" es indispensable determinar el valor de " f_{sp} "; se recomienda para tal efecto utilizar los métodos descritos en 6.3.1

Si se quiere utilizar el método aproximado MS-318-77, se tiene que:

$$f_{sp} = f_{sr} \left(1 - 0.5 p_p \frac{f_{sr}}{f_c}\right) \quad \text{-----} \quad 6.50$$

Para la aplicación correcta de la expresión anterior, se deberá tomar un valor de p_p correspondiente a la calidad del concreto de la resaca

firme estructural; debido a que la parte de concreto que está sujeta a esfuerzos de compresión es el firme estructural o losa, esto, dado que $a \leq t$.

Siendo así, la ecuación queda de la sig. forma:

$$f_{sp} = f_{sr} \left(1 - 0.5 p_p \frac{f_{sr}}{f_{cl}} \right) \quad \text{--- 6.51}$$

donde $p_p = \frac{A_{sp}}{b d_{sp}}$

Para finalmente obtener el valor de M_{UR} .

$$M_{UR} = F_R (A_{sp} f_{sp} (d_p - \frac{a}{2})) \quad \text{--- 6.52}$$

$$\text{ó } M_{UR} = F_R (a b f'_c (d_p - \frac{a}{2})) \quad \text{--- 6.53}$$

y compararlo con M_{ua} .

$$M_{UR} \geq M_{ua} \quad \text{--- 6.54}$$

6.4.2 VIGAS GEOMÉTRICAMENTE DE SECCIÓN "T" QUE TRABAJAN COMO SECCIÓN "T" (CON SECCIÓN SIMPLE RECTANGULAR).

En este caso se tiene:

$$a > t \quad \text{--- 6.55}$$

lo que indica que la viga geométricamente trabajará como sección "T". En la figura siguiente se presenta esquemáticamente este comportamiento.

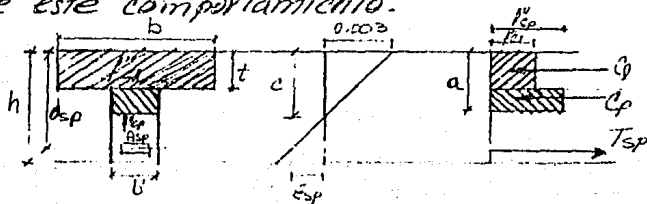


Fig. 6.19 Diagrama de esfuerzos de una sección compuesta que trabajará como sección "T".

De la figura se ve que la parte sujeta a esfuerzos de compresión, está formada por la losa o flange estructural (o patín de la sección "T"), y por una parte de la sección simple (o alma de la sección "T"). Esto lleva a tener dos diferentes diagramas de esfuerzos de compresión, debido a los dos diferentes módulos de los momentos del alma y el patín.

Tomando en cuenta lo anteriormente dicho, se puede plantear el equilibrio interno de la sección:

$$C = T_{sp} \quad \text{-----} \quad 6.56$$

donde: $C = C_f + C_p$ ----- 6.57

y $T_{sp} = A_{sp} f_{sp}$ ----- 6.58

de la figura 6.19 tenemos:

$$C_f = b t f_c' c_p \quad \text{-----} \quad 6.59$$

$$C_p = b'(a-t) f_c' c_p \quad \text{-----} \quad 6.60$$

de 6.56 y con 6.57 y 6.58

$$C_f + C_p = A_{sp} f_{sp} \quad \text{-----} \quad 6.61$$

Sustituyendo 6.59 y 6.60 en 6.61

$$b t f_c' c_p + b'(a-t) f_c' c_p = A_{sp} f_{sp} \quad \text{-----} \quad 6.62$$

de donde despejamos a "a"

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} - b t f_c' c_p}{b' f_c' c_p} + t \quad \text{-----} \quad 6.63$$

Al igual que en el caso anterior (a > t), se pueden utilizar los dos métodos ya mencionados para

determinar el valor de f_{sp} .

El método de compatibilidad de deformaciones, se puede aplicar sin modificación alguna. Pero, en el caso de que se aplique el método aproximado ACI-318-77; cuya ecuación es la siguiente

$$f_{sp} = f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f'_c}) \quad \text{--- 6.64}$$

Para el valor de f'_c se tomará el correspondiente al promedio pesado de acuerdo a la calidad de los concretos de las dos etapas de la sección compuesta, o como a continuación se muestra:

$$f'_{ct} = \frac{f'_{c1} + f'_{c2}}{2} \quad \text{--- 6.65}$$

Quedando la ecuación de la siguiente manera =

$$f_{sp} = f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f'_{ct}}) \quad \text{--- 6.65}$$

donde: $P_p = \frac{A_{sp}}{b d_{sp}}$

Con este valor de f_{sp} , se procede a obtener el valor de a' (ec. (8)). Para así, determinar el valor de M_{UB} .

De la Fig. 6.19 y tomando en cuenta que las fuerzas C_2 y C_p están actuando en el centroide, de su bloque respectivo de concreto; tenemos:

$$M_{UB} = F_B [C_2 (d_p - \frac{t}{2}) + C_p (d_p - (t + a' \frac{t}{2}))] \quad \text{--- 6.66}$$

A su vez, M_{ua} (Momento actuante último) estará dado por la suma, del momento actuante en la sección simple ($M_{a,ss}$), más el momento actuante en la sección compuesta ($M_{a,sc}$) está es:

$$M_{ua} = F_c (M_{a,ss} + M_{a,sc}) \quad \text{--- 6.67}$$

donde:

$$M_{afiss} = \frac{(W_{pp} + W_d) L^2}{8} \quad \text{-----} \quad 6.68$$

y

$$M_{aAsc} = \frac{(W_{scu} + W_{cv}) L^2}{8} \quad \text{-----} \quad 6.69$$

donde:

W_{pp} = peso propio de la viga

W_d = peso de la losa o firme estructural

W_{scu} = sobre carga muerta

W_{cv} = carga viva

L = longitud de la viga.

Y finalmente, comparar el M_{ur} con el M_{ua} para revisar si el elemento cumple con la resistencia especificada por el reglamento.

$$M_{ur} \geq M_{ua} \quad \text{-----} \quad 6.70$$

6.4.2.1- DETERMINACION DEL TIPO DE FALLA POTENCIAL

Así mismo, es importante saber, en caso de que se presente la falla del elemento estructural; que tipo de falla potencial a flexión se presentará; debido a que el reglamento sólo acepta la falla dúctil.

El método que se aplica para determinar el tipo de falla potencial en secciones compuestas, es el mismo que se utilizó en secciones simples. Esto es:

$$- \text{ Si } E_i + E_{sp} \geq \frac{E_{yp}}{0.75} \quad \text{-----} \quad 6.71$$

La falla potencial del elemento estructural a flexión es dúctil y cumple con el reglamento DDF-1977. (1987).

$$- \text{Si } \epsilon_i + \epsilon_{sp} < \frac{\epsilon_{yp}}{0.75} \quad \text{-----} \quad 6.72$$

La falla potencial del elemento estructural en cuestión es frágil y/o no cumple con el reglamento DDF-1977 (1987)

donde:

$$\epsilon_{sp} = 0.003 \left(\frac{d_c - c}{d} \right) \quad \text{-----} \quad 6.73$$

$$\epsilon_i = \frac{0.75 f_{cr}}{\epsilon_{sp}} \quad \text{-----} \quad 6.74$$

$$\text{y } \epsilon_{yp} \approx 0.01 \quad \text{-----} \quad 6.75$$

6.4.2.2 REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO.

Ahora bien, después de hacer la revisión a flexión por resistencia y determinar el tipo de falla potencial; también es importante, hacer otra revisión, que es una revisión por acero mínimo. Esto se refiere, a cual es la cantidad mínima necesaria, de acero en tensión que un elemento estructural de concreto reforzado o prestado debe tener para evitar o reducir significativamente el agrietamiento en la fibra inferior de tensión.

El requisito propuesto para tal efecto es el mismo que se utiliza en secciones simples (Inciso 6.3.2.(B)).

$$M_{UR} \geq 1.2 M_{agriet.} \quad \text{-----} \quad 6.76$$

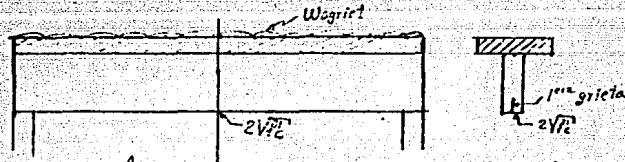
El momento de agrietamiento, lo podemos determinar de la misma forma que se hizo para secciones simples. Esto es; igualar los esfuerzos que resiste el elemento al centro del claro cuando se presenta la primera grieta, con los esfuerzos actuantes en ese instante.

El RDF propone que cuando se presenta la primera grieta al centro del claro, el concreto está trabajando

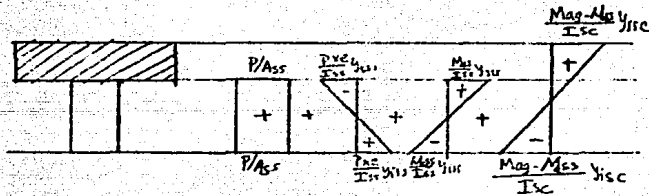
con un esfuerzo igual al módulo de ruptura, que es igual a $2\sqrt{f_c}$

$$f_i = -2\sqrt{f_c} \quad \text{-----} \quad 6.77$$

Por otra parte los esfuerzos actuantes los podemos obtener de la fig siguiente.



a) Viga prestozada cuando se presenta el agrietamiento por flexión.



b) Es fuerzas actuantes al momento que se presenta la primera grieta.

Fig. 6-20 Agrietamiento en una sección compuesta prestozada.

Los esfuerzos actuantes, en la fibra inferior, cuando se presenta la primera grieta son:

$$f_{iss} = \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{(M_{ag} - M_{ss})}{I_{sc}} y_{isc} \quad \text{--- 6.78}$$

Iguando ambos esfuerzos, ec. 6.77 y 6.78

$$\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{(M_{ag} - M_{ss})}{I_{sc}} y_{isc} = -2\sqrt{f_c} \quad \text{--- 6.79}$$

Despejando M_{ag} de ec. 6.79

$$M_{ag} = \frac{I_{sc}}{y_{isc}} \left[\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss} + 2\sqrt{f_c} \right] + M_{ss} \quad \text{--- 6.79}$$

Para finalmente hacer la revisión por acero mínimo

$$M_{UR} \geq 1.2 M_{ag} \quad \text{--- 6.80}$$

NOTA:

LA DETERMINACIÓN DEL TIPO DE FALLA POTENCIAL Y LA REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO, AMBAS PROPUESTAS POR EL REGLAMENTO (PDF), SE HACEN DE IGUAL MANERA, TANTO PARA LOS CASOS DE SECCIONES COMPUESTAS ESTUDIADAS HASTA AHORA, COMO PARA LOS QUE A CONTINUACIÓN SE ANALIZAN.

6.4.3 VIGAS GEOMETRICAMENTE DE SECCION "T", "I" O "L"
QUE TRABAJAN COMO SECCIONES RECTANGULARES.

(con seccion simple "T", "I" o "L").

El parametro para determinar si una viga trabaja como rectangular o "T" es el mismo, que se ha verificado utilizando; comparando "a" con "T".

$$a \geq t$$

6.21

6.4.3 (a) Caso en que $a \leq t_f$.

Si $a \leq t_f$ donde t_f es el peralte de la losa o firme estructural, la seccion compuesta trabajara como una seccion rectangular; aun cuando en su primera etapa, seccion simple, sea de seccion "T", "I" o "L".

Trabaja como seccion rectangular, debido a que el bloque de esfuerzos de compresion se encorchara actuando en el firme estructural. (Ver Fig 6.21).

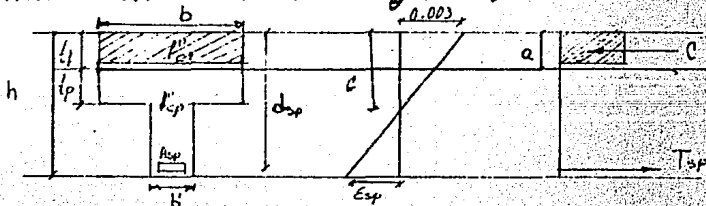


Fig. 6.21(a) Diagrama de esfuerzos de una viga compuesta (con 2ª etapa "T", "I" o "L") que trabaja como rectangular. (Caso en que $a \leq t_f$).

Para este caso, la revisión por resistencia (asi como la determinación del tipo de falla potencial y revisión por acero mínimo), se hará, aplicando las mismas ecuaciones utilizadas en vigas compuestas de seccion rectangular. (Ver 6.4.2).

Así:

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp}}{b' d_p} \quad \text{--- 6.82}$$

$$P_{sp} = P_{sr} \left(1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f_{sp}} \right) \quad \text{--- 6.83}$$

$$P_p = \frac{A_{sp}}{b' d_p} \quad \text{--- 6.84}$$

$$M_{UR} = F_R \left(a b f_c' c \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right) \quad \text{--- 6.85}$$

$$o' \quad M_{UR} = F_R \left(A_{sp} f_{sp} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right) \quad \text{--- 6.86}$$

$$M_{UR} \geq M_{ua} \quad \text{--- 6.87}$$

6.4.3 (b) Caso en que $t_f \leq a \leq t_f + t_p$.

Ocorre quando el valor de "a" es mayor que t_f pero menor que $t_f + t_p$; esto equivale a decir que el bloque de esfuerzos de compresión está actuando en el firme estructural y el patin de la sección simple. Esto lleva a

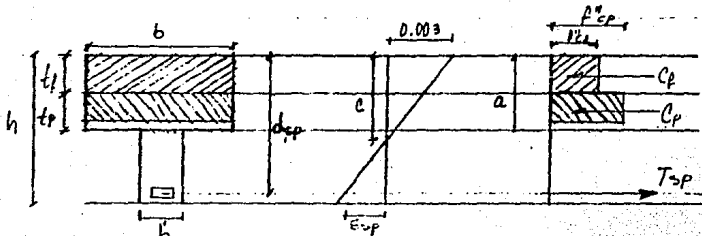
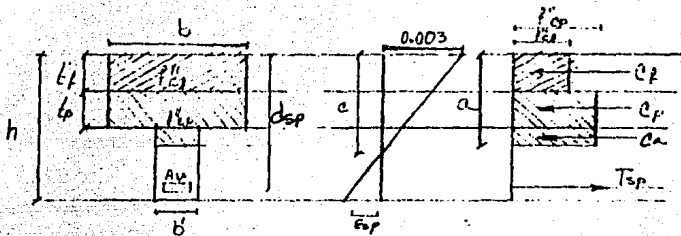


Fig 6.21 (b). Caso en que $t_f \leq a \leq t_f + t_p$



Caso en que $a > t_f + t_w$

Fig 6.22 Diagramas de esfuerzos de secciones compuestas que trabajan como secciones "T".

t_f = peralte del firme estructural

t_w = peralte del patín de la sección simple

C_f = fuerza de compresión en el firme

C_w = fuerza de compresión en el patín

C_a = fuerza de compresión en el alma.

tener dos diferentes diagramas de esfuerzos de compresión, debido a las dos diferentes calidades de los concretos de las dos etapas de la sección compuesta.

No obstante, que el bloque de compresión abarca parte de la sección simple el trabajo de la sección compuesta será como rectangular.

