



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

“ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL DEL FERROCEMENTO PRETENSADO PARA SU APLICACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN”

Tesis para optar al Título de:
Ingeniero Civil En Obras Civiles

Profesor Patrocinante:
Sr. Adolfo Castro Bustamante.
Ingeniero Civil. M. Sc. en Ingeniería Civil,
Especialidad Estructuras.

Profesores Colaboradores:
Sr. Julio Lopetegui Torres.
Ingeniero Civil,
Doctor en Ingeniería.

Sr. José Soto Miranda.
Ingeniero Civil, M. Sc. en Ing. Civil.
Mención Ingeniería Sísmica.

VANIA NOELIA CRUCES OYARZO
VALDIVIA - CHILE
2008

INDICE

	PAGINA
CAPITULO 1: Antecedentes Generales	2
1.1.- Presentación del problema	2
1.2.- Estado del arte	2
1.2.1- Ferrocemento	2
1.2.2- Hormigón pretensado	3
1.3.- Objetivos	4
1.4.- Metodología de trabajo	5
CAPITULO 2: El Ferrocemento	8
2.1.- Materiales componentes	8
2.1.1- Armadura del ferrocemento	8
2.1.2- Mortero del ferrocemento	10
2.2.- Colocación del ferrocemento	11
2.3.- Requerimientos para el diseño de elementos de ferrocemento	13
2.4.- Propiedades del ferrocemento	14
2.5.- Módulo de elasticidad del ferrocemento	15
2.6.- Condiciones básicas de cálculo	15
2.7.- Criterios de diseño	16
2.7.1- Fracción de volumen	16
2.7.2- Superficie específica total del refuerzo	16
2.7.3- Tensión admisible de tracción del ferrocemento en su conjunto	16
2.7.4- Tensiones admisibles de compresión del ferrocemento en su conjunto	17
2.7.5- Comportamiento al agrietamiento y ancho de grieta	17
CAPITULO 3: Comportamiento del Ferrocemento a Flexión	19
3.1.- Comportamiento y diseño a resistencia última de elementos de ferrocemento sometidos a flexo-compresión	19
3.1.1- Análisis y diseño de una sección rectangular con acero en la zona traccionada	20
3.1.2- Análisis del diseño de una sección T	25
3.1.3- Verificación del diseño se un elemento con acero distribuido en toda la sección(caso general)	29

	PAGINA
CAPITULO 4: Ferrocemento Pretensado	33
4.1.- Efectos del pretensado	33
4.2.- Control de esfuerzos en el ferrocemento mediante pretensado	34
4.2.1- Pretensado centrado	34
4.2.2- Pretensado excéntrico	35
4.2.3- Pretensado Parcial	36
4.3.- Materiales	37
4.3.1- Aceros	37
4.3.2- Mortero del ferrocemento	39
CAPITULO 5: Análisis a Flexión de Elementos Pretensados	42
5.1.- Esfuerzos elásticos de flexión en vigas no agrietadas	43
5.1.1- Comportamiento de vigas presforzadas en el rango elástico	43
5.1.2- Esfuerzos elásticos	45
5.1.3- Núcleo central de la sección	48
5.2.- Esfuerzos de agrietamiento	49
5.3.- Resistencia a la flexión	52
5.3.1- Curva esfuerzo deformación	53
5.3.2- Bloque rectangular de esfuerzos equivalentes	54
5.3.3- Resistencia a la flexión mediante el análisis de compatibilidad de deformaciones	56
5.3.4- Contribución del refuerzo no pretensado	58
5.3.5- Ecuaciones del ACI para resistencia a flexión	59
5.4.- Criterio de diseño	64
5.5.- Deflexión de elementos pretensados	64
5.6.- Diseño zona de anclaje	67
CAPITULO 6: Pérdidas de Pretensado	69
6.1.- Acortamiento elástico del elemento	70
6.2.- Flujo plástico del mortero	72
6.3.- Contracción del mortero del ferrocemento	74
6.4.- Relajación del acero	74
CAPITULO 7: Estudio Teórico del Comportamiento de una Viga T de Ferrocemento Pretensado	75
7.1.- Propiedades geométricas de la sección sin agrietamiento	81
7.2.- Tensiones admisibles en los cables de pretensado	82
7.3.- Tensiones admisibles en las fibras extremas	83

	PAGINA
7.3.1- Esfuerzos en el ferrocemento después de la aplicación del pretensado, antes de las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo	83
7.3.2- Esfuerzos en el ferrocemento bajo las cargas de servicio, después que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado	84
7.4.- Fuerza de pretensado aplicada por el gato hidráulico a la sección	85
7.5.- Pérdidas de pretensado	85
7.5.1- Determinación de la fuerza y tensión de pretensado inicial	85
7.5.2- Determinación de la fuerza y tensión de pretensado efectivo	87
7.6.- Evaluación del comportamiento de la viga pretensada en el rango elástico	89
7.6.1- Esfuerzos elásticos	89
7.7.- Deformación de la viga	94
7.7.1- Deformación neta inmediatamente después del pretensado	94
7.7.2- Deformación neta debida solo al pretensado	95
7.7.3- Deformación neta del elemento debida al pretensado efectivo y al peso propio del elemento	95
7.7.4- Deformación neta para la totalidad de las cargas de servicio	95
7.7.5- Cargas de descompresión del elemento	97
7.7.6- Deformaciones máximas admisibles de cálculo (disposiciones del ACI)	97
7.8.- Resistencia a la flexión	98
7.9.- Verificación de las cuantías de acero	104
7.10.- Verificación de la zona de anclaje	105
CAPITULO 8: Fabricación Viga de Ferrocemento Pretensado con Sección T	110
8.1.- Elaboración Moldaje	110
8.2.- Elaboración Armadura	111
8.3.- Tensado de los alambres	114
8.3.1- Elementos utilizados en el proceso de tensado de cada alambre	114
8.3.2- Proceso de tensado	116
8.4.- Vaciado del Mortero	118
8.5.- Ensayo de muestras rílem	119
CAPITULO 9: Ensayo de Flexotraccion	122
9.1.- Materiales a utilizar en ensayo de flexotraccion	122
9.2.- Calculo estimativo de la carga P ₁	123
9.3.- Registro de datos obtenidos del ensayo	124

RESUMEN

En la presente memoria se da a conocer el estudio realizado a un elemento de ferrocemento pretensado sometido a flexión. Debido a que no existe un método de análisis ni una normativa de diseño para este tipo de elementos, se analizó por separado: las propiedades y el comportamiento de elementos de ferrocemento sometidos a flexión, y la metodología que existe para diseñar elementos de hormigón armado pretensado. Luego se aplicó las propiedades del ferrocemento en flexión a los métodos de análisis y diseño de elementos pretensados de hormigón.

La verificación de la propuesta, hecha en ésta memoria, de diseñar un elemento pretensado de Ferrocemento sometido a flexión aplicando las propiedades conocidas del material a los métodos y códigos de diseño ya existentes para el Hormigón Pretensado, se llevó a cabo realizando: el análisis, el diseño basado en el ACI318 del 2002, la construcción y el posterior ensayo a flexión, ha realizarse en el laboratorio L.E.M.C.O de la Universidad Austral de Chile, de una viga pretensada de Ferrocemento cuya sección "T" tenía las siguientes dimensiones: 20cm de altura, 14cm de ancho, 4cm de espesor en el ala y 6cm de espesor en el alma. Finalmente se llegó a la conclusión de que es posible diseñar ésta viga pretensada de ferrocemento basándose en el ACI318, pero aplicando las propiedades particulares del ferrocemento al código.

ABSTRACT

In the present work is given to know the study undertaken to an element of prestressed ferrocement subjected to flexure. Because it does not exist a regulation or methodology of analysis for this kind of elements, are discussed separately, properties and behaviour of elements of ferrocement subjected to flexure, and the methodology that exists for design elements of reinforced concrete, for implementing the properties that has the ferrocement flexure to the methodology for analysis and design of prestressed elements in concrete. To verify if the properties's known ferrocement can be applied to the methodology of analysis of prestressed concrete, is carried out the analysis, design, construction and subsequent testing to flexure from a beam "T" on prestressed ferrocement, ensuring that it can be applied the properties's known ferrocement to undertake the design of prestressed beams from this material, are given to know other sections of ferrocement more efficient, that by economic conditions was not possible build them, and compared with elements of similar sections and lengths of ferrocement nonprestressed, reaching the final conclusion that effectively prestressing ferrocement this greatly improves their resistance.

CAPITULO I

ANTECEDENTES GENERALES

1.1.- PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

El desarrollo de esta memoria tiene como propósito hacer un estudio teórico y posteriormente experimental sobre el comportamiento de un elemento, a definir, de ferrocemento pretensado sometido a flexión y así verificar si el ferrocemento puede ser pretensado y si el método empleado en su diseño predice su comportamiento experimental.

Si se logra conseguir un efectivo pretensado en el elemento de ferrocemento, se podrían adquirir las ventajas que trae consigo esta técnica, entre estas se encuentran las siguientes: la sección de ferrocemento aumentaría su eficiencia desde el punto de vista de la resistencia y la serviciabilidad, una sección de ferrocemento pretensada, soportaría mayores solicitaciones que la misma sin pretensar, y podría lograrse un elemento de mayor luz estando, siempre, dentro de los rangos aceptables de la serviciabilidad; se reducirían las deformaciones, lo cual originaría que bajo cargas de servicio el ferrocemento permanezca sin fisuras, evitando así los efectos de la corrosión sobre las armaduras, consiguiéndose un elemento de mayor durabilidad.

1.2.- ESTADO DEL ARTE

Como no se conoce experiencia de ferrocemento pretensado se da un estado del arte del ferrocemento y del hormigón pretensado por separado, ya que para llevar a cabo el estudio teórico y experimental de esta tesis se mezclan ambos conocimientos.

1.2.1.- FERROCEMENTO

Aunque el ferrocemento nace junto con el hormigón armado hace más de un siglo, éste fue relegado durante mucho tiempo hasta 1943 que es retomado para la construcción de cascos de barcos y edificios de gran envergadura; a partir de esa fecha la ingeniería ha sido testigo de los magníficos resultados y la enorme versatilidad

al emplear el ferrocemento en diversas edificaciones de distintos países; un material que ha adquirido la misma importancia que la del hormigón armado y el presforzado. (Ref. 1.- Olvera, A. 2002)

Sin embargo las primeras aplicaciones de la tecnología del ferrocemento en Chile, se realizaron en la industria naval, recién en 1980, cuando se construyó el primer casco de ferrocemento, el pequeño "Poseidón" con un espesor de lámina de 20mm, mas tarde se construyeron otras siete unidades. (Ref. 2.- Saavedra, C. 2002)

En el área habitacional se han hecho diversos intentos a nivel de universidades, como el estudio de la vivienda tipo "A", construida in situ a modo artesanal en la Universidad Austral de Valdivia, también se ha experimentado en elementos menores en la Universidad de Santiago. (Ref. 2.- Saavedra, C. 2002)

En 1994 se inicio en la Octava Región, en la Universidad del Bío-Bío de Concepción, un proyecto FONTEC, de CORFO, Cementos Bío-Bío y el Departamento Ciencias de la Construcción de la Facultad de Arquitectura Construcción y diseño de dicha universidad. Este estudio fue destinado a desarrollar un sistema constructivo prefabricado para edificar viviendas, cuya fase de I&D se terminó el año 1997. Como parte de este estudio se construyó una primera unidad para fines experimentales y de promoción, la que se monitoreó durante un año. Los resultados de esta experiencia fueron positivos, por lo que en junio de 1999 se obtiene la aprobación del sistema ante la Dirección Técnica Nacional de Investigación y Fomento Habitacional del MINVU, mediante el informe N° 02/99 con fecha 21 de junio de 1999, emitido por la Unidad Tecnológica del Ministerio. (Ref. 2.- Saavedra, C. 2002)

1.2.2.- HORMIGÓN PRETENSADO

El hormigón pretensado, comienza a usarse en la década del 40, su uso fue impulsado por la escasez de acero que existió en Europa al finalizar la segunda guerra mundial cuando comenzó la reconstrucción. Es el francés Fryssunet quien impulsa este avance desde los primeros años del siglo pasado, experiencias que no pudieron fructificar por la falta de aceros de alta resistencia y hormigones de alta calidad. En 1928 registró su primera patente y estableció su teoría de hormigón pretensado. El título de su primera publicación fue "Una revolución en el arte de construir". (Ref. 3.- Vibrocom. 2007)

En el año 1951 se levanta un puente pretensado en los Estados Unidos. En 1952 se crea la F.I.P (Federación Internacional del Pretensado), en Cambridge, para difundir la técnica del pretensado. (Ref. 3.- *Vibrocom. 2007*)

El Instituto Chileno del Cemento y el Hormigón, y la Cámara Chilena de la Construcción han venido realizando un trabajo de estandarización de criterios en el diseño de estructuras de hormigón armado que ha permitido que los especialistas chilenos dispongan y apliquen de inmediato los últimos avances tecnológicos que se refieren al Diseño Estructural. (Ref. 4.- *José, B; I, Molinas. 2003*)

El trabajo se ha materializado a través de la divulgación y generalización del uso del Código de Diseño de Hormigón Armado, basado en el ACI 318 que se ha publicado desde 1997, en estos momentos se encuentra en lista la cuarta versión basada en el ACI 318 del año 2005. (Ref. 4.- *José, B; I, Molinas. 2003*)

El Código en sí, abarca todas las áreas vinculadas al Diseño Estructural del Hormigón Armado entre las cuales está el Hormigón Pretensado que es desarrollado en el Capítulo 18 del mismo. El Código de Diseño asume como metodología base, el diseño por resistencia utilizando, «Diseño por Rotura» que reemplaza desde 1963 el antiguo método de Tensiones Admisibles». (Ref. 4.- *José, B; I, Molinas. 2003*)

El Hormigón Pretensado presenta amplias restricciones de tensiones, esta limitación de tensiones tanto de tracción como de compresión, ha sido ampliamente estudiada desde sus inicios y el Código los ha ido incorporando en la medida que las experimentaciones han validado su correcta aplicación. Así en el Código de 1995 se introdujo la limitación de tensión en la fibra extrema en compresión, debido a todas las cargas a $0,6f_c'$, que hasta la versión anterior del código revisada en 1992 la limitación había sido $0,45f_c'$, que a partir de la edición de 1995, sólo se mantiene para las cargas muertas. El Código de 1999, no introduce grandes variaciones en lo que respecta al tema de tensiones admisibles en el diseño de elementos pretensados, sus mayores cambios estuvieron enfocados en la zona de anclaje de los cables postensados, que fue completamente cambiado para hacerlo compatible con AASHTO 1996. (Ref. 4.- *José, B; I, Molinas. 2003*)

1.3.- OBJETIVOS

GENERALES:

- Realizar un estudio teórico y experimental del comportamiento del ferrocemento

al ser pretensado, para su aplicación en elementos sometidos a flexo-compresión.

ESPECÍFICOS:

- Definir las dimensiones de la sección de ferrocemento que será estudiada teórica y experimentalmente, ésta deberá ser efectiva desde el punto de vista del diseño y también deberá ser ejecutable bajo las condiciones y con los instrumentos disponibles para llevar a cabo su ensayo.
- Verificar si el elemento definido cumple con las condiciones de diseño, que se propondrán para un elemento viga de ferrocemento pretensado, y realizar un análisis teórico estructural de éste.
- Verificar si las propiedades mecánicas del ferrocemento sufren modificaciones debido al pretensado, mediante ensayo de flexión en el laboratorio.
- Construir y ensayar en laboratorio el elemento diseñado. Los resultados obtenidos en laboratorio se compararán con los arrojados por el análisis teórico estructural.

1.4.- METODOLOGÍA DE TRABAJO

Se realizará un estudio teórico del comportamiento del ferrocemento pretensado en elementos sometidos a flexo-compresión, como no existe información del ferrocemento pretensado como tal, se estudiará el comportamiento que tienen por separado el ferrocemento y el hormigón pretensado en elementos flexo-comprimidos, teniendo los conocimientos necesarios, se estará en condiciones de realizar una fusión de ambos y encontrar una teoría para el "FERROCEMENTO PRETENSADO" sometido a flexo-compresión, posteriormente se escogerá un determinado elemento que será diseñado, analizado, construido y sometido a ensayos de carga para verificar su comportamiento estructural y así cuantificar su resistencia.

Para llevar a cabo el ensayo será necesario construir dos fundaciones cada una con un macizo de anclaje, el sistema fundación – macizo será el encargado de soportar el preesfuerzo transferido a los cables por el gato hidráulico hasta que el ferrocemento alcance la resistencia necesaria y los cables sean cortados, transfiriendo así el preesfuerzo al ferrocemento. Las fundaciones serán diseñadas especialmente para soportar dicho preesfuerzo.

Una vez que esté construido el sistema fundación – macizo se procederá a la construcción del elemento. Se debe comenzar por la elaboración de la armadura de

refuerzo, que estará formada por una malla electro-soldada, que será el esqueleto de la estructura, y una malla hexagonal de gallinero que envuelve a la malla electro-soldada. La elaboración de la armadura será tomada del diseño que se efectuará en la tesis, éste se realizará para la sección más solicitada del elemento. Una vez terminada la distribución y forma de la armadura se procederá a la elaboración del moldaje de madera, que será hecho especialmente para el elemento, éste deberá ser capaz de contener la estructura de ferrocemento sin que sufra mayores deformaciones debidas al peso propio.

Para pretensar la estructura se utilizarán alambres de alta resistencia, estos alambres serán colocados dentro del esqueleto de la armadura del ferrocemento en el sector que indique el diseño del elemento, se dejarán sueltos y luego de haber hecho el moldaje de madera sobre la armadura se procederá a anclar los cables al macizo de una fundación y a continuación se comenzará a tensar los cables desde el macizo de la otra fundación, el tensado de cada cable será realizado por un gato hidráulico cuyo esfuerzo transmitido al cable será medido por un manómetro y chequeado por el alargamiento del cable hasta alcanzar el preesfuerzo requerido por el diseño de la estructura. Una vez terminado el proceso de pretensado se da paso a la etapa de vaciado del mortero. La mezcla deberá tener un cono muy alto, por lo que será muy fluida, además tendrá arena muy fina, lo que permitirá que la mezcla llegue a todos los rincones del moldaje evitando los vacíos en el mortero, siempre y cuando se cuente con un adecuado vibrado. El día del vaciado del mortero se tomarán muestras de Rilem, como mínimo 3 probetas de 4x4x16cm, estas se someterán a ensayos de flexión y compresión a los 1, 3, 7, 14, 21 y 28 días, para ver la resistencia que esté alcanzando el mortero del que estará hecho el elemento. Estos ensayos se llevarán a cabo en el "Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Construcción", L. E. M. C. O., ubicado en el Campus Miraflores de la Universidad Austral de Chile. El descimbre del elemento se estima será al 7mo día del hormigonado, los cables pretensados serán cortados el día que el ferrocemento alcance la resistencia necesaria para soportar los esfuerzos que le transmitirán los alambres pretensados, la resistencia que vaya alcanzando el ferrocemento será monitoreada mediante los ensayos que se efectuarán a las probetas de Rilem. Una vez que el ferrocemento alcance la resistencia que requiere el diseño, que es superior a la que tendrá cuando se corten los cables, se estará en condiciones de someter el elemento a pruebas de ensayo de su comportamiento bajo cargas de flexo-compresión. Para realizar el ensayo se debe contar con los instrumentos adecuados y seguridad suficiente para evitar accidentes. El ensayo de la estructura se llevara a cabo en el L. E. M. C. O., bajo la estricta supervisión del profesor patrocinante. Luego de realizar el ensayo y analizar los resultados obtenidos de éste, se está en condiciones de ver la factibilidad de construir elementos de ferrocemento

pretensados, ya que se habrá visualizado su real comportamiento. Además se definirán las hipótesis de diseño, normas y códigos a emplear.

CAPITULO II

EL FERROCEMENTO

Es un material para la construcción, una construcción de hormigón de poco espesor, flexible en la que el número de mallas de alambre de acero de pequeño diámetro están distribuidas uniformemente a través de la sección transversal. Se utiliza un mortero muy rico en cemento lográndose un comportamiento notablemente mejorado con relación al hormigón armado cuya resistencia está dada por las formas de las piezas. (Ref.5.- Universidad Católica del Norte, 2006)

2.1.- MATERIALES COMPONENTES.

A continuación se describen los materiales usados en la fabricación del ferrocemento.

2.1.1.- ARMADURAS DEL FERROCEMENTO.

En el ferrocemento existen las *armaduras difusas* y las *armaduras discretas*. Éstas se distinguen en su forma y en su función.

A.- Armadura Difusa.

Constituida por alambres de pequeño diámetro, formando mallas con espaciamiento pequeño, las que se distribuyen uniformemente dentro del mortero. Las más comunes son las mallas de gallinero hexagonal con abertura de 1 pulgada (2,54cm). (Ref. 6.- Carrasco, V. 2002)

Ésta es la encargada de captar la retracción del mortero, ó sea, es la que ayuda a que las fisuras y grietas demoren en aparecer. Debe ser de fácil manipulación, ya que se debe colocar cubriendo todo el cuerpo de la armadura. (Ref. 7.- Pama, B. K, 1991)

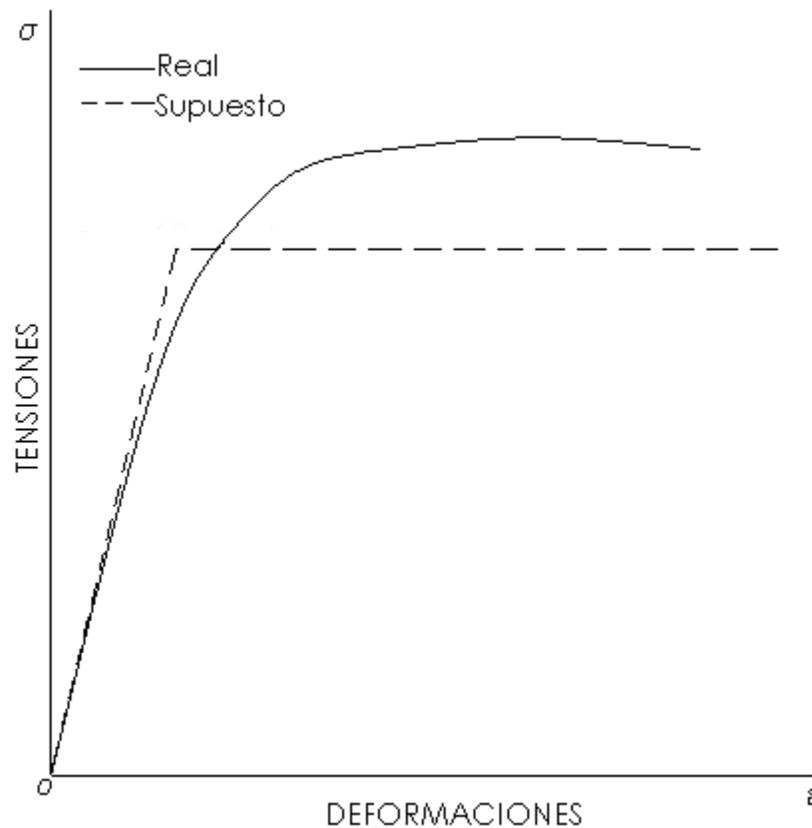
B.- Armadura Discreta.

Sirve de esqueleto, formada por barras de acero de pequeño diámetro sobre las cuales se sujeta la armadura difusa, es la que se lleva todo el trabajo de resistencia, se destacan dos tipos, la *Armadura de Esqueleto*, y la *Armadura Suplementaria*. En la

Armadura de Esqueleto, se considera clave su forma, ya que ésta es la encargada de soportar a la armadura difusa y a la vez trabajar a resistencia. Aquí se usan mallas de pequeños diámetros, las cuales poseen una distribución perpendicular en la armadura. La *Armadura Suplementaria* tiene una función netamente estructural, actúa en conjunto con las mallas de la armadura difusa. Para esta armadura se utilizan barras de acero, las que son distribuidas de manera de obtener el mejor rendimiento de ésta. (Ref. 1.- Olvera, A. 2002)

➤ **Propiedades del Acero de Refuerzo del Ferrocemento.**

i) **En el acero se utiliza el diagrama simplificado para la curva $\sigma - \epsilon$**



(Figura 2.1)

ii) **Tensión admisible de tracción en el acero**

f_y = Tensión de fluencia del acero.

$$\sigma_{at} = 0,6 \cdot f_y$$

(Ecuación 2.1)

iii) **Tensión máxima de compresión del acero en la armadura situada en la zona comprimida de la sección y adherida al mortero**

$$\sigma_{ac} < 200\text{MPa}$$

(Ref. 8.- Llanes, C. 2003)

2.1.2.- MORTERO DEL FERROCEMENTO.

Está constituido por los siguientes elementos.

A.- Cemento.

Generalmente se utiliza cemento de grado corriente, según la NCh148. Las dosificaciones de cemento pueden variar entre 400 a 650(kgf/m³), según el elemento a fabricar. (Ref. 6.- Carrasco, V. 2002)

La relación cemento/arena puede ser de ½ a ¼ en volumen, o sea, de 800 a 400kgf de cemento por 1m³ de arena. (Ref. 1.- Olvera, A. 2002)

B.- Los Agregados.

Generalmente son arenas de tamaño nominal de 5mm dependiendo el tamaño máximo del espesor, por ejemplo, en estructuras de techumbre con nervaduras de espesor de 6 a 10cm con varias capaz de malla, el tamaño máximo del grano de arena puede ser 10mm. En general, las arenas deben estar constituidas por partículas duras, de forma y tamaño estable, fuertes, limpias y libres de terrones, partículas blandas, arcillas, sales e impurezas orgánicas u otras sustancias que por su origen o cantidad afecten la resistencia a durabilidad del mortero. Es de gran importancia el contenido de finos bajo la malla #50, para efectos de la terminación de los elementos se recomienda que como mínimo esté sobre el 10%, (requisitos granulométricos en la NCh163. Of. 79), deben ser capaces de producir una mezcla lo suficientemente trabajable con una razón agua/cemento mínima que cumpla con la resistencia suficiente, pero que también permita lograr una penetración apropiada en las armaduras del ferrocemento. (Ref. 6.- Carrasco, V. 2002)

C.- El Agua.

Debe ser potable o cumplir con los requisitos de la NCh1498 of 82. (Ref. 6.- Carrasco, V. 2002)

La relación agua/cemento puede variar de 0,35 a 0,5 en volumen. (Ref. 1.- Olvera, A. 2002)

D.- Los Aditivos.

En algunos casos se utilizan aditivos plastificantes o súper plastificantes, para dar al mortero una mayor trabajabilidad o disminuir la razón agua/cemento y así posibilitar el aumento de la resistencia desde las primeras edades del mortero. En ocasiones se incorpora aire al mortero, principalmente por razones de trabajabilidad. (Ref. 6.- Carrasco, V. 2002)

➤ **Propiedades del Mortero del Ferrocemento.**

i) Módulo de elasticidad del mortero

$$E_m = 0,8 \cdot E_H$$

(Ecuación 2.2)

donde, E_H es el módulo de elasticidad del hormigón y se determina según el ACI con las siguientes expresiones:

$$E_H = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}, \text{ para hormigones de densidades normales y}$$

$$E_H = \gamma^{1,5} \cdot 0,043 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ para hormigones de densidades, } \gamma, \text{ entre } 1500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \text{ y } 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3},$$

con f'_c y E_H en MPa, donde $f'_c = f_{cm}$ = Resistencia a la compresión del mortero del ferrocemento.

ii) Coeficiente de Poisson (Módulo de deformación transversal).

$$\nu = 0,2$$

iii) Módulo de cizallamiento.

$$G = 0,4 \cdot E_m$$

(Ecuación 2.3)

iv) Coeficiente de deformación lineal de temperatura del mortero.

En un intervalo entre -40°C y $+50^\circ\text{C}$ se admite un coeficiente igual a:

$$\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

v) Resistencia mínima del mortero del ferrocemento.

Para la protección de la armadura contra la corrosión y aseguramiento de una adherencia entre el mortero y la armadura, el mortero debe tener una resistencia a la compresión igual ó mayor a $250 \text{kgf} / \text{cm}^2$

$$250 \text{kgf} / \text{cm}^2 \leq f_{cm}$$

(Ref. 8.- Llanes, C. 2003)

2.2.- COLOCACIÓN DEL FERROCEMENTO

La fabricación del material ferrocemento consiste básicamente en la colocación del mortero plástico de forma manual o mecánicamente sobre las mallas y

armaduras de acero convenientemente dispuestas, de manera que puedan sustentar el mortero y éste penetre en su interior y las recubra totalmente.

Con el procedimiento descrito, si además las armaduras son dispuestas de manera que tengan la forma del elemento que se desea construir, es posible obtener directamente terminados elementos de formas complejas, sin necesidad de recurrir a moldajes complicados.

La primera fase de aplicación de este procedimiento constructivo incluye la colocación de las mallas y armaduras que van a ser embebidas posteriormente con mortero. La cantidad de armadura debe ser fijada de manera que, por una parte, proporcione un soporte adecuado al mortero, pero deje, también, los huecos necesarios para que éste penetre y rellene con facilidad el espacio interior.

Deben ir firmemente adheridas las armaduras suplementarias mediante amarras de alambre espaciadas a no más de 30cm entre sí o mediante puntos de soldadura, de manera de construir un conjunto que mantenga inalterable su posición durante la colocación del mortero. Su cuantía oscila entre 1 y 8% según sea la magnitud de la pieza a construir. *(Ref. 1.- Olvera, A. 2002)*

Una vez colocadas las armaduras, se procede a la aplicación del mortero. Su colocación se efectúa generalmente en forma manual, depositando el mortero sobre mallas de armadura difusa y presionando con una llana para lograr la mayor compacidad posible. Esta colocación puede efectuarse en una o dos etapas:

- En el primer caso, el mortero atraviesa todo el espesor del elemento, partiendo desde una cara hasta aparecer por la opuesta.
- En el método en dos capas, el mortero se coloca desde una cara hasta aproximadamente la mitad del espesor, completando la colocación del resto aproximadamente una semana después de colocada la primera.

La terminación superficial se obtiene aislando la superficie en forma manual o bien con el empleo complementario de los moldes provisorios mientras se compacta.

La compactación del mortero se efectúa por vibración para eliminar al máximo posible el aire atrapado, y se complementa con la compactación manual durante la colocación.

La metodología descrita puede ser aplicada directamente en sitio o bien para la construcción de elementos prefabricados, lo cual aumenta el grado de sus posibilidades de aplicación. *(Ref. 5.- Universidad Católica del Norte, 2006)*

2.3.- REQUERIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE FERROCEMENTO

- Deben ser de un espesor no menor de 12mm ni mayor de 50mm. En obras especiales puede llegar a 100-120mm.
- En losas o vigas no destinadas a soportar cargas externas un mínimo constructivo de una a dos capas de malla de celdas pequeñas; en losas o vigas cargadas la armadura es según los cálculos.
- Recubrimiento del mortero:
 - En telas mallas de 3-6mm según el medio ambiente:
 - ❖ Protegido: 3mm
 - ❖ Expuesto: 4mm
 - ❖ Agresivo: 5mm
 - ❖ Muy agresivo: 6mm
 - Para armaduras de barras y alambres unos 8mm.
 - Para armaduras pretensadas no menor a 10mm
 - Se recomienda que para espesores mayores de 12,5mm, el recubrimiento neto no deba exceder de 1/5 del espesor ó 5mm, con vista asegurar una apropiada distribución de la tela de mallas en todo el espesor.
- En el diseño de elementos de ferrocemento se debe eliminar los ángulos agudos, deben lograrse uniones suaves.
- Los empalmes de las mallas deben realizarse en los lugares donde la sección de la armadura no se utilice completamente.

Los empalmes de mallas en el sentido de trabajo (< al 50%):

Mallas tejidas:

En tracción	→	No menor de 100mm y no menos de 6 celdas.
En compresión	→	50mm

Mallas soldadas:

En tracción	→	No menor de 60mm y no menos de 4 celdas.
En compresión	→	30mm

- No se recomiendan empalmes en la armadura longitudinal.

- Los elementos portantes de ferrocemento deben ser continuos en todo el largo. No se permite división de los elementos en tracción y en flexión mediante la colocación de juntas transversales. Esta solución puede ser tomada, sólo, en casos muy especiales. (Ref. 8.- Llanes, C. 2003)
- El total de volumen de refuerzo por unidad de volumen del compuesto, definido como el Volumen de refuerzo (V_r), no debe ser menor a un 1,8% en dirección longitudinal y en dirección transversal, como tampoco mayor a 6,5%. Si el elemento está compuesto por armadura discreta y difusa, ambas se deben sumar.

$$V_r = \frac{\text{Volumen total de refuerzo}}{\text{Volumen del compuesto}} \times 100$$

(Ecuación 2.4)

- La superficie adherida de refuerzo o área total de adherencia del refuerzo por unidad de volumen del compuesto, llamada superficie específica de refuerzo (S_r), no debe ser menor a 0.5cm^{-1} en dirección longitudinal y transversal, ni mayor a 3cm^{-1} .

$$S_r = \frac{\text{Área superficial del refuerzo adherido}}{\text{Volumen del compuesto}}$$

(Ecuación 2.5)

2.4.- PROPIEDADES DEL FERROCEMENTO

La no existencia de normas internacionales para la realización de ensayos no permite, en general, establecer valores de diseño para la diversidad de métodos, equipos y dimensiones de las probetas. Sin embargo con las investigaciones que hasta ahora se han realizado, es posible determinar un rango de valores que pueden utilizarse como criterio al momento de diseñar.

Una de las características del ferrocemento, es que contiene una gran cantidad de refuerzos en dos direcciones, que le dan al mortero una gran elasticidad, capacidad de tracción y resistencia a la rotura. Estas características se deben a la extrema subdivisión y distribución del refuerzo.

El mortero situado en las cercanías del refuerzo, es capaz de soportar amplias deformaciones sin la aparición de grandes fisuras.

El ferrocemento es un material que se constituye de componentes similares a la del concreto reforzado; sin embargo, su capacidad de tracción, resistencia al impacto, y resistencia a la fisuración son superiores a la del concreto reforzado, debido a lo explicado anteriormente.

2.5.- MODULO DE ELASTICIDAD DEL FERROCEMENTO

Para el cálculo del Módulo de Elasticidad, se debe considerar un cálculo teórico y un cálculo experimental de éste. Para el cálculo del módulo de elasticidad teórico del ferrocemento se toma como referencia los estudios explicados en el texto "El Ferrocemento y sus aplicaciones" del autor Alfonso Olvera López.

El Módulo de Elasticidad teórico se puede expresar como una función de las propiedades de los materiales que lo constituyen, por lo tanto se deben considerar todos los elementos que componen al ferrocemento, y en este caso considerando, también, la armadura pretensada.

$$E_c = E_s \cdot \frac{A_s}{A_c} + E_{ps} \cdot \frac{A_{ps}}{A_c} + E_m \cdot \frac{A_m}{A_c}$$

(Ecuación 2.6)

Donde

- c : Indica el ferrocemento
- s : Indica el acero no pretensado
- ps : Indica el acero pretensado
- m : Indica el mortero

(Ref. 1.- Olvera, A. 2002)

Para el cálculo del Módulo de Elasticidad experimental, deben tomarse en cuenta los valores obtenidos en el ensayo de flexo-tracción. Los datos a considerar son los correspondientes a la fase elástica no fisurada del comportamiento del elemento, es decir, los valores de carga y deformación en los cuales se presenta un comportamiento lineal.

2.6.- CONDICIONES BÁSICAS DE CÁLCULO

En realidad, no existen normativas generadas especialmente para este material, por lo que los antecedentes específicos para el diseño de elementos de ferrocemento se deben establecer en cada país, según sus condiciones particulares y

deben satisfacer los requisitos del cálculo de la capacidad portante y de las condiciones establecidas en las normas del país. Cuando no existe un código de diseño, se puede utilizar el documento "Building code requirements for reinforced concrete" (ACI 318) del ACI. (Ref. 6.- Carrasco, V. 2002)

Cualquier recomendación relacionada con el diseño de estructuras de ferrocemento dependerá del tipo de aplicación y deberá estar basada en un análisis racional a partir de los resultados de ensayos.