Planteando el equilibrio interno de la sección:

$$C = T_{sp} \quad \text{--- 6.88}$$

$$\text{donde } C = C_f + C_w \quad \text{--- 6.89}$$

y $T_{sp} = A_s p f_{sp}$ _____ 6.90
de la Figura 6.22 a)

$c_p = t_f b f_c''$ _____ 6.91

$C_p = (a - t_f) b f_c''$ _____ 6.92
de 6.88 con 6.89 y 6.90

$C_t + C_p = A_s p f_{sp}$ _____ 6.93

Sustituyendo 6.91 y 6.92 en 6.93

$t_f b f_c'' + (a - t_f) b f_c'' = A_s p f_{sp}$ _____ 6.93

de donde despejamos "a"

$a = \frac{A_s p f_{sp} - t_f b f_c''}{b f_c''} + t_f$ _____ 6.94

El valor f_{sp} se puede obtener por los dos métodos ya mencionados.

El método de compatibilidad de deformaciones se aplica de la misma manera como se ha aplicado.

Para el caso de que se quiera utilizar el método aproximado del ACI-318-77, se deberá tomar, como valor de f_c'' el correspondiente al promedio pasado de las unidades de los concretos utilizados en las dos etapas de la sección compuesta. O utilizando la siguiente expresión:

$f_{ct}'' = \frac{f_{ct} + f_{cp}}{2}$ _____ 6.94

Tomando en cuenta lo dicho anteriormente, la expresión matemática para determinar f_{sp} será la siguiente:

$$f_{sp} = f_{sr} \left(1 - 0.5 p_p \frac{f_{sr}}{f_{cl}} \right) \quad \text{-----} \quad 6.95$$

donde $p_p = \frac{f_{sp}}{b d_p} \quad \text{-----} \quad 6.96$

Para posteriormente, obtener el valor de M_{u3} .

$$M_{u3} = F_{R1} \left[C_p \left(d_p - \frac{t_f}{2} \right) + C_p \left(d_p - \left(t_f + \frac{a - t_f}{2} \right) \right) \right] \quad \text{-----} \quad 6.97$$

Y hacer así, la revisión:

$$M_{u3} \geq M_{u2} \quad \text{-----} \quad 6.98$$

El valor de M_{u2} se obtiene tal como se hizo en 6.4.2 b)

$$M_{u2} = F_c (M_{oA2S} + M_{oA22}) \quad \text{-----} \quad 6.99$$

donde $M_{oA2S} = \frac{(W_{11} + W_2) L^2}{8} \quad \text{-----} \quad 6.100$

y $M_{oA22} = \frac{(W_{12} + W_2) L^2}{8} \quad \text{-----} \quad 6.101$

NOTA:

Como ya se dijo, la determinación del tipo de falla potencial y la revisión por acero mínimo, se hizo igual que para los casos ya vistos, en secciones compuestas. (Ver subcapítulo anterior).

6.4.4 VIGAS GEOMETRICAMENTE DE SECCION 'T', 'I' O DE PERFILES COMO SECCION 'T' (CON SECCION SIMILAR 'T', 'I' O DE

Este caso se presenta cuando $a > t_f + t_p$ (Ver Fig. 6.22).

Esto es equivalente, a decir, que el bloque de esfuerzos de compresión está actuando en el firme estructural, el patín de la sección simple y una parte del alma de la sección simple.

De tal manera, que al plantear el equilibrio interno de la sección y tomando en cuenta la figura 6.22. se tiene:

$$C = T_{sp} \quad \text{-----} \quad 6.102$$

donde $C = C_f + C_p + C_a \quad \text{-----} \quad 6.103$

y $T_{sp} = A_{sp} f_{sp} \quad \text{-----} \quad 6.104$
de la figura mencionada

$$C_f = t_f \cdot b' \cdot f'_c \quad \text{-----} \quad 6.105$$

$$C_p = t_p \cdot b' \cdot f'_c \quad \text{-----} \quad 6.106$$

$$C_a = b' [a - (t_f + t_p)] f'_c \quad \text{-----} \quad 6.107$$

de 6.102 y con 6.103 y 6.104

$$C_f + C_p + C_a = A_{sp} f_{sp} \quad \text{-----} \quad 6.108$$

Sustituyendo 6.105, 6.106 y 6.107 en 6.108

$$t_f b' f'_c + t_p b' f'_c + b' [a - (t_f + t_p)] f'_c = A_{sp} f_{sp} \quad \text{-----} \quad 6.109$$

de donde despejamos a "a"

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} - t_f b' f'_c - t_p b' f'_c}{b' f'_c} + t_f + t_p \quad \text{-----} \quad 6.110$$

Para obtener el valor de f_{sp} , se hacen las mismas consideraciones que en el caso anterior, es decir:

$$f'_c = \frac{f'_c t + f'_c p}{2} \quad \text{-----} \quad 6.111$$

$$f_{sp} = f_{sr} (1 - 0.5 P_r \frac{f_{sr}}{f_{s-1}}) \quad \text{--- 6.112}$$

$$P_r = \frac{A_{sp}}{b' \cdot d_p} \quad \text{--- 6.113}$$

Obteniendo, posteriormente el valor de M_{uB} de acuerdo con la siguiente expresión.

$$M_{uB} = F_A \left[C_p \left(d_p - \frac{t_f}{2} \right) + C_o \left(d_p - \left(t_f + \frac{t_p}{2} \right) \right) + C_a \left(d_p - \left(t_f + t_p + \left(\frac{a - (t_f + t_p)}{2} \right) \right) \right) \right] \quad \text{--- 6.114}$$

Para hacer la revisión.

$$M_{uB} \geq M_{uA} \quad \text{--- 6.115}$$

El valor de M_{uA} se obtiene como se ha hecho para secciones compuestas.

$$M_{uA} = F_c (M_{A_{ss}} + M_{A_{sc}}) \quad \text{--- 6.116}$$

donde:

$$M_{A_{ss}} = \frac{(W_{pp} + W_{sl}) L^2}{8} \quad \text{--- 6.117}$$

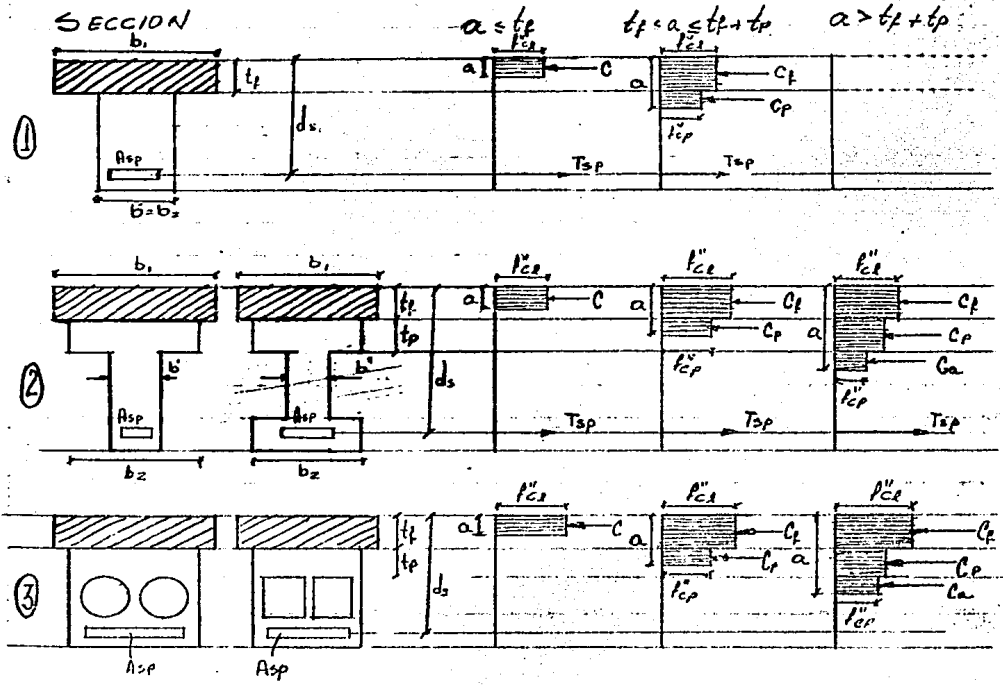
$$\text{y } M_{A_{sc}} = \frac{(W_{cc} + W_{cv}) L^2}{8} \quad \text{--- 6.118}$$

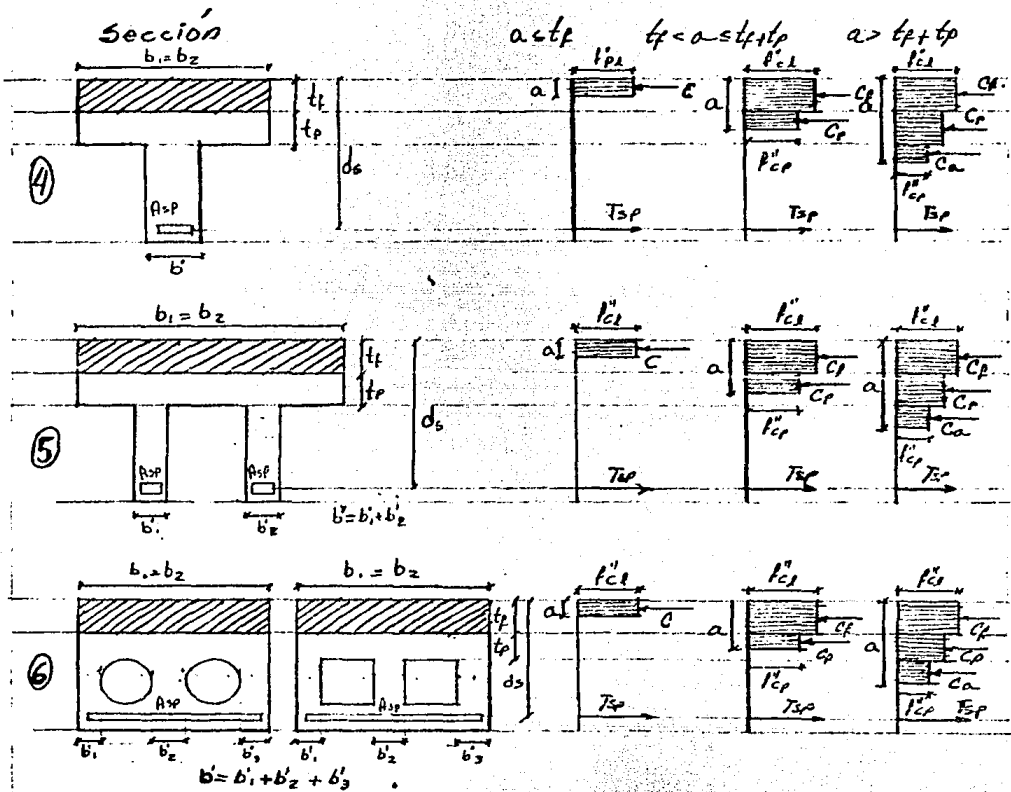
NOTA:

La determinación del tipo de falla potencial y la revisión por acero mínimo, se hará como ya se explicó anteriormente.

Como resumen, de éste subcapítulo (6.4 Flexión en vigas de sección compuesta) y para simplificar el trabajo sistemático, a continuación se presenta una tabla-matriz; por medio de la cual se pueden obtener, directamente, las expresiones matemáticas, que sirven para determinar los valores de "C", "a", "T_{sp}" y "M_{ur}"; para los casos "a ≤ t_f", "t_f ≤ a ≤ t_f + t_p" ó "a > t_f + t_p" y para las secciones más comunes.

Haciendo una simplificación de las secciones que trabajan, de manera similar; se tiene lo siguiente:





Nota:
 Para facilitar la elaboración de la tabla se toman las secciones simplificadas; es decir anchos y peraltes uniformes, en las dimensiones.

Tabla para calcular los valores de: C, a, fsp y Mur en vigas compuestas sujetas a flexión.

CONDICION SECTION	$a \leq t_f$	$t_f < a \leq t_f + t_p$	$a > t_f + t_p$	
1	C	$a \cdot b_1 \cdot f_{c1}$	$t_f \cdot b_1 \cdot f_{c1} + (a - t_f) \cdot b_2 \cdot f_{c2}$	
	a	$\frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{b_1 \cdot f_{c1}}$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f \cdot b_1 \cdot f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f$	
	f _{sp}	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f_{c1}})$	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2})$ *	
	MUR	$F_n [A_{sp} f_{sp} (d_{sp} - \frac{a}{2})]$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + (a - t_f) b_2 f_{c2}]$ $(d_{sp} - t_f - \frac{a - t_f}{2})$	
2	C	$a \cdot b_1 \cdot f_{c1}$	$t_f b_1 f_{c1} + (a - t_f) b_2 f_{c2}$	$t_f \cdot b_1 \cdot f_{c1} + t_p b_2 f_{c2} + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}$
	a	$\frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{b_1 \cdot f_{c1}}$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2} - t_p b' f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f + t_p$
	f _{sp}	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f_{c1}})$	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2})$ *	$f_{sr} [1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2}]$ *
	MUR	$F_n [A_{sp} f_{sp} (d_{sp} - \frac{a}{2})]$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + (a - t_f) b_2 f_{c2}]$ $(d_{sp} - t_f - \frac{a - t_f}{2})$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + (t_p b_2 f_{c2}) (d_{sp} - t_f - \frac{t_p}{2}) + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}] (d_{sp} - \frac{a - t_f - t_p}{2})$
3	C	$a \cdot b_1 \cdot f_{c1}$	$t_f b_1 f_{c1} + (a - t_f) b_2 f_{c2}$	$t_f b_1 f_{c1} + t_p b_2 f_{c2} + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}$
	a	$\frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{b_1 \cdot f_{c1}}$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2} - t_p b' f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f + t_p$
	f _{sp}	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f_{c1}})$	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2})$ *	$f_{sr} [1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2}]$ *
	MUR	$F_n [A_{sp} f_{sp} (d_{sp} - \frac{a}{2})]$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + (a - t_f) b_2 f_{c2}]$ $(d_{sp} - t_f - \frac{a - t_f}{2})$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + t_p b_2 f_{c2} (d_{sp} - t_f - \frac{t_p}{2}) + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}] (d_{sp} - \frac{a - t_f - t_p}{2})$
4	C	$a \cdot b_1 \cdot f_{c1}$	$t_f b_1 f_{c1} + (a - t_f) b_2 f_{c2}$	$t_f b_1 f_{c1} + t_p b_2 f_{c2} + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}$
	a	$\frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{b_1 \cdot f_{c1}}$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2} - t_p b' f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f + t_p$
	f _{sp}	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f_{c1}})$	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2})$ *	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2})$ *
	MUR	$F_n [A_{sp} f_{sp} (d_{sp} - \frac{a}{2})]$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + (a - t_f) b_2 f_{c2}]$ $(d_{sp} - t_f - \frac{a - t_f}{2})$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + (t_p b_2 f_{c2}) (d_{sp} - t_f - \frac{t_p}{2}) + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}] (d_{sp} - \frac{a - t_f - t_p}{2})$
5	C	$a \cdot b_1 \cdot f_{c1}$	$t_f b_1 f_{c1} + (a - t_f) b_2 f_{c2}$	$t_f b_1 f_{c1} + t_p b_2 f_{c2} + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}$
	a	$\frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{b_1 \cdot f_{c1}}$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2} - t_p b' f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f + t_p$
	f _{sp}	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f_{c1}})$	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2})$ *	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2})$ *
	MUR	$F_n [A_{sp} f_{sp} (d_{sp} - \frac{a}{2})]$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + (a - t_f) b_2 f_{c2}]$ $(d_{sp} - t_f - \frac{a - t_f}{2})$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + t_p b_2 f_{c2} (d_{sp} - t_f - \frac{t_p}{2}) + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}] (d_{sp} - \frac{a - t_f - t_p}{2})$
6	C	$a \cdot b_1 \cdot f_{c1}$	$t_f b_1 f_{c1} + (a - t_f) b_2 f_{c2}$	$t_f b_1 f_{c1} + t_p b_2 f_{c2} + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}$
	a	$\frac{A_{sp} \cdot f_{sp}}{b_1 \cdot f_{c1}}$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f$	$\frac{A_{sp} b_2 - t_f b_1 f_{c2} - t_p b' f_{c2}}{b_1 \cdot f_{c1}} + t_f + t_p$
	f _{sp}	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f_{c1}})$	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2})$ *	$f_{sr} (1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{(f_{c1} + f_{c2})/2})$ *
	MUR	$F_n [A_{sp} f_{sp} (d_{sp} - \frac{a}{2})]$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + (a - t_f) b_2 f_{c2}]$ $(d_{sp} - t_f - \frac{a - t_f}{2})$	$F_n [(t_f b_1 f_{c1}) (d_{sp} - \frac{t_f}{2}) + t_p b_2 f_{c2} (d_{sp} - t_f - \frac{t_p}{2}) + (a - t_f - t_p) b' f_{c2}] (d_{sp} - \frac{a - t_f - t_p}{2})$

* Para determinar el valor de f_{sp} se puede tomar el promedio aritmético de f_c de ambos concretos $(f_{c1} + f_{c2})/2$ o el promedio pesado de f_c, igualmente, de ambos concretos.

CAPITULO 7
REVISIÓN DE LAS ETAPAS DE
TRABAJO Y MONITOREO DE LAS
VIGAS PREARMADAS PRESTADAS

INDICE.

	Pag
7.1 Introducción.-----	(285)
7.2 Etapas de carga y Secciones Críticas-----	(289)
7.3 Diseño de los Ganos para Izado-----	(295)
7.4 Revisión de la Sección Crítica-----	(297)
7.4.1 Recomendaciones.-----	(297)

7.1 INTRODUCCIÓN

En el capítulo 5 (5.2) se hizo lo referente a las etapas de carga, en donde la segunda y quinta etapas corresponden al izado del elemento y son las que se estudiarán en este capítulo; por ser, también etapas críticas.

Esta etapa se presenta, como ya se dijo anteriormente al momento que se saca el elemento de la mesa de tensorado, mediante algún equipo de izado, y se coloca en el patio de almacenamiento. (ver fig 7.1). O cuando el elemento es transportado de la planta a la obra, y se coloca en su lugar definitivo en la obra.

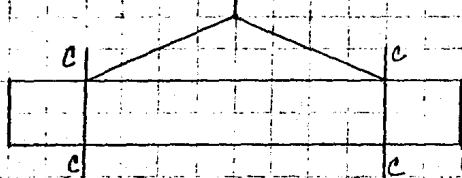


Fig 7.1 Izado del elemento.

El izado del elemento se lleva a cabo por medio de grúas; pero se requiere de algunos dispositivos, que sirven como gancho para levantar el elemento; precisamente a esos dispositivos se les da el nombre de ganchos para izado.

7.2 ETAPAS DE CARGA Y SECCIONES CRÍTICAS

Las etapas de carga, dentro de la vida útil de un elemento prestosojado son; como ya se mencionó en el capítulo 5.:

1era Etapa - El elemento se encuentra en la mesa de tensorado.

- 2ª Etapa. Izado; traslado del elemento a los patios de entonque
- 3ª Etapa. El elemento se encofraría, almaceña y libremente apoyado.
- 4ª Etapa. Transporte del elemento de la planta a la obra (2º izado).
- 5ª Etapa. Montaje del elemento en su sitio de trabajo.
- 6ª Etapa. Empezan a actuar las cargas muertas
- 7ª Etapa. La viga trabaja ya en condiciones de servicio, con la totalidad de la carga viva.

Tomando en cuenta las condiciones que se hicieron al respecto de las etapas de carga (Cap 5), la primera etapa crítica es la de izado, que esta etapa en estudio. Esta etapa presenta las siguientes condiciones:

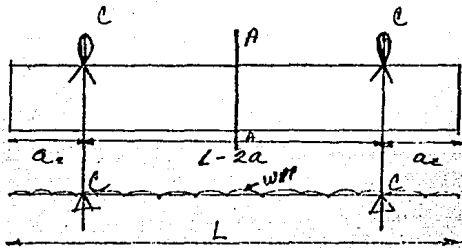


Fig 7.2 Izado (1ª Etapa Crítica)

CONDICIONES:

Acciones

- Peso propio (W_p)
- Prestrezo (P_0)

Condiciones de apoyo

- Viga en doble voladizo.

Calidad del concreto

- f_{ci} .

Prestrezo inicial

- P_0

Secciones críticas a analizar

- Sección A-A
- Sección B-B

Tomando en cuenta las condiciones en que se encuentra, cronológicamente la viga en esta primera etapa crítica, se determina que existe una sección crítica (Sección c). A esta sección se le considera crítica debido a que en ella, es donde se presentan los momentos máximos negativos en la viga, debido al doble voladizo, (ver Fig 7.3).

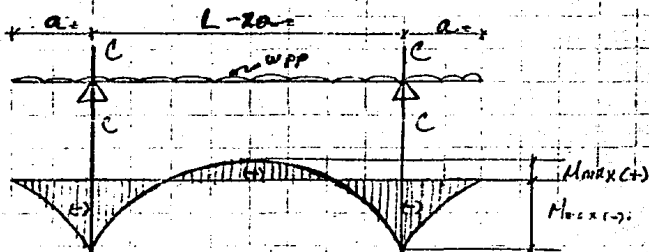


Fig. 7.3 Momentos en la etapa de izado

7.3. DISEÑO DE LOS GANCHOS PARA IZADO

Se recomienda para los ganchos de izado, usar los desperdicios de los torones y nunca utilizar varillas de refuerzo ordinario.

Lo ideal, desde el punto de vista estructural, es colocar los ganchos para izado, en donde se tendrán los apoyos definitivos, evitando así, que aparezcan momentos negativos, y por consiguiente una etapa crítica.

Sin embargo, en la práctica operativa de las plantas de preesfuerzo, no siempre es factible esto; debido, muchas veces, a las limitaciones que se tienen con respecto al equipo (grúas viajeras, marcos, etc).

A causa de lo anterior, se hace necesario poner más cercanas, uno del otro, los ganchos para izado (ver fig. 7.2). La cercanía, a la que se ubiquen los ganchos para izado, no debe ser excesiva, por que, entre más cercanos se encuentren los ganchos, los momentos negativos serán mayores; y la etapa de izado se hará más crítica aún.

Por otra parte, la distancia a la que se ubiquen los ganchos para izado, estará limitada por el equipo para izado, con que cuente la planta.

Concluyendo, se debe encontrar la ubicación de los ganchos para izado que sea más favorable, para la viga en cuestión.

La carga, para la cual se diseñan los ganchos para izado, es la del peso propio de la viga (w_{pp}) multiplicada por la longitud (L) de la misma viga. (ver ec. 7.1)

$$W = w_{pp} \times L \quad \text{-----} \quad 7.1$$

El área de acero de pretuerzo a utilizar para los ganchos para izado, se obtiene al dividir la carga W (ec. 7.1) entre la resistencia nominal del acero de pretuerzo (f_{sr}), afectada de un factor de seguridad ($F.S.$), que nunca será menor a "5". (ec. 7.2).

$$F.S. = 5 \quad \text{-----} \quad 7.2$$

$$A_{sz} = \frac{F.S. W}{f_{sr}} \quad \text{7.4}$$

donde:

A_{sz} = Area total de los ganchos de izado.
 $F.S.$ = Factor de seguridad ($F.S. = 5$)
 W = Carga de diseño de los ganchos.

El área de los torones a utilizar para los ganchos de izado, se obtiene al dividir el área total de los ganchos de izado, entre el número de ramas que estarán trabajando.

Si se colocan dos torones, uno en cada extremo de la viga, y cada torón tendrá dos ramas; el total de ramas que estarán trabajando serán cuatro.

Por tanto el área de los torones, de los ganchos estará dada como:

$$a_{sz} = \frac{A_{sz}}{2 \times 2} \quad \text{7.5}$$

Substituyendo los 7.3 y 7.4 en 7.5.

$$a_{sz} = \frac{5 W}{4 \times f_{sr}} \quad \text{7.6}$$

Finalmente el diámetro requerido de los torones, se obtiene, a partir del área de los mismo, utilizando la siguiente expresión.

$$\phi_s = \sqrt{\frac{4 a_{sz}}{\pi}} = \sqrt{\frac{5 W}{\pi f_{sr}}} \quad \text{7.7}$$

7.4 REVISIÓN DE LA SECCION CRITICA

En 7.2 se mencionó que la sección crítica

en la sección C, y esta gr. se revisará, por presentarse los momentos máximos negativos.

En la generación de las cargas, se debe considerar el estado de la viga, no se requiere revisar. El momento relativo en estas condiciones es mayor al positivo que se presenta en la sección II al $\frac{1}{2}$.

La revisión se hará inmediatamente después de la transferencia de las cargas (Corte), por el hecho de que en la viga se encuentran actúan en esta etapa, únicamente las cargas de piso estático.

La revisión deberá cumplir la misma condición que se planteó para hacer la revisión por estribos, por principio; es decir:

$$f_{ic} \leq \sqrt{f'_{ci}} \quad \text{--- 7.8}$$

$$f_{sc} \leq 0.6 f'_{ci} \quad \text{--- 7.9}$$

Trabajando los diagramas se obtiene:

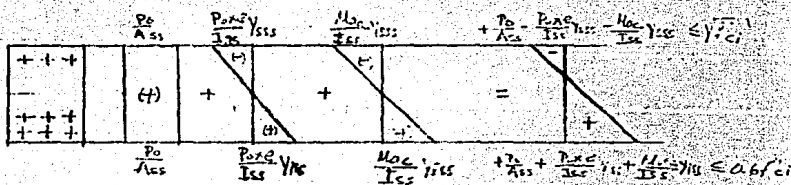


Fig 7.4 Diagramas de momentos.

De la fig. 7.4 se tiene.

$$f_{ic} = \frac{P_0}{A_{cs}} + \frac{P_{max} \cdot Y_{iss}}{I_{ss}} + \frac{M_{max}}{I_{ss}} \leq \sqrt{f'_{ci}} \quad \text{--- 7.10}$$

$$f_{sc} = \frac{P_o}{A_{cs}} - \frac{P_o x_e}{I_{cs}} y_{cs} - \frac{M_{ca}}{I_{cs}} y_{cs} \leq \sqrt{f_c'} \quad \text{--- 7.11}$$

donde:

$$M_{ca} = \frac{W_o x_o^2}{2} \quad \text{--- 7.12}$$

7.4.1. RECOMENDACIONES.

Para el caso de que no se cumplan las ecuaciones 7.10 y 7.11, es decir, los esfuerzos actuantes en la sección C, sean mayores a los esfuerzos permisibles se recomienda:

1.- Si los esfuerzos actuantes de compresión, son los que exceden el límite permisible; engrasar los tendones de pretensado en los extremos, incluyendo la sección C.

2.- Si los esfuerzos actuantes de tensión, son los que exceden el límite permisible; colocar acero de refuerzo simple en la fibra superior, que resista la tensión adicional a la permisible.

Para determinar el área de acero de refuerzo necesaria, se recomienda utilizar la siguiente expresión; que se obtiene haciendo un análisis de triángulos semejantes.

$$A_s = \frac{1}{2} \cdot y_s \cdot b \left(\frac{P_o}{A_{cs}} - \frac{P_o x_e}{I_{cs}} y_{cs} - \frac{M_{ca}}{I_{cs}} y_{cs} \right) \quad \text{--- 7.13}$$

0.5 fy

CAPÍTULO 2
CORTANTE:
DIMENSIONAMIENTO Y REVISIÓN
POR RESISTENCIA.

INDICE

	Pág.
8.1 Introducción -----	(271)
8.2 Comportamiento de elementos prefabricados sujetos a fuerza cortante -----	(271)
8.2.1 Secciones a Revisar por Fuerza Cortante -----	(271)
8.3 Capacidad a Fuerza Cortante de las Vigas -----	(272)
8.3.1 Capacidad a Fuerza Cortante del Concreto en Elementos Totalmente Prefabricados -----	(272)
a) Vigas de Sección Rectangular -----	(272)
b) Vigas de Sección "T" o "I" -----	(272)
c) Vigas de Sección "L" -----	(272)
8.3.2 Capacidad a Fuerza Cortante del Refuerzo Transversal -----	(272)
8.3.2.1 Tipos de Estribos para Diferentes Secciones -----	(272)
8.3.3 Determinación de la Separación de Estribos -----	(272)
a) Separación Requerida -----	(272)
b) Separación Máxima por Área Mínima -----	(272)
c) Separación Máxima por Especificación -----	(272)
8.3.4 Cortante en Vigas con Tendones Desviados -----	(272)
8.3.5 Cortante en Vigas con Cables Curvos -----	(272)
8.4 Revisión del Cortante Máximo Permisible -----	(272)
8.5 Procedimiento para Determinar la Separación de Estribos y Hacer la Revisión por Cortante -----	(272)

8.1 INTRODUCCIÓN.

En capítulos anteriores, se ha analizado el diseño y revisión de las vigas prestresadas sujetas a esfuerzos normales producidos por flexión. Sin embargo, este tipo de elementos, están sujetos a otras acciones internas, que deben ser, también, tomadas en cuenta; tales como fuerza cortante; momento torsionante, etc.

En este Capítulo se estudiarán principalmente los aspectos relativos a las fuerzas cortantes.

Es importante señalar, en que elementos estructurales, la falla por flexión, en caso de presentarse, puede ser de tipo dúctil o frágil. Y en el caso, de presentarse la falla por fuerza cortante, es esta, únicamente, del tipo frágil.

Por tal motivo, el reglamento vigente recomienda que la falla potencial, en elementos pretensados, sea del tipo dúctil y provocada por flexión.

Esperando con esto, que ocurra primordialmente, en caso de presentarse, la falla por flexión. Y que la falla por cortante nunca se llegue a presentar.

Los esfuerzos cortantes producidos por la flexión de la viga no son tan representativos como los esfuerzos de tensión diagonal; los primeros por lo general son menores que la resistencia al cortante directo del concreto. Por tal motivo, la preocupación principal es la de determinar el refuerzo transversal necesario para resistir la tensión diagonal.

8.2 COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS PRESTRESADOS SUJETOS A FUERZA CORTANTE.

En el caso, de que las cargas que actúan en una viga de concreto prestresado sean pequeñas, menores a la carga de agrietamiento, la viga por sí misma, no se agrietará; en este caso la viga tendrá un comportamiento dentro del rango elástico lineal.

Dentro de tales condiciones, los esfuerzos cortantes totales, se obtienen a partir de la fórmula de la esquadria de la siguiente manera:

$$v = \frac{V_{net} \times Q}{Ib} \quad \text{-----} \quad 8.1$$

donde:

- V_{net} = Fuerza cortante neta en la sección transversal debida a las cargas actuantes y al presfuerzo
- Q = Momento estático.
- I = Momento de Inercia.
- b = Ancho de la sección transversal.