EL cálculo y diseño de un elemento de ferrocemento debe asegurar la estructura contra:

- La rotura brusca, plástica o de otro tipo.
- La pérdida de estabilidad, pérdida de forma de la estructura o su posición.
- La falla por fatiga.
- La rotura por la acción conjunta de factores de fuerza y del medio ambiente desfavorable.
- La formación de grietas, así como su abertura excesiva o duradera.
- Los desplazamientos excesivos (por flexión, ángulo de giro, traslación y debido a oscilaciones).

2.7.- CRITERIOS DE DISEÑO

2.7.1.- FRACCION DE VOLUMEN.

$$V_f = \frac{\text{Volumen total de refuerzo}}{\text{Volumen del compuesto}} \times 100 > 1,8\%$$

(Ecuación 2.4)

2.7.2.- SUPERFICIE ESPECÍFICA TOTAL DEL REFUERZO.

$$S_r = \frac{\text{Area superficial del refuerzo adherido}}{\text{Volumen del compuesto}} > 0,5 \text{ cm}^{-1}$$

(Ecuación 2.5)

2.7.3.- TENSIONES ADMISIBLES DE TRACCIÓN DEL FERROCEMENTO EN SU CONJUNTO.

El valor de la tensión admisible de tracción cambia según el tipo de malla con el

que esté hecho el compuesto de ferrocemento.

Si se utiliza:

➤ Malla cuadrada soldada: $\sigma_f^{\text{trac}} = 5\text{MPa} = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Ecuación 2.7a)

➤ Malla hexagonal: $\sigma_f^{\text{trac}} = 3,5\text{MPa} = 35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Ecuación 2.7b)

2.7.4.- TENSIONES ADMISIBLE DE COMPRESIÓN DEL FERROCEMENTO EN SU CONJUNTO.

$$\sigma_f^{\text{compr}} = 0,45 \cdot f_{\text{cm}}$$

(Ecuación 2.8)

f_{cm} = Resistencia a la compresión del mortero.

2.7.5.- COMPORTAMIENTO AL AGRIETAMIENTO Y ANCHO DE GRIETA.

Aunque el diseño de estructuras de ferrocemento está a menudo basado en limitaciones a los esfuerzos o criterios de resistencias, el concepto de serviciabilidad aceptable bajo carga de servicios durante la vida útil de la estructura, se está haciendo común. La serviciabilidad en estructuras de hormigón, al igual que en elementos de ferrocemento, se relaciona con el comportamiento al agrietamiento y ancho de grietas. El término de resistencia a la primera grieta aparece frecuentemente en la literatura del comportamiento del ferrocemento a la tracción y a la flexión, se entiende por grietas desde 0,005mm hasta la grieta visible de 0,003 – 0,01mm .

En tracción directa y en flexión, la resistencia al agrietamiento se incrementa con la superficie específica del acero en la dirección cargada.

$$\sigma_f^{\text{agriet}} = K \cdot S_j + f_{\text{tm}} \text{ (MPa)}$$

(Ecuación 2.9)

$K = 35$ para flexión y 20 para tracción directa.

$S_j =$ Superficie específica en la zona traccionada en la dirección longitudinal en mm^{-1} .

$f_{\text{tm}} =$ Resistencia a tracción directa o tracción por flexión del mortero.

Se recomienda que el valor máximo del ancho de la grieta deba ser menor de 100μ

(0,100mm) para ambiente no corrosivo y de 50μ (0,050mm) para ambiente corrosivo.

(Ref. 8.- Llanes, C. 2003)

La expresión del ancho de grietas a flexión es la siguiente:

$$\varpi = \frac{3,5 \times 10^{-9} \cdot f_y^{1/3}}{S_r^{1/3}}$$

(Ecuación 2.10)

Donde ϖ es el ancho máximo de grieta, f_y es el esfuerzo de fluencia de la capa extrema en tensión de la malla en kgf/cm^2 y S_r es la superficie específica en cm^2/cm^3 de la malla en dirección longitudinal. (Ref. 7.- Pama, B. K, 1991)

CAPÍTULO III

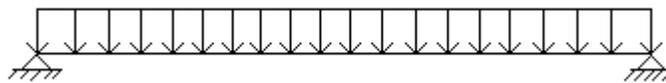
COMPORTAMIENTO DEL FERROCEMENTO A FLEXIÓN

El análisis de ferrocemento a flexión puede llevarse a cabo usando la propiedad de material compuesto, y alternativamente, la teoría del hormigón armado para las diferentes etapas de carga. Generalmente, la malla de alambre, llamada armadura difusa (malla de gallinero), está dispuesta uniformemente por toda la sección de ferrocemento. El acero de armazón, llamada armadura discreta, que ayuda a dar la forma del elemento, se coloca en dirección longitudinal y transversal con separaciones más anchas (malla electro-soldada). El acero de armazón en dirección longitudinal prácticamente no contribuye dentro del rango elástico debido a su proximidad con el centro de gravedad de la sección. Sin embargo, en el estado último de la sección, tiene una contribución significativa al ser el encargado de resistir el momento último siempre que no ocurra pérdida de adherencia entre el mortero y la varilla de acero.

Cuando el ferrocemento es sometido en el rango elástico a elongación y contracción sigue la ley de Hooke, o sea, se supone que la sección transversal, que era plana antes de la carga, permanece plana después de la carga, y la deformación es proporcional al esfuerzo. Las deformaciones de las fibras de toda la sección bajo esfuerzo varían directamente proporcional de su distancia al eje neutro. El material se considera homogéneo aún después del agrietamiento, considerándose la sección completa del elemento. (Ref. 7.- Pama, B. K, 1991)

El comportamiento último en flexión que tiene un elemento de ferrocemento es explicado con gran detalle en el punto que sigue a continuación.

3.1.- COMPORTAMIENTO Y DISEÑO A RESISTENCIA ÚLTIMA DE ELEMENTOS DE FERROCEMENTO SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN.



(Figura 3.1)

HIPÓTESIS DE DISEÑO A FLEXIÓN:

- Las deformaciones son proporcionales a la distancia de la línea neutra.
- Las secciones planas se mantienen planas hasta la rotura del elemento.

- Se toma el rectángulo equivalente para el diagrama de tensiones de compresión del mortero.
- La deformación máxima del mortero a compresión es $\epsilon'_m = 0,0035$.
- El acero llega a la deformación de fluencia, ϵ_y , al mismo tiempo que el mortero a su deformación máxima, $\epsilon'_m = 0,0035$.

Nomenclatura:

A_s = Área de acero, ubicada en la zona de tracción de la sección.

A_{si} = Área de acero ubicada en la posición i de la sección de ferrocemento.

ϵ'_m = Deformación máxima del mortero a compresión.

ϵ_y = Deformación del acero cuando está en fluencia.

ϵ_{si} = Deformación del acero ubicado en la posición i de la sección de ferrocemento.

f_{cm} = Resistencia especificada a la compresión del mortero.

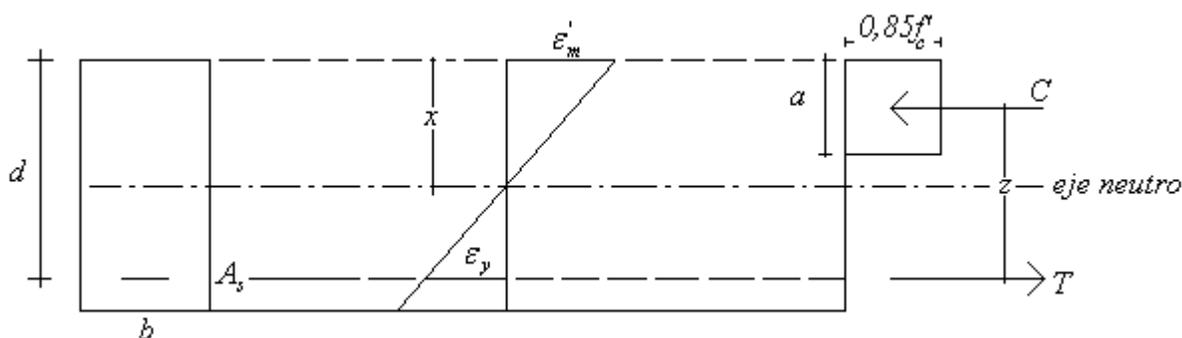
f_y = Tensión de fluencia del acero.

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

E_m = Módulo de elasticidad del mortero.

3.1.1- ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR CON ACERO EN LA ZONA TRACCIONADA.

i) **Diagrama tensión deformación en estado último.**



(Figura 3.2)

De la teoría del comportamiento último de vigas de hormigón en flexión, se tienen las siguientes expresiones, que se utilizan, también para el ferrocemento:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \qquad z = d - \frac{a}{2} \qquad \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

Donde

$$a = \beta_1 \cdot x; \quad \beta_1 = 0,85 \quad ; \quad \text{Si } f'_{cm} \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_{cm} - 280)}{70} \quad ; \quad \text{Si } f'_{cm} > 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Por compatibilidad geométrica, el eje neutro en estado último se encuentra en;

$$\frac{\epsilon'_m}{x} = \frac{\epsilon_y}{d - x}$$

$$\epsilon'_m \cdot (d - x) = \epsilon_y \cdot x$$

$$x \cdot (\epsilon_y + 0,0035) = 0,0035 \cdot d$$

$$x = \frac{0,0035 \cdot d}{\frac{f_y}{E_s} + 0,0035}$$

(Ecuación 3.1)

ii) Zonas de la sección de ferrocemento en estado último.

- Zona bajo el *eje neutro* ⇒ zona en tracción: El mortero se considera agrietado no tomando tracciones, la fuerza de tracción, T , es tomada en su totalidad por el acero en fluencia que se encuentra en esta zona.

$$T = A_s \cdot f_y$$

(Ecuación 3.2)

- Zona sobre el *eje neutro* ⇒ zona en compresión: La resistencia a compresión de la sección está dada por el mortero, por lo tanto, es este quien toma toda la fuerza de compresión, C , que solicita a la sección.

$$C = 0,85f'_c \cdot a \cdot b$$

(Ecuación 3.3)

iii) Momento nominal resistente de la sección.

Se obtiene a partir de la ley de equilibrio de fuerzas entre las fuerzas T y C , y del supuesto que las secciones se mantienen planas hasta la rotura del elemento.

$$M_n = T \cdot z = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0,85f'_{cm}} \right)$$

$$M_n = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_{cm}} \right)$$

(Ecuación 3.4a)

ó

$$M_n = C \cdot z = 0,85f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0,85f'_c \cdot \beta_1 x \cdot b \cdot \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right)$$

(Ecuación 3.4b)

iv) Cuantía balanceada del acero de refuerzo.

La cuantía balanceada de acero se calcula con base en las condiciones de falla balanceada, esto es que la deformación en el acero sea exactamente igual a la deformación de fluencia de este, ε_y , y la deformación del mortero alcance en forma simultánea la deformación máxima por compresión, $\varepsilon'_m = 0,0035$.

Por equilibrio de fuerzas en estado último, se tiene que la cuantía balanceada es:

$$T = C$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85f'_{cm} \cdot a \cdot b$$

$$\rho_{bal} \cdot b \cdot d \cdot f_y = 0,85f'_{cm} \cdot a \cdot b$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85f'_{cm} \cdot a}{d \cdot f_y} = \frac{0,85f'_{cm} \cdot \beta_1 x}{d \cdot f_y}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85f'_c}{d \cdot f_y} \beta_1 \left(\frac{0,0035 \cdot d}{\frac{f_y}{E_s} + 0,0035} \right)$$

(Ecuación 3.5)

v) Condiciones de cuantía para obtener un diseño óptimo de la sección.**Cuantía máxima:**

Al igual que en el hormigón armado la cantidad de acero se limita con el objeto de obtener una falla dúctil para que el acero produzca una fluencia significativa antes de que ocurra una falla frágil en el mortero.

En la práctica el límite superior de la cuantía, ρ , debe ser menor que ρ_{bal} , por las siguientes razones:

- a. Para una viga con una cuantía ρ igual a ρ_{bal} , el límite de la deformación de compresión en el mortero se alcanzaría teóricamente al mismo tiempo que el acero alcance su esfuerzo de fluencia, sin que se produzca una fluencia significativa antes de que falle.
- b. Las propiedades de los materiales no se conocen nunca en forma precisa.
- c. El endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, no incluido en el diseño, puede acarrear una falla frágil por compresión en el mortero aunque ρ este por debajo de ρ_{bal} .
- d. EL área de acero realmente suministrada, que tiene en cuenta los tamaños estándares de las barras, va a ser siempre igual o mayor que la requerida por el diseño.

Por estas razones el código ACI 318 especifica que la cuantía máxima es:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_{bal}$$

(Ecuación 3.6)

de aquí se obtiene el momento nominal máximo que puede tener la sección

$$M_n^{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \rho_{max} \cdot \frac{f_y}{f_c} \right)$$

(Ecuación 3.7)

De acuerdo con las disposiciones de seguridad del Código ACI 318, la resistencia nominal a la flexión M_n debe reducirse imponiendo un coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ para flexión y así obtener la resistencia de

diseño:

$$\phi \cdot M_n^{\max} = \phi \cdot \rho_{\max} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \rho_{\max} \cdot \frac{f_y}{f_c} \right)$$

(Ecuación 3.8)

luego el momento último solicitante debe ser menor que el momento de diseño

$$M_u \leq \phi \cdot M_n^{\max}$$

Cuantía mínima:

Otra falla puede ocurrir en vigas con muy poco refuerzo. Si la resistencia a flexión, M , de la sección fisurada es menor que el momento que produce agrietamiento de la sección no fisurada con anticipación, la viga va fallar de inmediato y sin ningún aviso de peligro una vez que se forme la primera grieta de flexión. Para protegerse contra este tipo de falla se establece un límite inferior para la cuantía de acero igualando el momento de agrietamiento del mortero con la resistencia de la sección fisurada.

Momento de agrietamiento del mortero:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I}{y_{inf}}$$

(Ecuación 3.9)

Donde:

f_r = Módulo de rotura del hormigón, en este caso como el mortero es un aglomerante con áridos finos, el módulo se determina con la ecuación 3.10 según disposición del ACI 318

$$f_r := 0.7 \cdot 1.8 \cdot f_{m\acute{a}x_t}$$

(Ecuación 3.10)

$f_{m\acute{a}x_t}$ = Tensión máxima admisible del ferrocemento en tracción, conocida según el tipo de refuerzo con el cual esté hecho el compuesto de ferrocemento, en el punto 2.7.3 del capítulo II se dan los distintos valores que puede tomar la tensión admisible en tracción.

vi) Resistencia de Diseño.

De acuerdo con las disposiciones de seguridad del Código ACI 318, la resistencia nominal a la flexión M_n debe reducirse imponiendo un coeficiente de

reducción de resistencia $\phi = 0,9$ para flexión y así obtener la resistencia de diseño:

$$\phi \cdot M_n$$

vii) Armadura mínima para la sección.

Del diagrama de la figura 3.2 se tiene que la resistencia a flexión de la sección fisurada es,

$$M = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

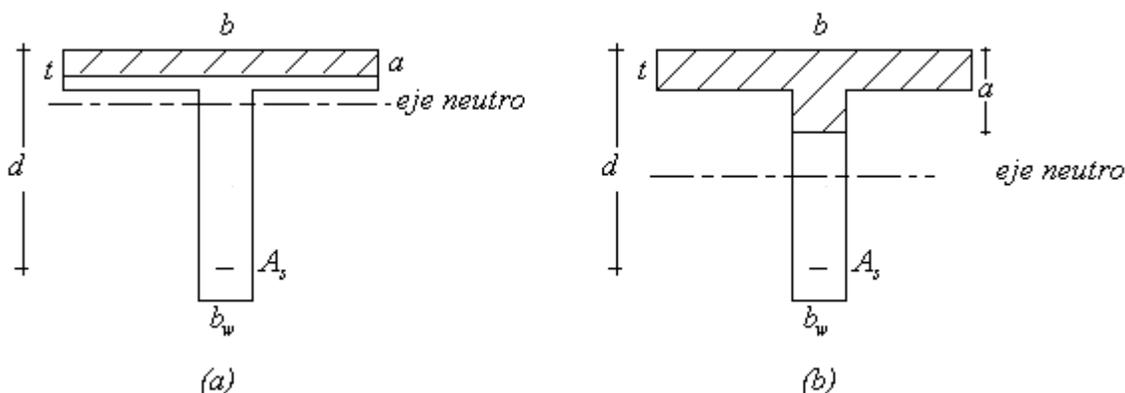
Igualando, tenemos;

$$A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = \frac{f_m^{agriet} \cdot I}{y_{inf}}$$

$$\Rightarrow A_s^{min} = \frac{0,85 \sqrt{f'_{cm}} \cdot I}{y_{inf} \cdot f_y} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)^{-1}$$

(Ecuación 3.11)

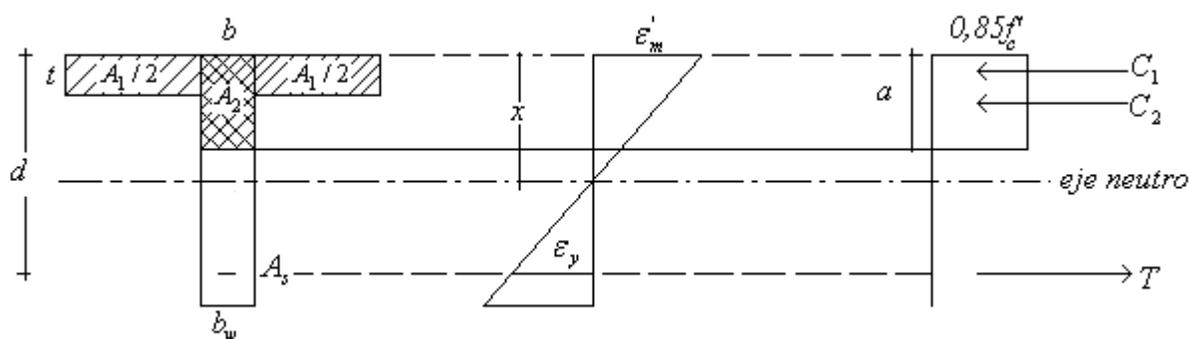
3.1.2.- ANÁLISIS DEL DISEÑO DE UNA SECCIÓN T.



(Figura 3.3)

Una viga T de ferrocemento puede tratarse, al igual que en el hormigón armado, como una viga rectangular si la altura a del bloque equivalente de esfuerzos es igual o menor que el espesor t del ala, como se muestra en la figura 3.3(a). Si la altura a del bloque equivalente de esfuerzos es mayor que el espesor t del ala, como se muestra en la figura 3.3(b), la viga se trata como se describe a continuación.

i) Diagrama tensión deformación en estado último.



(Figura 3.4)

De la teoría del comportamiento último de vigas de hormigón en flexión, se tienen las siguientes expresiones, que se utilizan, también para el ferrocemento:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad a = \beta_1 \cdot x$$

Donde

$$\beta_1 = 0,85 \quad ; \quad \text{Si, } f'_{cm} \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_{cm} - 280)}{70} \quad ; \quad \text{Si, } f'_{cm} > 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Por compatibilidad geométrica del diagrama de deformaciones, el eje neutro es:

$$x = \frac{0,0035 \cdot d}{\frac{f_y}{E_s} + 0,0035}$$

(Ecuación 3.1)

con el valor de x determinado, queda determinado cuanto vale a, que en este caso es mayor que t.

ii) Zonas de la sección de ferrocemento en estado último.

- Zona bajo el *eje neutro* ⇒ zona en tracción: El mortero se considera agrietado no tomando tracciones, la fuerza de tracción, T, es tomada en su totalidad por el acero en fluencia que se encuentra en esta zona.

$$T = A_s \cdot f_y$$

(Ecuación 3.2)

- Zona sobre el *eje neutro* ⇒ zona en compresión: La resistencia a compresión de la

sección está dada por el mortero, por lo tanto, es éste quien toma las fuerzas C_1 y C_2 , ambas de compresión.

$$C_1 = 0,85f'_{cm} \cdot t \cdot (b - b_w) \quad ; \quad C_2 = 0,85f'_{cm} \cdot a \cdot b_w$$

(Ecuación 3.12)

iii) Momento nominal resistente de la sección.

Se obtiene a partir de la ley de equilibrio de fuerzas entre las fuerzas T, C_1 y C_2 , y del supuesto que las secciones se mantienen planas hasta la rotura del elemento.

$$M_n = C_1 \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right) + C_2 \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0,85f'_{cm} \cdot t \cdot (b - b_w) \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right) + 0,85f'_{cm} \cdot a \cdot b_w \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

(Ecuación 3.13)

iv) Cuantía balanceada del acero de refuerzo.

La cuantía balanceada de acero, al igual que en las secciones rectangulares, se calcula con base en las condiciones de falla balanceada, esto es que la deformación en el acero sea exactamente igual a la deformación de fluencia de éste, ϵ_y , y la deformación del mortero alcance en forma simultanea la deformación máxima por compresión, $\epsilon'_m = 0,0035$.

Por equilibrio de fuerzas en estado último, en este caso, se tiene;

$$T = C_1 + C_2$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85f'_c \cdot t \cdot (b - b_w) + 0,85f'_{cm} \cdot a \cdot b_w$$

(Ecuación 3.14)

Entonces, en una viga T hay una porción de de la fuerza de tracción T que se requiere para balancear la fuerza C_1 y otra porción que balancea la fuerza de C_2 , ambas de compresión.

La expresión de la ecuación 3.14 puede escribirse de la siguiente forma

$$A_s \cdot f_y = A_{s1} \cdot f_y + A_{s2} \cdot f_y \quad (Ecuación 3.15)$$

donde

$$A_{s1} = \frac{0,85f'_{cm} \cdot t \cdot (b - b_w)}{f_y} \quad \wedge \quad A_{s2} = \frac{0,85f'_{cm} \cdot a \cdot b_w}{f_y}$$

se definen las siguientes expresiones;

$$\rho_{w_{bal}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{0,85f'_{cm} \cdot t \cdot (b - b_w)}{f_y \cdot b_w \cdot d}$$

reemplazando las expresiones definidas, en la ecuación. 3.15 y despejando $\rho_{w_{bal}}$, se tiene que la cuantía balanceada para una sección T es la siguiente;

$$\rho_{w_{bal}} \cdot b_w \cdot d \cdot f_y = \rho_1 \cdot b_w \cdot d \cdot f_y + 0,85f'_{cm} \cdot a \cdot b_w$$

$$\rho_{w_{bal}} \cdot d \cdot f_y = \frac{0,85f'_c \cdot t \cdot (b - b_w)}{b_w} + 0,85f'_{cm} \cdot \beta_1 x$$

$$\rho_{w_{bal}} = \frac{0,85f'_c \cdot t \cdot (b - b_w)}{b_w \cdot d \cdot f_y} + \frac{0,85f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{0,0035}{\frac{f_y}{E_s} + 0,0035} \right)$$

(Ecuación 3.16a)

$$\rho_{w_{bal}} = \rho_1 + \rho_{bal}$$

(Ecuación 3.16b)

v) Condiciones de cuantía para obtener un diseño óptimo de la sección.

Cuantía máxima:

Como ya se dijo la cantidad de acero se limita con el objeto de obtener una falla dúctil para que el acero produzca una fluencia significativa antes de que ocurra una falla frágil en el mortero.

En la práctica el límite superior de la cuantía, ρ , debe ser menor que ρ_{bal} , por las mismas razones que se explicaron para una sección rectangular.

Por tales razones el código ACI 318 especifica que la cuantía máxima para una sección T es:

$$\rho_{w_{max}} = 0,75 \cdot \rho_{w_{bal}}$$

(Ecuación 3.17)

Cuantía mínima:

Al igual que en un elemento rectangular la cantidad mínima de acero de para una sección de ferrocemento está limitada y es la siguiente. Su obtención ya fue detallada en la sección rectangular.

$$A_s^{\min} = \frac{0,85\sqrt{f'_c} \cdot I}{\bar{y}_{\text{inf}} \cdot f_y} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)^{-1}$$

(Ecuación 3.18)

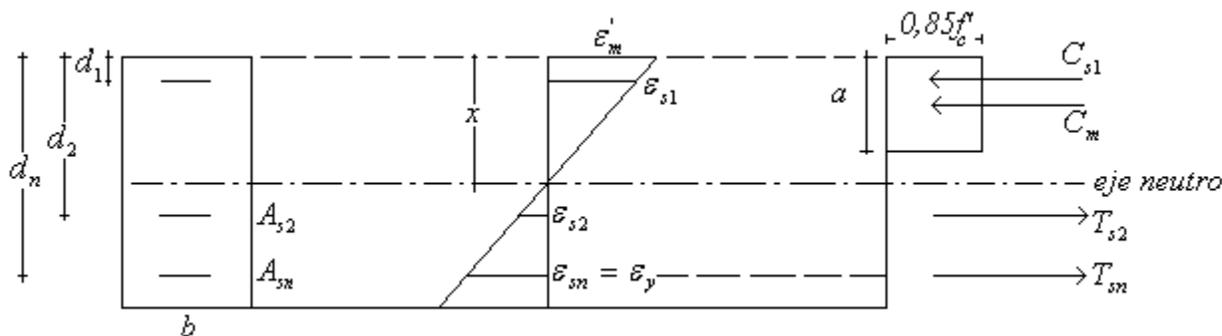
vi) Resistencia de Diseño.

De acuerdo con las disposiciones de seguridad del Código ACI 318, la resistencia nominal a la flexión M_n debe reducirse imponiendo un coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 0,9$ para flexión y así obtener la resistencia de diseño:

$$\phi \cdot M_n$$

3.1.3.- VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE UN ELEMENTO CON ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO EN TODA LA SECCIÓN (caso general).

i) Diagrama tensión deformación en estado último.



(Figura 3.5)

Supuesto: El área de refuerzo n, A_{sn} , alcanza la deformación de fluencia, $\epsilon_{sn} = \epsilon_y$, al mismo tiempo que el mortero alcanza su deformación máxima, $\epsilon'_m = 0,0035$.

De la teoría del comportamiento último de vigas de hormigón en flexión, se tienen las siguientes expresiones, que se utilizan, también para el ferrocemento:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad a = \beta_1 \cdot x$$

Donde

$$\beta_1 = 0,85 \quad ; \quad \text{Si, } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 280)}{70} \quad ; \quad \text{Si, } f'_c > 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Por compatibilidad geométrica, se tiene lo siguiente,

$$\frac{\epsilon'_m}{x} = \frac{\epsilon_{s1}}{x - d_1} = \frac{\epsilon_{s2}}{d_2 - x} = \frac{\epsilon_y}{d_n - x}$$

de la compatibilidad geométrica, el eje neutro está en,

$$\epsilon'_m \cdot (d_n - x) = \epsilon_y \cdot x$$

$$x \cdot (\epsilon_y + 0,0035) = 0,0035 \cdot d_n$$

$$x = \frac{0,0035 \cdot d_n}{\frac{f_y}{E_s} + 0,0035}$$

(Ecuación 3.19)

Teniendo x se obtiene el valor de las deformaciones de las otras superficies de refuerzo.

Deformación de A_{s1} :

$$\epsilon'_m \cdot (x - d_1) = \epsilon_{s1} \cdot x$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{0,0035(x - d_1)}{x}$$

(Ecuación 3.20)

Deformación de A_{s2} :

$$\epsilon'_m \cdot (d_2 - x) = \epsilon_{s2} \cdot x$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{0,0035 \cdot (d_2 - x)}{x}$$

(Ecuación 3.21)

ii) Zonas de la sección de ferrocemento en estado último.

- Zona bajo el *eje neutro* ⇒ zona en tracción: El mortero se considera agrietado no tomando tracciones, las fuerzas de tracción, T_{sn} y T_{s2} , son tomadas en su totalidad por el acero que se encuentra en esta zona.

$$T_{sn} = A_{sn} \cdot f_y \quad \text{(Ecuación 3.22)}$$

$$T_{s2} = A_{s2} \cdot \epsilon_{s2} \cdot E_s \quad \text{(Ecuación 3.23a)}$$

Caso general, tracción de la armadura i en su posición i

$$T_{si} = A_{si} \cdot \epsilon_{si} \cdot E_s \quad \text{(Ecuación 3.23b)}$$

- Zona sobre el *eje neutro* ⇒ zona en compresión: La resistencia a compresión de la sección está dada por el mortero y el acero que se encuentran en esta sección, por lo tanto, la compresión que solicita a la sección es tomado por C_m y C_{s1} .

$$C_m = 0,85f'_c \cdot a \cdot b \quad \text{(Ecuación 3.24)}$$

$$C_{s1} = A_{s1} \cdot \epsilon_{s1} \cdot E_s \quad \text{(Ecuación 3.25a)}$$

Caso general, compresión de la armadura i en su posición i

$$C_{si} = A_{si} \cdot \epsilon_{si} \cdot E_s \quad \text{(Ecuación 3.25b)}$$

iii) Momento nominal resistente de la sección.

Se obtiene a partir de la ley de equilibrio de fuerzas entre las solicitaciones descritas en el párrafo anterior, y del supuesto que las secciones se mantienen planas hasta la rotura del elemento.

$$M_n = T_{sn} \cdot \left(d_n - \frac{a}{2}\right) + T_{s2} \cdot \left(d_2 - \frac{a}{2}\right) + C_{s1} \cdot \left(\frac{a}{2} - d_1\right)$$

$$M_n = A_{sn} \cdot f_y \cdot \left(d_n - \frac{a}{2}\right) + A_{s2} \cdot \epsilon_{s2} \cdot E_s \cdot \left(d_2 - \frac{a}{2}\right) + A_{s1} \cdot \epsilon_{s1} \cdot E_s \cdot \left(\frac{a}{2} - d_1\right) \quad \text{(Ecuación 3.26a)}$$

ó

$$M_n = C_m \cdot \left(d_n - \frac{a}{2} \right) + C_{s1} \cdot (d_n - d_1) - T_{s2} \cdot (d_n - d_2)$$

$$M_n = 0,85f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d_n - \frac{a}{2} \right) + A_{s1} \cdot \epsilon_{s1} \cdot E_s \cdot (d_n - d_1) - A_{s2} \cdot \epsilon_{s2} \cdot E_s \cdot (d_n - d_2)$$

(Ecuación 3.26b)

Al igual que en el Caso A por disposiciones de seguridad del Código ACI 318, la resistencia nominal a la flexión M_n debe reducirse imponiendo un coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 0,9$ para flexión y así obtener la resistencia de diseño:

$$\phi \cdot M_n$$

luego el momento último solicitante debe ser menor que la resistencia de diseño

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

CAPITULO IV

FERROCEMENTO PRETENSADO

En elementos de ferrocemento y hormigón la utilización de barras aceros de alta resistencia se limita, ya que la cantidad de agrietamiento es proporcional a la deformación y por lo tanto al esfuerzo en el acero. Además la utilización de materiales de alta resistencia se limita por consideraciones de deflexión, los elementos esbeltos pueden tener deflexiones inaceptables desde el punto de vista del funcionamiento o estético agravado, a demás, por el agrietamiento, que reduce la rigidez a flexión que tienen los elementos. Todas estas limitaciones que tienen los elementos de hormigón corriente, limitaciones que también presentan los elementos de ferrocemento, se pueden superar desarrollando elementos de ferrocemento pretensado.

Un elemento de hormigón pretensado se define como aquel en el cual se introducen esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas externas se contrarrestan hasta un grado deseado. La definición dada para elementos de hormigón pretensado puede extrapolarse para elementos de ferrocemento pretensado.

El ferrocemento tiene una resistencia a la tracción mayor que el hormigón y una resistencia a la compresión similar a la del hormigón. El preesfuerzo aplica una pre-compresión al elemento que reduce o elimina los esfuerzos de tracción no aconsejables que estarían presentes de otra manera. El agrietamiento con las cargas de servicio puede minimizarse o eliminarse totalmente. Las deflexiones pueden limitarse a valores aceptables; de hecho pueden diseñarse elementos que tengan una deflexión nula bajo los efectos combinados de cargas de servicio y de fuerzas de preesfuerzo. El control de las deflexiones y de las grietas, alcanzado a través del pretensado, permite al ingeniero utilizar en forma efectiva y económica los aceros de alta resistencia de modo simultáneo con la utilización de hormigones o en este caso morteros con resistencias mayores a las normales. De esta manera, el preesfuerzo genera un mejoramiento global del comportamiento del ferrocemento estructural que se utiliza para cargas y luces corrientes.

4.1.- EFECTOS DEL PRETENSADO

Existen 3 maneras alternas de mirar el pretensado:

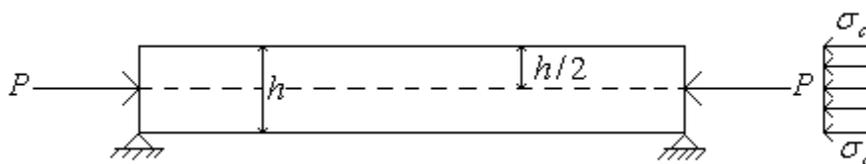
- a. Como un método para lograr el control de los esfuerzos en el ferrocemento, ya que al pre-comprimirse el ferrocemento las tensiones producidas por las cargas aplicadas se reducen o eliminan.
- b. Como un método para introducir cargas equivalentes en un elemento de ferrocemento, de forma que los efectos de las cargas aplicadas se contrarresten hasta el grado deseado.
- c. Como una variación especial del ferrocemento en el cual se utiliza acero pretensado de alta resistencia, por lo general en combinación con un mortero de alta resistencia.

4.2.- CONTROL DE ESFUERZOS EN EL FERROCEMENTO MEDIANTE PRETENSADO.

Existen tres formas de controlar los esfuerzos en una sección empleando la técnica del pretensado.

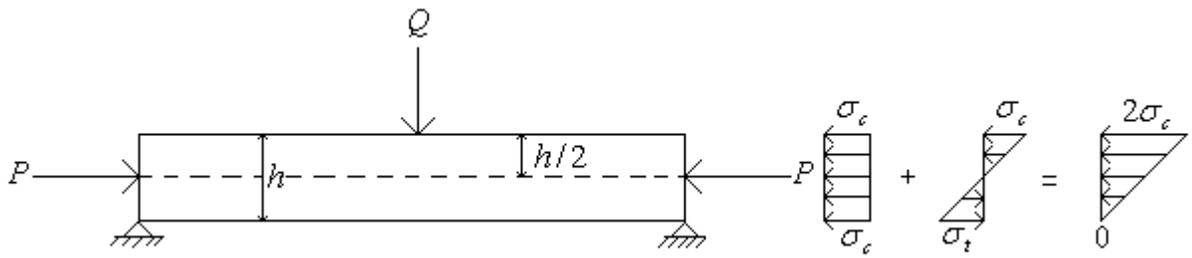
4.2.1.- PRETENSADO CENTRADO.

El pretensado centrado considera una viga en la cual se introduce una fuerza axial P antes de la aplicación de la carga gravitacional Q , el punto de aplicación de la fuerza axial es en el centro geométrico de la sección, si es una viga rectangular de altura h la fuerza P estará en $h/2$. La fuerza de pretensado P producirá una compresión axial uniforme $\sigma_c = P/A_f$, como muestra la *figura 3.1*, donde A_f es la sección transversal del ferrocemento.



(Figura 4.1)

La magnitud de la fuerza P puede ajustarse de modo que al aplicar la carga gravitacional Q , la superposición de los esfuerzos que generan P y Q produzca una tracción nula en la fibra inferior de la viga, o sea, Q por si sola genera un esfuerzo de compresión σ_c en la fibra superior y un esfuerzo de tracción σ_t en la fibra superior, ambos de igual magnitud pero con signo distinto, entonces la magnitud de P será tal que genere un esfuerzo de compresión σ_c de igual magnitud que el generado por la carga Q .



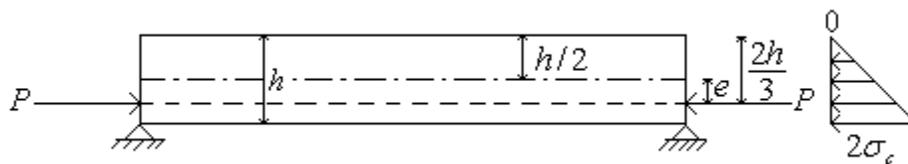
(Figura 4.2)

4.2.2.- PRETENSADO EXCÉNTRICO.