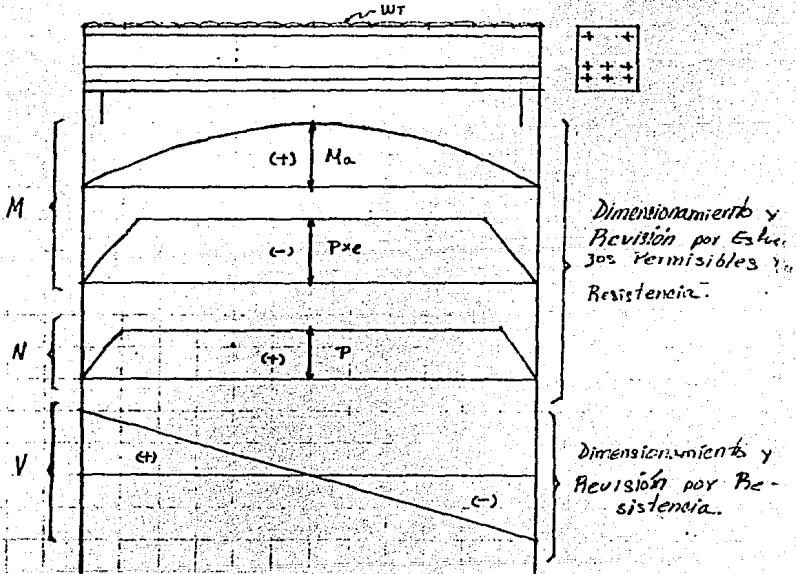


Fig. 8.1 Elementos mecánicos en una viga Prestozada.

Si las cargas actuantes son iguales o mayores a la carga de agrietamiento, el comportamiento de la viga ya no será dentro del rango elástico lineal, siendo ahora dentro del rango elasto-plástico.

El comportamiento de las vigas en estas condiciones, lleva a la necesidad de hacer experimentos de laboratorio; de los que se obtuvieron modelos matemáticos, para obtener la resistencia a los esfuerzos cortantes de vigas prestroizadas (Ver ec. 8.2). De esta manera, se obtiene en la mayoría de los casos que:

$$V_{un} = V_c + V' \quad \text{--- 8.2}$$

donde:

V_{un} = Fuerza cortante última resistente, de elementos de concreto prestroizado.

V_c = Capacidad a fuerza cortante del concreto.

V' = Capacidad a fuerza cortante del acero transversal.

Debido al comportamiento elasto-plástico de las vigas de concreto prestroizado para cargas mayores a las del agrietamiento, el diseño y la revisión, de estos elementos estructurales, se hará utilizando el Método de Diseño por Resistencia.

El Dimensionamiento consiste principalmente en determinar la cantidad y ubicación del acero de refuerzo transversal.

El método a utilizar en el diseño, recomienda llevar a cabo lo siguiente:

- Revisar si la sección es adecuada, para tomar los esfuerzos cortantes actuantes.
- Obtener la capacidad a fuerza cortante del concreto para cada sección.
- Obtener la capacidad a fuerza cortante del ace-

ro de refuerzo transversal.

- Finalmente, obtener la cantidad definitiva de estribos.
A su vez, la Revisión por Resistencia se simplifica en las siguientes pasas.

1- Obtener la fuerza cortante actuante (V_a)

2- Afectar la fuerza cortante por el factor de carga, obteniendo con esto, la fuerza cortante última actuante.

$$V_{ua} = F.C. V_a \quad \text{-----} \quad 8.3$$

3- Obtener la fuerza cortante resistente (V_{ur}), la cual depende del diseño del elemento.

4- Reducir el V_{ur} afectándolo del factor de reducción (ϕ), obteniendo así la fuerza cortante última resistente (V_{ur})

$$V_{ur} = V_c + V' \quad \text{-----} \quad 8.4$$

5- Finalmente comparar V_{ur} con V_{ua} , aceptando se cumpla que V_{ur} sea mayor o igual a V_{ua} , según lo establece el reglamento vigente.

$$V_{ur} \geq V_{ua} \quad \text{-----} \quad 8.5$$

8.2.1 SECCIONES A REVISAR POR FUERZA CONSTANTE

Las secciones que se recomienda revisar son las siguientes.

- Sección a una distancia $1/2$ del paño interior del apoyo.
- Sección en donde se presenten cargas concentradas.
- Sección en donde dejen de tener adherencia los ferroses.
- Sección en donde se termina la curvatura de los cables en elementos postensados.

- Sección en donde hay desvío de tendones en elementos pretensados.
- Sección al centro del claro ($l/2$).
- Secciones a cada metro apartir del centro del claro a los apoyos.

En la siguiente figura, se muestra gráficamente cada sección. Estas secciones, se les asigna un nombre, como por ejemplo letras (A, B, ...).

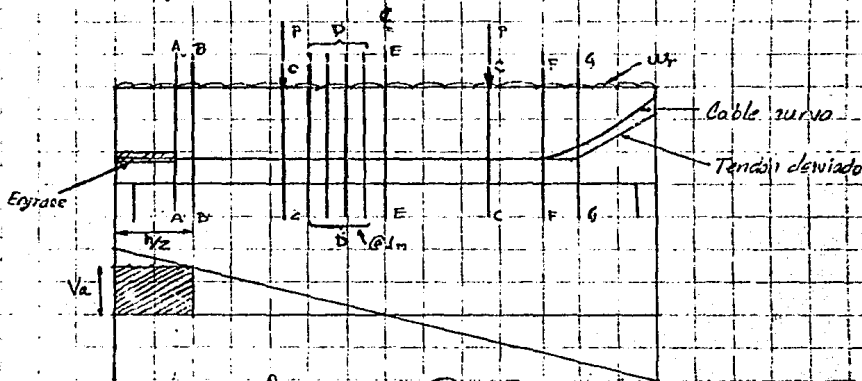


Fig. 8-2 Secciones a Revisar.

Para el caso de la revisión por cortante de elementos pretensados, se considera que la sección crítica; es decir, en donde se presenta la fuerza cortante más crítica, es la sección que se encuentra a una distancia $l/4$ del paño de apoyo.

8.3 CAPACIDAD A FUERZA CORTANTE DE LAS VIGAS

En el subcapítulo anterior, se mencionó, que el cortante-último que resiste un elemento pretensado, está dado como la suma de la fuerza cortante que resiste el concreto, más la fuerza cortante que resiste el acero de refuerzo transversal (ver

ec. 8.2). Pero adicionalmente a esto, existen casos, en los cuales el acero de pretuerzo contribuye a la resistencia del elemento estructural a la fuerza cortante. Estos casos se presentan cuando el perfil de las tendones, en elementos postensados, es curvo, o bien, cuando el diseño requiere tendones desviados en elementos pretensados.

Tomando en cuenta lo anterior, la resistencia última de un elemento pretorzado se resume en la siguiente ecuación.

$$V_{UR} = V_c + V' + V_p \quad \text{-----} \quad 8.6$$

donde:

V_p = Capacidad a fuerza cortante del acero de pretuerzo.

V_{UR} , V_c y V' ya fueron definidos anteriormente.

8.3.1 CAPACIDAD A FUERZA CORTANTE DEL CONCRETO EN ELEMENTOS TOTALMENTE PRETORIZADOS.

La capacidad del concreto, para resistir fuerzas cortantes, depende en gran medida de la geometría de la sección; debido a esto, algunas secciones transversales, las más comunes, se presentan en seguida.

a) Vigas de Sección Rectangular.

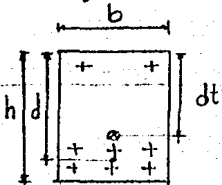


Fig. 8.3 Sección Rectangular.

$$V_c = f_y b d (0.15 \sqrt{f_c} + 50 \frac{V_a dt}{M_a}) \quad \text{B.7}$$

para cortante $f_y = 0.8$ B.8

La ecuación B.7 se toma como válida si se cumple:

$$\frac{V_a dt}{M_a} \leq 1 \quad \text{B.9}$$

y $dt \leq d$ B.10

donde:

f_y = Factor de reducción de resistencia

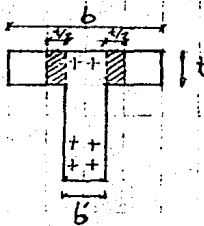
b = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo

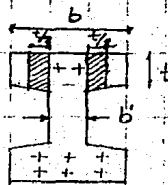
dt = Distancia de la fibra extrema superior en compresión, al centroide del acero de presión total.

V_a = Fuerza cortante actuante en la sección analizada.

b) Vigas de Sección "T" o "I".



a) Sección "T"



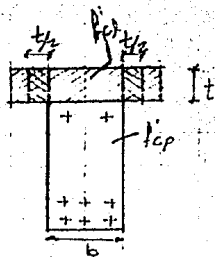
b) Sección "I"

Fig. E.4 Secciones "T" o "I"

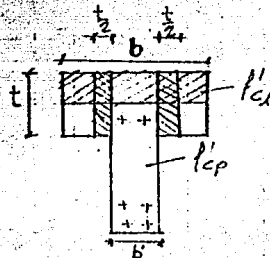
$$V_e = F_T (bd' + t^2) (0.15 \sqrt{f_c'} + 50 \frac{V_e dt}{f_c' a}) \quad \text{--- 8.11}$$

La ecuación 8.11 se toma como válida si el patín trabaja en compresión.

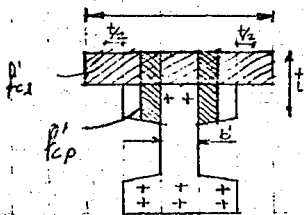
Dentro de las secciones "T" existen las secciones compuestas tales como:



a) Sección compuesta "T" con 1era etapa sección rectangular.



b) Sección compuesta "T" con 1era etapa sección "T".



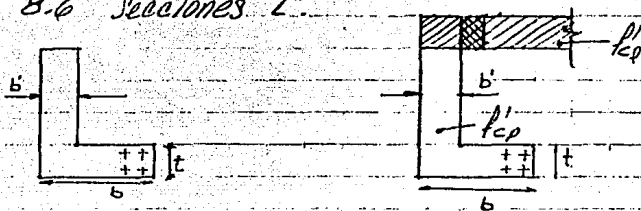
c) Sección compuesta "I" con 1era etapa sección "I".

Fig. 8.5 Secciones Compuestas sujetas a Fuerza Cortante.

Para el caso de secciones compuestas se toma como valor de f_c' el promedio pesado de la calidad del concreto de las dos etapas.

c) VIGAS DE SECCIÓN "I".

Fig. 8.6 Secciones "L"



a) Viga "L" de Sección Simple

b) Sección Compuesta con 1era etapa sección "L"

La capacidad a fuerza cortante del concreto para este tipo de vigas (a), esta dada como:

$$V_c = F_7 \left(b'd + \frac{t^2}{2} \right) (0.15 \sqrt{f_c'} + 50 \frac{V_{udt}}{A_c}) \quad \text{--- 8.12}$$

donde: b' = Ancho del alma de la sección
 t = Peralte del patin en compresión
 b = Ancho del patin en compresión.

En el caso de la Fig. 8.6 (b), Secciones Compuestas se toma como f_c' el promedio pesado de la calidad del concreto de las dos etapas.

En las ecuaciones 8.11 y 8.12 el RCD-77 (87) propone tomar el valor de t y $\frac{t^2}{2}$ (t = peralte del patin de la sección) sin embargo en la práctica se recomienda utilizar a y $\frac{a^2}{2}$.

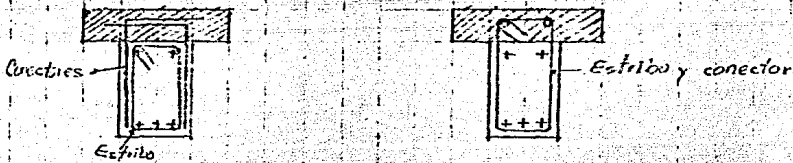
Los valores de la fuerza cortante que se pueden obtener aplicando las ecuaciones 8.7, 8.11 y 8.12, pueden variar entre el rango que determina el cortante mínimo, por un lado, y el cortante máximo por el otro. Esto mismo pero en otras palabras; las eqs. 8.7, 8.11 y 8.12 tienen límites de validez de la siguiente manera.

NOTA: Para el área de concreto resistente a la fuerza cortante, se considera una contribución del patin de un ancho de $t/2$.

Otros estribos, dependiendo de la sección transversal del elemento preargado, se presentan a: seguidas:



a) Secciones de "T" Simple $A_v = 2A_s$ b) Sección "T" Simple $A_v = 2A_s$



c) Sección "T" Compuesta d) Sección "T" Compuesta

Fig. 8.6 Estribos en Secciones Simples y Compuestas.

8.3.3 DETERMINACIÓN DE LA SEPARACIÓN DE ESTRIBOS.

a) Separación Requerida

De la ecuación 8.22 se despeja "S", obteniéndose así la separación necesaria de estribos por diseño.

$$S = \frac{F_x A_v f_y d}{V'} \quad \text{8.23}$$

donde: $V' = V_{UA} - V_c$ 8.24

$$V_c \geq F_y 0.5 b d \sqrt{f_c^{*2}} \quad (\text{Cortante mínimo}) \quad \text{--- 8.13}$$

$$V_c \leq F_y 1.3 b d \sqrt{f_c^{*2}} \quad (\text{Cortante máximo}) \quad \text{--- 8.14}$$

Las ecuaciones 8.13 y 8.14 se utilizarán para el caso de que se trate de secciones rectangulares. Si estas ecuaciones se quieren utilizar para otras secciones ("T", "I" o "L") se cambia $b d$ por el valor correspondiente para cada caso.

- Si son secciones "T" o "I" se cambia $b d$ por $(b' d + t^2)$ --- 8.15

- Si es sección "L" se cambia $b d$ por $(b' d + \frac{t^2}{2})$ --- 8.16

Además, estas mismas ecuaciones (8.7, 8.11 y 8.12) deberán cumplir las siguientes condiciones de peralte y de relación peralte-ancho.

$$h \leq 70 \text{ cm} \quad \text{--- 8.17}$$

$$\frac{h}{b} \leq 6.0 \quad \text{--- 8.18}$$

Para el caso, de que no se cumpla éste último requisito, se toman valores reducidos de V_c . Esto es:

- Si $h > 70 \text{ cm}$ se toma $0.7 V_c$ --- 8.19

- Si $h/b > 6.0$ se toma $0.7 V_c$ --- 8.20

- Si $h > 70 \text{ cm}$ y $h/b > 6.0$ se toma $0.4 V_c$ --- 8.21

8.3.2 CAPACIDAD A FUERZA CORTANTE DEL REFUERZO TRANSVERSAL.

Para lograr obtener la capacidad a fuerza cortante

del acero de refuerzo transversal, es preciso tomar en cuenta la analogía entre vigas de concreto reforzado y armaduras, desarrollada por BITTER.

Esta analogía, en caso de querer adentrar más en el tema, viene desarrollada en el libro, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", (Gonzalez-Cuevas), 2ª Edición.

Después de hacer esta analogía se llegó a lo siguiente:

$$V' = \frac{F_r A_v l_y d}{s} \quad \text{8-22}$$

donde:

A_v = Área de acero transversal

= $n a_s$

$l_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

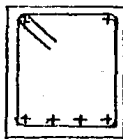
s = Separación entre estribos.

que es la capacidad a fuerza cortante del acero de refuerzo transversal, para el caso de estribos verticales.

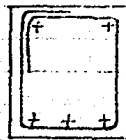
8.3.2.1 Tipos DE ESTRIBOS PARA DIFERENTES SECCIONES.

Los estribos pueden ser de dos tipos; abiertos y cerrados. El reglamento recomienda se utilicen estribos cerrados; con el objeto de evitar posibles deslizamientos de los extremos de los estribos en el concreto.

Los anclajes de los extremos deberán ser alternados de estribo a estribo, a lo largo del elemento.



a) Estribos Cerrados (Correcto).



b) Estribos Abiertos (Incorrecto)

Fig. 8-7. Estribos Cerrados y Abiertos.

haciendo

$$V_{09} = V_{ua}$$

8.24

Quedando finalmente:

$$s = \frac{F_r A_v f_y d}{V_{ua} - V_c}$$

8.25

Se recomienda utilizar acero de refuerzo con $f_y \leq a$
4200 kg/cm².

b) Separación Máxima por Área Mínima

La separación de los estribos, en este caso, es recomendada o propuesta por el reglamento RCDF-77 (87) y está dada como:

$$s \leq \frac{F_r A_v f_y}{3.5b}$$

8.26

La ec. 8.26 se utiliza para el caso de que se trate de secciones rectangulares.

Para el caso de que se quiera utilizar para secciones "T", "I" o "L", deberá cambiarse el ancho "b" de la sección rectangular por el ancho "b" de la sección en cuestión.

c) Separación Máxima por Especificación

Al igual que en el inciso anterior; en este caso la separación es recomendada por el reglamento vigente y depende de la fuerza cortante última actuante.

- Si $V_{ua} \leq 1.5 F_r b d \sqrt{f_c'} E$ ----- B.27

entonces $S \leq 0.75 h$ ----- B.28

- Si $V_{ua} > 1.5 F_r b d \sqrt{f_c'} E$ ----- B.29

entonces $S \leq 0.37 h$ ----- B.30

Las ecuaciones B.27 y B.29 son correctas para secciones rectangulares, si llegarán a presentarse otro tipo de secciones ("I" o "Z"), se harán los cambios necesarios en las ecuaciones B.15 y B.16.

Para determinar la separación de los estribos en un elemento estructural, se deberán aplicar los criterios antes mencionados, en los casos a), b) y c) anteriores; de los cuales se obtendrán tres valores de S .

Como para diseñar un elemento estructural, se hace con un criterio de seguridad, se recomienda tomar para el diseño, el menor valor de separación, de los tres que se pueden obtener.

8.3.4 CONSTANTE EN VIGAS CON TENDONES DESVIADOS.

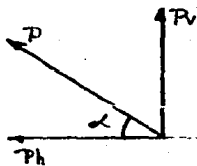
Anteriormente, se mencionó que cuando los tendones tienen trayectorias desviadas, en elementos pretensados, contribuyen a la resistencia última, de estos elementos, a la fuerza cortante.



Fig. B.7 Viga pretensada con tendones desviados.

La contribución de los tendones desviados (V_p) a la resistencia última al cortante, se determina haciendo un análisis trigonométrico, como a continuación se muestra:

De la figura 8-7



$$P_v = P \text{ sen } \alpha \quad \text{--- 8.31}$$

$$\text{Si } V_p = P_v \quad \text{--- 8.32}$$

Entonces:

$$V_p = P \text{ sen } \alpha \quad \text{--- 8.33}$$

donde $\text{sen } \alpha = \frac{h}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad \text{--- 8.34}$

Por tanto: $V_p = \frac{P_a h}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad \text{--- 8.35}$

De lo que se concluye, tomando en cuenta la ec. 8-6 y el valor de V_p , lo siguiente:

$$V_{U2} = V_c + V' + \frac{P_a h}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad \text{--- 8.36}$$

8.3.5 CORTANTE EN VIGAS CON CABLES CURVOS

En forma similar, la contribución al cortante último resistente de los cables curvos en elementos postensados se obtiene como se muestra a continuación:

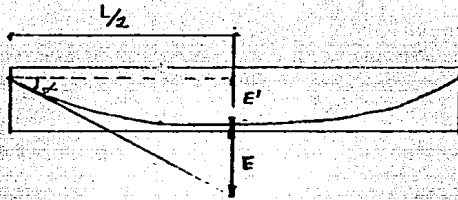


Fig. 8.8 Vigas con cables curvos.
Haciendo el mismo análisis se tiene:

$$V_p = P \operatorname{sen} \alpha \quad \text{--- 8.37}$$

donde:

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{2E}{\left[\left(\frac{L}{2}\right)^2 + (2E)^2\right]^{1/2}} \quad \text{--- 8.38}$$

Finalmente:

$$V_D = \frac{2PE}{\left[\left(\frac{L}{2}\right)^2 + (2E)^2\right]^{1/2}} \quad \text{--- 8.39}$$

Considerando y tomando en cuenta la ec. 8.6 se tiene que el cortante último resistente, está dado conforme a la siguiente ecuación:

$$V_{UR} = V_c + V' + \frac{2PE}{\left[\left(\frac{L}{2}\right)^2 + (2E)^2\right]^{1/2}} \quad \text{--- 8.40}$$

B.4 REVISIÓN DEL CORTANTE MÁXIMO PERMISIBLE.

La revisión del cortante, se lleva a cabo, para asegurar que la sección transversal del elemento estructural resista el cortante último actuante (V_{ua}).

Esta revisión no representa gran dificultad; reduciéndose a la aplicación de las ecuaciones siguientes:

— Si $V_{ua} \leq 2.5 F_y b d \sqrt{f_c}$ ————— B.41

Se concluye que la sección es adecuada para resistir el V_{ua} .

— Si $V_{ua} > 2.5 F_y b d \sqrt{f_c}$

Se concluye que la sección es inadecuada, y se recomienda aumentar el área de la sección, aumentando el perímetro de la sección.

B.5 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA SEPARACIÓN DE ESTRIBOS Y HACER LA REVISIÓN POR CORTANTE.

A continuación, se presenta una tabla que sigue paso a paso el procedimiento para determinar la separación de estribos (puntos 1 a 20) y hacer la revisión por fuerza cortante (puntos 21 a 23). (Ver tabla B.1).

Es importante mencionar, que en las zonas de transferencia y en zonas con tendones no adheridos se utiliza el "Vc" para elementos de concreto con refuerzo simple.

TABLA PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y REVISIÓN POR FUERZA CONSTANTE, EN VIGAS PREESFORZADAS.

N U M E R O	D I M E N S I O N A M I E N T O								OBSER- VACIONES
	CONCEPTO	A	B	C	D	E	F	G	
1	V_a								
2	V_{ua}								
3	$V_{uo} \leq 2.5 F_c A_c \sqrt{f_c}$								
4	M_a								
5	V_a / M_a								
6	$V_c = F_c b d (0.15 \sqrt{f_c} + 0.50 V_a / M_a)$								
7	$V_c \geq V_{c \text{ min}}$								
8	$V_c \leq V_{c \text{ max}}$								
9	V_c								
10	$\leq h > 0.30 \text{ cm}$ $0.3 V_c$								
11	$\leq h / b > 6$ $0.3 V_c$								
12	$\leq h > 0.7 V_c > 6$ $0.4 V_c$								
13	V_c								
14	$V' = V_{ua} - V_c$								
15	$S_{\text{req}} = \frac{F_a A_v f_y d}{V_{ua} - V_c}$								
16	$S_{\text{req}} = \frac{F_a A_v f_y}{0.55 b}$								
17	$S \leq 0.75 h$								$\leq V_{ua} \leq 1.0 F_c b d \sqrt{f_c}$
18	$S \leq 0.37 h$								$\leq V_{ua} \leq 1.0 F_c b d \sqrt{f_c}$
19	S_{min}								
20	$S_{\text{modificada}}$								
R E V I S I O N									
21	$V_{\text{req}} = E_s A_v f_y d$								
22	$V_{UR} = V_c + V'$								
23	$V_{UR} \geq V_{ua}$								
24									

TABLA B.1

¹ Se utilizará la expresión de V_c correspondiente a las características geométricas de la sección que se esté analizando.

CAPITULO 9

ESFUERZO TRASANTE:

SECCIONES COMPUESTAS

Pag.

9.1	Introducción	(310)
9.2	Requisitos para asegurar que las Secciones Compuestas Trabajen de manera Integrada	(311)
9.3	Métodos para Determinar el Retorno Requerido por la Fuerza Trasante	(318)
9.4	Método del PCI	(318)
9.4.1	Determinación de la Fuerza Basante Horizontal	(318)
9.4.1.1	Para Momento Positivo	(318)
9.4.1.2	Para Momento Negativo	(319)
9.4.2	Determinación de la Necesidad de pines Conexores	(327)
9.4.3	Determinación del Área de Acero de Refuerzo para Conexores	(34)
	a) Área requerida	(34)
	b) Área mínima	(37)
9.4.3.1	Determinación del número y separación de conectores	(319)

9.1 INTRODUCCIÓN.

Debido a que las Secciones Compuestas, son fabricadas en dos etapas; primera: sección simple prefabricada y segunda: losa o firme estructural, existe la posibilidad de que ambas etapas no trabajen en conjunto; es decir, para una viga sujeta a flexión puede haber un deslizamiento entre ambas etapas en el plano de contacto de las mismas. (Ver fig. 9.1). El deslizamiento entre ambas etapas produce esfuerzos rasantes en dicho plano.

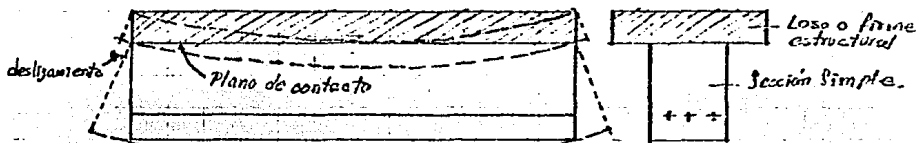


Fig. 9.1 Deslizamiento en el plano de contacto de los dos etapas de una viga compuesta.

Para evitar este deslizamiento; primeramente es necesario asegurar que se cumplan los requisitos mínimos para que las secciones compuestas trabajen en forma integrada, y después; si así lo requiere, el diseño del elemento; determinar la cantidad de acero de refuerzo transversal o conectores necesarios para asegurar el trabajo en conjunto.

El, acero de refuerzo, anteriormente dicho, es el que absorberá los esfuerzos rasantes que pudieran aparecer; y asegurar así, no se presente el deslizamiento, y la sección compuesta trabaje en conjunto.

Algunos ejemplos, de conectores se presentan en la figura siguiente.

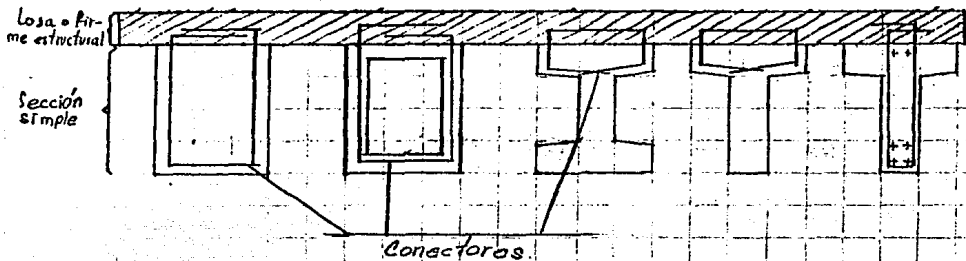


Fig 9.2 Ejemplos de Conectores.

9.2 REQUISITOS PARA ASEGURAR QUE LAS SECCIONES CONJUN- TAS TRABAJEN DE MANERA INTEGRADA.

Cuando estos requisitos se mencionaron en el Capítulo 5, dada su importancia se mencionan nuevamente.

- 1- La superficie de contacto deberá estar rugosa de por lo menos 5 mm de profundidad.
- 2- La superficie de contacto debe estar limpia de polvo.
- 3- La superficie de contacto debe estar húmeda de por lo menos 24 horas antes del colado de la 2ª etapa.
- 4- Se deberán tener los conectores necesarios.
- 5- Estarán adecuadamente anclados los conectores a ambos lados de la sección crítica.

9.3 MÉTODOS PARA DETERMINAR EL REFUERZO REQUERIDO POR LA FUERZA TRAZANTE.

El objetivo primordial de cualquiera de los métodos existentes para diseñar una viga prestresada por esfuerzo trazoante es la de determinar el área total de acero

de refuerzo transversal por rasante, el diámetro de los conectores, la cantidad de ramas de estos conectores, la separación y f_y de los mismos.

Para lograr lo anterior, existen entre otros, los siguientes métodos:

- Método del BODF-1977 (BODF-1987).
- Método del ACI-1983
- Método del ASCE
- Método del PCI

En este trabajo se desarrollará el Método del PCI.

9.4. MÉTODO DEL PCI

Primeramente, antes del desarrollo de este método, se harán las siguientes hipótesis:

- Los conectores son un armado independiente y adicional al refuerzo requerido por Cortante vertical (Estripos).
- Utilizar acero para conectores con $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$.

9.4.1 DETERMINACIÓN DE LA FUERZA TRANSVERSALE HORIZONTAL

9.4.1.1 Para momento positivo

Para momento positivo existen tres casos posibles, los que dependen del valor de "a", profundidad del bloque de compresión.

- El primer caso se presenta cuando $a < t$
(Ver figura 9.3(a)).

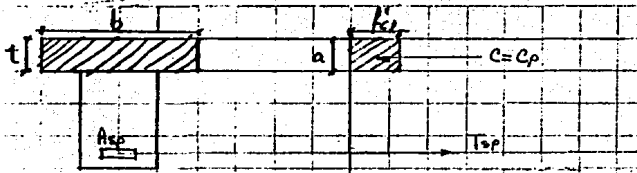


Fig. 9.3. (a) Fuerza rasante 1er caso.

Para este caso, se tendrá que la fuerza rasante horizontal está dada como:

$$F_h = C = C_p = a b f_{cp} \quad \text{9.1}$$

- El segundo caso se presenta cuando $a < t$.

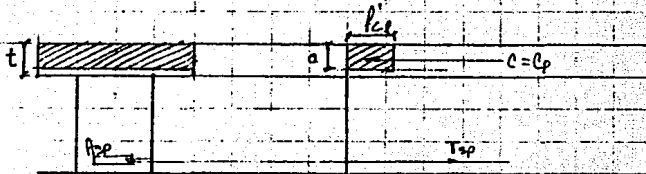


Fig. 9.3 (b) Fuerza rasante 2º caso.

Se tiene en este caso que:

$$F_h = C_p = a b f_{cp} \quad \text{9.2}$$

- El tercer caso se presenta cuando $a > t$.

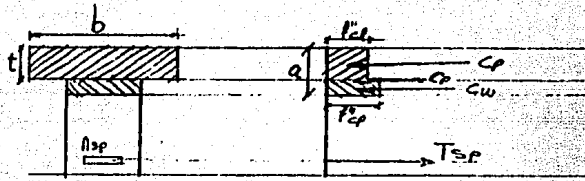


Fig 9.3(c) Fuerza rasante 3er caso.

Se tiene en este caso que:

$$F_h = C_p = t b f_{ct} \quad \text{-----} \quad 9.3$$

9.4.1.2 Para momento negativo.

Para momento negativo sólo se presenta un caso, debido que no existe una relación directa entre "a" y "t".