El pretensado excéntrico es otra opción para aplicar el preesfuerzo en la parte inferior de la viga, introduciendo la máxima compresión en el punto de aplicación de P, sin producir compresión en la parte superior de la sección cuando la fuerza axial actúa sola. En el caso de una viga rectangular, el punto de aplicación de la fuerza P debe ubicarse a un tercio de la altura de la sección. O sea, P aplicada con una excentricidad $e = h/6$ del centro de la sección, producirá una distribución de tensiones longitudinal de compresión que varía linealmente de cero en la fibra superior de la viga hasta un máximo de tensión de $\sigma_c^{excéntr}$ en la fibra inferior de la sección, donde $\sigma_c^{excéntr} = 2\sigma_c$ como se explica a continuación.

$$\sigma_c^{excéntr} = \frac{P}{A_f} + \frac{P \cdot e}{I} y_{inf} = \frac{P}{b \cdot h} + \frac{P}{\frac{b \cdot h^3}{12}} \cdot \frac{h}{6} = \frac{P}{b \cdot h} + \frac{P}{b \cdot h} = 2 \cdot \frac{P}{A_f} = 2\sigma_c$$

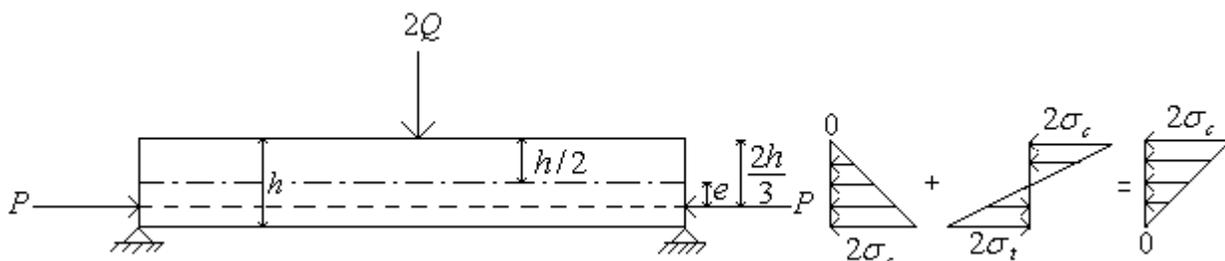
Desarrollada la obtención del valor de $\sigma_c^{excéntr}$ queda claro que al aplicar un pretensado excéntrico a la misma viga del caso de pretensado centrado con una fuerza P de igual magnitud, éste produce una tensión de compresión mayor, que este caso, considerando la excentricidad descrita en el párrafo anterior llega al doble como se muestra en la figura 4.3.



(Figura 4.3)

Para el caso de pretensado centrado P generaba un esfuerzo de compresión σ_c de igual magnitud que el generado por Q, como ahora P genera un esfuerzo de

compresión igual a $\sigma_c^{excen} = 2\sigma_c$, entonces la carga gravitacional podrá ser, en el caso de pretensado excéntrico, hasta $2Q$ sin que la superposición de los esfuerzos generados por P y $2Q$ genere esfuerzos de tracción en la fibra inferior de la viga.



(Figura 4.4)

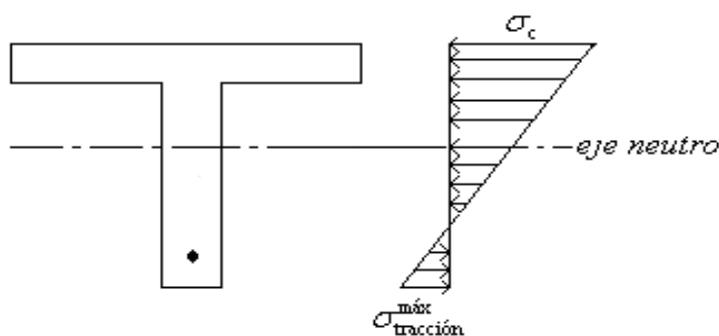
La ventaja del pretensado excéntrico queda en evidencia ya que se puede el doble de carga a un mismo elemento sin producir tracciones en su fibra inferior.

4.2.3.- PRETENSADO PARCIAL

Los dos casos de pretensados explicados en los puntos anteriores se refieren a un *PRETENSADO TOTAL*, o sea, los esfuerzos en las fibras extremas en tracción bajo la totalidad de las cargas de servicio son cero. Existe un diseño alternativo, en el cual una cierta cantidad de esfuerzo en la fibra traccionada es permitida bajo la totalidad de las cargas de servicio, éste se denomina *PRETENSADO PARCIAL*, aplicable siempre y cuando la zona traccionada posea refuerzo con adherencia para controlar las grietas.

El código ACI permite una cantidad de tracción en el hormigón, denominado esfuerzo de tracción admisible, en el caso del ferrocemento, también existe un esfuerzo de tracción admisible bajo la condición de que el mortero debe tener una tensión de compresión igual o superior a 250 kgf/cm², entonces en un elemento parcialmente pretensado el valor del esfuerzo, en la fibra traccionada, provocado por la aplicación de la totalidad de las cargas de servicio debe ser igual o menor que el esfuerzo de tracción admisible en el ferrocemento. El valor y las condiciones de σ_f^{trac} están en el capítulo II.

$$\sigma_{tracción}^{máx} \leq \sigma_f^{trac}$$



(Figura 4.5)

4.3.- MATERIALES

Los materiales usados en hormigón pretensado son concretos y aceros de alta resistencia, esto se debe a las razones que se dan a conocer en los párrafos siguientes, estas razones se extrapolan y consideran para el ferrocemento pretensado en cuyo caso en vez de concreto hablamos de mortero del ferrocemento.

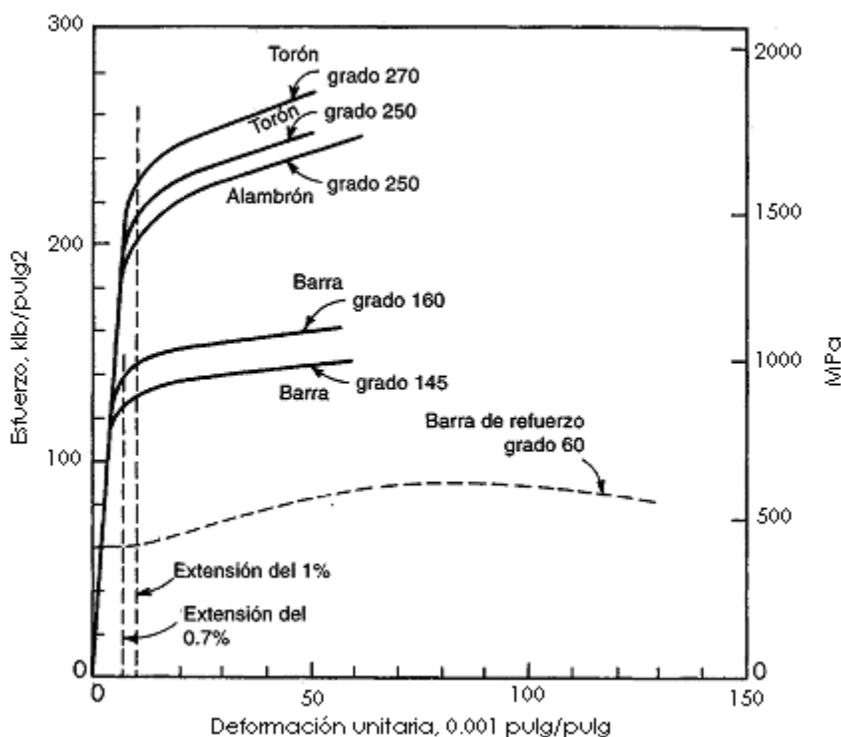
4.3.1.- ACEROS.

El acero pretensado es de mayor resistencia por las siguientes razones:

- a. Son necesarios para producir y mantener fuerzas de pretensado satisfactorias en los elementos.
- b. Las deformaciones unitarias que se presentan en esos aceros durante el pretensado son mayores que las que se pueden obtener con aceros ordinarios, por lo tanto cuando el mortero se acorta elásticamente por compresión, por contracción de fraguado y por flujo plástico, las pérdidas en la deformación unitaria del acero y por tanto en los esfuerzos, representan un porcentaje sustentablemente menor del total de preesfuerzo.
- c. Se usan aceros de alta resistencia porque puede desarrollarse una fuerza de preesfuerzo grande en una pequeña área.

i) Tensiones Admisibles en el Acero de Pretensado.

En los aceros de alta resistencia no se presenta una fluencia bien definida, la resistencia a la fluencia se define en cierta forma arbitrariamente como el esfuerzo



(Figura 4.6) Curva esfuerzo-deformación unitaria típica de aceros de pretensado.

para el cual la elongación total es del 1% para torones y alambros, y del 0,7% para barras de acero aleado. La figura 4.5 muestra que la resistencia a la fluencia definida de esta manera representa un buen límite por debajo del cual el esfuerzo y la deformación unitaria son mas o menos proporcionales y por encima de este límite las deformaciones aumentan de manera mucho más rápida con el incremento en el esfuerzo. Entonces puede verse que el margen entre la resistencia a la tracción (f_{pu}) y la resistencia a la fluencia (f_{py}) es menor en los aceros de pretensado que en los aceros de refuerzo corrientes. También se observa que los aceros de preesfuerzo tienen una ductilidad mucho menor.

El esfuerzo de tensión permitido por el ACI 318 de 1995 en alambres de pretensado depende del estado de aplicación de las cargas.

Las tensiones de tracción en los tendones de pretensado no deben exceder, según el ACI:

- a. Debido a la fuerza del gato de pretensado..... $0.94f_{py}$, pero no mayor que el mínimo entre $0.8f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante de cables de pretensado o dispositivos de anclaje.
- b. Inmediatamente después de la transmisión del pretensado..... $0,82f_{py}$, pero no mayor que $0,74f_{pu}$.

Donde:

f_{py} = Resistencia especificada a la fluencia de los cables de pretensado.

f_{pu} = Resistencia especificada a la tracción de los aceros de pretensado.

ii) Modulo de Elasticidad de Aceros de Alta Resistencia.

El módulo de elasticidad E_s para las barras de refuerzo corrientes se toma igual a $E_s = 2,1 \times 10^6$ (kgf / cm²), en los aceros de preesfuerzo el módulo efectivo varía según el tipo de acero, o sea, según sea cable, alambros o barra y según el tipo de uso, y se determina preferiblemente mediante ensayos o datos suministrados por el fabricante.

Módulos de elasticidad para aceros de preesfuerzo:

➤ Cables no adheridos $: E_s = 1.882.759 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$

- Cables adheridos $:E_s = 1.955.172 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$
- Alambros lisos de sección circular $:E_s = 2,1 \times 10^6 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$
- Barras de acero en aleación $:E_s = 1.955.172 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$

(Ref. 9.- Nilson, A. 2001)

4.3.2.- MORTERO DEL FERROCEMENTO

El mortero puede ser de mayor resistencia que la normal por las siguientes razones:

- a. El módulo de elasticidad de estos morteros es mayor, por lo que las deformaciones unitarias elásticas en el mortero resultan menores cuando se cortan los cables, por lo tanto las relajaciones o pérdidas de esfuerzos en el acero resultan menores.
- b. En el ferrocemento pretensado, el elemento completo se mantiene en compresión, por lo que todo el mortero resiste eficazmente los esfuerzos.
- c. En los trabajos pretensionados, los morteros de alta resistencia permiten el uso de mayores esfuerzos de adherencia entre el acero y el mortero.

i) Tensiones Admisibles

Las características de deformabilidad del mortero del ferrocemento bajo cargas de corta duración y cargas sostenidas en el tiempo adquieren una gran importancia en estructuras preesforzadas, por la influencia que tienen las deformaciones en la pérdida de fuerza del preesfuerzo. Las deformaciones originadas por esfuerzos, junto con los cambios volumétricos que generan la retracción de fraguado y los cambios de temperatura, pueden tener una influencia considerable en las estructuras pretensadas.

Al igual que para los aceros de preesfuerzo, los esfuerzos admisibles en el concreto para elementos sometidos a flexión según el ACI dependen del estado de carga, en esta memoria tales condiciones para el concreto se pueden considerar para el mortero del ferrocemento. Existen dos resistencias, la resistencia a la compresión del mortero en el momento del preesfuerzo inicial f'_{ci} , y la resistencia especificada del concreto (mortero) f'_c .

A. Los esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la aplicación del pretensado (antes de las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo) no deben exceder de lo siguiente:

- a.- Tensión de la fibra extrema en compresión..... $0,6f'_{ci}$.
 - b.- Tensión de la fibra extrema en tracción (f'_{ci} en MPa)..... $\sqrt{f'_{ci}} / 4$.
excepto en lo permitido por(c).
 - c.- Tensión de la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados (f'_{ci} en MPa)..... $\sqrt{f'_{ci}} / 2$.
- B. Las tensiones en el hormigón bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) no deben exceder los siguientes valores:**
- a.- Tensión de la fibra extrema en compresión debida al pretensado y a las cargas mantenidas en el tiempo..... $0,45f'_c$.
 - b.- Tensión de la fibra extrema en compresión debida a todas las cargas (cargas sostenidas en el tiempo mas las cargas eventuales)..... $0,6f'_c$.
 - c.- Tensión de la fibra más traccionada de la zona precomprimida de tracciones (f'_c en MPa)..... $\sqrt{f'_c} / 2$.
 - d.- Tensión de la fibra más traccionada de la zona precomprimida de los elementos, excepto en sistemas de losas de dos direcciones, en los cuales el análisis basado en las secciones transformadas agrietadas y en las relaciones bilineales momento-deformación demuestren que las deformaciones instantáneas y a largo plazo cumplen con las restricciones establecidas en otras secciones del Código ACI (f'_c en MPa)..... $\sqrt{f'_c}$.

Las tensiones admisibles dadas en los puntos A. y B. corresponden a las tensiones admisibles en el hormigón en elementos sometidos a flexión establecidas por el ACI, pero lo que se está estudiando en esta memoria es el ferrocemento, por lo tanto a la hora de llevar a cabo el diseño de un elemento de ferrocemento pretensado hay que tener en cuenta las tensiones admisibles del ferrocemento en su conjunto (mortero mas las mallas de refuerzo), del Capitulo II se tiene que las tensiones admisibles para un

elemento de ferrocemento, con un mortero de resistencia igual o superior a 250kgf/cm^2 , son las siguientes:

➤ *Tracción del ferrocemento en su conjunto, si se utiliza:*

✓ Malla cuadrada soldada:

$$\sigma_f^{\text{trac}} = 5\text{MPa} = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

(Ecuación 2.7a)

✓ Malla hexagonal:

$$\sigma_f^{\text{trac}} = 3,5\text{MPa} = 35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

(Ecuación 2.7b)

Como vemos las tensiones admisibles a tracción del ferrocemento en su conjunto, no dependen de la resistencia del mortero, sólo sabemos que para poder emplear esta tensión admisible de tracción, el mortero debe tener una resistencia mínima de 250kgf/cm^2 , por lo tanto, a la hora de soltar el acero pretensado del macizo de anclaje, debe asegurarse que el mortero tenga tal resistencia.

➤ *Compresión del ferrocemento en su conjunto.*

$$\sigma_f^{\text{compr}} = 0,45 \cdot R_b'$$

(Ecuación 2.8)

R_b' = Resistencia a la compresión del mortero, corresponde a la resistencia a la compresión del mortero en el momento del preesfuerzo inicial f_{ci}' , o a la resistencia especificada del concreto (mortero) f_c' , según el instante en que se esté calculando la tensión de la fibra extrema en compresión.

CAPITULO V

ANÁLISIS A FLEXIÓN DE ELEMENTOS PRETENSADOS

El estudio de vigas requiere de análisis o diseño, en el caso del análisis por flexión, las dimensiones del acero y del concreto, así como la magnitud y línea de acción de la fuerza de pretensado efectiva son generalmente conocidas. Si se dan las cargas es posible que se desee calcular los esfuerzos resultantes y compararlos con los respectivos esfuerzos permisibles. Alternativamente, si se conocen los esfuerzos permisibles, es posible calcular las máximas cargas que pueden tomarse sin exceder los esfuerzos permisibles. Para resistencias conocidas del material, puede calcularse la capacidad del elemento para cualquier carga y el factor de seguridad contra el colapso.

En contraposición, en el diseño por flexión, se conocen los esfuerzos permisibles, y la resistencia de los materiales, se dan las cargas por soportar y el ingeniero debe determinar las dimensiones del ferrocemento y del acero así como la magnitud y la línea de acción de la fuerza de pretensado.

El análisis por flexión es mucho más sencillo que el diseño por flexión, ya que en el diseño existe mucha interdependencia entre variables. Por lo general, los cambios en una variable afectan a muchas otras de ellas y por lo tanto el mejor camino para el diseño es un procedimiento iterativo.

Tanto el análisis como el diseño del ferrocemento pretensado necesitan considerar varios estados de carga, como los siguientes:

- Fuerza en el gato P_j .
- Pretensado inicial P_i , inmediatamente después de la transferencia, cuando sólo P_i actúa en el ferrocemento.
- Pretensado inicial más peso propio del elemento.
- Pretensado inicial más la totalidad de la carga muerta.
- Pretensado efectivo P_e , después de ocurridas las pérdidas más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta mas las cargas vivas esperadas.
- Carga última, cuando se incrementan las cargas de servicio mediante factores de carga, y el elemento se encuentra al inicio de la falla.

Cuando el elemento se encuentra solicitado con cargas iguales o inferiores a las cargas de servicio, los esfuerzos en el ferrocemento y los actuantes en el acero están por lo general dentro del rango elástico. Si el elemento llega a sobrecargarse, es

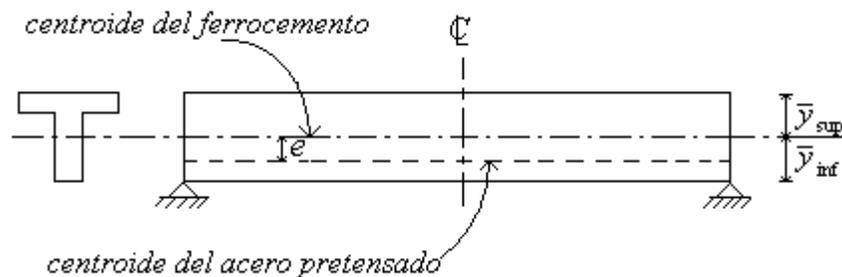
posible que uno o los dos materiales pueda ser esforzado dentro del rango inelástico entonces las predicciones de la resistencia última deberán basarse en las relaciones reales no lineales de esfuerzo-deformación. (Ref.10. Nilson, A. pretensado)

En el análisis o diseño por flexión de elementos de ferrocemento pretensado hay que tener en cuenta que la fuerza de pretensión no es constante. La fuerza en el gato P_j , aplicada inicialmente en el tendón, se reduce inmediatamente, llegando al valor de la fuerza de pretensado inicial P_i , a causa del acortamiento elástico del mortero, al relajamiento de los alambres, y a los esfuerzos debido al peso propio del elemento, inmediatamente después de la transferencia.

Existen otras pérdidas adicionales a través de un largo periodo, debidas a; el flujo plástico del mortero bajo la acción de la fuerza de preesfuerzo sostenida, la retracción de fraguado del mortero y por la relajación de esfuerzos en el acero. Como consecuencia de estas pérdidas, la fuerza de pretensión se reduce de P_i hasta su valor efectivo P_e , después de que han ocurrido todas las pérdidas significativas que dependen del tiempo.

5.1.- ESFUERZOS ELÁSTICOS DE FLEXIÓN EN VIGAS NO AGRIETADAS.

5.1.1.- COMPORTAMIENTO DE VIGAS PRESFORZADAS EN EL RANGO ELÁSTICO.

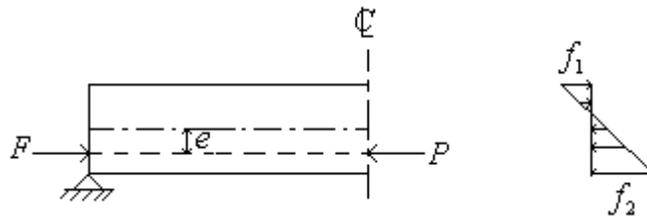


(Figura 5.1)

En la figura 5.1 se muestra una viga pretensada simplemente apoyada. El centroide del ferrocemento es el de toda la sección no agrietada, y el acero se representa por el eje de su centroide. La excentricidad del centroide del acero se representa con e . Las distancias del centroide del ferrocemento a las superficies superior e inferior son \bar{y}_{sup} e \bar{y}_{inf} , respectivamente.

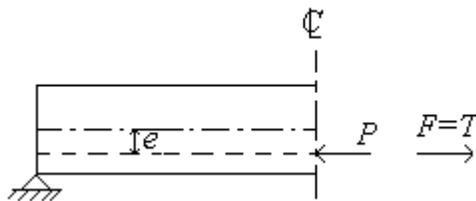
La figura 5.2 muestra las fuerzas resultantes que actúan en el ferrocemento después del tensado del acero. La fuerza F actúa en el ferrocemento en los anclajes

del tendón cerca de los extremos del elemento. La fuerza P en el centro del claro y es la resultante de los esfuerzos normales de compresión que actúan en la sección de ferrocemento. Estos esfuerzos normales varían de f_1 en la fibra extrema superior a f_2 en la fibra extrema inferior. Cuando únicamente actúan las fuerzas de pretensado en una viga estáticamente determinada, las reacciones externas en la viga son cero.



(Figura 5.2)

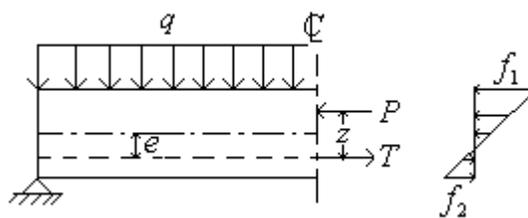
La figura 5.3 muestra una forma alternativa de mostrar las fuerzas de la figura 5.2, donde la compresión resultante P actúa como antes y la fuerza F es reemplazada por el vector T . Nótese que P y T son fuerzas iguales y opuestas, que actúan en el mismo punto de la sección transversal.



(Figura 5.3)

Entonces se concluye que para una viga estáticamente determinada, la consecuencia del preesfuerzo es una fuerza resultante de compresión que actúa en el centroide del acero en cualquier sección.

En la figura 5.4 se muestra que en la viga pretensada actúa una carga uniformemente distribuida con valor q . A medida que la carga q es aplicada gradualmente, la magnitud de la fuerza pretensora permanece esencialmente constante y T mantiene su magnitud y posición. Sin embargo, a medida que se superponen los esfuerzos de flexión debidos a las cargas aplicadas con los esfuerzos axiales y de flexión debidos al preesfuerzo, la compresión resultante P se mueve hacia arriba. Se genera un par interno resistente, con fuerzas iguales P y T , y un brazo z . Este par equilibra exactamente al momento exterior.



(Figura 5.4)

Se concluye que la diferencia entre el comportamiento de una viga de ferrocemento corriente y una de ferrocemento presforzado es que, en el caso de una viga corriente el brazo del par de fuerzas interno permanece básicamente constante a medida que se incrementa la carga, y el incremento en el momento viene acompañado por un incremento casi proporcional de las fuerzas internas. En cambio, para una viga preesforzada, las fuerzas permanecen esencialmente constantes a medida que se incrementa la carga, y el incremento en el momento externo viene acompañado por un incremento en el brazo del par de fuerzas interno.

5.1.2- ESFUERZOS ELÁSTICOS

Los esfuerzos en el elemento presforzado se encuentran utilizando ecuaciones de la mecánica, basadas en el comportamiento elástico de los materiales, esto siempre y cuando la viga permanezca sin agrietarse y que el ferrocemento como el acero estén esforzados dentro de rangos elásticos.

De acuerdo con el Código ACI, los esfuerzos se pueden encontrar usando los métodos elásticos lineales, aún cuando la tensión nominal sea ligeramente mayor que el valor probable del módulo de ruptura, esto porque debe proveerse al elemento de cierta cantidad de refuerzo presforzado o no en las zonas de tracción, para controlar las grietas y las deflexiones, permitiendo al elemento responder esencialmente como si no tuviera grietas.

En el desarrollo de las ecuaciones elásticas para esfuerzos generados por flexión, los efectos de la fuerza de pretensado, los momentos que genera el peso propio y los momentos por cargas muertas y vivas se calculan por separado y luego se superponen.

i) Efecto del preesfuerzo inicial

Cuando la fuerza inicial de pretensado P_i se aplica con una excentricidad e por debajo del centroide de la sección transversal con área A_t y con una distancia a las fibras superiores y inferiores \bar{y}_{sup} e \bar{y}_{inf} , respectivamente, esta fuerza produce un esfuerzo de compresión igual a $-P_i/A_t$ y unos esfuerzos de flexión iguales a $+P_i e \bar{y}_{sup} / I_t$ y $-P_i e \bar{y}_{inf} / I_t$ en las caras superiores e inferiores del elemento. El esfuerzo f_1 en la fibra extrema superior y f_2 en la fibra extrema inferior, se encuentran mediante la superposición de los esfuerzos descritos anteriormente.

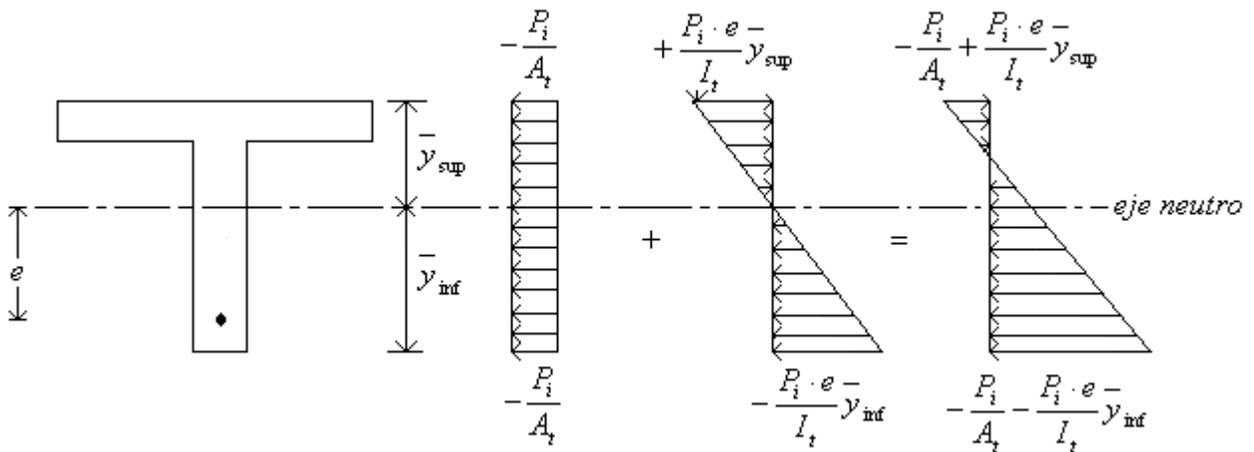
$$f_1 = -\frac{P_i}{A_t} + \frac{P_i \cdot e^-}{I_t} y_{sup}$$

(Ecuación 5.1a)

$$f_2 = -\frac{P_i}{A_t} - \frac{P_i \cdot e^-}{I_t} y_{inf}$$

(Ecuación 5.1b)

donde A_t es la sección transformada e I_t es el momento de inercia de la sección transformada. La figura 5.5 muestra la distribución resultante de esfuerzos elásticos en una viga pretensada sin agrietar debido al efecto del pretensado inicial.



(Figura 5.5)

ii) Efecto del preesfuerzo inicial más el peso propio del elemento

A medida que se aplica el pretensado inicial P_i el elemento se deflecta hacia arriba debido al momento de flexión causado por la excentricidad de P_i . El peso propio de la viga produce un momento adicional M_0 , el cual genera esfuerzos de flexión adicional que se superpondrán inmediatamente con los esfuerzos generados por el preesfuerzo. Entonces, el estado inicial de carga inmediatamente después de la transferencia del pretensado en las fibras superior e inferior valen lo siguiente:

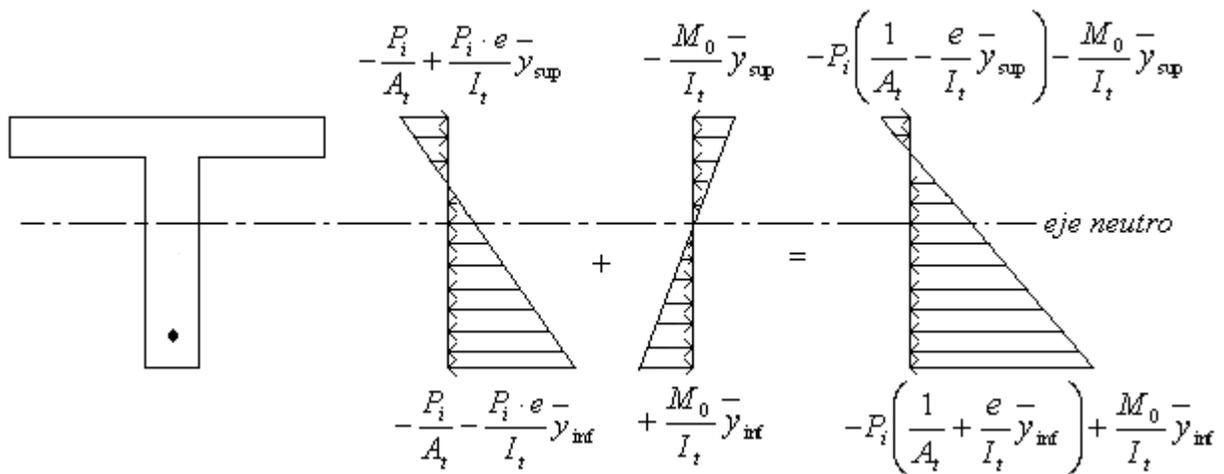
$$f_1 = -P_i \left(\frac{1}{A_t} - \frac{e^-}{I_t} y_{sup} \right) - \frac{M_0^-}{I_t} y_{sup}$$

(Ecuación 5.2a)

$$f_2 = -P_i \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e^-}{I_t} y_{inf} \right) + \frac{M_0^-}{I_t} y_{inf}$$

(Ecuación 5.2b)

La figura 5.6 muestra los esfuerzos elásticos en una viga preesforzada sin agrietar debidos al efecto del preesfuerzo inicial más su peso propio.



(Figura 5.6)

iii) Efecto del preesfuerzo efectivo más la carga total de servicio

En el estado de carga mostrado en ii) comienzan las pérdidas dependientes del tiempo y la fuerza de pretensado inicial P_i se reduce en forma gradual hasta la fuerza de pretensado efectivo P_e . Se supone que todas las pérdidas dependientes del tiempo ocurren antes de la aplicación de las cargas de servicio, ya que los esfuerzos en el ferrocemento producto de estas cargas serán críticos después de que hayan ocurrido todas las pérdidas de pretensado. Los esfuerzos en las fibras extremas, luego de las pérdidas, cuando el elemento esté solicitado por los momentos debidos al peso propio M_0 , a la carga muerta M_D y a la carga viva M_L , son:

$$f_1 = -P_e \left(\frac{1}{A_t} - \frac{e^-}{I_t} y_{sup} \right) - \frac{M_T}{I_t} y_{sup}$$

(Ecuación 5.3a)

$$f_2 = -P_e \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e^-}{I_t} y_{inf} \right) + \frac{M_T}{I_t} y_{inf}$$

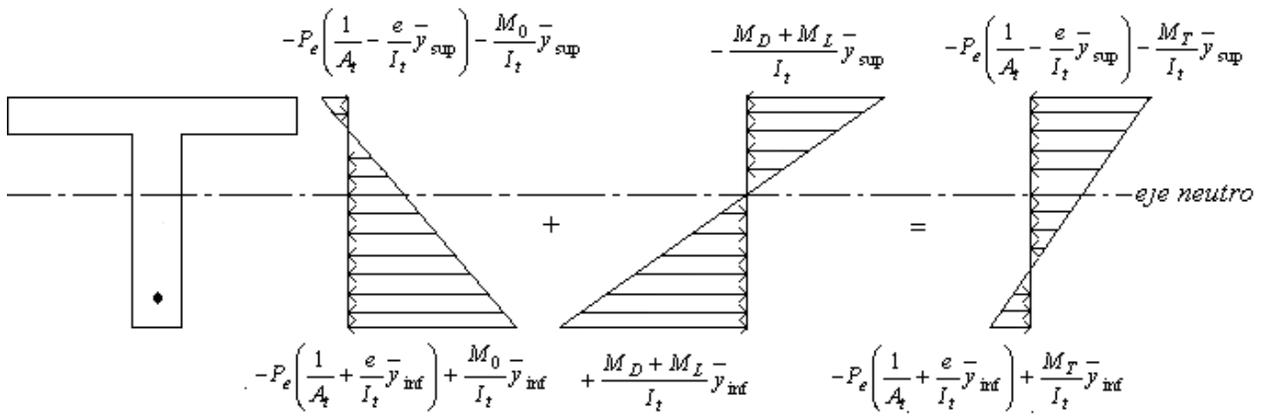
(Ecuación 5.3b)

donde el momento total M_T es

$$M_T = M_0 + M_D + M_L$$

(Ecuación 5.4)

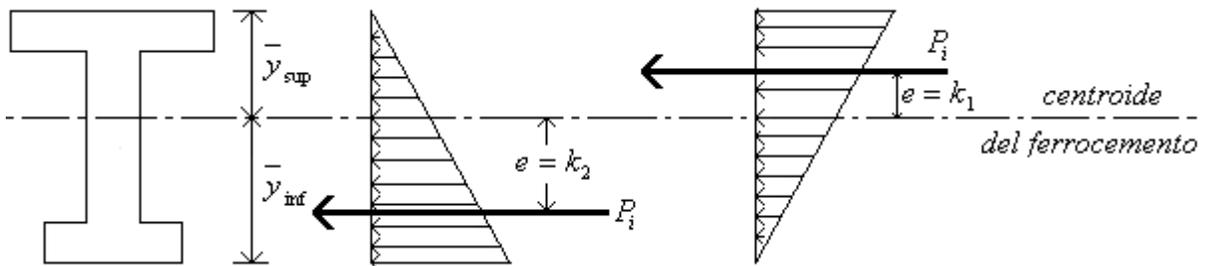
En la figura 5.7 se muestran los esfuerzos elásticos en una viga pretensada sin grietas debido al efecto del pretensado efectivo más su peso propio y las cargas de servicio.



(Figura 5.7)

5.1.3.- NÚCLEO CENTRAL DE LA SECCIÓN.

Cuando la fuerza pretensora actúa sola y no produce tracciones en la sección transversal, ésta está actuando dentro del núcleo de la sección transversal. En los casos límite se obtiene una distribución triangular de esfuerzos por la aplicación de la fuerza pretensora, con un esfuerzo igual a cero en la fibra superior o inferior del elemento, dependiendo en lugar donde esté ubicado el acero pretensado.