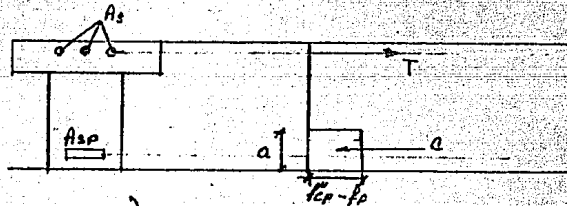


Fig. 9.4 Diagrama de esfuerzos para momento negativo.

De la fig. 9.4 se tiene que la fuerza rasante horizontal se determina como:

$$F_h = T = A_s f_y \quad \text{-----} \quad 9.4$$

9.4.2 DETERMINACIÓN DE LA NECESIDAD DE PUNTA CONECTORES.

Ya obtenida la fuerza rasante horizontal, se compara; como se presenta a continuación, y dependiendo de el resultado de dicha comparación, se determina si el elemento - prestigado requiere o no de conectores.

- Si $F_h \leq 2.8 F_A b_r l_{bh}$ ----- 9.5

No se requieren conectores.

- Si $F_h > 2.8 F_A b_r l_{bh}$ ----- 9.6

Si se requieren conectores.

donde:

F_A = Factor de reducción de resistencia ($F_A = 0.8$)

b_r = Ancho de la superficie de contacto

l_{bh} = Longitud de cortante horizontal.

Para evitar confusiones al respecto de l_{bh} , se presentamos ejemplos de esto:

Ejemplo #1.

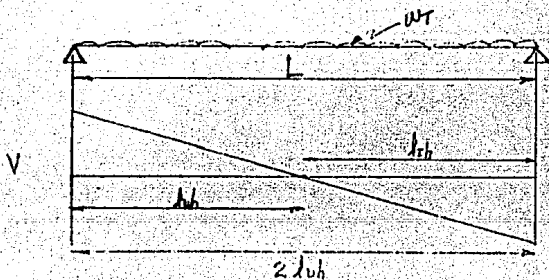


Fig. 9.5 "l_{bh}" en viga simplemente apoyada

Ejemplo # 2.

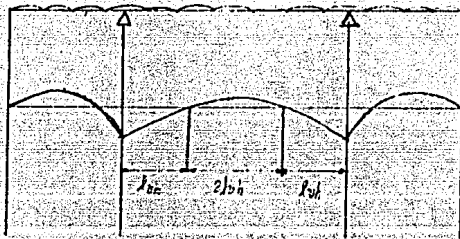


Fig. "l_{cb}" en viga con ambos voladizo.

9.4.3 DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE ACERO DE TRACCIÓN PARA CONECTORES.

a) Área requerida.

Este método recomienda que el área para conectores se determine utilizando la siguiente expresión.

$$A_{req} = \frac{F_h}{F_y A_e f_y} \quad \text{9.7}$$

donde:

A_{req} = Área de acero para conectores requerida en la longitud l_{cb} .

A_e = coeficiente de desarrollo de tracción.

El valor de " A_e " según el "PCI" está dada como:

$$A_e = \frac{70 \lambda^2 b_w l_{cb}}{F_{ht}} \quad \text{9.8}$$

donde:

$\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal
 $F_{lim} =$ Fuerza horizontal limitada

La fuerza horizontal limitada se determina como a continuación se muestra.

$$F_{lim} \leq \left\{ \begin{array}{l} \text{Por equilibrio de la sección}^* \\ 0.25 f_c \times l_{uh} \times b_r \\ 70 b_r l_{uh} \end{array} \right\} \quad \text{--- 9.9}$$

* Se toma el valor obtenido en el inciso 8.4.1

El valor de F_{lim} es el que resulte menor de aplicar las expresiones 9.9.

b) Área mínima

se determina aplicando:

$$A_{r_{min}} = \frac{8.4 b_r l_{uh}}{f_y} \quad \text{--- 9.10}$$

donde: $A_{r_{min}} =$ Área mínima requerida para conexiones.

El resultado que se obtenga al aplicar la ec. 9.10 deberá compararse con el valor que se obtenga de $A_{r_{req}}$ (ec. 9.7). Teniendo:

$$\text{--- Si } A_{r_{req}} > A_{r_{min}} \quad \text{--- 9.11}$$

Se tomará A_{freg} para el diseño

- Si $A_{freg} < A_{fmin}$ _____ 9.12

Se tomará A_{fmin} ; pero si éste es el caso, se tendrá que obtener un valor de A_{fmin2} , el cual se define como:

$A_{fmin2} = 1.33 A_{freg}$ _____ 9.13

Este valor de A_{fmin2} se compara con A_{fmin} . Teniendo:

- Si $A_{fmin2} > A_{fmin}$ _____ 9.14

Se toma como correcto A_{fmin}

- Si $A_{fmin2} < A_{fmin}$ _____ 9.15

Se toma A_{fmin2}

Para cualquiera de los casos, siempre que el diseño determine que se requieren conectores, se compara el valor último del análisis anterior (es. 9.7a o 9.8), es decir cualquiera de los siguientes: A_{freg} , A_{fmin} o A_{fmin2} ; con un valor A_{fmin3} , el cual se define como:

$A_{fmin3} = \frac{3.5 b_r b_h}{f_y}$ _____ 9.16

Tomaráse como valor último de diseño para los conectores, el mayor de los dos conectores.

9.4.3.1 DETERMINACIÓN DEL NÚMERO Y SEPARACIÓN DE CONECTORES

Teniendo ya el área de acero necesaria para conectores, se determina el número de conectores; suponiendo, se usarán conectores de dos ramas.

$$n_c = \frac{\text{Área de acero obtenida}}{2A_s} \quad \text{9.17}$$

donde: n_c = número de conectores
 A_s = área de un conector.
 2 = número de ramas

Finalmente se determina la separación de los conectores, como se muestra:

$$S_c = \frac{L}{n_c} \quad \text{9.18}$$

donde: S_c = Separación de los conectores.
 L = Longitud de las vigas.

La separación de los conectores (ec. 9.12) no deberá ser mayor que $4t$; es decir:

$$S_c \leq 4t \quad \text{9.13}$$

Septiembre, 1960
REVISIÓN DE LOS ESTU-
DIOS DE LAS VIGAS TRANSFERENCIA

INDICE

	Pág.
10.1 Introducción -----	(130)
10.2 Zona de Transferencia (Definición) -----	(32)
10.3 Método Empírico para Determinar los Estribos Requeridos en la Zona de Trans- ferencia. -----	(35)

10.1 INTRODUCCIÓN.

En vigas de concreto pretensado, la fuerza de pretuerzo se puede considerar como una carga concentrada, que actúa en una parte del peralte total del miembro; estas fuerzas son de magnitud considerable, actuando en las zonas extremas de las vigas. Estas pueden originar esfuerzos de compresión y de tensión; y para contrarrestar el agrietamiento producido por las tensiones, se deben reforzar los extremos por medio de acero de refuerzo transversal.

En la figura 10.1 se presentan gráficamente las acciones que actúan en el concreto; primeramente para vigas pretensadas con anclajes mecánicos, donde la carga se aplica en la cara extrema, y después en vigas pretensadas en las cuales la fuerza se introduce de una manera gradual, a través de la longitud de transferencia.

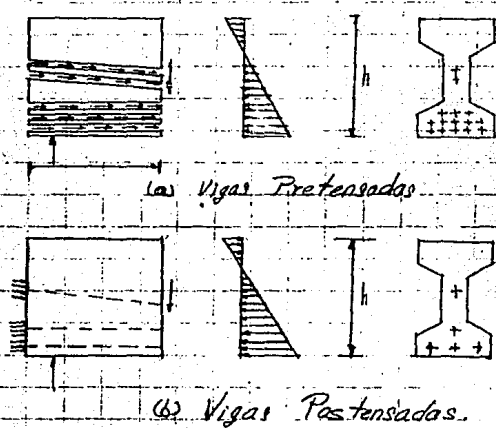


Fig. 10.1 Fuerzas de anclaje.

En cualquiera de los dos casos, la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto llega a ser lineal, adecuándose a la requerida por las cargas aplicadas, solo hasta después de una distancia del extremo de la viga, aproximadamente igual a un peralte (ver fig. 10.2). A esta zona de la viga se le denomina zona de transferencia.

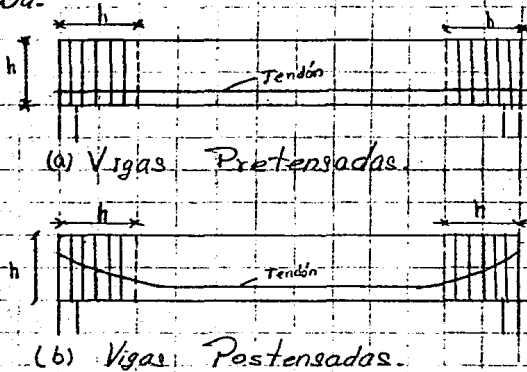


Fig. 10.2 Zonas de Anclaje.

El problema en este capítulo consiste en determinar los esfuerzos de agrietamiento en la zona de anclaje, estas fuerzas se apresian en la figura 10.1.

10.2 ZONA DE TRANSFERENCIA. (DEFINICIÓN).

Definición.- La zona de transferencia es aquella en la que los esfuerzos en el acero de pretuerzo actúan y se transmiten al concreto.

Los esfuerzos varían considerablemente en magnitud y naturaleza a todo lo largo, peralte y ancho de la viga en la zona de transferencia.

Existen muchas teorías y soluciones prácticas al problema de determinar los esfuerzos de grietamiento en la zona de anclaje, basadas en varias simplificaciones e idealizaciones.

Entre estas soluciones, se encuentra la solución en dos dimensiones, basada en el comportamiento elástico lineal del elemento, en esta solución se desprecia la reacción vertical y la fuerza de presfuerza se supone como una carga distribuida en todo el ancho de la viga. (Ver fig 10.3).

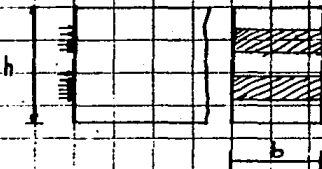


Fig 10.3 Idealización de la zona de anclaje para el análisis en dos dimensiones.

En la figura 10.4 se muestra una idealización física y el bloque sujeto a dos fuerzas concentradas simétricas.



Fig 10.4 Esfuerzos de tensión y zonas de astillamiento y desquebrajamiento.

Por otro lado los esfuerzos transversales de tensión se presentan principalmente en las dos siguientes regiones:

- 1.- Inmediatamente enseguida, del punto de aplicación de la fuerza de presfuerza dentro de la zona de transferencia. La posición exacta depende del área relativa que coordene el plano

de resquebrajamiento. A estos esfuerzos de tensión se les conoce como esfuerzos de resquebrajamiento. (Ver Fig. 10-5).

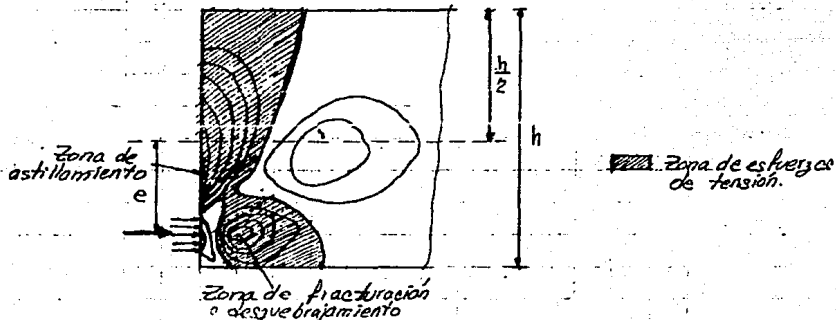


Fig. 10.5 Líneas de esfuerzo vertical constante.

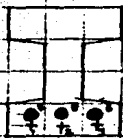
2- En el extremo de la viga, entre el plano de desquebrajamiento y cerca del tope y fondo de la misma. Estos esfuerzos son conocidos como esfuerzos de astillamiento.

Estudios fotoelásticos con especímenes, tal como el mostrado en la fig. 10.3 verifican estos resultados.

Es importante señalar que existen casos en que para una misma viga existen varias zonas de transferencia. Esto se da cuando por diseño se requiera engrasar torones.

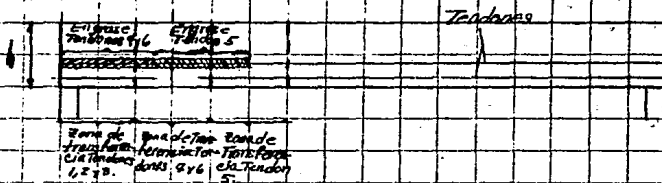
Esto se aprecia mejor en la figura 10.6, en la cual se tiene una viga de sección "I", en la cual se engrasan los torones a diferente longitud.

Para el caso específico de la figura 10.6 se dan tres zonas de transferencia, como a continuación se observa.



(a) Sección "I" de la viga con tendones engrasados

En esta figura los tendones 4, 5 y 6 están engrasados; los tendones 1 y 2 a una distancia y el tendón 3 a una distancia mayor que los anteriores.



(b) Viga con tendones engrasados

Fig. 10.6 Varias zonas de transferencia en una viga.

10.3 METODO EMPLEADO PARA DETERMINAR LOS ESTADOS DEQUE- RIDOS EN LA ZONA DE TRANSFERENCIA.

El método presentado a continuación es sencillo, repetitivo, y de eficiente desarrollo.

El uso de este método, considera un bloque extremo, como el mostrado en la fig. 10.7(a). En esta figura la distancia, B representa la dirección en distancia tal que la sección A-A estara lo suficientemente alejada del extremo, que esta

influya en las fuerzas concentradas en los anclajes. Al mismo tiempo, este método desprecia la reacción vertical y asume que la fuerza de pretuerzo, esta actuando a una distancia "g" de la fibra inferior de la sección de la viga.

Una sección Longitudinal que se encuentre en la zona de anclaje a una distancia "y" de la fibra inferior esta sujeta a un momento de volteo, el cual esta determinado por las fuerzas que actúan en los extremos de los bloques.

El momento de volteo se puede determinar mediante una sección longitudinal, como se muestra. El bloque extremo se muestra en la fig 10.6(a), en el que existen dos casos a considerar:

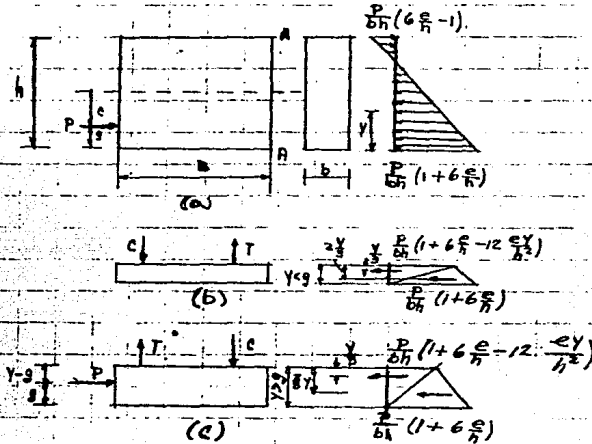


Fig. 10.7 Momento en una Sección Longitudinal.

El momento en esta sección está dado como:

$$M = \left[2 \left(\frac{y}{h} \right)^3 - \left(3 + \frac{h}{2e} \right) \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] p \cdot e \quad \text{--- 10.2}$$

Se toma como convención, de que en el sentido de las manecillas del reloj, el momento es positivo.