(Figura 5.8)

Las dimensiones límites del núcleo central de la sección se encuentran de la siguiente forma:

- Para hallar el límite inferior del núcleo, el esfuerzo en la fibra superior debe igualarse a cero, entonces se tiene

$$f_1 = -P_i \left(\frac{1}{A_t} - \frac{e^-}{I_t} y_{sup}^- \right) = 0$$

Resolviendo la ecuación que está entre paréntesis se encuentra la excentricidad $e = k_2$ que constituye el límite inferior del núcleo central de la sección

$$\left(\frac{1}{A_t} - \frac{k_2}{I_t} y_{\text{sup}} \right) = 0$$

$$k_2 = \frac{I_t}{A_t} \cdot \frac{1}{y_{\text{sup}}}$$

el radio de giro de una sección es $r = \sqrt{I/A}$, entonces

$$k_2 = \frac{r^2}{y_{\text{sup}}}$$

(Ecuación 5.5a)

De manera similar, se encuentra el límite superior del núcleo central, anulando la expresión del esfuerzo en el ferrocemento para la fibra inferior, entonces se encuentra el valor de $e = k_1$

$$k_1 = -\frac{r^2}{y_{\text{inf}}}$$

(Ecuación 5.5b)

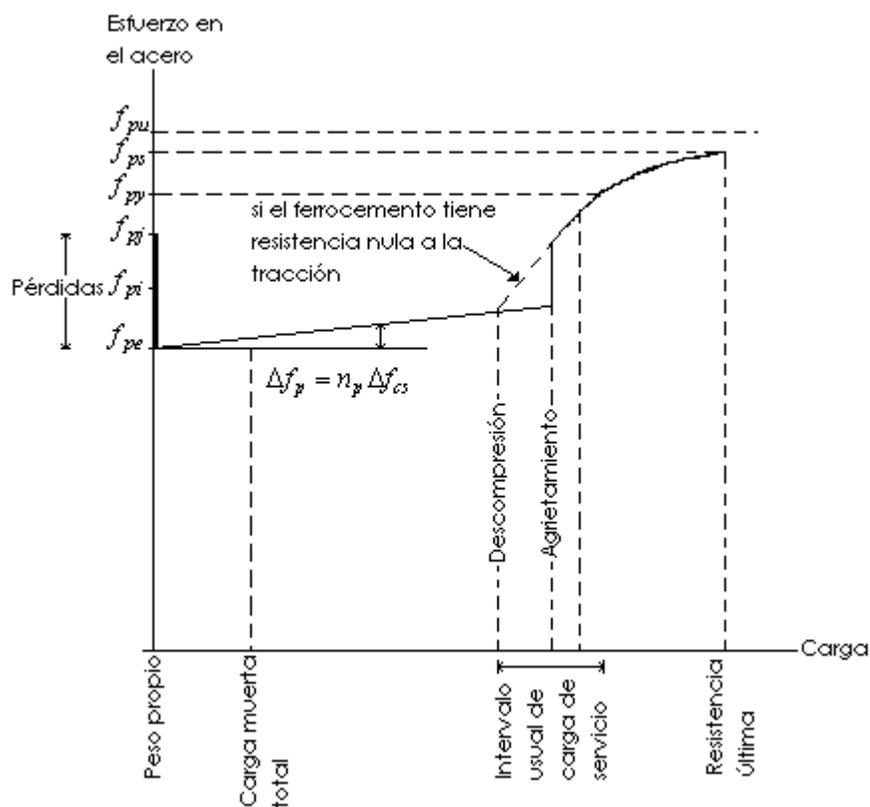
Los límites del núcleo sirven como puntos de referencia conveniente para el diseño de vigas totalmente pretensadas, en el caso del ferrocemento, por ser un material que tiene la característica de poseer una mayor resistencia a la tracción que los elementos de hormigón armado, el valor de la excentricidad no será una limitante para diseñar los elementos, sino una variable más para obtener un elemento lo suficientemente efectivo a la hora de ser diseñado.

5.2.- ESFUERZOS DE AGRIETAMIENTO

La figura 5.9 muestra la relación que existe entre la carga aplicada y el esfuerzo en el acero pretensado. Cuando recién se aplica la fuerza del gato y el tendón de acero se estira entre los macizos de anclaje, el esfuerzo en el acero es f_{pi} . Luego de transferirse la fuerza al elemento de ferrocemento, sucede una reducción inmediata del esfuerzo hasta su nivel inicial f_{pi} , debido al acortamiento elástico del ferrocemento y la relajación del acero pretensado. Al mismo tiempo comienza a actuar el peso propio a medida que la viga se empieza a combar hacia arriba. Se supondrá que todas las pérdidas dependientes del tiempo ocurren antes de la aplicación de las cargas de servicio, de tal forma que el esfuerzo se continúa reduciendo hasta su nivel

efectivo de pretensado f_{pe} . A medida que se agregan las carga de servicio, el esfuerzo en el acero pretensado se incrementa levemente, suponiendo que se mantiene una adherencia perfecta entre el acero pretensado y el mortero del ferrocemento, este incremento debe ser n_p veces el incremento del esfuerzo en el ferrocemento al nivel del acero presforzado. El cambio no es mayor de más o menos 3 ó 4% del esfuerzo inicial, y generalmente se desprecia en los cálculos.

A menos que la viga se haya agrietado antes de la aplicación de las cargas debido a la contracción u otras causas, no existe un cambio relevante en el comportamiento del elemento hasta la carga de descompresión, carga bajo la cual la compresión en la parte inferior del elemento se reduce a cero. El esfuerzo en el acero continúa incrementándose poco y en forma lineal hasta que alcanza la carga de agrietamiento. Bajo esta carga, ocurre un súbito incremento en el esfuerzo del acero, a medida en que la tensión que era tomada por el ferrocemento se transfiere al acero.



(Figura 5.9)

En una viga con agrietamiento previo la curva cambia de pendiente en la carga de descompresión.

Después del agrietamiento, el esfuerzo en el acero se incrementa mucho más rápidamente que antes. Después de alcanzado el esfuerzo de fluencia f_{py} , el acero se deforma desproporcionalmente, pero soporta crecientes esfuerzos debido a la forma de su curva esfuerzo-deformación, mostrada en la figura 4.5 del Capítulo IV, y la curva

esfuerzo-carga de la *figura 5.9* continúa hacia arriba reduciendo gradualmente su pendiente. El esfuerzo del acero en la falla f_{ps} puede ser igual a la resistencia de tensión f_{pu} , pero por lo general se encuentra un poco por debajo de ese valor, dependiendo de la geometría de la viga, la proporción de acero y las propiedades de los materiales.

La carga de agrietamiento representa el límite de validez de las ecuaciones para los esfuerzos elásticos en el ferrocemento que se basan en la sección transversal homogénea del elemento.

La predicción de la carga de agrietamiento es necesaria por las siguientes razones:

- La deflexión es afectada por la reducción en la rigidez a la flexión que acompaña al agrietamiento.
- Después de que la viga se agrieta, el acero es más vulnerable a la corrosión.
- El agrietamiento reduce la resistencia de las vigas por fatiga debido a los mayores niveles de esfuerzo experimentado por el acero pretensado cerca de las grietas.

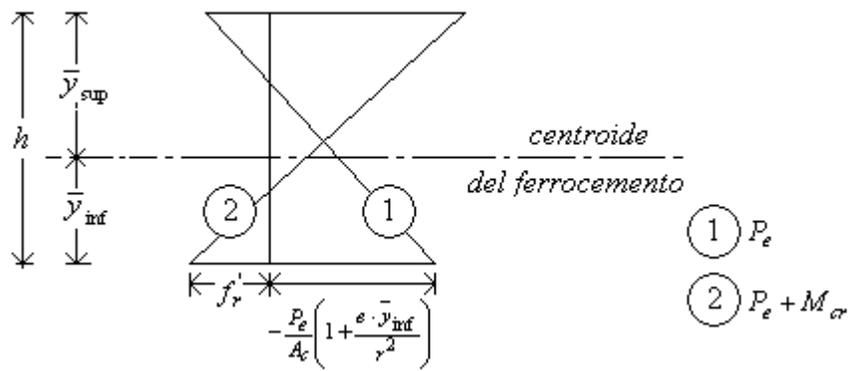
El momento que produce el agrietamiento en una viga típica, se encuentra escribiendo la ecuación para el esfuerzo en el ferrocemento en la fibra extrema inferior, basándose en los esfuerzos elásticos, e igualándolo al módulo de ruptura

$$f_2 = -P_e \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e}{I_t} \bar{y}_{inf} \right) + \frac{M_{cr}}{I_t} \bar{y}_{inf} = f_r$$

donde M_{cr} es el momento total de agrietamiento incluyendo el momento total M_T , y f_r es el módulo de ruptura definido en Capítulo 9 del Código ACI. Despejando términos, tenemos

$$f_r + P_e \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e}{I_t} \bar{y}_{inf} \right) = \frac{M_{cr}}{I_t} \bar{y}_{inf}$$

ecuación que establece que el cambio en el esfuerzo de la cara inferior al aplicarse el momento de agrietamiento debe ser tal que venza a la precompresión inicial debida al pretensado e introduzca un esfuerzo de tracción igual al módulo de ruptura. Esto se muestra en la *figura 5.10*



(Figura 5.10)

reacomodando términos la ecuación para el momento de agrietamiento es:

$$M_{cr} = f_r \frac{I_t}{y_{inf}} + P_e \left(\frac{r^2}{y_{inf}} + e \right)$$

(Ecuación 5.6)

Resulta conveniente, a la hora del diseño, considerar un factor de seguridad contra el agrietamiento, este es:

$$F_{cr} = \frac{M_{cr} - M_0 - M_D}{M_L}$$

(Ecuación 5.7)

5.3.- RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

La resistencia de un elemento de ferrocemento pretensado no está asegurada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el elemento se sobrecarga ocurrirán importantes cambios en su comportamiento debido al agrietamiento y a que uno de los materiales que lo componen alcanzaría niveles de esfuerzo dentro del rango inelástico antes de la falla. El factor de seguridad real se establece calculando la resistencia del elemento, con un reconocimiento total de estos efectos, y comparando la carga que produciría la falla del elemento con la carga que se espera actúe.

En el punto 5.1.1 del presente capítulo se mostró que las vigas de ferrocemento pretensado difieren en su comportamiento con las de ferrocemento corriente. A medida que se aumenta la carga hasta más o menos el nivel de la carga de servicio, las fuerzas que componen el par interno permanecen casi constantes, y el incremento en el momento aplicado es resistido por un aumento en el brazo del par interno.

Lo anterior no puede continuar indefinidamente, después del agrietamiento sobreviene un aumento súbito en el esfuerzo del acero, acompañado por un aumento en el esfuerzo de compresión resultante en el ferrocemento. A medida que se continúa aumentando la carga, una viga pretensada se comporta más similarmente a una viga corriente de ferrocemento. El brazo interno permanece más o menos constante, y se

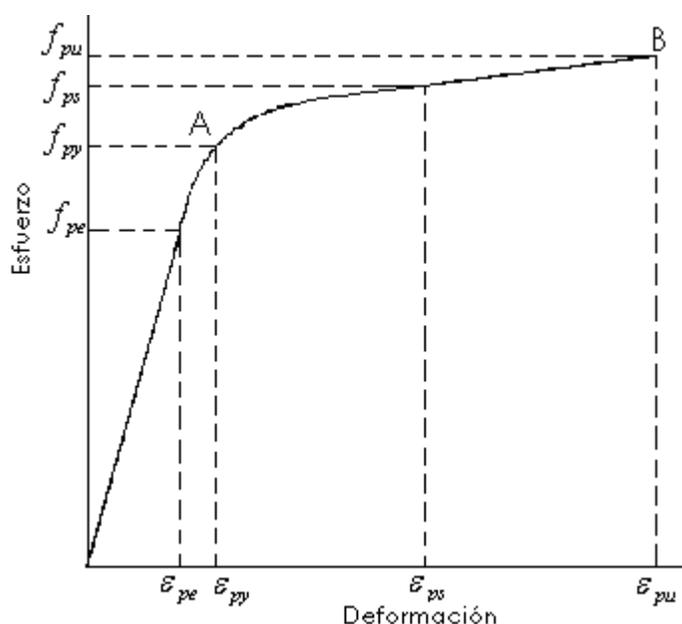
incrementan con la carga tanto los esfuerzos en el ferrocemento como en el acero. Igual que en una viga de ferrocemento ordinaria, la capacidad a la flexión se alcanza cuando el acero se esfuerza hasta su resistencia última o cuando se alcanza la capacidad de deformación del ferrocemento.

En todo caso, aún para cargas próximas a la última, existen diferencias importantes entre las vigas de ferrocemento corriente y las pretensadas, debido a lo siguiente:

- i) En el ferrocemento corriente, cuando las cargas se anulan, se anulan también las deformaciones en el acero. En el ferrocemento pretensado, la deformación de los tendones bajo cargas nulas no es cero, sino que corresponde al esfuerzo efectivo después de las pérdidas. Cualquier deformación posterior en el acero causada por las cargas aplicadas se suma a esta deformación preexistente.
- ii) Las características de esfuerzo-deformación que tiene el acero pretensado difiere de las características que presenta el acero de refuerzo convencional, ya que los aceros de pretensado no presentan un punto de fluencia bien definido. La fluencia se desarrolla gradualmente y, en el rango inelástico, la curva esfuerzo-deformación continúa elevándose suavemente hasta que se alcanza la resistencia de tracción. La diferencia entre la resistencia nominal a la fluencia f_{py} y la resistencia última a la tracción f_{pu} es mucho más pequeña para los aceros de pretensado que para los aceros ordinarios de refuerzo. También la deformación total ϵ_{pu} en la ruptura es mucho más pequeña.

5.3.1.- CURVAS ESFUERZO DEFORMACIÓN.

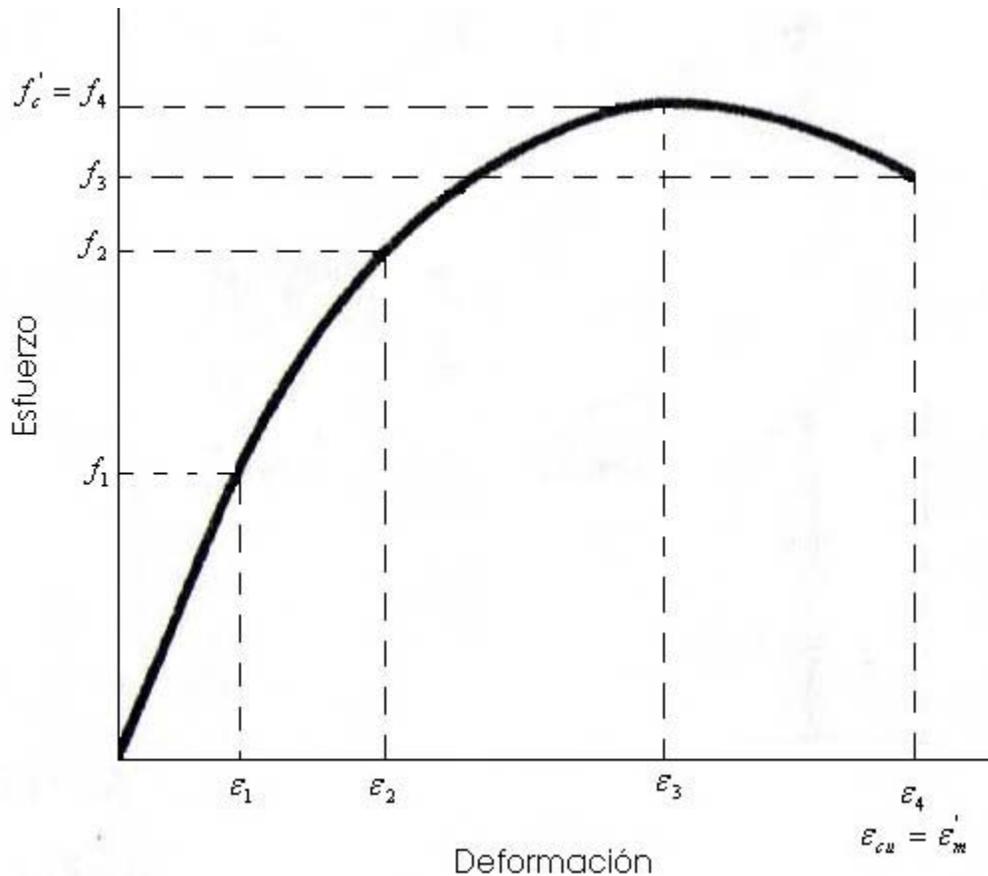
La curva representativa de esfuerzo-deformación para el acero de pretensado mostrada en la figura 5.11 muestra la siguiente notación:



(Figura 5.11) Curva representativa de esfuerzo-deformación del acero de pretensado

- $f_{pe}, \epsilon_{pe} =$ Esfuerzo y deformación en el acero debido a la fuerza pretensora efectiva P_e , después de todas las pérdidas.
- $f_{py}, \epsilon_{py} =$ Esfuerzo y deformación de la fluencia para el acero de pretensado.
- $f_{pu}, \epsilon_{pu} =$ Resistencia y deformación últimas del acero de pretensado.
- $f_{ps}, \epsilon_{ps} =$ Esfuerzo y deformación del acero cuando el elemento viga falla.

En el caso del mortero del ferrocemento, la resistencia última a la compresión, se denomina al igual que en el hormigón f'_c , y la deformación en la falla ϵ_{cu} que en el caso del hormigón es 0,003 según el ACI, en el ferrocemento representa la deformación máxima del mortero a compresión ϵ'_m y tiene el valor de 0,0035, entonces para simplificar la nomenclatura nos quedaremos con $\epsilon_{cu} = \epsilon'_m = 0,0035$ como la deformación de falla del ferrocemento. La figura 5.12 muestra la curva representativa de esfuerzo-deformación en el mortero del ferrocemento.



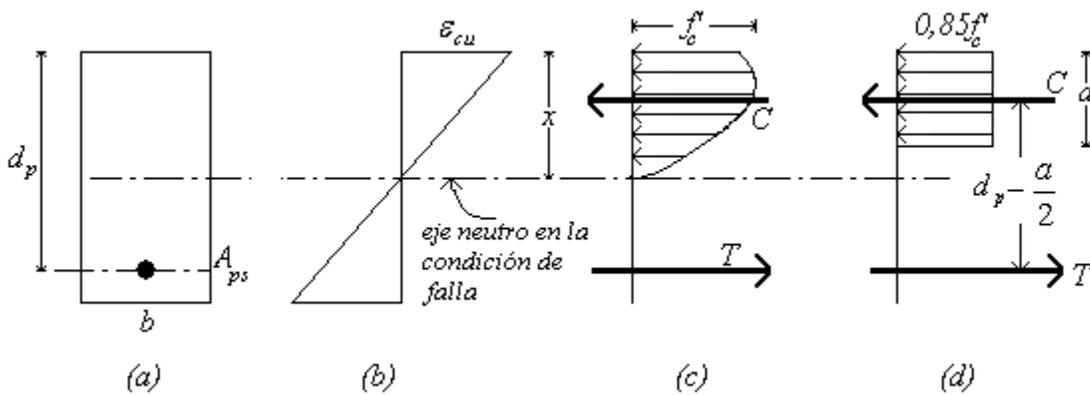
(Figura 5.12) Curva representativa de esfuerzo-deformación del mortero del ferrocemento.

5.3.2.- BLOQUE RECTANGULAR DE ESFUERZOS EQUIVALENTES.

Todo lo que se necesita para calcular el momento de resistencia última de una viga de ferrocemento pretensada es el valor de la resultante de compresión C (la que

debe ser igual que la fuerza de tracción T , al igual que en el comportamiento último del ferrocemento corriente, mostrado en el capítulo II) y el brazo del par interno en la falla.

Como el mortero del ferrocemento, al igual que el hormigón, no tiene una curva de esfuerzo-deformación bien definida, la distribución real de los esfuerzos en él se pueden obtener de igual forma que en el hormigón, reemplazando la distribución real de esfuerzos en el mortero por una representación simplificada, como se mostró en el capítulo III. Esta distribución es escogida de tal forma que se produzca el valor correcto de C y ésta actúe en el nivel correcto de la viga. Como ya se mostró en el capítulo III la distribución real de los esfuerzos de compresión en una viga pueden reemplazarse con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos que tenga una intensidad de esfuerzos uniforme de $0,85f'_c$, hasta una profundidad a , como se muestra en la figura 5.13



(Figura 5.13) Distribución de deformaciones y esfuerzos bajo cargas de falla. (a) Sección transversal. (b) Deformaciones. (c) Distribución real de esfuerzos. (d) Distribución rectangular equivalente.

La relación entre la profundidad del bloque de esfuerzos equivalente y la real es

$$a = \beta_1 x$$

Donde el valor de β_1 está establecido experimentalmente y viene dado por la relación $\beta_1 = 0,85 - (f'_c - 280)/70$ y no debe exceder 0,85 ni menor que 0,65, como ya se explicó en el comportamiento último del ferrocemento.

Al igual que en el análisis del comportamiento último del ferrocemento, como también en el hormigón, se recalca que la profundidad a , no es la distancia del eje neutro real, ni que tampoco los esfuerzos en el mortero del ferrocemento están distribuidos de la manera que se muestra en la figura 5.13(d). El bloque rectangular de esfuerzos es un instrumento de cálculo inventado para dar las respuestas correctas.

5.3.3.- RESISTENCIA A LA FLEXIÓN MEDIANTE EL ANÁLISIS DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

En la *figura 5.14* y la en la *figura 5.15* se muestran las deformaciones y los esfuerzos en el mortero del ferrocemento y en el acero bajo distintos niveles de carga. La distribución de deformaciones ① en la *figura 5.14* es el resultado de la aplicación del pretensado efectivo P_e , actuando sólo después de haber ocurrido las pérdidas. En este nivel de carga el esfuerzo en el acero es

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_{ps}} \quad (\text{Ecuación 5.8})$$

y su deformación asociada es

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{ps}} \quad (\text{Ecuación 5.9})$$

La distribución de deformaciones ② de la *figura 5.14* considera un nivel de carga intermedio correspondiente a la descompresión del mortero del ferrocemento al nivel del centroide del acero. Suponiendo que la adherencia entre el mortero y el acero permanece intacta, el incremento de la deformación en el acero producida a medida que las cargas pasan del nivel ① al ② es el mismo que la disminución en la deformación del mortero a aquel nivel en la viga. Este incremento está dado por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_2 = \frac{P_e}{E_m} \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e^2}{I_t} \right) \quad (\text{Ecuación 5.10})$$

Donde E_{ps} es el módulo de elasticidad del acero pretensado y E_m corresponde al módulo de elasticidad del mortero, los otros términos ya fueron definidos anteriormente en este capítulo.

Cuando el elemento se sobrecarga hasta el nivel de falla ③, el eje neutro está a la distancia x , en incremento en la deformación es:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - x}{x} \right) \quad (\text{Ecuación 5.11})$$

La deformación total del acero en la falla ε_{ps} es la suma de las tres componentes

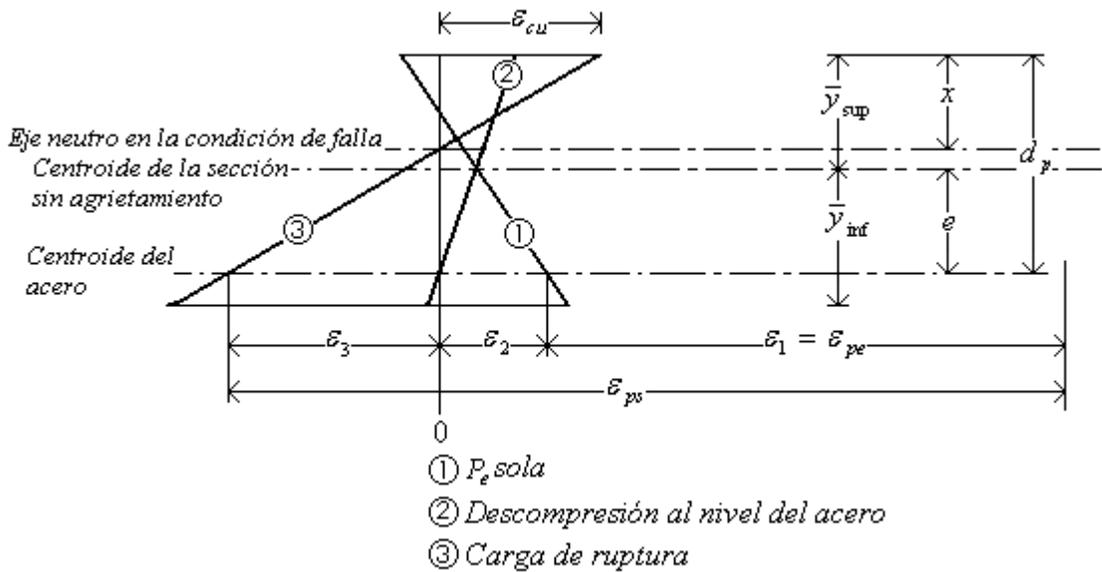
$$\epsilon_{ps} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

(Ecuación 5.12)

Y el esfuerzo en el acero en la falla f_{ps} es:

$$f_{ps} = E_{ps} \epsilon_{ps}$$

(Ecuación 5.13)



(Figura 5.14) Deformaciones y esfuerzos en el mortero y el acero a medida que se incrementa la carga hasta la falla.

La figura 5.15 muestra la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión en la falla, ahí se puede hallar que la condición de equilibrio establece $C=T$. Entonces para una viga en la cual la zona de compresión es de un ancho b esta relación es:

$$0,85f'_c ab = A_{ps} f_{ps}$$

(Ecuación 5.14)

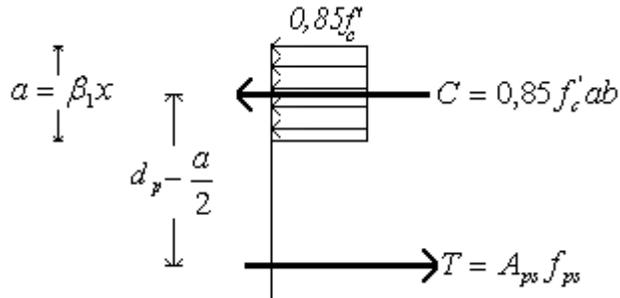
Resolviendo esta ecuación para la profundidad a del bloque de esfuerzos equivalente, se tiene

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0,85f'_c b} = \beta_1 x$$

(Ecuación 5.15)

El momento de resistencia en la falla es el producto de la fuerza de tracción (o compresión) por el brazo del par interno. Para un elemento que tenga una zona de compresión de ancho constante la resistencia nominal a la flexión es:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$



(Figura 5.15) Distribución equivalente de esfuerzos en el mortero del ferrocemento en la falla.

5.3.4.- CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO NO PRETENSADO

En las vigas de hormigón pretensado se incluyen varillas de acero no preesforzadas de un diámetro considerable, esto para limitar el ancho de grietas por flexión, y como ayuda para el control de deflexiones y para incrementar la resistencia última a flexión de la viga, lo anterior se logra también incorporando aceros de alta resistencia sin pretensar. En el caso del ferrocemento pretensado, éste lleva una malla electro-soldada de acero de alta resistencia donde las varillas longitudinales en el elemento hacen las veces de las varillas de acero de alta resistencia en el hormigón pretensado lográndose así la limitación de grietas, el control de deflexiones y el aumento de la resistencia última a flexión de la viga de ferrocemento pretensado.

La excentricidad del acero pretensado se limita para evitar la presencia de esfuerzos excesivos de tensión en la parte superior del elemento descargado, en el ferrocemento las mallas de refuerzo se colocan tan cerca de la cara de tensión de la viga como lo permitan los requerimientos de recubrimiento. Así se maximiza su contribución con la resistencia a la flexión.

Las varillas de acero no pretensadas de alta resistencia longitudinales de las mallas electro-soldadas de área A_s casi siempre estarán esforzadas hasta su resistencia de fluencia o arriba de ella, cuando se cargue el elemento hasta la falla. La razón de esto es que cuando el acero pretensado está en su esfuerzo efectivo f_{pe} , las varillas longitudinales de la malla electro-soldada soportan un esfuerzo de compresión igual a n_s veces el esfuerzo de compresión al nivel de éstas, donde $n_s = E_s / E_m$ (aquí se desprecian los efectos de la contracción y el flujo plástico del mortero). A medida que se sobrecarga el elemento hasta la falla, tanto el acero pretensado como las varillas longitudinales de la malla de refuerzo experimentan el mismo incremento en la deformación $\Delta\varepsilon$ siempre que ambos estén al mismo nivel del elemento. En el ferrocemento los requerimientos de recubrimiento establecen que las varillas longitudinales de la malla electro-soldada deben estar a una mayor profundidad que

el acero pretensado, entonces las varillas experimentan una deformación mayor que el acero pretensado. Así, el incremento en la deformación $\Delta\varepsilon$ es suficiente para esforzar a las varillas longitudinales de la malla más allá de su punto de fluencia.

La inclusión de las varillas no pretensadas en el análisis de deformaciones, no involucra mayores complicaciones, y las modificaciones que se tienen que hacer son obvias, y están incluidas en el punto 7.7 del capítulo VII.

5.3.5.- ECUACIONES DEL ACI PARA RESISTENCIA A FLEXIÓN

De acuerdo con el Código ACI, la resistencia a flexión de vigas de hormigón pretensado se puede calcular utilizando el análisis de compatibilidad de deformaciones, como se describió en el punto anterior 5.3.3, como ya se explicó en el capítulo III, referente al comportamiento del ferrocemento, la resistencia a flexión de vigas de ferrocemento se haya de igual manera, por lo tanto esta disposición para vigas de hormigón pretensado puede aplicarse también para vigas de ferrocemento pretensado. Alternativamente, dentro de ciertas limitaciones, se puede efectuar una determinación aproximada. De acuerdo con el Código ACI, siempre que el preesfuerzo efectivo en el acero f_{pe} sea mayor o igual a $0,5f_{pu}$, el esfuerzo en el acero a la falla en elementos con acero pretensado adherido, como es el caso del ferrocemento pretensado, se toma igual a:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$$

(Ecuación 5.17)

Cuando se toma en cuenta cualquier armadura de compresión al calcular el valor de f_{ps} con la ecuación 5.17 deben cumplirse dos condiciones:

- $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \geq 0,17$, pero si la armadura de compresión no se toma en cuenta al determinar f_{ps} , o sea, $\omega' = 0$, entonces $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \omega \right]$ puede ser menor que 0,17 y se obtiene un valor mayor y correcto de f_{ps} .
- $d' \leq 0,15 \cdot d_p$, esto porque cuando el valor de d' es grande, la deformación en la armadura de compresión puede ser menor que la deformación a la fluencia. En

este caso, la armadura de compresión no influye en f_{ps} de manera tan favorable.

Por esta razón la ecuación 5.17 está limitada a vigas en las que $d' \leq 0,15 \cdot d_p$.

Donde:

- γ_p es un factor que depende del tipo de acero pretensado que se utilice, puede tener los siguientes valores;

$$\gamma_p = 0,55, \text{ si } f_{py} / f_{pu} \geq 0,8 \text{ (barras de alta resistencia típicas)}$$

$$\gamma_p = 0,40, \text{ si } f_{py} / f_{pu} \geq 0,85 \text{ (cable corriente típico)}$$

$$\gamma_p = 0,28, \text{ si } f_{py} / f_{pu} \geq 0,9 \text{ (cable de baja relajación típico)}$$

- ρ_p es la cuantía de la armadura pretensada;

$\rho_p = A_{ps} / bd_p$, donde A_{ps} es el área del acero pretensado, d_p la profundidad a que se encuentra de la fibra superior del elemento y b es el ancho del borde en compresión del elemento.

- $\omega = \rho \cdot f_y / f'_c$, donde $\rho = A_s / bd$ es la cuantía de la armadura no pretensada en tracción, d es la distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la armadura no pretensada en tracción y b es el ancho del borde en compresión del elemento, cuando se trate de elementos con alas, el índice de la armadura no pretensada en tracción pasa a ser ω_w y se calcula de igual forma, solo que b es el ancho del alma b_w .

- $\omega' = \rho' \cdot f_y / f'_c$, donde $\rho' = A'_s / bd'$ es la cuantía de la armadura no pretensada en compresión y d' es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en compresión.

Para vigas de sección transversal rectangular o para vigas de sección T o I en las cuales la profundidad del bloque de esfuerzos es menor que el espesor t del alma en compresión, la resistencia nominal a la flexión es:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

(Ecuación 5.18)

y

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0,85 f'_c b}$$

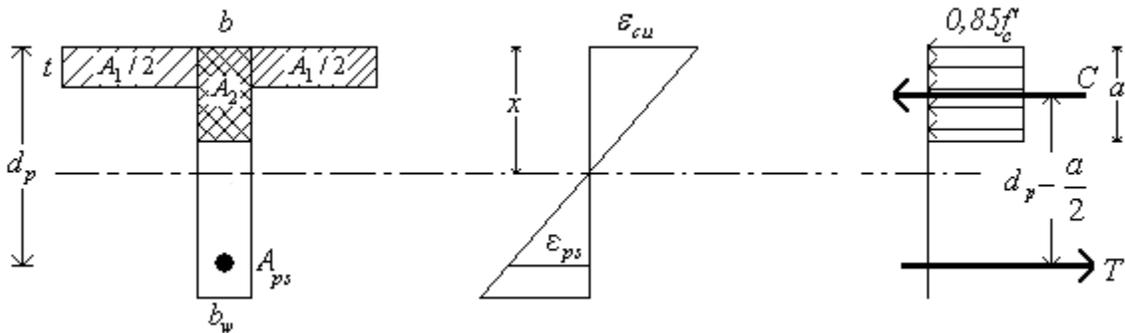
(Ecuación 5.19)

para fines de diseño, de acuerdo con el Código ACI, esta resistencia nominal debe multiplicarse por un factor de reducción de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_{ps} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

(Ecuación 5.20)

donde $\phi = 0,9$ para flexión.



(Figura 5.16)

Para elementos con alas, tales como las vigas I y T, donde la profundidad del bloque de esfuerzos es mayor que el espesor t del ala, como muestra la figura 5.16, el área total de acero se divide en dos partes. La primera parte es el área A_{ps1} que actúa bajo el esfuerzo f_{ps} , y equilibra exactamente a la compresión en las porciones salientes del ala, vale decir, equilibra la porción que corresponde al área A_1 :

$$A_{ps1} = \frac{0,85 f'_c \cdot t \cdot (b - b_w)}{f_{ps}}$$

(Ecuación 5.21)

y actúa con un brazo de palanca interno $[d - (t/2)]$ como se ve en la Figura 5.16.

La parte restante del área de acero A_{ps2} viene aparejada con la compresión en el alma, o sea, equilibra la compresión correspondiente al área A_2 . Entonces,

$$A_{ps2} = A_{ps} - A_{ps1}$$

(Ecuación 5.22)

y la profundidad del bloque de esfuerzos es

$$a = \frac{A_{ps2} f_{ps}}{0,85 f_c' b_w}$$

(Ecuación 5.23)

el brazo del par interno para esta parte del momento resistente es $[d - (a/2)]$.

El momento total resistente en la falla se encuentra sumando las dos partes:

$$M_n = A_{ps1} \cdot f_{ps} \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right) + A_{ps2} \cdot f_{ps} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

(Ecuación 5.24)

y para fines de diseño, la resistencia a la flexión se supone igual a $\phi \cdot M_n$.

Límites de la armadura en elementos sometidos a flexión.

Cuantía máxima:

El Código establece que la cuantía de la armadura pretensada y no pretensada empleada para calcular la resistencia a flexión de un elemento debe ser tal que ω_p , $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ o $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$ no tenga un valor mayor que $0,36\beta_1$. El Código también comenta que cada uno de los términos anteriores puede tomarse igual a $[0,85 \cdot a/d_p]$. El uso de esta razón simplifica los cálculos para verificar el cumplimiento de la cuantía máxima.

$$\therefore \omega_p, [\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')] \text{ ó } [\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)] \leq 0,36\beta_1$$

(Ecuación 5.25a)

ó

$$\therefore [0,85 \cdot a/d_p] \leq 0,36\beta_1$$

(Ecuación 5.25b)

Si se prefiere determinar los índices de refuerzo y compararlos con la condición antes mencionada, los términos ω_w , ω_{pw} , ω'_w corresponden a los índices de la armadura para secciones con ala, calculados de igual forma que ω , ω_p , ω' , excepto que b debe ser el ancho del alma b_w y el área de armadura debe ser la necesaria para desarrollar únicamente la resistencia a la compresión del alma. Es decir:

$$\omega_w = \frac{A_{s2}}{b_w d} \cdot \frac{f_y}{f_c}$$

(Ecuación 5.26a)

$$\omega_{pw} = \frac{A_{ps2}}{b_w d_p} \cdot \frac{f_{ps}}{f_c}$$

(Ecuación 5.26b)

$$\omega_w' = \frac{A_{s2}'}{b_w d'} \cdot \frac{f_y}{f_c}$$

(Ecuación 5.26c)

donde A_{s2}' corresponde a la cantidad de acero no pretensado en compresión que es requerida por el alma del elemento.

Si se especifica una cuantía de armadura mayor que la especificada anteriormente el Código especifica expresiones alternativas para el momento último:

- Momento último alternativo para vigas rectangulares, o aquellas en las que la profundidad del bloque de esfuerzos es menor que el espesor t del ala:

$$M_n = 0,25f_c' b d^2$$

(Ecuación 5.27)

- Momento último alternativo para secciones con espesores t del ala menor que la profundidad del bloque de esfuerzos:

$$M_n = 0,25f_c' b_w d^2 + 0,85f_c' \cdot (b - b_w) \cdot t \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right)$$

(Ecuación 5.28)

En cualquier caso, la resistencia de diseño debe tomarse igual a $\phi \cdot M_n$

Cuantía mínima:

Como precaución en contra de una falla abrupta resultante de la rotura del acero pretensado y no pretensado inmediatamente después del agrietamiento, el Código especifica que el momento resistente último debe ser por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento, calculado en base al módulo de rotura f_r .

5.4.- CRITERIO DE DISEÑO

El diseño de elementos con armaduras conjuntas, pretensadas y de refuerzo no pretensado, para resistir cargas de la misma naturaleza, como es el caso de un elemento de ferrocemento pretensado, se realiza con el método conocido como *CRITERIO UNIFICADO* que asume el diseño estructural a flexión y compresión del elemento en una formulación única, válida tanto para elementos con refuerzo no pretensado como para elementos con refuerzo pretensado y no pretensado a través de la compatibilidad de deformaciones. Este método se describe explicativamente en el capítulo VII.

5.5.- DEFLEXIÓN DE ELEMENTOS PRETENSADOS

Los elementos pretensados se someten a contraflechas y a flechas. Las contraflechas se deben a efectos del pretensado y las flechas son producto del peso propio del elemento y de las cargas de servicio que solicitan en el tiempo al elemento.

Cuando se aplica por primera vez la fuerza de pretensado, una viga presentará una contraflecha hacia arriba. Con el transcurso del tiempo, la retracción de fraguado y el flujo plástico del mortero producen una reducción gradual de la fuerza de pretensado; a pesar de esto, la deflexión hacia arriba, por lo general, aumenta a causa del flujo plástico diferencial, que afecta más a las fibras inferiores sometidas a altos esfuerzos que a las superiores. Con la aplicación de las cargas muertas y vivas superpuestas, esta deflexión hacia arriba se balancea parcial o totalmente y se obtiene una deflexión nula, o una deflexión hacia abajo. Es importante obtener la deflexión en todos los estados de carga, para esto, el único método satisfactorio consiste en utilizar un procedimiento de sumas basado en incrementos de las deformaciones en intervalos discretos de tiempo. De esta manera pueden tenerse en cuenta los cambios de la fuerza de pretensado en el tiempo, las propiedades de los materiales y las cargas hasta el grado de precisión que se requiera.

Normalmente, las deformaciones principales son las que ocurren en el estado inicial, cuando la viga se somete al pretensado inicial P_i y a su peso propio, y para una o más combinaciones de carga de servicio, cuando la fuerza de pretensado reduce su valor al de pretensado efectivo P_e por efecto de las pérdidas. Las deformaciones cambian por el flujo plástico debido a la fuerza de pretensado sostenida y a todas las demás cargas sostenidas.

Deformaciones netas según el estado de carga en el que se encuentre el elemento:
(signos negativos indican desplazamientos hacia arriba)

- Deformación neta inmediatamente después del pretensado:

$$\Delta = -\Delta_{pi} + \Delta_0$$

(Ecuación 5.29)

donde, Δ_{pi} es una deflexión a corto plazo hacia arriba, debido a la fuerza de pretensado inicial P_i , y Δ_0 es una deflexión hacia abajo, debido al peso propio de la viga. En la presente memoria, el tipo de elemento, que está en estudio, es una viga simplemente apoyada, como la mostrada en la figura 5.1, entonces

$$\Delta_{pi} = \frac{P_i \cdot e \cdot L^2}{8E_c I_t} \quad \text{y} \quad \Delta_0 = \frac{5q_0 L^4}{384E_c I_t} = \frac{5M_0 L^2}{48E_c I_t}$$

donde: E_c es el módulo de elasticidad teórico del ferrocemento, e I_t es la inercia transformada del elemento.

- Deformación neta debida sólo al pretensado:

Esta deformación se determina considerando que las deformaciones a largo plazo debidas al pretensado ocurren a medida que la fuerza se reduce en forma gradual de P_i a P_e , esto se tiene en cuenta, suponiendo que el flujo plástico ocurre con una fuerza de pretensado constante igual al promedio de los valores inicial y efectivo (final). Consecuentemente con este supuesto, la deformación neta debida sólo al pretensado, es

$$\Delta = -\Delta_{Pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{Pe}}{2} C_c$$

(Ecuación 5.30)

donde C_c es el coeficiente de flujo plástico para el hormigón, cuyo valor se obtiene de la Tabla 6.1 del capítulo VI, se considera que el valor de C_c para un mortero con una resistencia a la compresión es el que corresponde a un hormigón con la mismo resistencia a la compresión, y

$$\Delta_{Pe} = \Delta_{pi} \frac{P_e}{P_i}$$

- Deformación neta del elemento debida al pretensado efectivo y al peso propio del elemento:

Esta deflexión se determina sumándole a la ecuación 5.30 la deformación a largo plazo debida al peso propio, donde la deflexión del peso propio se incrementa por el flujo plástico, este incremento se obtiene multiplicando directamente el coeficiente de flujo plástico C_c por el valor de la deformación instantánea debida al peso propio Δ_0 , entonces la deformación a largo plazo debida al peso propio es $\Delta_0 + \Delta_0 C_c = \Delta_0(1 + C_c)$. Por lo tanto, la deformación total del elemento, después de las pérdidas y considerando el flujo plástico que ocurre por la aplicación de cargas a largo plazo, cuando actúan el pretensado efectivo y el peso propio, es

$$\Delta = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} C_c + \Delta_0(1 + C_c)$$

(Ecuación 5.31)

- Deformación neta para la totalidad de las cargas de servicio:

Esta deformación se encuentra adicionando a la ecuación 5.31 la deformación debida a las cargas superpuestas, considerando la deformación instantánea debida a las cargas vivas Δ_L , y la deformación a largo plazo producto de las cargas muertas sostenidas $\Delta_D + \Delta_D C_c = \Delta_D(1 + C_c)$, expresión que incluye el efecto del flujo plástico, entonces la deflexión neta para la carga de servicio completa, es

$$\Delta = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} C_c + \Delta_0(1 + C_c) + \Delta_D(1 + C_c) + \Delta_L$$

(Ecuación 5.32)

- Deformaciones máximas admisibles de cálculo:

La TABLA 9.5(b) del Código ACI 318-99 establece distintas deformaciones admisibles para los elementos de hormigón armado, aplicadas también para elemento de hormigón armado pretensado, según sea el uso que se le de al elemento en análisis. Estas deformaciones admisibles se tomarán como propias para elementos de ferrocemento pretensado.

- Elementos de entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

(Ecuación 5.33)

- Elementos que formen parte de un sistema de entepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{480}$$

(Ecuación 5.34)

NOTA: Los cálculos de las deformaciones correspondientes a niveles de carga que no sobrepasan la carga máxima admisible, son realizados en base a las propiedades de la sección no fisurada. Si la deformación a determinar es provocada por una carga superior a la máxima admisible en el rango elástico, entonces, los cálculos de la deformación correspondiente se deben basar en las propiedades de la sección fisurada.

5.6.- DISEÑO ZONA DE ANCLAJE

En vigas de ferrocemento pretensado, al igual que en vigas de hormigón pretensado, la fuerza pretensora se introduce como una carga concentrada, que a menudo actúa sobre una pequeña parte del peralte total del elemento, en este caso, la distribución del esfuerzo de compresión en el elemento llega a ser lineal, adecuándose a la requerida por la excentricidad total de las cargas aplicadas, sólo hasta después de una distancia del extremo de la viga aproximadamente igual a su peralte.

Un diseño racional del esfuerzo para las zonas extremas debe reconocer la probabilidad de ocurrencia del agrietamiento horizontal. Si se proporciona refuerzo vertical adecuado en forma tal que se restrinjan las grietas a unos cuantos centímetros de longitud y con un ancho de un centésimo de centímetro, entonces estas grietas no afectarán el desempeño de la viga tanto bajo las cargas de servicio como hasta su resistencia última. Normalmente o ensancharán como consecuencia de la aplicación adicional de cargas al miembro, ya que para las vigas pretensadas la tensión en el acero de pretensado en las zonas extremas no se incrementa apreciablemente cuando se aplican las cargas. En consecuencia el diseño del refuerzo en las zonas extremas puede basarse en las condiciones obtenidas para el preesfuerzo inicial, empleando el esfuerzo admisible para el acero de las barras longitudinales de la malla acma.

Para elementos pretensados, como es el caso del elemento de ferrocemento que se está estudiando en esta tesis, basándose en pruebas de laboratorio efectuadas

por la Asociación de Cemento Pórtland, Marshall y Mattock propusieron un ecuación muy simple para el diseño del refuerzo en las zonas extremas. La fuerza total en la barra transversal se expresa en función de la fuerza longitudinal pretensora P mediante la relación

$$\frac{S}{P} = 0.00106 \frac{h}{l_t}$$

donde h es la profundidad total de la viga y l_t es la longitud de transferencia, la cual puede suponerse igual a 50 veces el diámetro. Las pruebas indican que el esfuerzo en la barra transversal varía aproximadamente en forma lineal desde un máximo cercano a la cara exterior hasta cero cerca del extremo de la grieta. Así, si f_s es el esfuerzo admisible en el acero de la malla acma cuando la fuerza de pretensado inicial P_i se aplica, el esfuerzo promedio en las barras transversales puede tomarse como $f_s/2$, la expresión anterior se expresa de la siguiente manera

$$\frac{A_{st} f_s}{2P_i} = 0.00106 \frac{h}{l_t}$$

y despejando A_{st} , el área transversal total necesaria de barras transversales, está dada por

$$A_{st} = 0.0021 \frac{P_i h}{f_s \cdot l_t}$$

(Ecuación 5.34)

CAPITULO VI

PERDIDAS DE PRETENSADO

Las pérdidas de preesfuerzo pueden calcularse y deben tomarse en cuenta en el diseño, su efecto puede minimizarse mediante la adecuada selección de los materiales.

Las pérdidas de pretensado pueden agruparse en 2 categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento, y las que suceden a través de un extenso periodo de tiempo. Debido a las pérdidas que sufre la fuerza de pretensado, esta toma distintos nombres según el estado en que se encuentre:

- Fuerza en el gato P_j .
- Pretensado inicial P_i .
- Pretensado efectivo P_e .

La fuerza de pretensado del gato P_j , puede reducirse inmediatamente debido al acortamiento elástico del mortero comprimido. Después de ocurrida esta pérdida la fuerza pretensora se denomina pretensado inicial P_i . A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce más, gradualmente, primero rápidamente y luego más lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del mortero del ferrocemento y debido al relajamiento del acero presforzado. Después de un periodo de muchos meses, o aún años, los cambios posteriores llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza de pretensado casi constante. Esta se define como fuerza de pretensado efectivo P_e .

La fuerza del gato, P_j , es la mayor de todas las fuerzas que actuarán en los cables de acero durante la vida normal del elemento, y la operación del tensado, entonces, es una prueba sobre el comportamiento del cable.

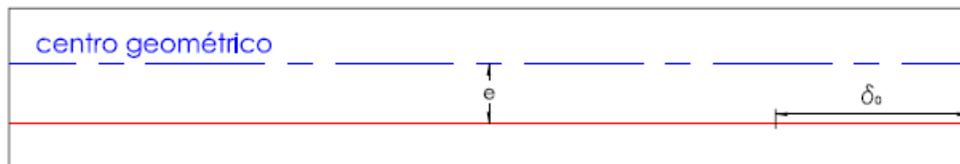
En los elementos pretensados, P_j nunca actúa en el mortero, sino únicamente en los anclajes permanentes del sistema fundación-macizo. La tensión se reduce inmediatamente después de la transferencia, por el acortamiento elástico del mortero del ferrocemento.

En los siguientes puntos se entrega la estimación detallada de las pérdidas debido a los factores contribuyentes que se nombraron anteriormente.

6.1.- ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL ELEMENTO

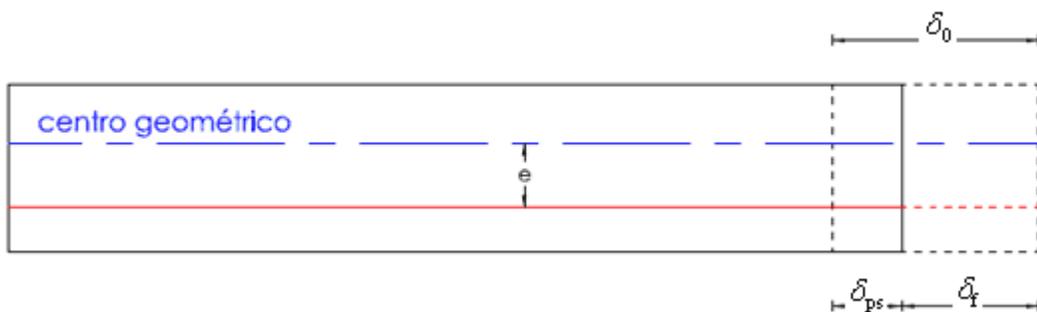
Al transferirse la fuerza de pretensado al elemento, existe un acortamiento elástico en éste a medida que se comprime. Para elementos pretensados, donde el cable está adherido al mortero del ferrocemento en el momento de la transferencia del esfuerzo, el cambio de la deformación del acero presforzado es el mismo que el cambio de la deformación de compresión del ferrocemento al nivel del centroide del acero de preesfuerzo., pudiéndose de acuerdo con esto calcular la pérdida por acortamiento elástico del elemento en su conjunto, considerando el efecto de los esfuerzos debido al peso propio de ésta.

La deformación δ_0 que muestra la *figura 6.1a*, es la deformación sufrida por el acero pretensado al ser tensado por el gato hidráulico con un esfuerzo f_{pj} a nivel de su centroide, esto antes de soltar los alambres pretensados del macizo de anclaje.



(Figura 6.1a)

La *figura 6.1b* muestra lo que ocurre al momento de cortar o soltar los cables del macizo de anclaje, el elemento de ferrocemento sufre un acortamiento elástico, provocando una pérdida de tensión en el acero pretensado por el gato con una fuerza P_j y dando paso a la fuerza de pretensado inicial P_i , el acortamiento elástico del elemento depende de las propiedades mecánicas de sus materiales, y de las deformaciones producto de los esfuerzos provocados por la excentricidad del acero pretensado y el peso propio del elemento al nivel del centroide del acero pretensado, originándose la deformación δ_f . Con la pérdida de pretensado pasando de la fuerza del gato P_j a la fuerza de pretensado inicial P_i , el acero pretensado tiene una deformación δ_{ps} .



(Figura 6.1b)

De la *figura 6.1b* se desprende la siguiente igualdad:

$$\delta_0 = \delta_f + \delta_{ps}$$

(Ecuación 6.1a)

donde,

δ_0 → Deformación total producida en cable de pretensado por la fuerza del gato P_j sobre él, queda determinado con la siguiente expresión

$$\delta_0 = \frac{P_j L}{A_{ps} E_{ps}}$$

δ_f → Deformación que se produce en el ferrocemento (mortero + varillas longitudinales de la malla de refuerzo) a nivel del centroide del acero pretensado por: la fuerza de pretensado inicial P_i , y por el esfuerzo provocado por su peso propio, se expresa de la siguiente forma

$$\delta_f = \frac{P_i L}{A_m E_m + A_s E_s} + \frac{P_i e^2 L}{I_t E_m} - \frac{M_0 e L}{I_t E_m}$$

δ_{ps} → Deformación producida en el cable de pretensado debido al preesfuerzo inicial P_i , queda determinado en la siguiente expresión

$$\delta_{ps} = \frac{P_i L}{A_{ps} E_{ps}}$$

Reemplazando las expresiones para $\delta_0, \delta_f, \delta_{ps}$ en la *Ecuación 5.1a*, se obtiene la siguiente expresión.

$$\frac{P_j L}{A_{ps} E_{ps}} = \frac{P_i L}{A_m E_m + A_s E_s} + \frac{P_i e^2 L}{I_t E_m} - \frac{M_0 e L}{I_t E_m} + \frac{P_i L}{A_{ps} E_{ps}}$$

(Ecuación 6.1b)

Donde, A_{ps} es la sección del acero pretensado, A_m es área de la sección de ferrocemento que corresponde al mortero, A_s es la sección del ferrocemento que corresponde al área transversal de las varillas longitudinales de la malla de acero de refuerzo del ferrocemento, I_t es la inercia de la sección transformada en mortero, L es el largo total del elemento, M_0 es el momento debido al peso propio del elemento, y

E_{ps}, E_m, E_s corresponden al módulo de elasticidad del acero pretensado, del mortero y de la malla de refuerzo del ferrocemento correspondientemente.

Reemplazando valores conocidos y despejando P_i de la Ecuación 6.1b queda determinado el valor del pretensado inicial P_i . Una vez encontrado el valor de P_i se está en condiciones de determinar la pérdida de esfuerzo en el acero pretensado debida al acortamiento elástico del ferrocemento.

$$\Delta f_{el} = \frac{P_j - P_i}{A_{ps}}$$

(Ecuación 6.2)

La pérdida del preesfuerzo debida al acortamiento elástico en vigas pretensadas variará a lo largo de la longitud del elemento, pero generalmente es suficiente calcular las pérdidas en la sección de momento máximo.

6.2.- FLUJO PLÁSTICO DEL MORTERO

El mortero sujeto a una fuerza sostenida de compresión, primero se deformará elásticamente, después continuará deformándose durante un periodo adicional de tiempo. El coeficiente último de flujo plástico se define mediante la siguiente ecuación:

$$C_{cu} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ci}}$$

(Ecuación 6.3)

Donde ϵ_{ci} es la deformación elástica inicial y ϵ_{cu} es la deformación adicional en el mortero, después de un largo periodo de tiempo, debida al flujo plástico. Los valores típicos de C_{cu} se encuentran en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1
Parámetros típicos de flujo plástico

Resistencia a la compresión MPa	Coficiente de flujo plástico C_{cu}
21	3.1
28	2.9
41	2.4
55	2
69	1.6

Como se sabe la técnica del pretensado es la que mejor se ajusta al ferrocemento, y al igual que en elementos de hormigón pretensado, el esfuerzo de compresión al nivel del acero pretensado es de naturaleza sostenida, y el flujo plástico resultante en el mortero del ferrocemento es una fuente importante de pérdida de fuerza de pretensado.

En los elementos pretensados, la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del mortero del ferrocemento no es constante, sino que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento del acero y a la contracción del mortero, así como también debido a los cambios de longitud asociados con el flujo plástico en si mismo.

El coeficiente de flujo plástico que varía con el tiempo, t en días después de la aplicación de la carga, C_{ct} se determina de la siguiente manera:

$$C_{ct} = \frac{t^{0,6}}{10 + t^{0,6}} \cdot C_{cu}$$

El esfuerzo en el ferrocemento, en el cual se basan los cálculos de las pérdidas por flujo plástico, es aquel correspondiente al nivel del centroide del acero pretensado, cuando se encuentran actuando la fuerza pretensora excéntrica más todas las cargas sostenidas, vale decir todas las cargas muertas, mas la carga viva que se considere sostenida, las que generan un momento total llamado M_T . De una manera aproximada para tomar en cuenta la reducción gradual de la fuerza de pretensado a medida en que transcurre el flujo plástico, la contracción y el relajamiento, se considera un valor de $0,9P_i = P_i^{FP}$ como fuerza de pretensado para determinar el esfuerzo a nivel del centroide del acero pretensado, donde P_i se calcula como se indica en el punto anterior. El esfuerzo en el ferrocemento a nivel del acero pretensado es el siguiente:

$$f_{cps} = -P_i^{FP} \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e^2}{I_t} \right) + \frac{M_T e}{I_t}$$

(Ecuación 6.4)

Después de haber hallado f_{cps} , la pérdida de esfuerzo en el acero asociado con el flujo plástico del mortero se puede determinar de la expresión

$$\Delta f_{cr} = C_{ct} \cdot n \cdot f_{cps}$$

(Ecuación 6.5)

donde $n = E_{ps} / E_m$.

6.3.- CONTRACCIÓN DEL MORTERO DEL FERROCEMENTO

La contracción por secado del mortero provoca una reducción en la deformación del acero pretensado igual a la deformación por contracción del mortero. La reducción de esfuerzo resultante en el acero de pretensado constituye una componente importante de la pérdida del preesfuerzo para todos los tipos de vigas de ferrocemento pretensado.

La deformación por contracción del mortero ϵ_{sh} puede variar aproximadamente entre 0,0004 y 0,0008. Si no se dispone de datos específicos, puede utilizarse un valor típico de 0,0006. La pérdida de esfuerzo en el acero resultante de la contracción del mortero por el fraguado es:

$$\Delta f_{sh} = E_{ps} \cdot \epsilon_{sh}$$

(Ecuación 6.6)

6.4.- RELAJACIÓN DEL ACERO

Los cables pretensados se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un elemento, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico, y la contracción del mortero. Existirá una reducción gradual del esfuerzo en el acero bajo estas condiciones debido al relajamiento, aún cuando la longitud se mantiene casi constante. La magnitud del relajamiento depende de la intensidad del esfuerzo en el acero, así como del tiempo. Las pérdidas por relajamiento disminuirán debido a los efectos de la contracción y el flujo plástico del mortero, los que reducen la intensidad del esfuerzo en el acero, el cálculo de esta pérdida se basa en un esfuerzo provocado por una fuerza de pretensado 10% menor que P_i , o sea, $0,9P_i = P_i^{RA}$ la que provoca un esfuerzo de pretensado inicial f_i^{RA} .

$$\Delta f_{rel} = f_{pi}^{RA} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}^{RA}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

(Ecuación 6.7)

Donde, t corresponde al tiempo en horas después del tensado en que se quiere determinar la pérdida por la relajación del acero y f_{pi}^{RA} / f_{py} no debe ser menor que 0.55; por debajo de este valor prácticamente no ocurre la relajación.

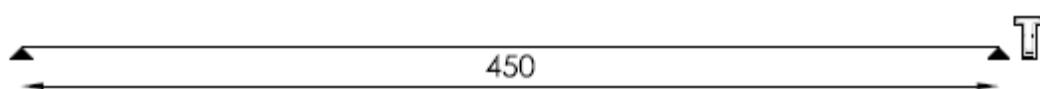
CAPITULO VII

ESTUDIO TEÓRICO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA “T” DE FERROCEMENTO PRETENSADO

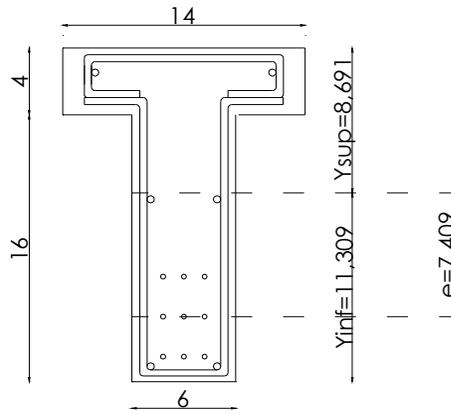
Al no conocer una experiencia previa del diseño de una Viga “T” de Ferrocemento Pretensado, la presente memoria propone que el diseño se lleve a cabo realizando una fusión entre la teoría conocida y ya comprobada del ferrocemento y la metodología utilizada para diseñar vigas de hormigón armado pretensado, esto se logra al aplicar al método de diseño de elementos de hormigón armado pretensado sometidos a flexión las propiedades particulares comprobadas que tiene el ferrocemento. Tanto la metodología de diseño de elementos de hormigón pretensado como las características comprobadas del ferrocemento fueron entregadas en los capítulos anteriores.

La sección de la viga fue seleccionada de tal forma que se asegure un comportamiento satisfactorio para todos los rangos, partiendo del estado elástico al plástico. Para poder obtener de forma más rápida y efectiva una sección que cumpla con los requerimientos de todos los rangos, bajo los distintos estados de carga, se utilizó el software Mathcad14, herramienta que permitió obtener un elemento que se adecúe a las condiciones físicas y económicas bajo las cuales se podrá realizar el posterior ensayo de la viga.

Antes de describir el comportamiento de la viga “T” en estudio, es de importancia mencionar que en el caso del ferrocemento, por ser un material que posee armadura pasiva adherida en todo su contorno, según lo expuesto en el punto 4.2.3, se aplicará un pretensado parcial y para determinar su resistencia a la flexión se empleará el criterio unificado de diseño, que como ya se explicó en el punto 5.4, este criterio está basado en el análisis del comportamiento del elemento a través de la compatibilidad de las deformaciones.



(Figura 7.1a)



(Figura 7.1b)

*cotas en centímetros

Las figuras 7.1a y 7.1b muestran la viga “T” que se someterá al estudio de comportamiento teórico, para luego comparar estos resultados con los obtenidos en el ensayo práctico a realizarse en el laboratorio de ensaye de materiales de construcción L. E. M. C. O. perteneciente a la Universidad Austral de Chile, con el objeto de comprobar si efectivamente pueden tomarse como validas las propiedades del ferrocemento para realizar el diseño de un elemento pretensado de éste material.

La viga estará constituida por un mortero, alambres de acero cuya resistencia es de 1.720N/mm^2 y una malla Acma C139, ambas armaduras dispuestas como se indica en la figura 7.1b. La viga también tendrá malla entretejida de alambre hexagonal de $\frac{3}{4}$ ” de abertura, pero su contribución sólo se tomará en cuenta para determinar el valor teórico del módulo de elasticidad del ferrocemento.

Descripción de la viga:

- Altura viga : $H_{\text{viga}} := 20\text{cm}$
- Altura del ala : $t := 4\text{cm}$
- Ancho del ala : $b := 14\text{cm}$
- Ancho alma : $b_w := 6\text{cm}$
- Área bruta : $A_{\text{bruta}} := 152\text{cm}^2$
- Largo viga : $L := 430\text{cm}$

$$\text{Peso específico} \quad : \gamma := 2109.375 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Carga por peso propio} \quad : Q_0 = 0.321 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$\text{Momento flector debido al peso propio de la viga} \quad : M_0 := 7410.445 \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

Propiedades de los materiales componentes de la sección:

MORTERO DEL FERROCEMENTO:

Resistencia especificada del mortero:

$$f_{cm} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión del mortero al momento de la aplicación del pretensado inicial:

Los alambres serán cortados el día en que la probeta de rilem indique que el mortero alcanzó la resistencia especificada, entonces

$$f_{cmi} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad:

Según el punto 2.1.2.1a del capítulo II, el módulo de elasticidad del mortero es,

$$E_m = 168268.228 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación máxima en comportamiento último:

Cumpliendo con la condición de resistencia mínima de compresión del mortero, especificada en el punto 2.1 del capítulo II y según el punto 5.3.1 del capítulo V, la deformación máxima de compresión para el mortero del ferrocemento es

$$\epsilon_{cu} := 0.0035$$

ARMADURAS:

La viga "T" en estudio, está reforzada con armadura activa (alambres pretensados) y pasiva (malla acma C132 y malla de hexagonal de ¾", esta última, como ya se dijo, no se toma en cuenta en el estudio del comportamiento del elemento).

Armadura pretensada (Armadura activa).

Alambre de alta resistencia con las siguientes propiedades y características:

$$\text{Resistencia a la rotura} \quad : f_{pu} := 17500 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Tensión de fluencia} \quad : f_{py} = 14875 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad} \quad : E_{ps} := 1970000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Factor de conversión} \quad : n_{ps} = 11.707$$

$$\text{Diámetro} \quad : \Phi := 0.285 \text{cm}$$

$$\text{Área alambre} \quad : A_{alambre} = 0.064 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Número de alambres por viga} \quad : n^{\circ} := 9$$

$$\text{Área total armadura pretensada: } A_{ps} = 0.574 \cdot \text{cm}^2$$

El centro geométrico de la armadura pretensada, con respecto a la fibra inferior de la viga, es:

$$y_{ps} = 3.9 \cdot \text{cm}$$

Entonces, la distancia d_p que hay desde la fibra superior de la viga al centro geométrico de la armadura pretensada, es:

$$d_p = 16.1 \cdot \text{cm}$$

Armadura pasiva.

Sección de las barras longitudinales de la malla acma C132, cuyas propiedades y características, son las siguientes:

$$\text{Resistencia a la rotura} \quad : f_u := 5600 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de fluencia : $f_y := 5000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de elasticidad : $E_s := 2100000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Deformación de fluencia : $\epsilon_{sy} = 0.00238$

Factor de conversión : $n_s = 12.48$

Diámetro : $\varphi := 0.42\text{cm}$

Área barra : $A_{\text{barra}} = 0.139 \cdot \text{cm}^2$

La sección de la viga, en estudio, presenta áreas de acero no pretensado en distintos niveles de su altura. Estas áreas de acero no pretensado son:

$$A_{s1} = 0.277 \cdot \text{cm}^2 \quad A_{s2} = 0.277 \cdot \text{cm}^2 \quad A_{s3} = 0.277 \cdot \text{cm}^2$$

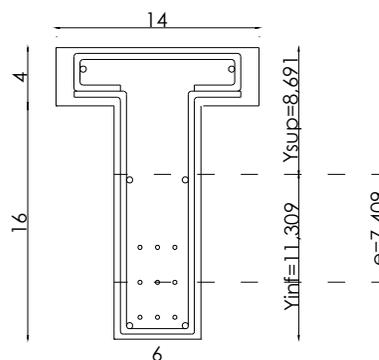
De la *figura 7.2* se ve que la distancia que existe, entre cada sección de acero y la fibra inferior de la viga, es:

$$y_{s1} := 0.93\text{cm} \quad y_{s2} := 10.93\text{cm} \quad y_{s3} := 18.48\text{cm}$$

y, la distancia d , que tiene cada sección de acero, desde la fibra superior de la viga hasta su correspondiente centroide, es:

$$d_1 = 19.07 \cdot \text{cm} \quad d_2 = 9.07 \cdot \text{cm} \quad d_3 = 1.52 \cdot \text{cm}$$

La *figura 7.2* muestra la distancia que existe, entre cada sección de acero y la fibra inferior de la viga.



(Figura 7.2 Posición de las distintas secciones de acero en el área de la viga)

Módulo de Elasticidad teórico del Ferrocemento:

Del punto 2.5 del capítulo II sabemos que, el Módulo de Elasticidad teórico se puede expresar como una función de las propiedades de los materiales que lo constituyen, por lo tanto se deben considerar todos los elementos que componen al ferrocemento incluyendo la armadura pretensada

$$E_c = E_s \cdot \frac{A_s}{A_c} + E_{ps} \cdot \frac{A_{ps}}{A_c} + E_m \cdot \frac{A_m}{A_c}$$

(Ecuación 2.6)

Donde

- c : Indica el ferrocemento
- s : Indica el acero no pretensado
- ps : Indica el acero pretensado
- m : Indica el mortero

(Ref. 1.- Olvera, A. 2002)

En este caso, la contribución del acero no pretensado, incluye ambas mallas, la malla electro-soldada y la hexagonal de ¾”,

$$E_s \cdot \frac{A_s}{A_c} = E_{s_el} \cdot \frac{A_{s_el}}{A_c} + E_{s_g} \cdot \frac{A_{s_g}}{A_c}$$

Donde,

- s_el : índice que aluce al acero de la malla electro-soldada, y
- s_g : índice que aluce al acero de la malla hexagonal galvanizada de ¾”.

Tenemos:

- Malla electro-soldada

$$A_{s_el} = 0.831 \cdot \text{cm}^2 \quad E_{s_el} = 2100000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Malla hexagonal galvanizada de ¾”

$$A_{s_g} := 0.248 \text{cm}^2 \quad E_{s_g} := 1.04 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Alambre pretensado de alta resistencia

$$A_{ps} = 0.574 \cdot \text{cm}^2 \quad E_{ps} = 1970000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Mortero del ferrocemento

$$A_m = 150.347 \cdot \text{cm}^2 \quad E_m = 168268.228 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Área del compuesto, sección correspondiente al área bruta del elemento

$$A_c := A_{\text{bruta}} \quad A_c = 152 \cdot \text{cm}^2$$

Reemplazando todos los valores anteriores en la ecuación 2.6, tenemos que el valor teórico del módulo de elasticidad es:

$$E_c = 187060.517 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.1.- PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN SIN AGRIETAMIENTO

La sección en estudio, está formada por 3 materiales que presentan distintas propiedades mecánicas. Entonces, a la hora de determinar las propiedades geométricas de la sección no fisurada, es conveniente que se determinen las propiedades geométricas de la sección transformada, con el objeto de obtener un cálculo más exacto.

- Área de la sección transformada de la viga:

$$A_t = 167.691 \cdot \text{cm}^2$$

- Centro geométrico de la sección transformada:

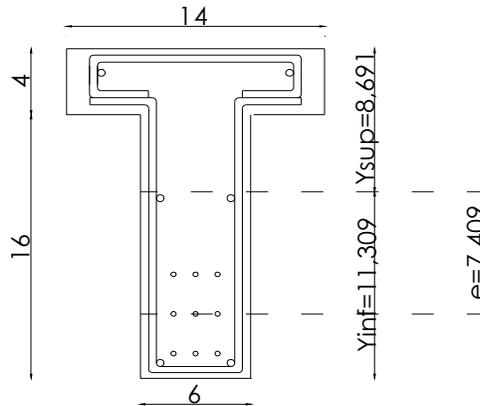
Para el estudio del comportamiento pretensado es necesario saber las distancias que tienen la fibra superior e inferior al centro geométrico, entonces se tendrá la distancia desde la fibra superior al centro geométrico llamada y_{sup} y la distancia desde la fibra inferior al centro geométrico llamada y_{inf} . Considerando la transformación de los aceros en mortero, se tiene:

$$y_{\text{inf}} = 11.309 \cdot \text{cm} \quad \wedge \quad y_{\text{sup}} = 8.691 \cdot \text{cm}$$

Conocidas las ubicaciones, del eje neutro de la sección transformada y del centro de la sección de acero pretensado, ambas con respecto a la fibra inferior, se determina el valor de la excentricidad es:

$$e = 7.409 \cdot \text{cm}$$

La figura 7.3 esquematiza la posición del centro geométrico y la excentricidad de la armadura pretensada.



(Figura 7.3)

➤ Inercia:

Considerando la transformación de los aceros en mortero, la inercia transformada de la sección:

$$I_t = 6525.076 \cdot \text{cm}^4$$

➤ Módulo resistente de la sección:

$$w_{inf} := \frac{I_t}{y_{inf}} \quad w_{inf} = 576.958 \cdot \text{cm}^3$$

7.2.- TENSIONES ADMISIBLES EN LOS CABLES DE PRETENSADO

Del punto 4.3.1 del capítulo IV, las tensiones admisibles para el acero de pretensado, son las siguientes:

i) Debido a la fuerza del gato de pretensado:

$$0.94 \cdot f_{py} = 13982.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Pero, no mayor que

$$0.8 \cdot f_{pu} = 14000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

∴ el esfuerzo de pretensado máximo admisible debido al gato hidráulico es,

$$f_{pj_m\acute{a}x} = 13982.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

ii) Inmediatamente después de la transmisión del pretensado:

$$0.82 \cdot f_{py} = 12197.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Pero, no mayor que

$$0.74 \cdot f_{pu} = 12950 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

∴ el esfuerzo de pretensado máximo admisible después de la transmisión, es

$$f_{pi_m\acute{a}x} = 12197.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.3.- TENSIONES ADMISIBLES EN LAS FIBRAS EXTREMAS

Del punto 4.3.2.i) del capítulo IV y siguiendo con la propuesta, descrita al principio de este capítulo, de fusionar las propiedades del ferrocemento al método de análisis o diseño de elementos de hormigón armado pretensado, se tiene que para la viga en estudio las tensiones admisibles de tracción y compresión, son las siguientes:

7.3.1.-ESFUERZOS EN EL FERROCEMENTO DESPUÉS DE LA APLICACIÓN DEL PRETENSADO, ANTES DE LAS PÉRDIDAS DE PRETENSADO QUE DEPENDEN DEL TIEMPO.

a.- Tensión de la fibra extrema en compresión, fibra precomprimida debido al pretensado.

$$f_{m\acute{a}x_ci} := 0.6 \cdot f_{cmi} \quad f_{m\acute{a}x_ci} = 150 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

b.- Tensión de la fibra extrema en tracción, fibra en tracción debido al pretensado.