En forma adimensional la ecuación 10.2 queda como se muestra:

$$\frac{M}{p \cdot e} = \left(\frac{y}{h} \right)^2 \left[2 \frac{y}{h} - \left(3 + \frac{h}{2e} \right) \right] \quad \text{--- 10.3}$$

Para este caso ver la figura 10.6 (b).

$$2 - \quad y > g \quad \text{--- 10.4}$$

En este caso el momento de volteo en forma adimensional es:

$$\frac{M}{p \cdot e} = 2 \left(\frac{y}{h} \right)^3 - \left(3 + \frac{h}{2e} \right) \left(\frac{y}{h} \right)^2 + \frac{h}{e} \frac{y}{h} + \left(1 - \frac{h}{2e} \right) \quad \text{--- 10.5}$$

En el caso general de elementos postensados, en donde la fuerza se aplica en diferentes planos, se puede auxiliar el cálculo, mediante diagramas de cuerpos libre, de los cuales, se obtienen las expresiones necesarias para la variación del momento con la profundidad.

Una gráfica, como la señalada se presenta en la siguiente figura; en la cual se grafican las ecuaciones 10.3 y 10.5, para diferentes valores de e/h , tales como: 0.5, 0.4, 0.3 y 0.

Los momentos o relaciones $M/p \cdot e$, negativos o positivos se presentan en las figuras 10.6 (a) y 10.6 (b) respectivamente.

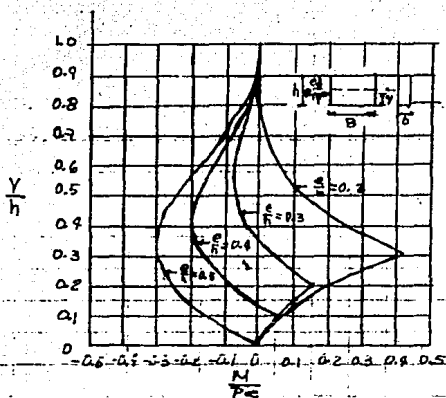


Fig. 10.8 Momento de volteo en una sección longitudinal.

Las ecuaciones 10.3 y 10.5 dan los momentos en una sección longitudinal, pero no son suficientes para indicar la forma exacta de la distribución de los esfuerzos en la sección. Sin embargo, las fuerzas totales de tensión o compresión que determinan los momentos se pueden obtener mediante la utilización de la gráfica de la figura 10.7.

Los estribos son diseñados para resistir el total de las fuerzas de tensión. Los esfuerzos permisibles en los estribos están limitados mediante el control de la abertura en las grietas longitudinales.

Para propósitos de diseño, se dan las siguientes recomendaciones:

1.- El refuerzo transversal, se diseña de forma tal, que cubra como mínimo una distancia a $\frac{1}{2}$ del final de la viga, usando estribos cerrados que soporten la fuerza total "T", la cual se da conforme a la siguiente expresión:

$$T = \frac{M_{\max}}{z} \quad \text{--- 10.6}$$

donde:

- T = Fuerza total de tensión.
- M_{max} = Momento máximo longitudinal.
- z = Distancia del extremo al centroide de los estribos ubicados dentro de la distancia $\frac{l}{2}$.

2.- los esfuerzos permisibles en los estribos no deben exceder el siguiente valor:

$$f_s = 1.64 \left(\frac{E_s \sqrt{f_c}}{a_s} w \right)^{1/2} \leq 0.5 f_y \quad \text{--- 10.7}$$

donde:

- E_s = 2 x 10⁶ kg/cm²
- f_c = f_{cp}
- a_s = Área de una rama del estribo
- w = Ancho de grieta permisible
(se supone w = 0.01 cm)

Un procedimiento, para determinar el refuerzo transversal en la zona de transferencia de la viga, utilizando el método ya explicado; es el siguiente:

- 1.- Obtener la fuerza de presfuerzo (P_T).
- 2.- Obtener el centroide del acero de presfuerzo en tensión tanto en los apoyos como en el centro del claro.
(Utilizar momentos, estáticos).
- 3.- Obtener la relación e/h para la zona de transferencia.
- 4.- Obtener la relación $\frac{y}{h}$; es decir, los plenos para los cuales se desen

obtener el momento; se recomienda que el número de planos sea múltiplo de diez; para mayor manejo y facilidad.

5.- Obtener el momento $P \cdot e$.

6.- Obtener los momentos para las diferentes planos horizontales, para lo cual se recomienda utilizar la siguiente tabla.

PLANO HORIZONTAL	y	$\frac{y}{h}$	$\frac{M}{P \cdot e}$	M
.
.
.

TABLA 10-1

7.- Obtener el momento máximo, en valor absoluto (M_{max}).

Como ya se mencionó anteriormente, existen dos casos de momento en los planos virtuales que se supone; en un caso, el momento es positivo y en el otro el momento es negativo, y el plano en el cual el momento cambia de signo, es precisamente en donde esta actuando la fuerza de presfuerzo. (Ver fig 10-9).

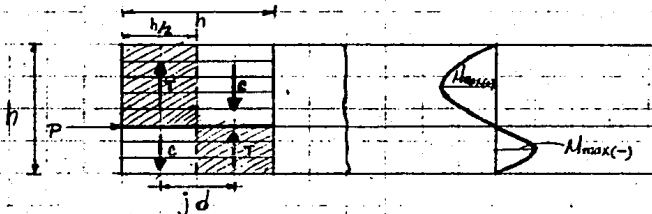


Fig. 10.9 Momentos en la zona de transferencia causados por la fuerza de presfuerzo.

De la figura se puede observar que existen momentos máximos tanto positivos como negativos.

Los estribos, de refuerzo en la zona de tensión, para momento negativo (zona acuada inferior), se diseñará precisamente con el momento máximo negativo. Así mismo, con el momento máximo positivo, se diseñarán los estribos de refuerzo para la zona de tensión sujeta a momento positivo. Este procedimiento es laborioso, por lo que se recomienda diseñar los estribos de toda la zona de transferencia tomando el momento máximo positivo en valor absoluto.

8.- Obtener la fuerza de tensión total, utilizando la ecuación 10.6 o la ecuación mostrada a continuación:

$$T = \frac{M}{j d} \quad \text{10.8}$$

donde $j d$ = brazo de palanca de momento.

Aunque el valor de " $j d$ ", varía dependiendo principalmente de la excentricidad de aplicación de la fuerza de presfuerzo, se puede simplificar tomándolo como:

$$j d = \frac{1}{2} h \quad \text{10.9}$$

9.- Obtener el esfuerzo permisible (f_s) de los estribos (eq. 10.7) esperando que: (Se supone a_s).

$$f_s \leq 0.5 f_y \quad \text{10.10}$$

10.- Obtener el área de estribos de acuerdo a:

$$A_s = \frac{T}{f_s} \quad \text{10.11}$$

11.- Obtener el número de conectores de acuerdo a:

$$n = \frac{A_s}{a_s}$$

12. Finalmente se repiten los pasos 9, 10 y 11, con el valor real de a .

CAPITULO II
VIGAS CONTINUAS A BASE
DE ELEMENTOS PRETEN-
SADOS.

11.1	Introducción	28
11.2	Elementos Pretensados Continuos	(335)
11.3	Etapas de Carga y Secciones a Revisar	(337)
11.3.1	Revisión de la Sección Crítica	(342)
11.4	Ventajas y Desventajas de las Vigas Continuas	(345)
11.5	Comentario sobre Elementos Pretensados Continuos	(346)

11.1 INTRODUCCIÓN.

Existen casos, en los cuales los claros a cubrir, por una estructura son demasiado grandes o también cuando los elementos estructurales llegan al lugar de la obra en partes, como en el caso de las estructuras de acero; o más específicamente para este capítulo, las estructuras a base de elementos pretensados; en las cuales, es indispensable dar continuidad.

De esta manera, se dan, lo que se conoce como vigas continuas.

Así, a diferencia de las vigas simplemente apoyadas, en las cuales los momentos actuantes sólo son positivos. En las vigas continuas aparecen momentos tanto positivos como negativos, localizándose los picos de estos momentos, por lo general, en los apoyos. Esto es, los momentos actuantes varían a lo largo de toda la viga.

Para miembros simplemente armados el momento resistente se puede variar fácilmente, para adecuarse a los momentos actuantes; cortando o doblando los varillas en donde éstas no se requieran. Pero para elementos pretensados, esto no es tan sencillo y puede conducir a un diseño no económico.

Una solución a esto, podría ser, lograr perfiles con cambios de curvatura, en los tendones; pero esto provocaría pérdidas por fricción que podrían llegar a ser grandes.

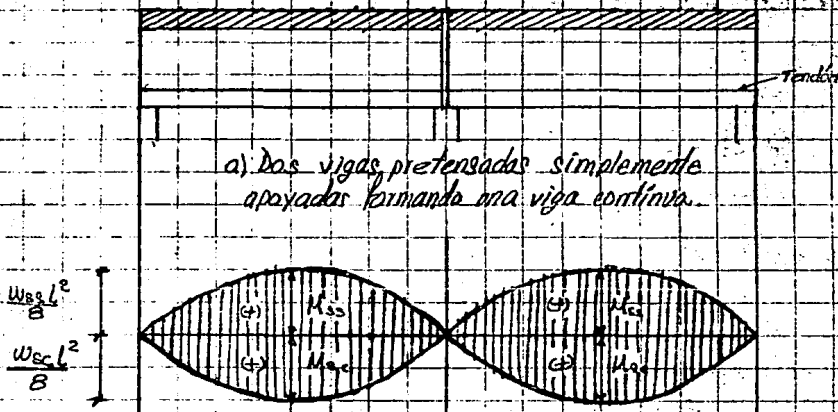
Una solución más viable es la de salvar los claros a base de vigas pretensadas continuas.

Para elementos pretensados continuos, algunas de las veces se utilizan componentes pretensados-postensados. Los elementos se pretensan con la finalidad de soportar su peso propio y las cargas de construcción y luego se postensan en el lugar de la obra, para proporcionar continuidad a la estructura y soportar las cargas muertas y vivas sobre puestas. Este sistema, es muy utilizado en la construcción de puentes con claros.

medianos. En México, concretamente en la construcción del Metro elevado línea #9.

1.2 ELEMENTOS PRETENSADOS CONTINUOS

Si se quisiera cubrir un claro de tres apoyos a base de vigas simplemente apoyadas, quedaría como se muestra a continuación.



a) Dos vigas pretensadas simplemente apoyadas formando una viga continua.

b) Diagrama de Momentos para una viga a base de dos vigas simplemente apoyadas.

Fig. 11.1 Vigas simplemente apoyadas en un claro de tres apoyos.

Otra forma de cubrir este mismo claro, es a base de vigas pretensadas, pero trabajando como una viga con-

tinua. (ver fig. 11.2).

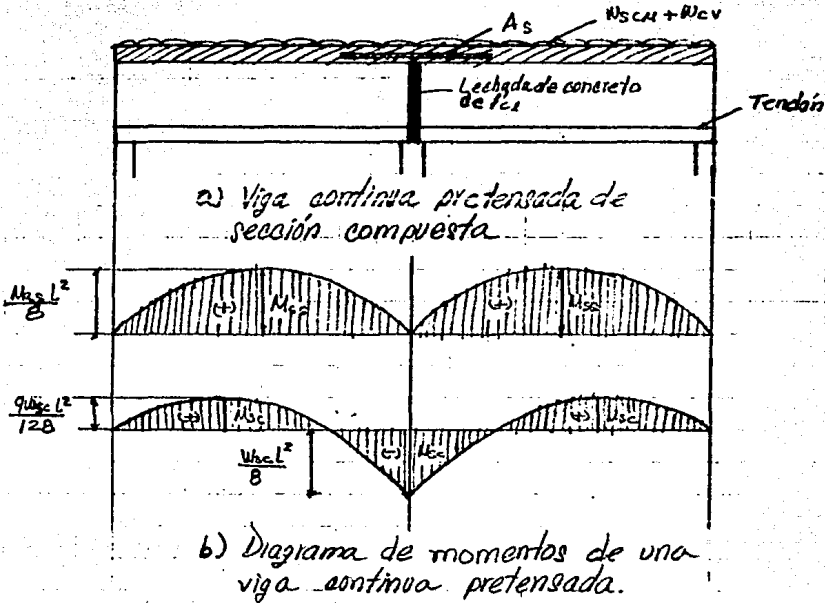


Fig. 11.2 Viga continua pretensada.

De las figuras 11.1 y 11.2 se puede observar que existe una diferencia importante en cuanto a los momentos actuantes en cada una de las vigas. Debido a esto, se puede intuir, que una viga puede soportar mayor carga que la otra. Haciendo una similitud de momentos, se puede obtener una relación de cargas actuantes, para las condiciones de las vigas ya mencionadas.

Iguando momentos positivos en ambos casos:

$$W_{sc_{n,1}} \frac{L^2}{8} = \frac{9}{128} W_{sa_{n,1}} L^2 \quad \text{--- 11.1}$$

Haciendo operaciones

$$W_{sa_{n,2}} = \frac{128}{8 \times 9} \frac{L^2}{L^2} W_{sc_{n,1}}$$

$$W_{sc_{n,2}} = \frac{128}{72} W_{sc_{n,1}} \quad \text{--- 11.2}$$

Finalmente

$$W_{sc_{n,2}} = 1.78 W_{sc_{n,1}} \quad \text{--- 11.3}$$

Del resultado obtenido (ec. 11.3), se queda concluir que la viga continua (Fig. 11.2), desde un punto de vista estructural, representa mayores ventajas; debido a que resiste mayores cargas, que las vigas a base de elementos simplemente apoyados. Esto es:

$$W_{sc_{n,2}} > W_{sc_{n,1}} \quad \text{--- 11.4}$$

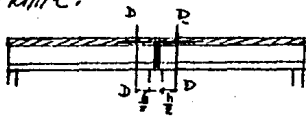
11.3 ETAPAS DE CARGA Y SECCIONES A REVISAR.

Las vigas continuas, al igual que las vigas simplemente apoyadas; se deben revisar, por Flexión, Cortante y Basante. Las vigas continuas, en su revisión presentan ciertas particularidades, como son:

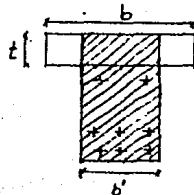
Revisión por Flexión.- Para este caso la revisión es similar a la que se hace para vigas simplemente apoyadas, y las secciones a revisar son: al centro del claro y en los apoyos; para mayor información consultar el capítulo al respecto. (Capítulo 5).

Revisión por Cortante. - En este caso, además de revisar las secciones mencionadas para vigas simplemente apoyadas (Capítulo 5), se revisará la sección a $\frac{1}{2}$ del paño de los apoyos interiores (Sección D), es decir, en donde se presenta la fuerza cortante crítica.

Es importante mencionar, que a diferencia de las vigas simplemente apoyadas, en las vigas continuas, la fuerza cortante será resistida por el alma de la sección más un ancho b' del patín, es decir, para este tipo de vigas no habrá una contribución a la resistencia al cortante de un peralte del patín, esto es un ancho $\frac{1}{2}$ de patín a cada lado del área que resiste el cortante.



a) Sección E.



b) Área que resiste el cortante

Fig. 11.3 Revisión por Cortante.