Los puntos A. b.- y A. c.- del punto 4.3.2.i) del capítulo IV dan dos expresiones para determinar la tensión admisible de la fibra en tracción, pero éstas expresiones no consideran la existencia, en la fibra extrema, de armadura que toma gran parte de esta tracción, por lo tanto se considera que la tensión admisible en la fibra extrema en tracción es la tensión admisible de tracción para elementos de ferrocemento.

$$f_{m\acute{a}x_ti} := 50 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

esta tensión admisible, de tracción, se puede emplear teniendo en cuenta la condición del punto 4.3.2 i) del capítulo IV, que la resistencia del mortero debe ser

como mínimo $250\text{kgf}/\text{cm}^2$ al momento de soltar los alambres del macizo de anclaje, esto se verifica al ensayar probetas rilem el día del corte.

7.3.2.-ESFUERZOS EN EL FERROCEMENTO BAJO LAS CARGAS DE SERVICIO, DESPUÉS DE QUE HAN OCURRIDO TODAS LAS PERDIDAS DE PRETENSADO.

a.- Tensión de la fibra extrema en compresión debida al pretensado y a las cargas mantenidas en el tiempo.

$$f_{\text{máx}_c} := 0.45 \cdot f_{cm} \quad f_{\text{máx}_c} = 112.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

b.- Tensión de la fibra más traccionada de la zona precomprimida de tracciones.

Los puntos B. c.- y B. d.- del punto 4.3.2.i) del capítulo IV dan dos expresiones para determinar la tensión admisible de la fibra precomprimida de tracciones, pero éstas expresiones, al igual que en el punto A. b.- del párrafo anterior, no consideran la existencia, en las fibras extremas, de armadura que toma gran parte de esta tracción, por lo tanto se considera que la tensión admisible en la fibra extrema precomprimida de tracciones es, también, la tensión admisible de tracción para elementos de ferrocemento.

$$f_{\text{máx}_t} := 50 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Como se ve, este valor es igual a tensión de la fibra extrema en tracción debido al pretensado, antes de las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo, $f_{\text{máx}_ti}$. A diferencia de las consideraciones que se toman a la hora de analizar y/o diseñar un elemento de hormigón armado pretensado, donde la tensión admisible de tracción inicial es mayor a la tensión admisible de tracción final, en el ferrocemento pretensado se considerará, como parte de la propuesta de esta memoria, que la tensión admisible de tracción para ambos estados, el inicial (actuando sólo el pretensado y el peso propio del elemento) y el final (una vez que están actuando todas las cargas de servicio), es la misma, ya que el valor empleado para la tensión admisible de tracción en el análisis del elemento en estudio, considera sólo la presencia de la malla soldada sin tomar en cuenta la contribución que realiza la malla de hexagonal de $\frac{3}{4}$ ".

7.4.- FUERZA DE PRETENSADO APLICADA POR EL GATO HIDRÁULICO A LA SECCIÓN

Anteriormente, se obtuvo que el máximo esfuerzo que puede aplicar el gato hidráulico para tensar los alambres, es

$$f_{pj_m\acute{a}x} = 13982.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

entonces, la máxima fuerza que puede aplicar el gato hidráulico a cada alambre, es

$$P_{j_m\acute{a}x} := \frac{(f_{pj_m\acute{a}x} \cdot A_{ps})}{n^{\circ}} \quad P_{j_m\acute{a}x} = 891.999 \cdot \text{kgf}$$

en el ensayo práctico, el gato aplicará una fuerza a cada alambre igual a:

$$P_{j_alambre} := 440 \cdot \text{kgf}$$

como se trata de 9 alambres a pretensar, la fuerza de pretensado del gato, que actúa sobre la sección de la viga, es igual a

$$P_j = 3960 \cdot \text{kgf}$$

y el esfuerzo de pretensado del gato hidráulico es

$$f_{pj} := \frac{P_j}{A_{ps}} \quad f_{pj} = 6897.204 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

entonces, si

$$f_{pj} = 6897.204 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \wedge \quad f_{pj_m\acute{a}x} = 13982.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se cumple que

$$f_{pj}/f_{pj_m\acute{a}x} = " < 1 \text{ OK!}, \text{ El alambre resiste el tensado del gato} "$$

∴ por lo tanto la tensión aplicada por el gato hidráulico a los alambres, es inferior a la capacidad máxima de éstos.

7.5.- PÉRDIDAS DE PRETENSADO

7.5.1.- DETERMINACIÓN DE LA FUERZA Y TENSIÓN DE PRETENSADO INICIAL

De acuerdo con lo explicado en los capítulos V y VI, el esfuerzo de pretensado aplicado por el gato hidráulico f_{pj} a la sección del elemento es disminuido debido al

acortamiento elástico del elemento Δf_{el} , dando paso al esfuerzo de pretensado inicial f_{pi} y a su correspondiente fuerza de pretensado inicial P_i .

De lo expuesto en el capítulo VI, la fuerza de pretensado inicial se calcula empleando la ecuación 6.1b.

$$\frac{P_j L}{A_{ps} E_{ps}} = \frac{P_i L}{A_m E_m + A_s E_s} + \frac{P_i e^2 L}{I_t E_m} - \frac{M_0 e L}{I_t E_m} + \frac{P_i L}{A_{ps} E_{ps}}$$

(Ecuación 6.1b)

donde,

A_s → corresponde al área total del acero no pretensado

$$A_s = 0.831 \cdot \text{cm}^2$$

A_m → corresponde al área neta de mortero del ferrocemento

$$A_m = 150.595 \cdot \text{cm}^2$$

De la ecuación 6.1b el único valor desconocido es el del pretensado inicial P_i , por lo tanto reagrupando términos y despejando el término P_i se encuentra su valor, este es:

$$\Rightarrow P_i = 3657.028 \cdot \text{kgf}$$

Por lo tanto, la pérdida de esfuerzo en el acero pretensado debida al acortamiento elástico del elemento, determinado con la ecuación 6.2, es:

$$\Delta f_{el} = 527.693 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

y el esfuerzo de pretensado inicial es

$$f_{pi} := f_{pj} - \Delta f_{el}$$

$$f_{pi} = 6369.511 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se cumple que

$$f_{pi}/f_{pi_m\acute{a}x} = "< 1 \text{ OK!}, \text{ El alambre resiste el pretensado inicial}"$$

∴ la tensión en el acero pretensado bajo la acción del pretensado inicial, es inferior a la tensión admisible del acero para ese estado de carga.

7.5.2.-DETERMINACIÓN DE LA FUERZA Y ESFUERZO DE PRETENSADO EFECTIVO

De acuerdo con lo explicado en los capítulos V y VI, el esfuerzo de pretensado inicial f_{pi} que actúa sobre la sección del elemento es disminuido debido a las pérdidas por contracción del mortero Δf_{sh} , por el flujo plástico del mortero Δf_{cr} , y por la relajación del acero Δf_{rel} , dando paso al esfuerzo de pretensado efectivo f_{pe} y a su correspondiente fuerza de pretensado inicial P_e .

➤ *Pérdida de esfuerzo debido a la contracción del mortero.*

Según el capítulo VI la pérdida por contracción del mortero se calcula con la siguiente expresión

$$\Delta f_{sh} = E_{ps} \cdot \epsilon_{sh}$$

(Ecuación 6.6)

Donde, $\epsilon_{sh} = 0,0006$

$$\Delta f_{sh} := E_{ps} \cdot \epsilon_{sh} \quad \Delta f_{sh} = 1182 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

➤ *Pérdida de esfuerzo por el flujo plástico del mortero.*

Del capítulo VI se sabe que la pérdida de esfuerzo en el acero asociado con el flujo plástico del mortero se determina con la expresión

$$\Delta f_{cr} = C_{ct} \cdot n_{ps} \cdot f_{cps}$$

(Ecuación 6.5)

donde, C_{ct} es el coeficiente de flujo plástico que varía con el tiempo y se determina con la siguiente expresión:

$$C_{ct} = \frac{t_i^{0,6}}{10 + t_i^{0,6}} \cdot C_{cu}$$

Donde, $t_i := 28\text{day}$

y realizando una interpolación con los datos de la tabla 6.1, se encontró que,

$$C_{cu} := 3$$

Entonces el valor del coeficiente del flujo plástico:

$$Cct = 1.274$$

Y f_{cps} es el esfuerzo en el ferrocemento a nivel del acero pretensado,

$$f_{cps} = -0,9P_i \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e^2}{I_t} \right) + \frac{M_T e}{I_t}$$

(Ecuación 6.4)

considerando que solo va a estar actuando el peso propio al momento de la perdida, se tiene que $M_T = M_0$, entonces:

$$f_{cps} = -38.905 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

y la pérdida por flujo plástico es:

$$\Delta f_{cr} = 580.404 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

➤ *Pérdida de pretensado inicial debido a la relajación del acero pretensado.*

El valor de la pérdida de esfuerzo en el acero debido a la relajación de éste, se determina con la ecuación 6.7

$$\Delta f_{rel} = f_{pi}^{RA} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}^{RA}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

(Ecuación 6.7)

donde, $\frac{0.9 \cdot P_i}{A_{ps} \cdot f_{py}} = 0.385$

Entonces = " $f_{pi}/f_{py} < 0.55$, quiere decir que NO hay perdida por relajacion"

$$\Delta f_{rel} := 0$$

Luego de haber calculado todas las pérdidas de pretensado, se está en condiciones de determinar el esfuerzo de pretensado efectivo f_{pe} y su correspondiente fuerza de pretensado efectiva P_e .

∴ el esfuerzo de pretensado efectivo es

$$f_{pe} := f_{pi} - \Delta f_{sh} - \Delta f_{cr} - \Delta f_{rel}$$

$$f_{pe} = 4607.107 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

y su correspondiente fuerza de pretensado efectivo es

$$P_e := f_{pe} \cdot A_{ps} \quad P_e = 2645.151 \cdot \text{kgf}$$

7.6.- EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA VIGA PRETENSADA EN EL RANGO ELÁSTICOS

Como indica el ACI318, se verifica que los esfuerzos elásticos de las fibras extremas cumplan con ser menores que los esfuerzos admisibles para éstas, sólo para controlar serviciabilidad, éstos no garantizan una resistencia estructural adecuada, la que debe verificarse con los otros requerimientos del código.

7.6.1.- ESFUERZOS ELÁSTICOS

Como ya fue citado en el punto 5.2.1 del capítulo V, el desarrollo de las ecuaciones elásticas para esfuerzos generados por flexión, los efectos de la fuerza de pretensado, los momentos que genera el peso propio y los momentos por cargas muertas y vivas se calculan por separado y luego se superponen.

i) Efecto del preesfuerzo inicial

Del capítulo V se sabe que la tensión que origina la fuerza de pretensado inicial P_i , actuando sola, en la fibra superior es

$$f_1 = -\frac{P_i}{A_t} + \frac{P_i \cdot e}{I_t} y_{sup}$$

(Ecuación 5.1a)

∴ la tensión en la fibra superior de la viga en estudio ,teóricamente, es

$$f_1 = 14.281 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

f_1 tiene signo positivo por lo tanto la fibra superior está en tracción cuando se aplica el pretensado inicial sólo, y

ENTONCES = " $f_1/f_{m\acute{a}x_ti} < 1$ OK!, La fibra superior no se fisura ante el pretensado inicial"

y en la fibra inferior, la tensión producto de la fuerza de pretensado actuando sola, es

$$f_2 = -\frac{P_i}{A_t} - \frac{P_i \cdot e^-}{I_t} y_{inf}$$

(Ecuación 5.1b)

∴ la tensión en la fibra inferior de la viga en estudio, teóricamente, es

$$f_2 = -68.773 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

f_2 tiene signo negativo, lo que indica a la fibra inferior actuando en compresión cuando el elemento es solicitado solamente por el pretensado inicial, y

ENTONCES = " $f_2/f_{m\acute{a}x_ci} < 1$ OK!, La fibra inferior no se fisura ante el pretensado inicial"

ii) Efecto del preesfuerzo inicial más el peso propio del elemento

Del punto 5.1.2 del capítulo V se sabe que la tensión que origina la fuerza de pretensado inicial P_i más el peso propio del elemento que produce un momento adicional M_0 , en la fibra superior es

$$f_1 = -P_i \left(\frac{1}{A_t} - \frac{e^-}{I_t} y_{sup} \right) - \frac{M_0}{I_t} y_{sup}$$

(Ecuación 5.2a)

∴ la tensión en la fibra superior de la viga en estudio, considerando el pretensado inicial y el peso propio, es

$$f_1 = 4.411 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

f_1 tiene signo positivo, por lo tanto, la fibra superior sigue traccionada cuando actúa el pretensado inicial mas el peso propio del elemento, y

ENTONCES = " $f_1/f_{m\acute{a}x_ti} < 1$ OK!, La fibra superior no se fisura ante el pretensado inicial"

y en la fibra inferior, la tensión producto de la fuerza de pretensado inicial y el momento provocado por su peso propio, se determina con

$$f_2 = -P_i \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e^-}{I_t} y_{inf}^- \right) + \frac{M_0^-}{I_t} y_{inf}^-$$

(Ecuación 5.2b)

∴ la tensión en la fibra inferior de la viga en estudio, considerando el pretensado inicial y el peso propio del elemento, teóricamente, es

$$f_2 = -55.929 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

f_2 tiene signo negativo, por lo tanto, la fibra superior sigue comprimida cuando actúa el pretensado inicial más el peso propio del elemento, entonces

ENTONCES = " $f_2/f_{m\acute{a}x_ci} < 1$ OK!, La fibra inferior no se fisura ante el pretensado inicial"

Los esfuerzos f_1 y f_2 calculados en este punto, considerando que la fuerza de pretensado actúa en conjunto con los efectos de tensión del peso propio, corresponden a los esfuerzos provocados en la mitad de la luz de la viga simplemente apoyada, ya que esa es la sección de la viga más solicitada con el estado de carga mencionado anteriormente.

iii) Efecto del preesfuerzo efectivo más la carga total de servicio

Como se trata de un estudio teórico del comportamiento de un elemento de ferrocemento pretensado, donde lo que se persigue es averiguar la resistencia del elemento, en esta parte se calculará el rango del momento total M_T , que como ya se sabe es el momento provocado por la carga total solicitante del elemento, que asegure un comportamiento elástico de la sección sin agrietamiento.

Del punto 5.1.2 del capítulo V se sabe que los esfuerzos en las fibras extremas, luego de las pérdidas, cuando el elemento esté solicitado por los momentos debidos al peso propio M_0 , a la carga muerta M_D y a la carga viva M_L , son:

$$f_1 = -P_e \left(\frac{1}{A_t} - \frac{e^-}{I_t} y_{sup}^- \right) - \frac{M_T^-}{I_t} y_{sup}^-$$

(Ecuación 5.3a)

$$f_2 = -P_e \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e^-}{I_t} y_{inf}^- \right) + \frac{M_T^-}{I_t} y_{inf}^-$$

donde el momento total M_T es

$$M_T = M_0 + M_D + M_L$$

(Ecuación 5.4)

iv) Cálculo del rango de M_T que asegure un comportamiento elástico de la sección sin agrietamiento.

➤ Rango de M_T para la fibra superior:

$$-f_{m\acute{a}x_c} \leq f1 \leq f_{m\acute{a}x_t}$$

$$-f_{m\acute{a}x_c} \leq -Pe \cdot \left(\frac{1}{A_t} - \frac{e \cdot y_{sup}}{I_t} \right) - \frac{M_{total} \cdot y_{sup}}{I_t} \leq f_{m\acute{a}x_t}$$

se resuelve la inecuación para obtener el rango admisible de $M_T = M_{total}$ en la fibra superior, por lo tanto, el rango admisible para el momento total, M_{total} , en la fibra superior es:

$$\text{RangoInf_fsup} = -29785.564 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm} \leq M_{total} \leq \text{RangoSup_fsup} = 92223.232 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

➤ Rango de M_T para la fibra inferior:

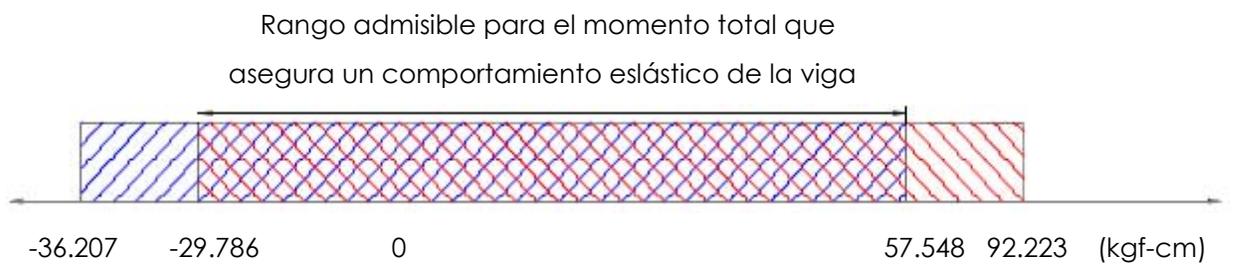
$$-f_{m\acute{a}x_c} \leq f2 \leq f_{m\acute{a}x_t}$$

$$-f_{m\acute{a}x_c} \leq -Pe \cdot \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e \cdot y_{inf}}{I_t} \right) + \frac{M_{total} \cdot y_{inf}}{I_t} \leq f_{m\acute{a}x_t}$$

se resuelve la inecuación para obtener el rango admisible de $M_T = M_{total}$ en la fibra inferior, por lo tanto, el rango admisible para el momento total, M_{total} , en la fibra inferior es:

$$\text{RangoInf_finf} = -36207.796 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm} \leq M_{total} \leq \text{RangoSup_finf} = 57547.937 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

por lo tanto, el rango admisible para el momento total, que asegura un comportamiento elástico de la sección de la viga, es la zona achurada por la intersección entre los rangos admisibles para la fibra superior e inferior, tal como se muestra en la figura 7.4c:



{Figura 7.4c}

por tratarse de una viga simplemente apoyada, el momento máximo, que produce una carga sobre este elemento, es positivo y se produce en el centro de la luz de la viga, entonces, en este caso el valor del momento total máximo que asegura una viga sin agrietamiento es

$$M_{total} := M_{totalSUP} = 57547.937 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

Como sabemos $M_T = M_{total} = M_0 + M_D + M_L$ y $M_0 = 7410.445(\text{kgf} \cdot \text{cm})$, si $M_{sc} = M_D + M_L$, entonces el momento máximo que puede producirse sobre la viga debido a la carga muerta y viva sin que esta se agriete es

$$M_{sc} := M_{total} - M_0 \quad M_{sc} = 50137.492 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

Considerando que la viga será cargada en el ensayo con dos cargas puntuales de igual magnitud ubicadas en los tercios de su luz, entonces, la máxima carga puntual que puede solicitar a la viga en $L/3$, sin producir grietas es

$$P_{sc} := \frac{M_{sc} \cdot 3}{L} \quad P_{sc} = 349.796 \cdot \text{kgf}$$

➤ *Cálculo del Momento de agrietamiento, M_{cr} , de la sección.*

Módulo de rotura del mortero:

$$f_r := 0.7 \cdot 1.8 \cdot f_{m\acute{a}x_t} \quad f_r = 63 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo resistente de la sección:

$$w_{inf} = 576.958 \cdot \text{cm}^3$$

Radio de gira de la sección:

$$r := \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} \quad r = 6.238 \cdot \text{cm}$$

Momento de agrietamiento:

$$M_{cr} := f_r \cdot w_{inf} + \frac{P_e}{A_t} \cdot w_{inf} \cdot \left(1 + e \cdot \frac{y_{inf}}{r^2} \right) \quad M_{cr} = 65048.396 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

Momento de agrietamiento sin considerar el peso propio de la sección:

$$M_{sc_cr} = 57637.951 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

Sobre carga que provoca el agrietamiento de la sección:

$$P_{sc_cr} = 402.125 \cdot \text{kgf}$$

7.7.- DEFORMACIÓN DE LA VIGA

De acuerdo a lo explicado en el punto 5.4 del capítulo V las deformaciones se calculan según el estado de carga en el que se encuentre el elemento.

7.7.1.-DEFORMACIÓN NETA INMEDIATAMENTE DESPUÉS DEL PRETENSADO

$$\Delta = -\Delta_{p_i} + \Delta_0$$

(Ecuación 5.29)

donde, Δ_{p_i} es una deflexión a corto plazo hacia arriba, debido a la fuerza de pretensado inicial P_i

$$\Delta_{p_i} := \frac{P_i \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_m \cdot I_t} \quad \Delta_{p_i} = 0.57039 \cdot \text{cm}$$

y Δ_0 es una deflexión hacia abajo, debido al peso propio de la viga.

$$\Delta_0 := \frac{5 \cdot Q_0 \cdot L^4}{384 \cdot E_m \cdot I_t} \quad \Delta_0 = 0.12999 \cdot \text{cm}$$

entonces, la deformación neta inmediatamente después del pretensado, es:

$$\Delta = -0.44 \cdot \text{cm}$$

el signo negativo indica que la viga se deflexiona hacia arriba con este estado de carga.

7.7.2.-DEFORMACIÓN NETA DEBIDA SÓLO AL PRETENSADO

$$\Delta = -\Delta_{Pe} - \frac{\Delta_{Pi} + \Delta_{Pe}}{2} \cdot C_{ct}$$

(Ecuación 5.30)

Donde,

$$\Delta_{Pe} := \Delta_{Pi} \cdot \frac{P_e}{P_i} \qquad \Delta_{Pe} = 0.413 \cdot \text{cm}$$

por lo tanto, el valor de la deformación neta debido al pretensado efectivo, es:

$$\Delta := -\Delta_{Pe} - \frac{\Delta_{Pi} + \Delta_{Pe}}{2} \cdot C_{ct} \qquad \Delta = -1.039 \cdot \text{cm}$$

7.7.3.-DEFORMACIÓN NETA DEL ELEMENTO DEBIDA AL PRETENSADO EFECTIVO Y AL PESO PROPIO DEL ELEMENTO

Esta deflexión se determina sumándole a la ecuación 5.30 la deformación a largo plazo debida al peso propio, donde la deflexión del peso propio se incrementa por el flujo plástico, entonces la deformación a largo plazo debida al peso propio es $\Delta_0 + \Delta_0 C_c = \Delta_0 (1 + C_c)$. $\Delta_0 + \Delta_0 C_c = \Delta_0 (1 + C_c)$. Por lo tanto, la deformación total del elemento, después de las pérdidas y considerando el flujo plástico que ocurre por la aplicación de cargas a largo plazo, cuando actúan el pretensado efectivo y el peso propio, es

$$\Delta := -\Delta_{Pe} - \frac{\Delta_{Pi} + \Delta_{Pe}}{2} \cdot C_{ct} + \Delta_0 \cdot (1 + C_{ct})$$

(Ecuación 5.31)

entonces, la deformación neta por causa del pretensado efectivo y el peso propio del elemento, es:

$$\Delta = -0.74321 \cdot \text{cm}$$

7.7.4.-DEFORMACIÓN NETA PARA LA TOTALIDAD DE LAS CARGAS DE SERVICIO

Esta deformación se encuentra adicionando a la ecuación 5.31 la deformación debida a las cargas superpuestas, considerando la deformación instantánea debida a las cargas vivas Δ_L , y la deformación a largo plazo producto de las cargas muertas

sostenidas $\Delta_D + \Delta_D C_c = \Delta_D (1 + C_c)$, expresión que incluye el efecto del flujo plástico, entonces la deflexión neta para la carga de servicio completa, es

$$\Delta = -\Delta_{Pe} - \frac{\Delta_{Pi} + \Delta_{Pe}}{2} C_c + \Delta_0 (1 + C_c) + \Delta_D (1 + C_c) + \Delta_L$$

(Ecuación 5.32)

Como en este caso la carga superpuesta corresponde a la que se aplicará en el ensayo, la deformación a largo plazo por cargas muertas sostenidas en el tiempo no existe, sólo hay deformación instantánea debida a cargas vivas Δ_L , entonces:

Considerando que la viga de ferrocemento está actuando en el rango elástico, las cargas extras ubicadas en los tercios de la luz de la viga, corresponden a las que provocan un momento igual a

$$M_{scl} := M_{sc} = 50137.492 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm},$$

Estas cargas tienen igual magnitud y se ubican una a $L/3$ del apoyo derecho y la otra a la misma distancia, pero del apoyo izquierdo, cada una tiene un valor igual a:

$$P_{scl} := P_{sc} = 349.796 \cdot \text{kgf}$$

y la deformación Δ_L que provoca en la viga es:

$$\Delta_L := \frac{P_{scl}}{24 \cdot E_m \cdot I_t} \cdot \frac{L}{3} \left[3 \cdot L^2 - 4 \cdot \left(\frac{L}{3} \right)^2 \right] \quad \Delta_L = 0.89905 \cdot \text{cm}$$

como la carga muerta sostenida en el tiempo no existe, $P_{scd} = 0 \text{kgf}$, entonces la deformación Δ_D es

$$\Delta_D = 0 \cdot \text{cm}$$

por lo tanto, la deformación neta por la aplicación de la totalidad de las cargas de servicio, es

$$\Delta := -\Delta_{Pe} - \frac{\Delta_{Pi} + \Delta_{Pe}}{2} \cdot C_{ct} + \Delta_0 \cdot (1 + C_{ct}) + \Delta_D \cdot (1 + C_{ct}) + \Delta_L$$

$$\Delta = 0.156 \cdot \text{cm}$$

7.7.5.- CARGA DE DESCOMPRESIÓN DEL ELEMENTO

Igualando a cero la ecuación utilizada para obtener la deformación neta y despejando la variable de la carga aplicada se encuentra el valor de la carga ante la cual la viga tiene una deformación neta igual a cero.

$$\Delta(P_{desc}) := -\Delta P_e - \frac{\Delta P_i + \Delta P_e}{2} \cdot C_{ct} + \Delta_o \cdot (1 + C_{ct}) + \frac{P_{desc}}{24 \cdot E_m \cdot I_t} \cdot \frac{L}{3} \left[3 \cdot L^2 - 4 \cdot \left(\frac{L}{3} \right)^2 \right]$$

si

$$\Delta(P_{desc}) = 0 \text{ cm}$$

Entonces, la carga de descompresión aplicada en los tercios de la viga es:

$$P_{desc} = 289.2 \text{ kgf}$$

Para cargas superiores a ésta, la deformación neta es necesariamente positiva, o sea, flechas.

7.7.6.- DEFORMACIONES MÁXIMAS ADMISIBLES DE CÁLCULO (DISPOSICIONES DEL ACI)

$$\Delta_{adm1} := \frac{L}{360}$$

(Ecuación 5.33)

$$\Delta_{adm1} = 1.194 \text{ cm}$$

$$\Delta_{adm2} := \frac{L}{480}$$

(Ecuación 5.34)

$$\Delta_{adm2} = 0.896 \text{ cm}$$

Si se considera que la deformación admisible es

$$\Delta_{adm1} = 1.194 \text{ cm}$$

Entonces, la deformación correspondiente al rango inelástico de la viga es

$$\Delta_{ie1} := \Delta_{adm1} - \Delta \quad \Delta_{ie1} = 1.039 \text{ cm}$$

Y, si se considera que la deformación admisible es

$$\Delta_{adm2} = 0.896 \cdot \text{cm}$$

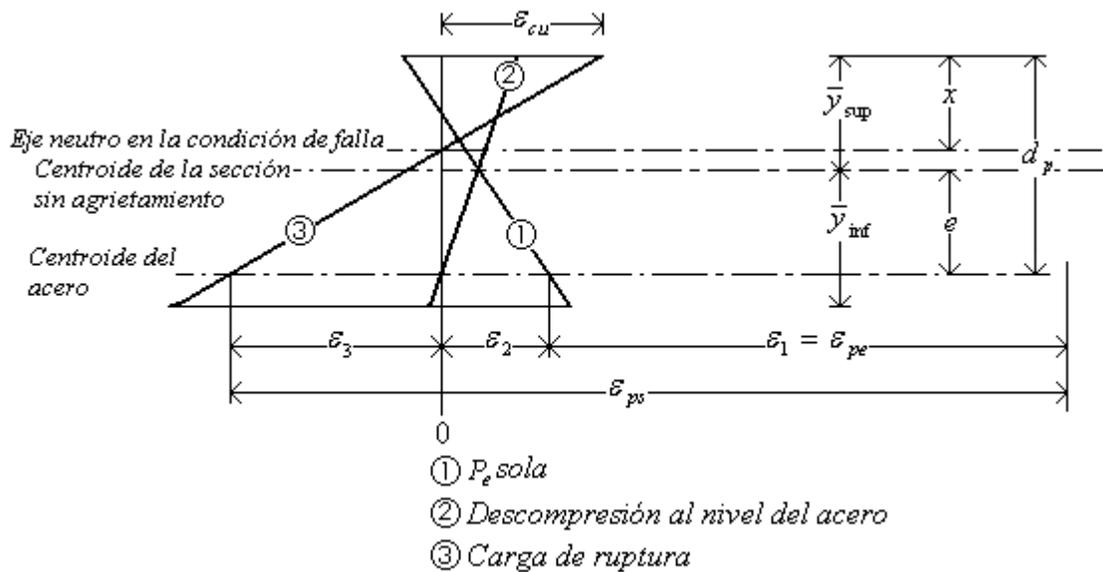
Entonces, la deformación que corresponde al rango inelástico de la viga es

$$\Delta_{ie2} := \Delta_{adm2} - \Delta \quad \Delta_{ie2} = 0.74 \cdot \text{cm}$$

7.8.- RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

El cálculo de la resistencia a la flexión del elemento en investigación, que presenta armadura pretensada y no pretensada, se realiza en base a la compatibilidad de las deformaciones, explicado en el punto 5.3.3 del capítulo V. Como la sección de la viga presenta armadura no pretensada, hay que seguir un método iterativo para llegar a determinar el esfuerzo de los alambres en la falla y la resistencia a flexión del elemento.

La figura 5.14 muestra las sucesivas deformaciones que sufre un elemento pretensado hasta llegar a la falla.



(Figura 5.14) Deformaciones y esfuerzos en el mortero y el acero a medida que se incrementa la carga hasta la falla.

Procedimiento del cálculo de la resistencia a la flexión en base a la compatibilidad de las deformaciones:

1° Determinar los valores de las deformaciones ϵ_1 y ϵ_2 .

La distribución de deformaciones ① es resultado de la aplicación del pretensado efectivo P_e , actuando sólo después de haber ocurrido las pérdidas, deformación que se calcula con la ecuación 5.9

$$\epsilon_1 = \epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{ps}} \quad (\text{Ecuación 5.9})$$

como se sabe $f_{pe} = P_e / A_{ps}$, entonces reemplazando valores se tiene que la deformación asociada a la actuación del esfuerzo de pretensado efectivo es

$$\epsilon_1 := \frac{f_{pe}}{E_{ps}} \quad \epsilon_1 = 0.002339$$

Luego, se pasa a la distribución de deformaciones ② que corresponde a la descompresión inmediata del ferrocemento, en su conjunto, al nivel del centroide del acero pretensado, lo que provoca un aumento en la deformación del acero pretensado a medida que las cargas pasan del nivel ① al ②. Este incremento en la deformación está dado por la ecuación 5.10

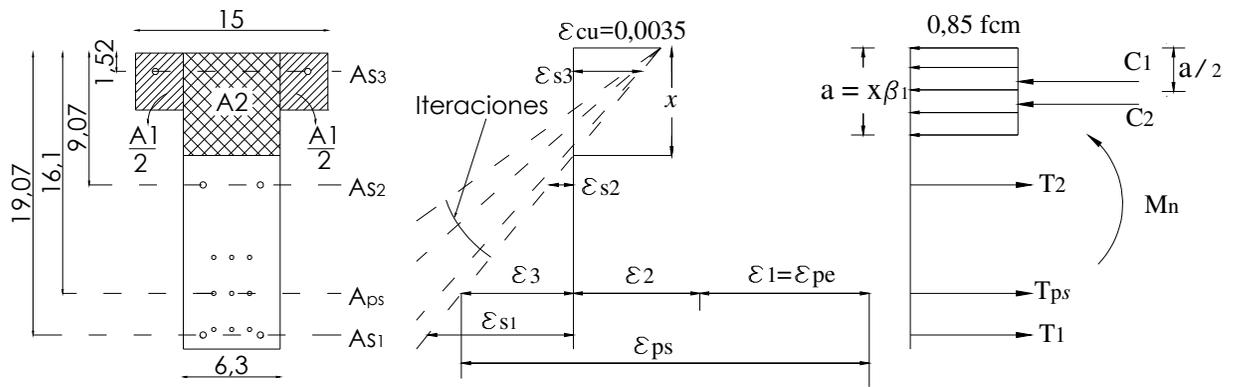
$$\epsilon_2 = \frac{P_e}{E_m} \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e^2}{I_t} \right) \quad (\text{Ecuación 5.10})$$

reemplazando valores, tenemos que el valor de la deformación correspondiente al nivel ② es

$$\epsilon_2 := \frac{P_e}{E_m} \cdot \left(\frac{1}{A_{bruta}} + \frac{e^2}{I_t} \right) \quad \epsilon_2 = 0.000226$$

2° Trazar el diagrama de deformaciones a la resistencia al momento, definido por una deformación específica de compresión máxima en el ferrocemento igual a 0,0035 y una distancia supuesta al eje neutro, x .

$$\text{Para } f_{cm} = 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ y } \beta_1 = 0.85$$



(Figura 7.5)

3° Determinar el equilibrio de fuerzas horizontales, de la figura 7.5. se tiene;

$$C_1 + C_2 + C_{s3} = T_1 + T_{ps} + T_2$$

$$C = T$$

De los puntos 3.1.2 y 3.1.3 del capítulo III, sabemos que las fuerzas de compresión se obtienen con las siguientes expresiones:

$$C_1 = 0,85f_{cm} \cdot t \cdot (b - b_w) \quad ; \quad C_2 = 0,85f_{cm} \cdot a \cdot b_w$$

(Ecuación 3.12)

$$C_{si} = A_{si} \cdot \epsilon_{si} \cdot E_s$$

(Ecuación 3.25b)

como se explicó en el punto 3.1.2 del capítulo III, la resistencia a compresión está dada por el mortero del ferrocemento, donde C_1 corresponde a la fuerza de compresión que toman las alas salientes, o sea, la sección A_1 indicada en la Figura 7.5, esta fuerza es independiente del valor que tome x , y su valor es

$$C1 = 6800 \cdot \text{kgf}$$

C_2 es la fuerza de compresión que toma la parte del alma que está en compresión, o sea, la sección A_2 indicada en la figura 7.5, esta fuerza de compresión, a diferencia de C_1 , sí depende del valor que tome la posición del eje neutro x .

C_{s3} corresponde a la fuerza de compresión que toma el acero de refuerzo no pretensado A_{s3} , cuando el eje neutro x alcanza su posición de falla. La fuerza de compresión del acero no pretensado A_{s3} es $C_{s3} = A_{s3} \cdot \epsilon_{s3} \cdot E_s$. De la figura 7.5 vemos

que la deformación ϵ_{s3} depende del valor que tome x , su expresión se obtiene de la compatibilidad geométrica obtenida de la misma figura:

$$\frac{\epsilon_{s3}}{x - d_3} = \frac{\epsilon_{cu}}{x}$$

como se explicó en el punto 3.1.3 del capítulo III, las fuerzas de tracción que solicitan a la sección de la viga, en estado último, son tomadas por los aceros que se localicen bajo el eje neutro de este estado, y el mortero del ferrocemento no contribuye, ya que se considera agrietado, y sus valores dependen de la deformación que alcancen los aceros en la falla, quedando determinados con la siguiente expresión.

$$T_{si} = A_{si} \cdot \epsilon_{si} \cdot E_s$$

(Ecuación 3.23b)

También, se puede escribir $T_{si} = A_{si} \cdot f_{si}$.

entonces, tenemos que la fuerza de tracción para el acero no pretensado de sección A_{s1} es $T_{s1} = A_{s1} \cdot \epsilon_{s1} \cdot E_s$, para el acero no pretensado A_{s2} la fuerza es $T_{s2} = A_s \cdot \epsilon_{s2} \cdot E_s$ y para la sección de acero pretensado A_{ps} la fuerza de tracción es $T_{ps} = A_{ps} \cdot \epsilon_{ps} \cdot E_{ps}$, de la figura 7.5 vemos que la deformación del acero pretensado en la falla es $\epsilon_{ps} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$ y que las deformaciones ϵ_{s1} , ϵ_{s2} y ϵ_3 dependen del valor que tome x , sus expresiones se obtienen de la compatibilidad geométrica obtenida de la misma figura :

$$\frac{\epsilon_{s1}}{d_1 - x} = \frac{\epsilon_3}{d_p - x} = \frac{\epsilon_{s2}}{d_2 - x} = \frac{\epsilon_{cu}}{x}$$

Se tienen los siguientes valores conocidos, constantes e independientes de la posición que tome el eje neutro x en la falla:

$$C1 = 6800 \cdot \text{kgf} \quad ; \quad A_{ps} = 0.574 \cdot \text{cm}^2 \quad ; \quad A_{s1} = 0.277 \cdot \text{cm}^2 \quad ;$$

$$A_{s2} = 0.277 \cdot \text{cm}^2 \quad ; \quad \epsilon_1 = 0.00234 \quad ; \quad \epsilon_2 = 0.00023 \quad ;$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \quad ; \quad d1 = 19.07 \cdot \text{cm} \quad ; \quad d_p = 16.1 \cdot \text{cm} \quad ;$$

$$d2 = 9.07 \cdot \text{cm} \quad ; \quad d3 = 1.52 \cdot \text{cm}$$

La idea del proceso iterativo es ir dando un valor para la posición del eje neutro x en la falla, tal que se logre el equilibrio de fuerzas de la ecuación 7.1.

Procedimiento iterativo:

- a.- Asumir un valor de x .
- b.- Calcular ϵ_3 , ϵ_{ps} , ϵ_{s1} , ϵ_{s2} y ϵ_{s3} .
- c.- Calcular a .
- d.- Calcular C_2 y C_{s3} .
- e.- Calcular f_{ps} .
- f.- Calcular T_{ps} , T_{s1} y T_{s2} .
- g.- Verificar la condición de equilibrio $C = T$ ($C_1 + C_2 + C_{s3} = T_{s1} + T_{ps} + T_{s2}$).

Las ecuaciones iterativas son las siguientes:

$$\epsilon_{s1}(x) := \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d1 - x}{x} \right) \quad \epsilon_{s3}(x) := \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{x - d3}{x} \right) \quad \epsilon_3(x) := \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{dp - x}{x} \right)$$

$$\epsilon_{ps}(x) := \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3(x) \quad a(x) := x \cdot \beta_1 \quad C_2(x) := 0.85 \cdot f_{cm} \cdot a(x) \cdot bw$$

$$C_{s3}(x) := A_{s3} \cdot \epsilon_{s3}(x) \cdot E_s \quad T_{ps}(x) := A_{ps} \cdot \epsilon_{ps}(x) \cdot E_{ps} \quad T_{s1}(x) := A_{s1} \cdot \epsilon_{s1}(x) \cdot E_s$$

$$T_{s2}(x) := A_{s2} \cdot \epsilon_{s2}(x) \cdot E_s \quad T(x) := T_{s1}(x) + T_{s2}(x) + T_{ps}(x) \quad C(x) := C_1 + C_2(x) + C_{s3}(x)$$

Se itera hasta cumplir la condición básica de equilibrio de solicitaciones:

$$T(x) = C(x)$$

comenzando la iteración con $x := 5 \text{ cm}$ se obtiene los siguientes resultados:

- Ubicación del eje neutro en estado último

$$x = 6.049 \text{ cm}$$

- Deformaciones

$$\epsilon_3(x) = 0.00582 \quad \epsilon_{ps}(x) = 0.00838 \quad \epsilon_{s1}(x) = 0.00753$$

$$\epsilon_{s2}(x) = 0.00175 \quad \epsilon_{s3}(x) = 0.00262$$

Entonces, los aceros no pretensados se comportan de la siguiente manera en el estado último del elemento:

$$\epsilon_{s1}/\epsilon_{sy} = "> 1, \text{ El acero } A_{s1} \text{ está en fluencia"}$$

$$\epsilon_{s2}/\epsilon_{sy} = "< 1, \text{ El acero } A_{s2} \text{ no está fluyendo"}$$

$\epsilon_{s3}/\epsilon_{sy} = ">1$, Por lo tanto el acero A_{s3} está en fluencia"

- Tensión del acero pretensado en la falla

$$f_{ps} := \epsilon_{ps}(x) \cdot E_{ps} = 16509.566 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Entonces, su comportamiento cumple que

$f_{ps}/f_{pu} = "<1$ OK!, El acero A_{ps} está traccionado por debajo de su resistencia especificada"

CONCLUSIÓN:

Según lo expuesto en el punto 5.3.4 del capítulo V, los aceros no pretensados actúan a tensiones por sobre su fluencia, esto estaría ocurriendo en 2 de los 3 aceros no pretensados, y la tensión f_{ps} , a la cual es sometido el acero pretensado en la falla de la sección, es menor que su resistencia especificada. Por tanto, se concluye que el valor obtenido para f_{ps} , es válido para determinar el momento nominal resistente de la sección, M_n .

4° Cálculo del momento nominal resistente de la sección

Resultados obtenidos de la iteración antes mencionada:

- Altura del bloque equivalente en compresión del estado último

$$a(x) = 5.142 \cdot \text{cm}$$

- Fuerzas de compresión

$$C_2(x) = 6555.4 \cdot \text{kgf} \quad C_{s3}(x) = 1524.8 \cdot \text{kgf} \quad C(x) = 14880.2 \cdot \text{kgf}$$

- Fuerzas de tracción

$$T_{s1}(x) = 4384.1 \cdot \text{kgf} \quad T_{s2}(x) = 1017.2 \cdot \text{kgf}$$

$$T_{ps}(x) = 9478.9 \cdot \text{kgf} \quad T(x) = 14880.2 \cdot \text{kgf}$$

De los puntos de las fuerzas de compresión y de tracción se ve el cumplimiento del equilibrio de fuerzas solicitantes de la sección, ya que

$$C(x) = 14880.2 \cdot \text{kgf} \quad T(x) = 14880.2 \cdot \text{kgf}$$

$$C(x) = T(x)$$

OK!, Se cumple la condición de equilibrio de fuerzas.

Importante es mencionar, que para el cálculo del momento nominal resistente de la sección no se tomará en cuenta la contribución de los aceros no pretensados, que están a compresión.

- Tensiones, consideradas para el cálculo del momento resistente, en los aceros no pretensados a tracción A_{s1} y A_{s2} :

$$f_{s1} = f_y$$

$$f_{s2} := \epsilon_{s2}(x) \cdot E_s = 3671.059 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a flexión, de la sección en estudio, encontrada en base a la compatibilidad de deformaciones, es:

$$M_n = A_{s1} \cdot f_{s1} \left(d_1 - \frac{a(x)}{2} \right) + A_{ps} \cdot f_{ps} \left(d_p - \frac{a(x)}{2} \right) + A_{s2} \cdot f_{s2} \left(d_2 - \frac{a(x)}{2} \right) + C_1 \left(\frac{a(x)}{2} - \frac{t}{2} \right)$$

Reemplazando las variables por los valores encontrados en el procedimiento iterativo y otros por criterio, el Momento Nominal de la sección es:

$$M_n = 151101.087 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

Valor de momento nominal que implica dos cargas puntuales, ubicadas en los tercios de la luz, sin considerar el peso propio de la estructura, igual a:

$$P_{nsc} = 1002.493 \cdot \text{kgf}$$

7.9.- VERIFICACION DE LAS CUANTÍAS DE ACERO

Como la tensión f_{ps} se encontró con todas las secciones de acero no pretensadas, las traccionadas y comprimidas, las cuantías se determinan con la sección A_{ps} y con toda la armadura no pretensada.

Cuantía máxima:

Debe verificarse que la cuantía de la armadura pretensada y no pretensada empleada para calcular la resistencia a flexión del elemento debe ser tal que ω_p , $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ o $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$ no tenga un valor mayor que $0,36\beta_1$, pero el código establece que cada uno de los términos anteriores puede tomarse igual a $[0,85 \cdot a/d_p]$.

Se tiene:

$$0.85 \cdot \frac{a(x)}{d_p} = 0.271$$

$$0.36 \cdot \beta_1 = 0.306$$

Por lo tanto,

"0,36β1" = ">0.85a(x)/dp, OK! la condición de cuantía máxima se cumple"

Cuantía mínima:

El Código especifica que para evitar una falla abrupta resultante de la rotura del acero pretensado y no pretensado inmediatamente después del agrietamiento el momento resistente último, $0.9M_n$, debe ser por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento, calculado en base al módulo de rotura f_r , en este caso el momento de agrietamiento se calculó en el punto 7.6.1c y es

$$M_{cr} := M_{totalSUP} = 57547.937 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

entonces, se tiene

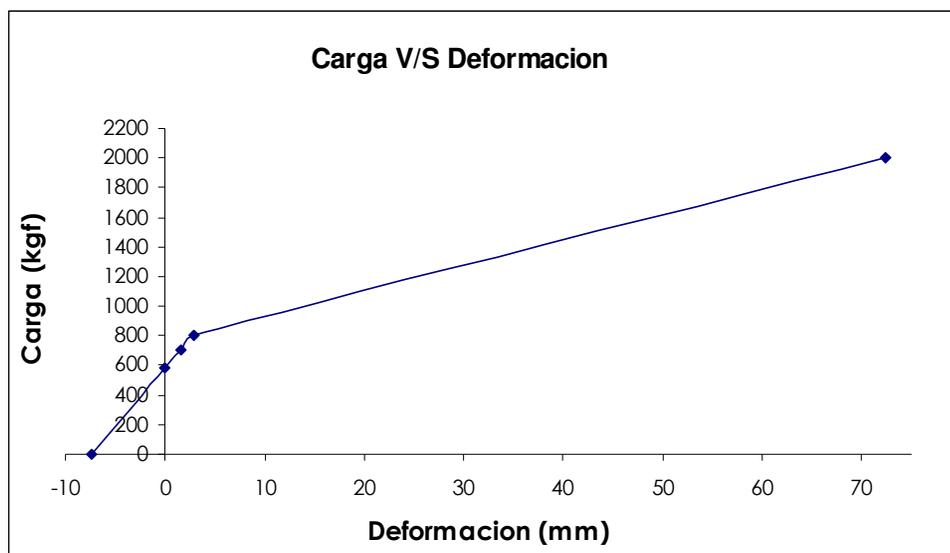
$$1.2 \cdot M_{cr} = 69057.525 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$0.9 \cdot M_n = 135990.978 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

Por lo tanto

"0,9Mn" = ">1.2Mcr, OK! la condición de cuantía mínima se cumple"

Con los resultados obtenidos, en el estudio teórico del comportamiento de la viga descrita, de sección "T" pretensada de ferrocemento, se obtiene la siguiente curva de esfuerzo v/s deformación:



7.10.- VERIFICACIÓN DE LA ZONA DE ANCLAJE

Del punto 5.5 del capítulo V, el área transversal necesaria de barras transversales, en las zonas extremas del elemento, se calcula con la ecuación 5.34

$$A_{st} = 0.0021 \frac{P_i h}{f_s \cdot l_t}$$

(Ecuación 5.34)

si se supone al área pretensada como un solo tendón la longitud de transferencia, l_t , es:

$$l_t = 50 \cdot 0.855 = 42.25 \text{cm}$$

entonces, el área necesaria de barras transversales en los extremos de la viga es

$$A_{st} := \frac{0.021 \cdot P_i \cdot H_{viga}}{0.6 \cdot f_y \cdot l_t} \quad A_{st} = 0.012 \text{cm}^2$$

La sección de acero total transversal en la viga de ferrocemento pretensado, debida sólo a la presencia de la malla acma, cada 10cm es

$$A_{st_real} = (17.55 \cdot 0.42) \cdot 2 = 14.742 \text{cm}^2$$

$$A_{sr} < A_{st_real} \quad \text{OK!}$$

∴ en la zona de anclaje, no es necesario agregar acero adicional al que proporciona la malla acma del ferrocemento.

RESUMEN DE PRECEDIMIENTO PARA EL DISEÑO:

Cabe destacar que el método presentado en este capítulo es para obtener la resistencia en flexión de una sección de ferrocemento pretensado ya dada. El capítulo mostró las distintas etapas por las que pasa la sección en los distintos estados partiendo desde la carga cero hasta la carga nominal, cumpliendo en cada etapa con las restricciones de diseño estipuladas en los capítulos anteriores, considerando que se trata de un pretensado parcial.

Si se quiere determinar la cantidad de acero pretensado necesario para resistir cierta cantidad de carga dada, el procedimiento para determinar la cantidad más conveniente es por medio de tanteos:

1° Se conoce la cantidad de carga muerta y viva,

Carga por peso propio: q_0

Sobre carga muerta: q_d

Sobre carga viva: q_l

2° Se determina el momento último solicitante

$$M_u = 1.4 \cdot (q_o + q_d) + 1.7 \cdot (q_l)$$

Entonces el momento nominal requerido es

$$M_n^{req} = \frac{M_u}{0.9}$$

3° En una sección de ferrocemento es conocida la cantidad y ubicación de las distintas secciones de acero no pretensado de ésta, también se conoce la ubicación del acero pretensado, ya que se ubica convenientemente según requerimientos de recubrimiento para este tipo de refuerzo en el ferrocemento (capítulo II).

Entonces, por ejemplo, para la sección anterior; A_{s1} , A_{s2} , A_{s3} y sus respectivas distancias a la fibra superior d_1 , d_2 , d_3 , son valores conocidos y del capítulo II se sabe que el recubrimiento para A_{ps} no puede ser menor a 10cm.

4° Entonces, determinar el valor área pretensada, A_{ps} , necesaria para resistir M_n^{req} implica comenzar un tanteo, suponiendo que el valor del bloque en compresión, a , es igual al espesor del ala de la sección t . Considerando sólo los aceros en tracción, se tiene

$$M_n^{req} = A_{s1}f_y \left(d_1 - \frac{a}{2} \right) + A_{s2}f_y \left(d_2 - \frac{a}{2} \right) + A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

de esta expresión el único valor desconocido es A_{ps} , por lo tanto, despejándolo se obtiene un valor tentativo de la sección de acero pretensado requerido por la sección para soportar el M_n^{req} .

5° Con A_{ps} determinado, se calcula la cuantía de la sección, ésta es

$$\rho_{seccion} = \rho_1 + \rho_2 + \rho_{ps} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d_1} + \frac{A_{s2}}{b \cdot d_2} + \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p}$$

6° Con las cuantías determinadas se encuentra un valor para el bloque en compresión

$$a = \frac{\rho_1 \cdot f_y \cdot d_1 + \rho_2 \cdot f_y \cdot d_2 + \rho_{ps} \cdot f_{ps} \cdot d_p}{0.85 \cdot f_{cm}}$$

Si $a < t$, la viga se analiza como viga rectangular, por lo tanto la sección A_{ps} sería la necesaria para soportar el momento nominal solicitante.

Si $a > t$, se debe recalcular la cantidad de acero pretensado, $A_{ps} = A_{ps1} + A_{ps2}$, donde

A_{ps1} → corresponde a la cantidad de acero pretensado necesaria para soportar la fuerza de compresión debida al ala de la sección

$$A_{ps1} = \frac{0,85f'_{cm} \cdot t \cdot (b - b_w)}{f_{ps}}$$

A_{ps2} → corresponde a la cantidad de acero pretensado necesaria para soportar la fuerza de compresión debida al bloque en compresión

$$A_{ps2} = \frac{0,85f'_{cm} \cdot a \cdot b_w}{f_{ps}}$$

7° Determinada la cantidad de acero pretensado requerido para soportar el momento nominal solicitante se debe comprobar el requisito de cuantía máxima,

$$0,85 \cdot \frac{a}{d_p} < 0,36\beta_1$$

8° Calculada y comprobada la cantidad requerida de acero pretensado, se debe determinar la fuerza de pretensado efectiva requerida para esta sección, A_{ps} , con el objeto de cumplir la restricción de que el esfuerzo en la fibra precomprimida, bajo la acción de todas las cargas de servicio, no puede ser mayor a la tensión de tracción admisible en el ferrocemento, que en el caso de tener malla acma es 50kgf/cm^2 . Entonces igualando la ecuación 5.3b a la tensión admisible de tracción del ferrocemento se obtiene el valor mínimo de la fuerza de pretensado, P_e , para que la viga se comporte dentro de los rangos admisibles.

$$f_2 = -P_e \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e}{I_t} \bar{y}_{inf} \right) + \frac{M_T}{I_t} \bar{y}_{inf}$$

(Ecuación 5.3b)

$$\sigma_f^{trac} \geq f_2$$

De la inecuación, se obtiene el valor mínimo para fuerza de pretensado efectivo.

9° Calculado P_e , queda determinada la tensión de preesfuerzo efectivo

$$f_{pe} = P_e / A_{ps}$$

Considerando un 15% de pérdida, el la fuerza de preesfuerzo inicial es

$$P_i = P_e / 0,85$$

y el esfuerzo de pretensado inicial es

$$f_{pi} = f_{pe} / 0,85$$

Éste valor debe ser menor que la tensión inicial máxima admisible por el acero de pretensado, entonces:

Si $f_{pi} < f_{pi}^{máx}$, entonces la viga requiere de la cantidad de acero pretensado A_{ps} para soportar el momento nominal requerido, luego se pasa a comprobar los otros requisitos, como que el esfuerzo en el área de acero pretensado producto de la aplicación de la fuerza del gato f_{pj} , debe ser menor que la tensión máxima admitida por el acero A_{ps} productos de la aplicación de la fuerza del gato, $f_{pj_máx}$.
Si $f_{pi} > f_{pi}^{máx}$, hay que determinar una sección más grande de acero pretensado, A_{ps}^*

$$A_{ps}^* = \frac{Pe/0.85}{f_{pi}^{máx}}$$

10° Con esta nueva sección de acero pretensado, A_{ps}^* , se debe determinar la nueva cuantía y la ubicación del acero en compresión, para determinar si es menor que la máxima cuantía, para luego determinar el momento nominal de la sección con la nueva cantidad de acero pretensado.

Finalmente, cabe destacar que para llevar a cabo el diseño de un elemento de pretensado de ferrocemento es conveniente partir realizando la iteración para obtener la resistencia a flexión del elemento pretensado y posteriormente verificar si este elemento cumple con los otros requerimientos para la carga de servicio.

CAPITULO VIII

FABRICACIÓN VIGA DE FERROCEMENTO PRETENSADO CON SECCIÓN “T”

Este capítulo describe el proceso de fabricación de la viga de ferrocemento pretensado con sección “T”.

Previo a la construcción de la viga, es necesario construir dos macizos de anclaje, lo suficientemente resistente, para soportar la fuerza aplicada por el gato antes de que ésta sea traspasada a la viga de ensayo, el diseño y descripción de estos está en detallado en el Anexo A de la presente memoria.

La fabricación de la viga se lleva a cabo en distintos procesos, los que comienzan una vez que se tiene totalmente definido el diseño de esta. Se realizan los siguientes pasos: elaboración del moldaje, elaboración de la armadura, tensado de los alambres de alta resistencia, vaciado del mortero, proceso de curado, análisis de muestras de rílem, cortado de alambres y descimbre.

8.1.-ELABORACIÓN MOLDAJE

En la elaboración de los moldajes se utilizan planchas de masisa de 9mm de espesor y listones de madera de pino de 2x2”.

Las planchas son sometidas a dimensionamiento, según la longitud necesaria, para obtener una viga con terminaciones exactas.

Los listones se emplean para unir las piezas dimensionadas, mediante tornillos auto-perforantes de 1”, los cuales van cada 25cm en forma uniforme.

Una vez terminado el moldaje se procede a colocar en sus caras interiores desmoldante para madera. Así se encuentra todo preparado para colocar dentro de éste la armadura del ferrocemento, los alambres de alta resistencia, el proceso de tensado y el posterior vaciado del mortero. La *fotografía 1* muestra el moldaje terminado.



(Fotografía 8.1)

Las tapas del moldaje son cuadradas y en estas están demarcados los orificios, para que pasen los alambres de pretensado, estos orificios se realizan utilizando un taladro y una broca de 5mm.



(Fotografía 8.2)

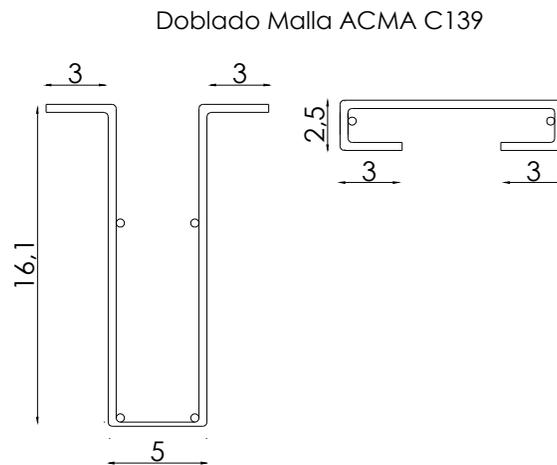
8.2.-ELABORACIÓN ARMADURA

La armadura está formada por malla entretrejida de alambre hexagonal de $\frac{3}{4}$ "

de abertura, malla soldada tipo Acma C139, ésta tiene una abertura de 10cm en el sentido transversal y longitudinal, y alambres de acero con diámetro igual a 2,98mm y una resistencia de 1720N/mm².

La armadura se fabrica mediante el corte que se debe efectuar a la malla soldada y a la malla hexagonal, con las medidas definidas en el diseño.

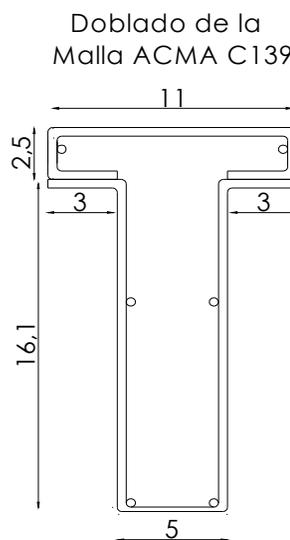
Con el fin de otorgar la forma de “T” se procede a doblar dos trazos de malla electro-soldada como se indican en la *figura 8.1*.



(Figura 8.1)

El doblado se realiza rigidizando la malla, colocando un tablón a lo largo de ésta y aplicando una fuerza en forma manual.

Una vez obtenida la forma que se requiere de la malla, se realiza la unión de ambas partes mediante amarras realizadas con alambre negro de calibre N°18. Así se obtiene un esqueleto estable, como el mostrado en la *figura 8.2*.



(Figura 8.2)

Luego, se coloca la malla hexagonal, ésta envuelve completamente el esqueleto rígido ya logrado. Este procedimiento se realiza con alambre negro,

estirando y tensando la malla hexagonal al esqueleto, con el fin de evitar zonas ondeadas. Los traslapes deben ser de al menos 7cm. Quedando la armadura del ferrocemento como muestra la *fotografía 8.3*.



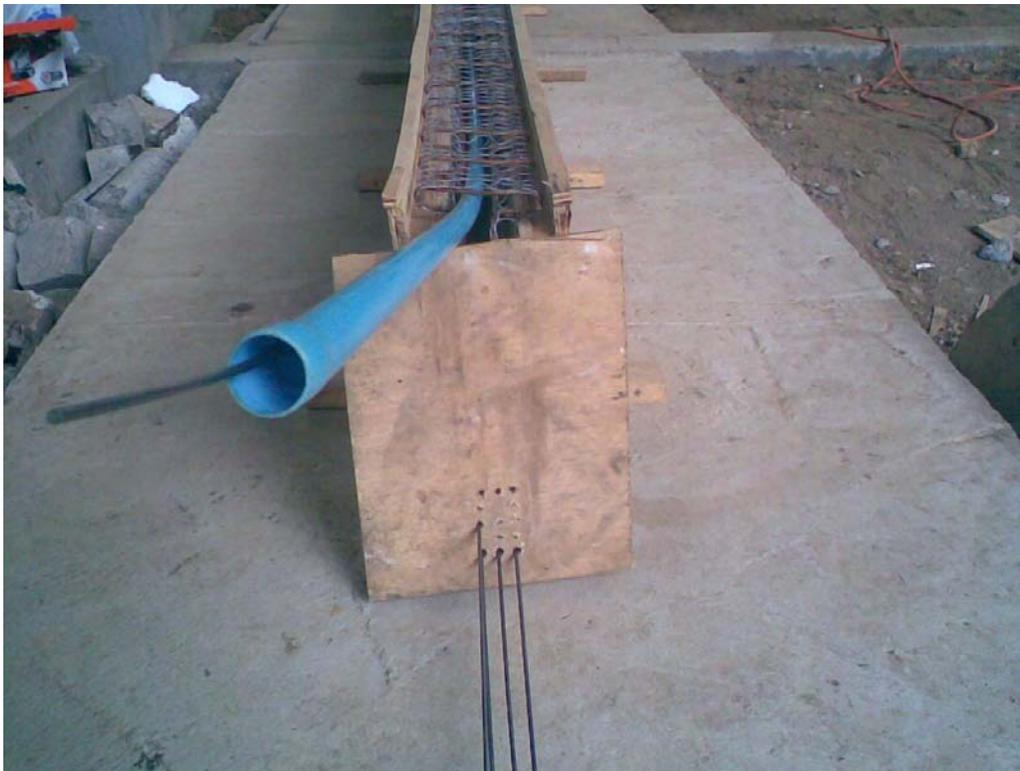
(Fotografía 8.3)

A continuación se procede a colocar la armadura dentro del moldaje y se pasa un tubo de P.V.C para pasar con mayor facilidad los alambres de alta resistencia.



(Fotografía 8.4)

Luego, se procede a pasar los alambres, los que son fijados en su posición al ser pasados por las tapas del moldaje y unas placas de acero hechas especialmente para tal tarea.



(Fotografía 8.5)

Los alambres deben tener un largo conveniente para llevar a cabo, con posterioridad, el tensado, estos se dejan sueltos en el interior del esqueleto.

8.3.-TENSADO DE LOS ALAMBRES

Colocada la armadura al interior del moldaje, pasados los alambres por los orificios de las tapas del moldaje y por los del macizo de anclaje, se está en condiciones de comenzar el proceso de tensado de los alambres.

8.3.1.-ELEMENTOS UTILIZADOS EN EL PROCESO DE TENSADO DE CADA ALAMBRE

- Grippe → Elemento fabricado con aleación inoxidable de acero y aluminio, utilizado principalmente para empalmar dos alambres o formar un bucle de anclaje



(Fotografía 8.6)

- Bomba hidráulica manual simple de 1 velocidad → Este elemento está fabricado en metal, posee una válvula de control de dos vías la que requiere un mínimo esfuerzo, cuenta con una asa para su traslado, tiene un amplio conector de aceite y el depósito es sin respiraderos. Esta bomba hidráulica manual simple de una velocidad es para operar cilindros hidráulicos de efecto simple.



(Fotografía 8.7)

- Cilindro hidráulico simple de acción 25Ton x 4pulg → Está diseñado para levantar 25Ton con 101,6mm de recorrido del pistón.



(Fotografía 8.8)

- Manómetro → Elemento conectado a la bomba del sistema bomba-cilindro hidráulico, es el encargado de medir la fuerza que transmite la bomba al cilindro, por ende, la tensión a la que el sistema tensa los alambres de alta resistencia.



(Fotografía 8.9)

8.3.2.-PROCESO DE TENSADO

Se ancla cada alambre en el macizo izquierdo con un gripple, como muestra la *fotografía 8.10*.



(Fotografía 8.10)

Una vez que todos los alambres están fijos en este extremo, como se muestra en la *fotografía 8.11*, se comienzan a tensar de a uno, por medio de la utilización del sistema hidráulico bomba-gato, proceso mostrado en la *fotografía 8.12*, facilitado por el Sr. Patricio Downey de Polpaico, hasta lograr la tensión requerida entregada por el diseño.



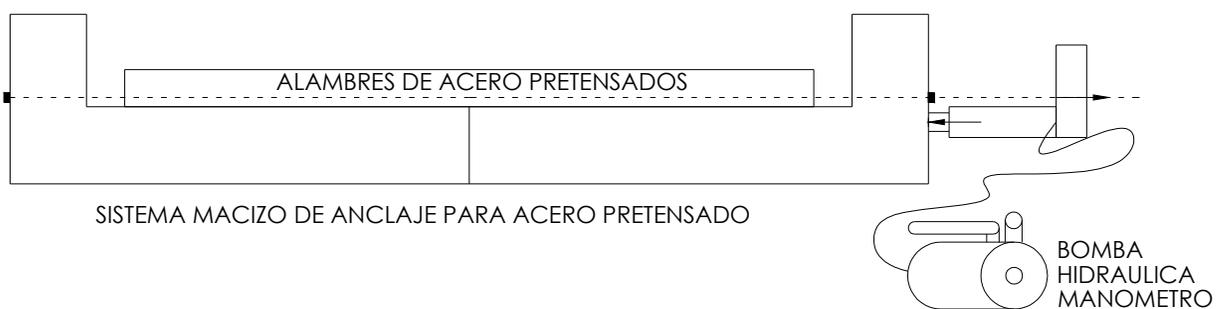
(Fotografía 8.11)



(Fotografía 8.12) Sistema de tensado de los alambres.

Explicación del sistema de tensado:

El gato hidráulico se encuentra dentro de un canal circular que fue confeccionado en el radier. El pistón se coloca presionando el macizo de anclaje y el gato se fija dentro del canal del radier por medio de una pieza de madera y pernos, para evitar que se levante al realizar el tensado. En la parte posterior del gato hidráulico se atornilla perfil de acero, el que fue perforado para permitir el paso de un alambre el que es fijado con un gripple al perfil. Al accionar manualmente la bomba el pistón del gato hidráulico sale y presiona el macizo de anclaje, esto provoca un movimiento en sentido contrario del gato hidráulico y del perfil de acero. El alambre al estar fijo al perfil de acero es arrastrado por el movimiento del gato, produciéndose el tensado de éste. El recorrido se mantiene hasta ver en el manómetro la lectura requerida.



(Figura 8.3)

8.4.- VACIADO DEL MORTERO

El mortero que se utiliza para el llenado de de la viga, es un mortero con una resistencia de 200kgf/cm^2 a los 28 días.

Una vez lista la mezcla del mortero, se procede a vaciar el mortero con la ayuda de palas, comenzando a llenar la viga. Al instante en que comienza este proceso, se da curso al vibrado de la mezcla, mediante la utilización de un vibrador de inmersión manual, con el fin de poder lograr la anulación de los vacíos que puedan quedar en la viga y así lograr una mezcla que pueda llegar hasta el extremo inferior del alma de la viga y a la vez recubrir de manera adecuada las armaduras.

Con la mezcla ya depositada en los moldajes, se procede a platachar las superficies libres de éstos, para sacar la mezcla sobrante y así lograr una superficie pareja en el alma de las vigas.



(Fotografía 8.13)

Ya finalizado el proceso de llenado, se lleva a cabo la fase de curado de las vigas, mediante un regado diario de éstas (fotografía 8.14).

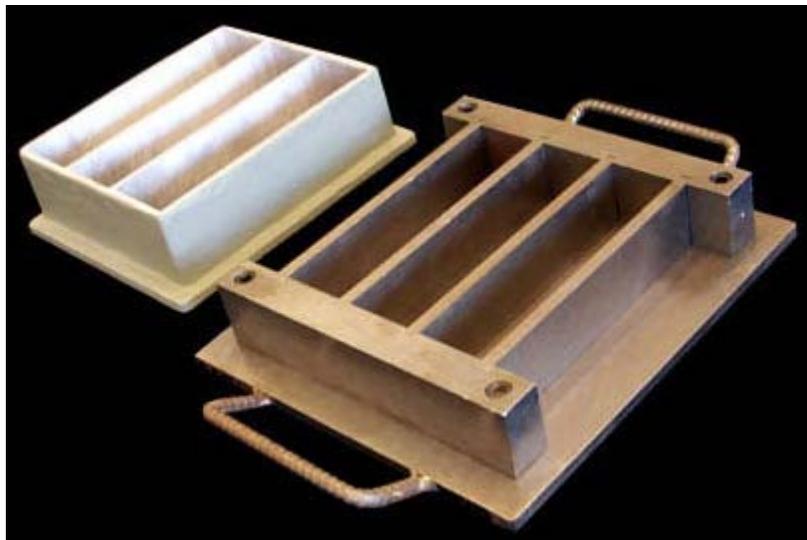
Luego se espera que transcurran los días necesarios para alcanzar una resistencia adecuada, que permita efectuar el corte en los alambres pretensados y el descimbre de los moldajes, sin que se fisure la sección. El día específico en que se lleva a cabo el procedimiento, es avisado por los ensayos que se efectúan a las muestras tomadas, para saber la resistencia que va alcanzando el mortero.



(Fotografía 8.14)

8.5.- ENSAYO DE MUESTRAS RILEM

Se extrae una muestra representativa del mortero justo antes de su aplicación, esta muestra de mortero debe ser la necesaria para confeccionar 3 probetas prismáticas de 40 x 40 x 160mm cada una, estas probetas se denominan Probetas Rilem, la *fotografía 8.15* muestra el moldaje en el cual se confeccionan.



(Fotografía 8.15)

Su técnica de llenado consiste en llenar el moldaje de mortero en 2 capas compactándolas con 60 golpes pequeños en la parte inferior del moldaje, luego se llena la segunda mitad y se vuelve a aplicar otros 60 golpes, con el fin de lograr una buena compactación del mortero, finalmente se saca la muestra sobrante, dejando la superficie libre y totalmente pareja.

Una vez tomada la muestra, se espera que seque durante un par de días, para poder retirar los moldajes. Una vez retirados éstos, se llevan a una sala de curado, la muestra se deja reposar en esta sala, y se va retirando una probeta cada siete días, con el objeto de conocer la resistencia que van adquiriendo el mortero con el transcurso del tiempo.

A cada probeta de rílem se le realizan ensayos de flexión, como se ve en la *fotografía 8.16*, y de compresión, como se ve en la *fotografía 8.17*, acorde a la normalización y los instrumentos de medición adecuados.



(Fotografía 8.16)



(Fotografía 8.17)

CAPITULO IX

ENSAYO DE FLEXOTRACCIÓN

Con el objeto de demostrar la utilidad de las vigas "T" de ferrocemento pretensado, éstas se someten a un ensayo de flexo-tracción, que se lleva a cabo en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción, L.E.M.C.O., el que se rige por la norma chilena NCh 1038 Of. 77 "*Hormigón - Ensayo de Tracción por Flexión*".

El ensayo que se efectúa, consta con la aplicación de dos cargas puntuales, en los tercios de la luz de la viga, la viga se encuentra simplemente apoyada, para simular la instalación de ésta en obra.

Con la aplicación de las cargas puntuales en los tercios de la luz de la viga, se obtiene en el tramo central un corte nulo, por lo tanto se produce flexión pura.

Una vez aplicadas las cargas puntuales, se procede al incremento de ésta, con el fin de analizar el comportamiento real de la viga, y así poder comparar el comportamiento real con el comportamiento teórico que se obtuvo en el capítulo VII, como en el capítulo VII no se obtiene un solo valor para la resistencia nominal de la sección, es en el ensayo donde se encuentra la carga de rotura correspondiente a la sección en estudio y por lo tanto pueden sacarse conclusiones para un diseño teórico más exacto que el realizado.

Durante el ensayo se deben visualizar fácilmente las fallas, ya que éste es efectuado a esfuerzo controlado.