Revisión por Basante. - La revisión, en este caso, se hará en forma similar a como se explica para vigas simplemente apoyadas, con la diferencia de que en este caso, el diseño de conectores y revisión de la sección se hará para dos zonas específicas. Una, en donde se presentan los momentos positivos y la otra, en donde se presentan los momentos negativos. (Ver fig. 11.4).

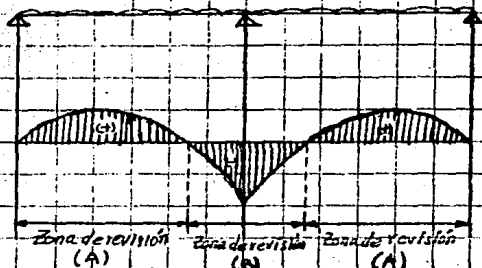


Fig. 114. Zonas a revisar por esfuerzos rozantes.

Hechos los comentarios pertinentes al respecto de la revisión, se presentarán ahora las etapas de carga.

Las etapas de carga dentro de la vida útil de un elemento prestozado continuo, son las mismas que para vigas de sección compuesta, esto es:

- 1ª Etapa — La viga se encuentra en la mesa de tendido.
- 2ª Etapa — Izado del elemento.
- 3ª Etapa — El elemento se encuentra almacenado y libremente apoyado.
- 4ª Etapa — Aparición de los esfuerzos permanentes.
- 5ª Etapa — La viga trabaja como sección compuesta.

Las etapas críticas de carga, serán las mismas que para elementos de sección simple y simplemente apoyadas, y se revisarán en condiciones Inmediatamente — después de la Transferencia de los Esfuerzos y en Condiciones de Servicio.

Las secciones a revisar, para cada una de estas etapas críticas y para cada una de las condiciones (Flexión, Cor-

tante y Pasante), son las ya mencionadas anteriormente. En la figura que a continuación se presenta se muestran gráficamente las secciones principales que se deben revisar, aparte de las ya mencionadas, en elementos continuos.

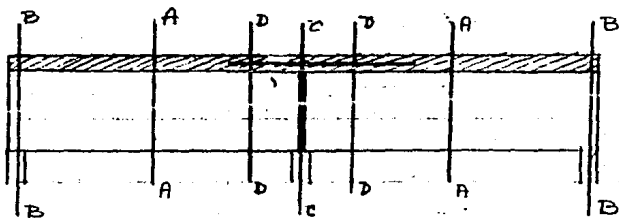


Fig. 11.5 Secciones a revisar en vigas continuas.

De la fig. 11.5 se puede ver que las secciones a revisar son:

- Sección A al centro del claro
- Sección B en los apoyos
- Sección C en la unión de las vigas de sección simple
- Sección D a $\frac{1}{2}$ del paño de los apoyos interiores.

Cada una de las secciones se revisan de la siguiente manera:

- La revisión de la sección A al centro del claro, se hará sumando los efectos de los momentos máximos (M_{max}) de las dos etapas de la sección compuesta, esto es:

$$M_{ss} = (W_{pp} + W_{usa}) \frac{L^2}{8} \quad \text{--- 11.5}$$

$$M_{sc} = (W_{suu} + W_{ov}) \frac{9}{128} L^2 \quad \text{--- 11.6}$$

Para mayor información al respecto, ver Capítulo 5.

- La revisión de la sección B para vigas continuas se hace en forma similar a como se hizo para vigas simplemente apoyadas.

- La revisión de la sección C, es como se muestra a continuación.

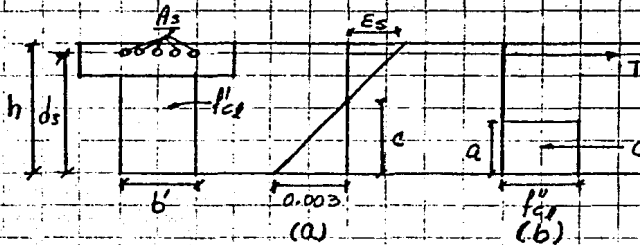


FIG. 11.6. Revisión de la sección C. (a) Diagrama de deformaciones, (b) Diagrama de esfuerzos.

Sabiendo que:

$$E_s \geq E_y = \frac{fy}{E_s} \quad \text{--- 11.7}$$

De la figura 11.6. se tiene:

$$c = ab \cdot f'_{cs} \quad \text{--- 11.8}$$

$$T = A_s f_y \quad \text{--- 11.9}$$

Iguando las eqs. 11.8 y 11.9

$$abf''_c = A_s f_y \quad \text{-----} \quad 11.10$$

Despejando a "a"

$$a = \frac{A_s f_y}{b f''_c} \quad \text{-----} \quad 11.11$$

que es la profundidad del bloque de compresión.
Con este valor de "a", se obtiene el M_uB .

$$M_uB = F_n [A_s f_y (d_s - \frac{a}{2})] \quad \text{-----} \quad 11.12$$

También, se obtiene el M_{ua} , de la siguiente manera:

$$M_{ua} = F_c [1.30 M_{sc}] \quad \text{-----} \quad 11.13$$

Finalmente, la revisión se concluye comparando el M_{uB} con el M_{ua} ; esperando que el M_{uB} sea mayor o igual al M_{ua} , según recomendación del ACDF-1977 (1987).

$$M_{uB} \geq M_{ua} \quad \text{-----} \quad 11.14.$$

La sección crítica; en este caso, es la sección D, la cual, por ser la sección crítica, se revisará en un subcapítulo específico.

11.3.1 REVISIÓN DE LA SECCIÓN CRÍTICA

Las condiciones en que se encuentra la viga en esta sección, se resumen en la siguiente figura.

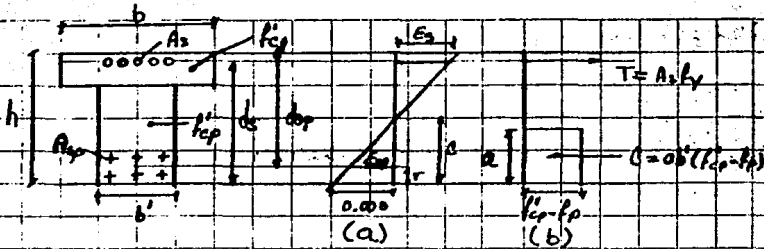


Fig. 11.3 Revisión de la sección crítica ("b")
 (a) Diagrama de deformación, (b) Diagrama de esfuerzos.

Un procedimiento para la revisión de la sección D; a saber, es el siguiente:

- 1.- Suponer $f_p = 100 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- Obtener "a" (Eq. 11.13)
- 3.- obtener "c"

$$c = \frac{a}{0.8} \quad \text{--- 11.15}$$

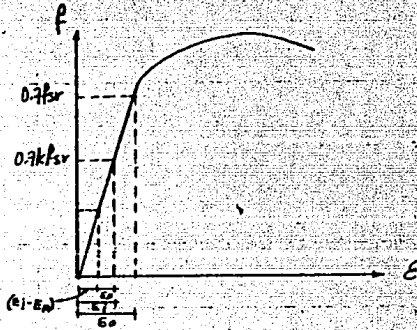
- 4.- Obtener "ε_s"
 Por triángulos semejantes de la Fig. 11.7

$$\epsilon_s = \frac{0.003(d_s - c)}{c} \quad \text{--- 11.16}$$

donde se tienen dos alternativas:

- Si $\epsilon_s \geq \frac{\epsilon_y}{0.75}$ (Es correcto)
- Si $\epsilon_s < \frac{\epsilon_y}{0.75}$ (Se reduce el área de acero, se aumenta la sección o se coloca acero en compresión).

6.- Graficar.



donde:

$$\epsilon_i = \frac{0.7 k f_{yr}}{E_{sp}}$$

7.- Determinar "f'p"

$$f'_p = (\epsilon_i - \epsilon_p) E_{sp} \quad \text{-----} \quad 11.17$$

8.- Determinar "F'p"

$$F'_p = f'_p A_{sp} \quad \text{-----} \quad 11.18$$

9.- Determinar "f'pobt"

$$f'_{pobt} = \frac{F'_p}{a b'} \quad \text{-----} \quad 11.19$$

teniendose tres alternativas.

- Si $f'_{pobt} > f'_{sup}$ ----- 11.20

Se hace otro tanteo con $f_p > 100 \text{ kg/cm}^2$

- Si: $P_{\text{prob}} < P_{\text{sup}}$ ————— 11.21

Se hace otro tanteo, con $f_p < 100 \text{ kg/cm}^2$

- Si: $P_{\text{prob}} = (P_{\text{sup}} \pm 5\% P_{\text{sup}})$ ————— 11.22

Se toma como correcto P_{sup} , al igual que "a" calculada con la ecuación 11.13.

10.- obtener " M_{uB} "

$$M_{\text{uB}} = F_d [A_s f_y (d_s - \frac{a}{2})] \text{ ————— 11.23}$$

11.- obtener " M_{uA} "

$$M_{\text{uA}} = F_d [L/30 M_{\text{sc}}] \text{ ————— 11.24}$$

12.- Finalmente se compara M_{uB} con M_{uA} ; esperando que:

$$M_{\text{uB}} \geq M_{\text{uA}} \text{ ————— 11.25}$$

11.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS VIGAS CONTINUAS

La principal ventaja que presentan las vigas continuas con respecto a las vigas simplemente apoyadas, es de tipo estructural; esto es, para una misma sección, un mismo claro y un mismo pretuerzo, se puede aumentar la carga.

Otras ventajas son:

- Para claros y cargas dadas, los momentos de diseño son menores que para las estructuras con apoyos simples.
- La rigidez aumenta y las deflexiones disminuyen.

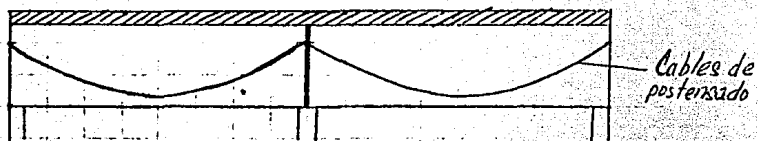
- Mediante la continuidad en elementos postensados, se requieren menos anclajes y los costos de ferrado, se reducen grandemente.
- La rigidez de los nudos, en los pórticos continuos, proporcionan considerable resistencia, a las cargas horizontales.

Dentro de las desventajas se pueden mencionar, entre otras:

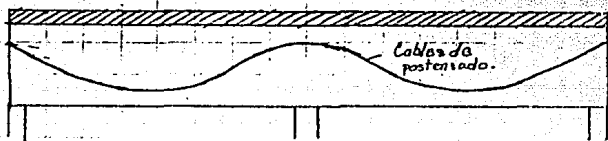
- Perdidas considerables de prestuerzo en elementos postensados continuos.
- Proceso constructivo laborioso
- Acciones accidentales provocadas por hundimientos diferenciales debidos al suelo de mala calidad, donde se desplazan las obras.

11-5 COCIENTAJO SOBRE ELEMENTOS POSTENSADOS CONTINUOS.

En la figura siguiente, se presentan algunos ejemplos de este tipo de vigas.



a) Dos vigas postensadas formando una viga continua.



b) Viga continua postensada.

Fig 11-8 Vigas continuas postensadas.

Estas Vigas presentan un diagrama de momentos como el mostrado.

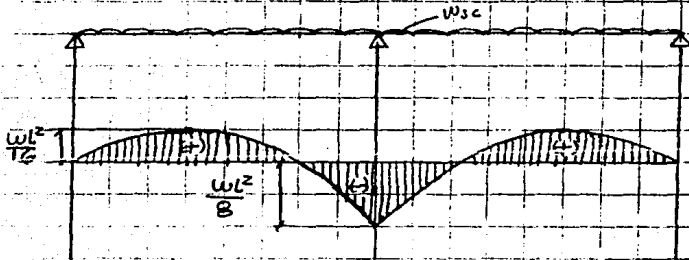


Fig. 11.2 Diagrama de momentos de una viga continua postensada.

CONCLUSIONES

Este trabajo, no obstante, de que se obtuvo en parte, de información bibliográfica norteamericana y europea, se cuidó de manera importante, que dicha información, se ajustara a las condiciones (teóricas y técnicas) de nuestro país.

Así mismo, este trabajo, se ajusta a los requisitos (normas) especificados por el ACDF-87 y aquellos que no fueron modificados y que no contradigan, los anteriores, del ACDF-77.

En algunos otros casos, no se toman en cuenta las disposiciones de los ACDF-77 y 87; tomando como base, la experiencia, pero siempre utilizando parámetros más conservadores.

El trabajo, en general, presenta la forma de un curso de Prestuerzo y Prefabricación; el cual, es un primer intento para empesar a elaborar una bibliografía que este adecuada a la técnica y a la teoría vigente en nuestro país.

Se espera así, que este trabajo sea de utilidad para los alumnos y profesionistas (ingenieros, arquitectos, etc) interesados en el diseño de estructuras a base de elementos de concreto prestozado.

Finalmente, es importante mencionar que este trabajo se realizó, con la idea de que sea dinámico; es decir, que se vaya modificando de acuerdo a los avances (teóricos y técnicos), que se vayan teniendo en nuestro país. Y — conforme a las modificaciones que surian los reglamentos vigentes.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.- Deflexiones de estructuras de concreto prestozado y prefabricado
Don F. Bazan IMCYC Mexico 1980.
- 2.- Introducción al concreto prestozado
A.M. Allen IMCYC Mexico 1980.
- 3.- PCI Design Handbook - precast prestressed concrete
2th Edition PCI Chicago 1978
- 4.- Fundamentals of concrete design.
Prestressed Concrete Institute (PCI) Chicago 1973.
- 5.- Prestressed Concrete Analysis and Design
By Antoine E. Naaman. Edit. Mc. Graw-Hill USA, 1982
- 6.- Diseño de Estructuras de Concreto Prestozado
Arthur H. Nilson Edit LIMUSA Mexico, 1982
- 7.- Design of Prestressed Concrete Structures
By T.-Y. Lin and Ned H. Burns. Edit John Wiley and Sons. USA, 1982.
- 8.- Prestressed Concrete
By Norbey Khachaturian and German Gurfinkel
Edit Mc. Graw-Hill USA., 1969
- 9.- Modern Prestressed Concrete
James P. Libby 2th. Edition
Edit Van. Nostrand Reinheld, San Diego, Cal USA. 1977
- 10.- Modern Prestressed Concrete
Highway Bridge Superstructures
Design plinop and construction methode
Libby and Perkins, Ed. Van Nostrand Reinheld. San Diego, Cal. USA.

- 11.- Construcción de estructuras de concreto prestosoado
Ben Gerwick Jr. Ed. LIMUSA, Mexico 1978.
- 12.- Manual de la Construcción Prefabricada
Korcuz Tomos 1, 2 y 3.
Ed. Herman Blume, Madrid, España, 1973.
- 13.- Diseño de Conexiones de Elementos Prefabricados de Concreto
Nueva serie IMCYC Mexico, 1973.
- 14.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado
(ACI 318-83) y comentarios.
- 15.- Standard Specifications for highway bridges, 13th Edition
1983, adopted by AASHTO.
- 16.- Requisitos de Seguridad y Servicios para las Estructuras,
Titulo IV del Reglamento de Construcciones para
el Distrito Federal (No 400).
- 17.- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Nor-
mas Técnicas Complementarias del Reglamento de Cons-
trucciones para el Distrito Federal (No. 401).
- 18.- Requisitos de Seguridad y Servicios para las Es-
tructuras, del Reglamento de Construcciones para el
Distrito Federal. Titulo VI (ACDF-1987).