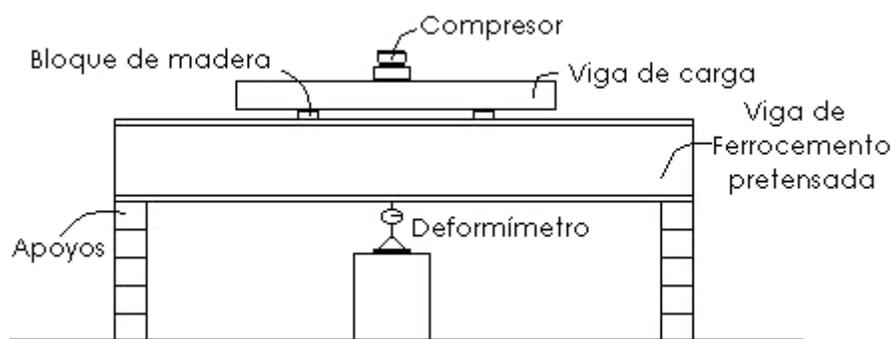
En el caso de las deformaciones, la medición se realizará a través de un deformímetro el cual debido a su simple interpretación facilitará la lectura de éstas.

9.1.- MATERIALES A UTILIZAR EN ENSAYO DE FLEXOTRACCIÓN

En el ensayo de flexo-tracción se utilizan distintos instrumentos, éstos son:

- **COMPRESOR:** Instrumento que funciona con el control de flujo hidráulico, cuya función es ejecutar la carga y descarga sobre el elemento a ensayar, en este caso la viga, para realizar tal acción cuenta con un medidor manual de intensidad y velocidad de aplicación de la carga.

- **VIGA DE CARGA:** Viga de acero que se ubica sobre el elemento a ensayar, con el fin de transmitir la carga ejercida con el pistón hidráulico.
- **BLOQUES DE MADERA:** Su función es transmitir la carga que proviene del pistón a los tercios de la viga, se ubican debajo de la viga de carga, cuya posición corresponde a los tercios de la viga.
- **APOYOS:** Bloques de hormigón puestos en forma estable, sobre ellos se apoya la viga, su función es dar estabilidad y evitar el volcamiento de ésta.
- **DEFORMÍMETRO:** Encargado de registrar en milímetros la deformación que va sufriendo la viga a medida que es cargada, esta deformación es leída en el dial que forma parte del instrumento.



(Figura 9.1)

9.2.- CÁLCULO ESTIMATIVO DE LA CARGA "P₁"

"P₁" es la primera carga con la cual se solicita a la viga en estudio. Como la idea del ensayo es, obtener un registro del comportamiento que tiene la viga "T", en estudio, ante la aplicación de cargas de distinta intensidad, entonces la primera carga "P₁", con la cual se solicita el elemento, se obtiene del momento correspondiente al momento máximo admisible de la sección obtenido en el punto 7.6.1iii) del capítulo VII

$$M_{D,L}^{\text{Máx}} = 50137.492 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

en una viga simplemente apoyada solicitada con dos cargas puntuales, ubicadas cada una en los tercios de la viga, el momento que se produce es

$$M = P \cdot \frac{L}{3}$$

Donde $P = 0,5P_1$ y $L = 430\text{cm}$, entonces si se hace $M_{D,L}^{\text{Máx}} = M$ se obtiene el valor de la carga “ P_1 ” aplicada por el compresor

$$0,5P_1 \cdot \frac{L}{3} = 50137.492$$

$$P_1 = 699.6\text{kgf}$$

como $M_{D,L}^{\text{Máx}}$, en teoría, es el momento máximo admisible de la viga en el rango elástico, se espera que a valores iguales o inferiores a $P_1 = 699.6\text{kgf}$ la viga no presente grietas y que al ir incrementando la carga comiencen a visualizarse las primeras fisuras hasta llegar, finalmente, al agrietamiento y posterior colapso del elemento en estudio.

9.3.- REGISTRO DE DATOS OBTENIDOS DEL ENSAYO

Los resultados que se obtienen en el ensayo de flexo-tracción, están relacionados con las cargas que la viga, en estudio, es capaz de soportar y las deformaciones correspondientes que se provocan en el elemento. Las deformaciones se miden en el punto más desfavorable, o sea, en el punto medio de la viga.

Entonces, se registran los datos experimentales, según lo explicado en el párrafo anterior, y se comparan con los resultados obtenidos en el análisis teórico del comportamiento de la viga “T” desarrollado en el capítulo VII.

CAPITULO X**RESULTADOS DEL ENSAYO**

El presente capítulo da a conocer los datos recopilados durante el ensayo a flexión de la viga "T", viga que se fabricó con el fin de estudiar experimentalmente el comportamiento de un elemento de ferrocemento pretensado sometido a este estado de carga. Los resultados obtenidos del ensayo realizado en el Laboratorio de Ensaye de Materiales de Construcción, dependiente del Instituto de Obras Civiles de la Universidad Austral de Chile, son los indicadores de factibilidad del tema propuesto "Estudio teórico experimental de un elemento de ferrocemento pretensado sometido a flexo-compresión"

10.1.- TABLA Y GRÁFICO DE RESULTADOS

Los datos registrados durante el ensayo se presentan en la *tabla 10.1* y en el *gráfico 10.1*. La *tabla 10.1* da a conocer la deformación que sufrió el elemento ensayado bajo una determinada carga, y el *gráfico 10.1* muestra la curva "Deformación V/S Carga" experimentada por el elemento a medida que se fue incrementando la carga de sollicitación.

10.1.1.- TABLA 10.1

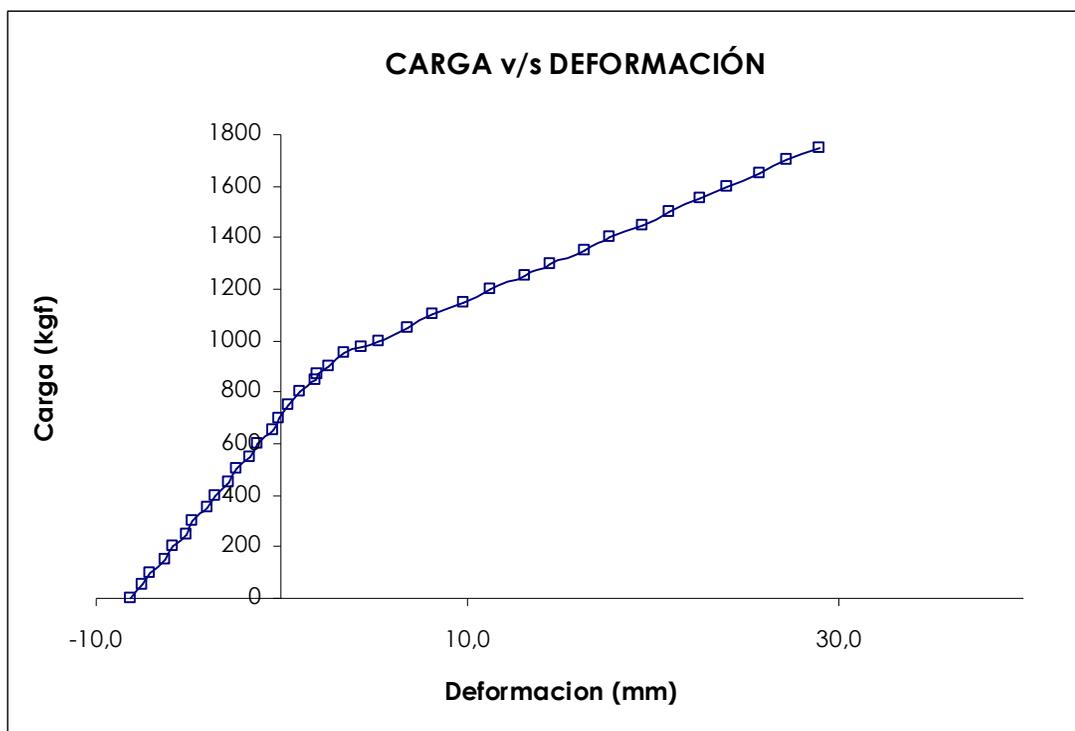
	Aparición de la 1ra fisura		Aparición 1ra grieta
--	----------------------------	--	----------------------

CARGA (kgf)	DEFORMACIÓN (mm)
0	-8,1
50	-7,5
100	-7,1
150	-6,3
200	-5,9
250	-5,1
300	-4,8
350	-4,0
400	-3,6
450	-2,8
500	-2,4
550	-1,7

600	-1,3
650	-0,5
700	-0,1
750	0,4
800	1
850	1,8
870	1,9
900	2,6
950	3,4
974	4,3
1000	5,2
1050	6,8
1100	8,2
1150	9,9
1200	11,3
1250	13,1
1300	14,5
1350	16,3
1400	17,7
1450	19,5
1500	20,9
1550	22,6
1600	24,0
1650	25,8
1700	27,2
1750	29,0

10.1.2.- GRAFICO 10.1

Curva de comportamiento viga de ferrocemento pretensado.



10.2.- ANÁLISIS DE RESULTADOS

Del gráfico 10.1 se observa claramente que la viga presenta un comportamiento lineal desde que comienza a aplicarse la carga, pasando por el punto de descompresión, hasta el punto de la carga de fisuración, a partir de ese punto se observa un pequeño cambio de pendiente debido a que la viga pasa del estado elástico al elasto-plástico, esta pendiente continúa hasta llegar a la carga que produce una grieta, en este punto se vuelve a producir un cambio de pendiente, esta vez, más pronunciado que el primero y la viga pasa de tener una sección en estado elasto-plástico a una sección plástica.

Numéricamente lo anterior se traduce en:

Deformación neta, actuando el pretensado efectivo y el peso propio de la viga

$$\Delta = -8.1\text{mm}$$

el signo indica que es una contra-flecha, el valor teórico, calculado en el capítulo VII, para la contra-flecha debida al pretensado efectivo y el peso propio de la viga es $\Delta = -7.4321\text{mm}$, o sea, menor que la real.

Una de las posibles causas de que haya ocurrido este aumento en la contra-flecha, es que la fuerza aplicada por el gato haya sido un poco mayor que la recomendada en el diseño, pero como el diseño está bastante conservador en cuanto a las resistencias máximas solicitantes, este pequeño aumento en la contra-flecha no produjo ningún tipo de problemas, desde el punto de vista de fisuración en el mortero, ni tampoco de la resistencia de los alambres pretensados.

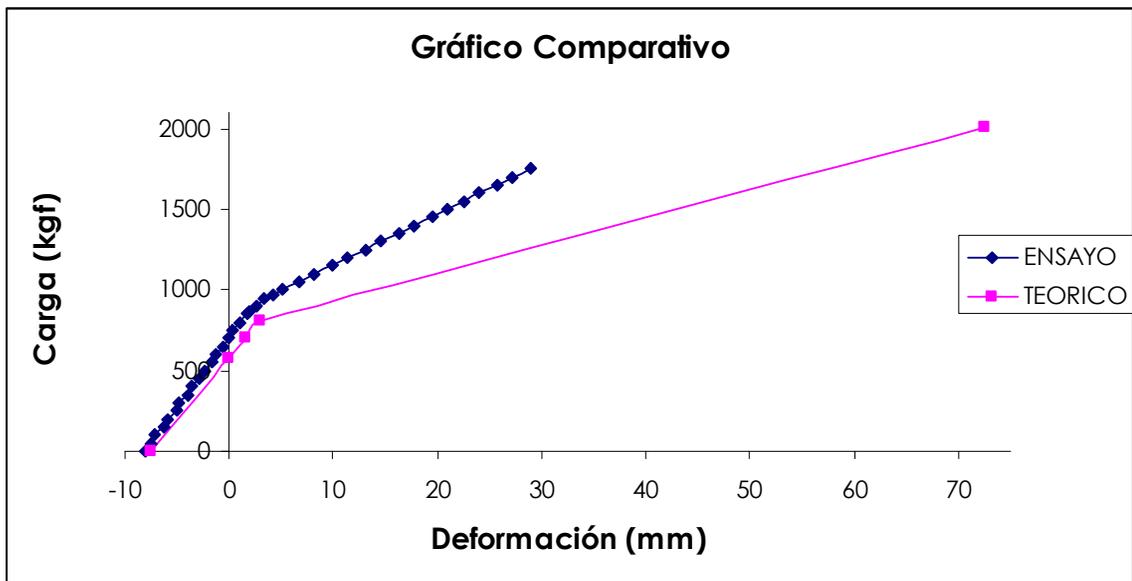
Punto de descompresión de la viga, o sea, cuando la fibra inferior de la viga comienza a ser traccionada. Este punto corresponde al instante en que la viga llega a una deformación neta igual a cero y comienza a tener flechas positivas, en el gráfico 10.1, este punto se ubica en la intersección entre el eje y con la curva que representa el comportamiento real del elemento, y de la tabla 10.1 se ve que dicho punto está ubicado entre las cargas de 700kgf y 750kgf, según el capítulo VII, la deformación neta de la viga es nula cuando la carga solicitante es igual a 578kgf, o sea, la carga necesaria para llegar a tener una deformación nula es mayor que la prevista por la teoría. Al presentar la viga, en su comportamiento real, una tardanza en llegar al punto de descompresión indica que la viga en realidad presenta una mayor resistencia que la prevista por el diseño teórico.

Carga de fisuración, ésta corresponde a la carga necesaria para provocar una

fisura en el elemento. Durante el ensayo del elemento la primera fisura se produjo al registrarse una carga igual a 870kgf asociada a una deformación de 1.9mm, el capítulo VII establece que la carga de agrietamiento es 804kgf y ésta provoca una deformación igual a 2.9mm, entonces, la viga en realidad, presenta una mayor resistencia, a la fisuración, que la prevista por el diseño teórico.

En cuanto al colapso, no fue registrada la deformación que lo provocó, ya que los diales disponibles para realizar el ensayo, tenían un recorrido máximo de 30mm, por lo tanto, la última carga a la que se le registró la deformación asociada fue 1750kgf con una deformación de 29mm, luego se procedió a retirar los diales y se cargó la viga hasta una carga igual a 2050kgf.

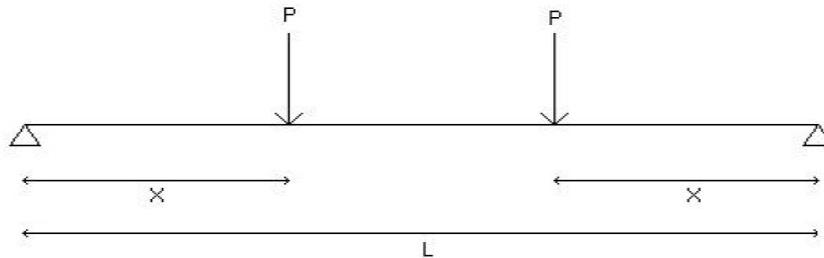
Todo lo anteriormente explicado, se visualiza de forma más clara en el siguiente gráfico comparativo entre la curva, de carga v/s deformación, obtenida teóricamente y posteriormente en el ensayo



10.3.- MÓDULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL

Para el cálculo del Módulo de Elasticidad experimental, deben tomarse en cuenta los valores obtenidos en el ensayo de flexo-tracción. Los datos a considerar son los correspondientes a la fase elástica no fisurada del comportamiento del elemento, es decir, los valores de carga y deformación en los cuales se presenta un comportamiento lineal, en este caso correspondiente a un valor de carga inferior a 870kgf.

De acuerdo a la formula de la deformación que se provoca al aplicar dos cargas iguales a los tercios de la viga, como muestra la *figura 10.1*, se puede calcular la elasticidad experimental de la siguiente manera:



(Figura 10.1)

la ecuación 10.1 se utiliza para determinar la deformación en una viga con este estado de carga

$$\Delta = \frac{P \cdot x}{24 \cdot E_{\text{exp}} \cdot I_t} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot x^2) \cdot \text{cm}$$

(Ecuación 10.1)

Donde:

- P → Carga aplicada en los tercios de la luz de la viga.
- x → Distancia desde la carga P al apoyo más cercano ($x = 143.3 \cdot \text{cm}$).
- L → Distancia entre los apoyos ($L = 430 \cdot \text{cm}$).
- E_{exp} → Módulo de elasticidad a determinar.
- I_t → Inercia transformada de la sección no agrietada ($I_t = 6525.076 \cdot \text{cm}^4$).
- Δ_t → Deformación en el centro de luz de la viga pretensada (recorrido total).

Reemplazando estos valores en la ecuación 10.1, tenemos:

$$\Delta_t = \frac{P \cdot x}{24 \cdot E \cdot I_t} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot x^2) \cdot \text{cm}$$

(Ecuación 10.2)

La ecuación 10.2, corresponde a la deformación en el centro de la luz de la viga, despejando de esta ecuación el módulo de elasticidad, E, se obtiene una ecuación para determinar un valor aproximado de la elasticidad de la viga. Si se midiera la deformación bajo todo el largo de la viga, a modo de segmentos, y conociendo las ecuaciones para los 3 tramos existentes se puede determinar la curva real de deformación de la viga. Conociendo la carga y la deformación en cada punto, se puede determinar un valor del módulo de elasticidad para cada deformación registrada. Entonces, para obtener el valor experimental del módulo de elasticidad de la viga bastaría con calcular el promedio de los valores obtenidos para cada punto, siendo éste el valor de la elasticidad en la viga de ferrocemento pretensado. Este valor

se acercaría mucho más al valor exacto que tendría el módulo de elasticidad, en comparación al obtenido con los instrumentos que se cuenta para realizar el ensayo.

Despejando al módulo de elasticidad, E_{exp} , de la ecuación 10.2, se tiene:

$$E_{\text{exp}} = \frac{P \cdot x}{24 \cdot \Delta_t \cdot I_t} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot x^2) \cdot \text{cm}$$

(Ecuación 10.3)

Como se dijo al principio de este punto, para determinar el módulo de elasticidad experimental, se toman valores para la carga y deformación que estén dentro del rango elástico.

Entonces, tomando los siguientes valores para la carga y la deformación

$$P = 275 \cdot \text{kgf} \quad \text{y} \quad \Delta = 6.4 \cdot \text{mm}$$

el valor experimental del módulo de elasticidad, es:

$$E_{\text{exp}} = 176728.138 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Este módulo de elasticidad, calculado con la ecuación 10.3, corresponde, como ya se dijo, a un valor aproximado de la elasticidad de la viga y como se esperaba, por ser una viga pretensada, este valor es menor que la elasticidad teórica, ya que en el cálculo de la elasticidad teórica no se considera el pretensado, que como se sabe rigidiza la estructura y por lo tanto disminuye su elasticidad.

CAPITULO XI

VIGAS DE FERROCEMENTO PRETENSADO V/S VIGAS DE FERROCEMENTO NO PRETENSADO

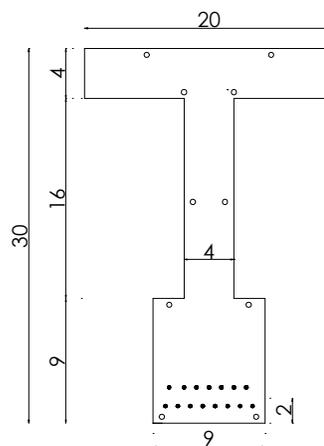
El presente capítulo tiene por objeto mostrar la resistencia de otras secciones de vigas de ferrocemento pretensado y compararlas con secciones similares, pero de ferrocemento no pretensado.

11.1.- VIGAS DE FERROCEMENTO PRETENSADO

11.1.1.- ALTURA VIGA 30cm, ALTURA ALA SUPERIOR 4cm

La figura 11.1 muestra la sección de la viga de ferrocemento pretensada, cuyos materiales que componentes son:

- Mortero con resistencia a compresión de 300kgf/cm²
- Armadura pasiva constituida por malla soldada C132
- Armadura activa constituida por 15 alambres de alta resistencia cuya resistencia es de 1720/mm².



(Figura 11.1)

Características de la viga:

Área bruta: $A_{bruta} = 229\text{cm}^2$

$$\text{Peso propio: } q_o = 57.25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Área de acero pretensado: $A_{ps} = 1.443\text{cm}^2$ (15 alambres de diámetro 3.5mm)

Excentricidad cables pretensados: $e = 13.2\text{cm}$

Carga aplicada por el gato: $P_j := 16200\text{kgf}$

Aplicando el mismo procedimiento y análisis explicado en capítulo VII, se obtuvo los siguientes resultados, para esta sección con un largo de 4.5m:

$$\text{Sobre carga admisible: } q_{sc}^{adm} = 1124.433 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Deformación admisible: $\Delta_{adm} = L / 480 = 0.9375\text{cm}$

Deformación neta debido a la sobre carga admisible: $\Delta = -0.298\text{cm}$

Momento nominal de la sección: $M_n = 6262.269\text{kgf} \cdot \text{m}$

Momento resistente último de la sección:

$$M_{ult} = 0.9M_n = 5636.042\text{kgf} \cdot \text{m}$$

Carga última resistente de la sección:

$$q_{ult} = \frac{8M_{ult}}{L^2} = 2226.585 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Determinación de la máxima sobrecarga que resiste esta viga de ferrocemento pretensada de largo 4.5m si se considera que sobre ella irá un envigado de piso y el ancho tributario es 3.5m:

Carga debida al envigado:

$$q_{\text{envigado}} = 80 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga muerta:

$$q_d = q_o + q_{sc} = 337.25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga viva máxima resistente por la sección:

$$q_{sc}^{m\acute{a}x} = \frac{q_{ult} - 1.4 \cdot q_d}{1.7} = 1032.02 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Sobrecarga máxima que resiste la viga para el ancho tributario dado, es:

$$Q_{sc} = \frac{q_{sc}^{m\acute{a}x}}{3.5\text{m}} = 294.863 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Ahora aplicando el mismo procedimiento y análisis explicado en capítulo VII, para una viga de 6m de largo, se obtuvo los siguientes resultados:

$$\text{Sobre carga admisible: } q_{sc}^{adm} = 614.184 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Deformación admisible: } \Delta_{adm} = L / 480 = 1.25\text{cm}$$

$$\text{Deformación neta debido a la sobrecarga admisible: } \Delta = -0.439\text{cm}$$

$$\text{Momento nominal de la sección: } M_n = 6276.145\text{kgf} \cdot \text{m}$$

Momento resistente último de la sección:

$$M_{ult} = 0.9M_n = 5648.53\text{kgf} \cdot \text{m}$$

Carga última resistente de la sección:

$$q_{ult} = \frac{8M_{ult}}{L^2} = 1255.229 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Determinación de la máxima sobrecarga que resiste esta viga de ferrocemento pretensada de largo 6m si se considera que sobre ella irá un envigado de piso y el ancho tributario es 3.5m:

Carga debida al envigado:

$$q_{envigado} = 80 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga muerta:

$$q_d = q_o + q_{sc} = 297.25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga viva máxima resistente por la sección:

$$q_{sc}^{m\acute{a}x} = \frac{q_{ult} - 1.4 \cdot q_d}{1.7} = 493.576 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

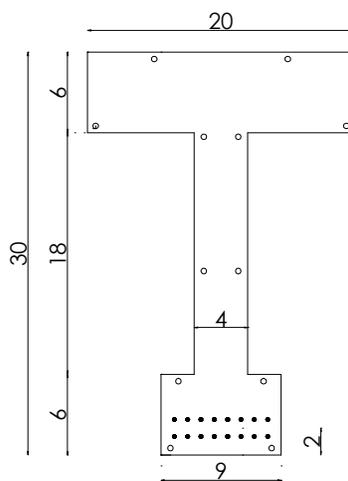
Sobrecarga máxima que resiste la viga, para el ancho tributario dado, es:

$$Q_{sc} = \frac{q_{sc}^{m\acute{a}x}}{3.5\text{m}} = 164.525 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

11.1.2- ALTURA VIGA 30cm, ALTURA ALA SUPERIOR 6cm

La figura 11.2 muestra la sección de la viga de ferrocemento pretensada, cuyos materiales que la componen son:

- Mortero con resistencia a compresión de 350kgf/cm²
- Armadura pasiva constituida por malla soldada C132
- Armadura activa constituida por 16 alambres de alta resistencia cuya resistencia es de 1720/mm².



(Figura 11.2)

Esta viga tiene las siguientes características:

Área bruta: $A_{bruta} = 246\text{cm}^2$

Peso propio: $q_o = 61.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Área de acero pretensado: $A_{ps} = 2.217\text{cm}^2$ (15 alambres de diámetro 3.5mm)

Excentricidad cables pretensados: $e = 14.976\text{cm}$

Carga aplicada por el gato: $P_j := 22000\text{kgf}$

Aplicando el mismo procedimiento y análisis explicado en capítulo VII, se obtuvo los siguientes resultados, para esta sección con un largo de 6m:

$$\text{Sobre carga admisible: } q_{sc}^{adm} = 663.651 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Deformación admisible: } \Delta_{adm} = L / 480 = 1.25\text{cm}$$

$$\text{Deformación neta debido a la sobre carga admisible: } \Delta = -0.941\text{cm}$$

$$\text{Momento nominal de la sección: } M_n = 9196.066\text{kgf} \cdot \text{m}$$

Momento resistente último de la sección:

$$M_{ult} = 0.9M_n = 8276.46\text{kgf} \cdot \text{m}$$

Carga última resistente de la sección:

$$q_{ult} = \frac{8M_{ult}}{L^2} = 1839.213 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Determinación de la máxima sobrecarga que resiste esta viga de ferrocemento pretensada de largo 6m si se considera que sobre ella irá un envigado de piso y el ancho tributario es 3m;

Carga debida a losa:

$$q_{envigado} = 80 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 3\text{m} = 240 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga muerta:

$$q_d = q_o + q_{envigado} = 301.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga viva máxima resistente por la sección:

$$q_{sc}^{m\acute{a}x} = \frac{q_{ult} - 1.4 \cdot q_d}{1.7} = 833.596 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Sobrecarga máxima que resiste la viga, para el ancho tributario dado, es:

$$Q_{sc}^{m\acute{a}x} = \frac{q_{sc}^{m\acute{a}x}}{2.5m} = 277.865 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Determinación de la máxima sobrecarga que resiste esta viga de ferrocemento pretensada de largo 6m si se considera que sobre ella irá un envigado de piso y el ancho tributario es 3m:

Carga debida a losa:

$$q_{\text{envigado}} = 80 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 3\text{m} = 240 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga muerta:

$$q_d = q_o + q_{\text{envigado}} = 301.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga viva máxima resistente por la sección:

$$q_{sc}^{m\acute{a}x} = \frac{q_{ult} - 1.4 \cdot q_d}{1.7} = 833.596 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Sobrecarga máxima que resiste la viga, para el ancho tributario dado, es:

$$Q_{sc}^{m\acute{a}x} = \frac{q_{sc}^{m\acute{a}x}}{2.5m} = 277.865 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

11.1.2.1.- Comparación de la viga pretensada 1.2 con vigas de acero

Una viga de acero, IN25x23.59, solicitada por la misma sobrecarga admisible que tiene la viga del punto 11.1.2, presenta una tensión solicitante igual a 1338.212kgf/cm² y una deformación de 3.313cm, como vemos, la tensión solicitante es menor que tensión admisible para un acero A37-24ES, cuya tensión admisible es 1440kgf/cm², por lo tanto, la viga de acero cumple con la condición de resistencia, pero su deformación es mayor que la deformación admisible para una viga de 6m de largo, cuyo valor máximo aceptable es de 1.25cm. Por lo tanto, se concluye, que una viga de ferrocemento pretensado, ante la misma carga y distancia entre apoyos, que una viga de acero, tiene un comportamiento aprobado, tanto en su resistencia como en su serviciabilidad y la viga de acero es rechazada, ya que su comportamiento en servicio sobrepasa los límites aceptables.

Realizando el mismo análisis anterior, pero ahora con una viga de acero, IN30x25.45, cuya altura es la misma que presenta la viga 11.1.2, solicitada por la misma

sobrecarga admisible que tiene la viga pretensada de ferrocemento, presenta una tensión solicitante igual a 1068.18kgf/cm^2 y una deformación de 2.198cm , como vemos, la tensión solicitante es menor que tensión admisible para un acero A37-24ES, cuya tensión admisible es 1440kgf/cm^2 , por lo tanto, la viga de acero cumple con la condición de resistencia, pero su deformación es mayor que la deformación admisible para una viga de 6m de largo, cuyo valor máximo aceptable es de 1.25cm . Por lo tanto, se concluye, que una viga de ferrocemento pretensado, ante la misma carga y distancia entre apoyos, que una viga de acero de su misma altura, tiene un comportamiento aprobado, tanto en su resistencia como en su serviciabilidad y la viga de acero es rechazada, ya que su comportamiento en servicio sobrepasa los límites aceptables.

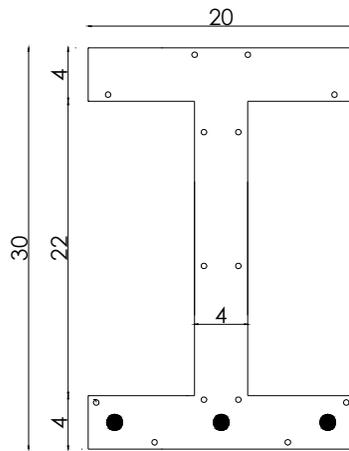
Al observar las dos vigas de ferrocemento pretensado mostradas en el punto 11.1, se concluye que para estos elementos, al variar un poco la configuración de su sección, sin cambiar la altura del elemento, y aumentar la resistencia de alguno de sus materiales componentes, si el diseño así lo requiere, la resistencia de la viga varía sustancialmente, como se ve al pasar de la viga del punto 1.1, de largo igual a 6m, a la viga del punto 1.2, del mismo largo, la resistencia aumenta de 6276kgf-m a 9196kgf-m , o sea, la viga del mismo alto pasa de soportar una carga máxima de 493.6kgf/m a resistir una carga de 833.6kgf/cm . Entonces, si se logra un pretensado lo suficientemente efectivo, con el cual la viga se comporte en el límite de sus rangos, de compresión y tracción, tanto en su comportamiento elástico como en el plástico, se logra diseñar una viga de ferrocemento pretensado efectiva para ser utilizada en grandes luces, sin presentar tracciones en la fibra inferior al ser solicitada por cargas típicas de oficina, escuela, vivienda, etc.

11.2.- VIGAS DE FERROCEMENTO NO PRETENSADAS

11.2.1.- VIGA DE ALTURA 30cm

La *figura 11.3* muestra la sección de la viga de ferrocemento, cuyos materiales que la componen son:

- Mortero con resistencia a compresión de 300kgf/cm^2
- Malla Acma C132
- Acero de refuerzo constituido por 3 barras de acero A44-28H con un diámetro de 12mm.



(Figura 11.3)

Analizando el comportamiento último de esta viga, los resultados obtenidos son los siguientes:

Área bruta: $A_{bruta} = 248\text{cm}^2$

Carga por peso propio: $Q_0 = 62 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Momento nominal de la sección: $M_n = 3848.81\text{kgf} \cdot \text{m}$

Deformación admisible: $\Delta_{adm} = L / 480 = 0.9375\text{cm}$

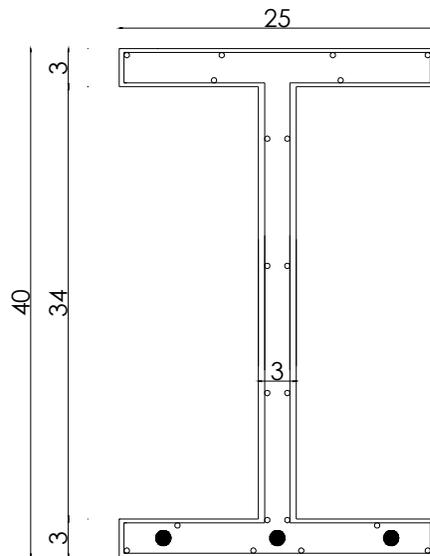
Al aplicar a esta viga de 4.5m de largo, la máxima carga admisible para la viga, del mismo largo, de ferrocemento pretensado, $P_{sc} = 1892.159\text{kgf}$, se obtiene que la deformación neta es.

$$\Delta = 0.902\text{cm}$$

11.2.2- VIGA DE ALTURA 40cm

La figura 11.3 muestra la sección de la viga de ferrocemento, cuyos materiales que la componen son:

- Mortero con resistencia a compresión de $300\text{kgf}/\text{cm}^2$
- Malla Acma C132
- Acero de refuerzo constituido por 3 barras de acero A44-28H con un diámetro de 12mm.



(Figura 11.3)

Analizando el comportamiento último de esta viga, los resultados obtenidos son los siguientes:

Área bruta: $A_{bruta} = 252\text{cm}^2$

Carga por peso propio: $Q_0 = 63 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Momento nominal de la sección: $M_n = 6156.8\text{kgf} \cdot \text{m}$

Deformación admisible: $\Delta_{adm} = L / 480 = 0.9375\text{cm}$

Al aplicar a esta viga de 4.5m de largo, la máxima carga admisible para la viga, del mismo largo, de ferrocemento pretensado, $P_{sc} = 1892.159\text{kgf}$, se obtiene que la deformación neta es.

$$\Delta = 0.454\text{cm}$$

AL OBSERVAR LOS PUNTOS 11.1 Y 11.2 ES DESTACABLE MENCIONAR LO SIGUIENTE:

a.- Si se compara la viga del punto 11.1.1 con la del punto 11.2.1, la deformación asociada a la misma sobrecarga: En la viga pretensada no se provocan tracciones en su fibra inferior, ya que ante esta sobrecarga, que igual a su sobrecarga admisible, continúa siendo efectivo el pretensado, permaneciendo la deformación aún en contraflecha. En cambio, en la viga no pretensada ante la misma sobrecarga, la viga presenta una deformación igual a 0.902cm, lo que nos indica la presencia de tracciones en la fibra inferior del elemento.

- b.-** En cuanto a la serviciabilidad del elemento. La viga de ferrocemento pretensada, en el rango elástico, no supera la deformación admisible, pudiendo ser solicitada con una carga que la lleve al rango elasto-plástico y ésta aún presentará un comportamiento aceptable. En cambio, la viga no pretensada, al ser solicitada por la sobre carga admisible para la viga pretensada, se deforma en rangos cercanos al límite admisible, por lo que su comportamiento desde el punto de vista de la serviciabilidad ya no es aceptable al aumentar la sobrecarga.

- c.-** El momento nominal resistente de una sección de viga pretensada, es por lo menos un 60% mayor que el momento nominal resistente de una viga no pretensada, con una sección y materiales componentes similares.

- d.-** Si bien la viga de la *figura 11.3* presenta una resistencia nominal cercana a la resistencia nominal de la viga pretensada, ésta sección no pretensada tiene un mayor tamaño, peso, y deformación ante la sobre carga admisible de la viga pretensada, por lo tanto, se concluye que las vigas de ferrocemento pretensadas son más eficientes y esbeltas que las vigas de ferrocemento no pretensadas.

CAPITULO XII

CONCLUSIONES

GENERALES:

- Se comprueba y verifica que es técnicamente posible pretensar la viga "T" de ferrocemento estudiada en este trabajo, ya que el comportamiento y la resistencia que tuvo ésta durante el ensayo al ser solicitada por el pretensado y las cargas estáticas de servicio, fue previsto por el estudio teórico hecho previamente al ensayo. El estudio teórico se realizó aplicando las propiedades particulares del ferrocemento al diseño de vigas de hormigón armado pretensado basado en el código ACI318 del 2002.

ESPECÍFICOS:

- Es posible definir una sección típica de ferrocemento y diseñarla como viga pretensada sometida a flexión, basándose en el código ACI318 del 2002, ajustándose a las condiciones, en cuanto a disponibilidad de instrumentos y financiamiento, para llevar a cabo un correcto ensayo en el laboratorio L.E.M.C.O. de la Universidad Austral de Chile.
- Se verifica que la viga "T" pretensada, definida en este trabajo para ser estudiada teórica y experimentalmente, cumple con las condiciones de diseño basadas en el código antes mencionado, con la salvedad de que se incorporaron las propiedades del ferrocemento, en reemplazo de las propiedades del hormigón, y también es posible analizar y evaluar su comportamiento estructural bajo estados de carga estática, empleando los métodos de análisis estructural conocidos para analizar el comportamiento de vigas pretensadas de hormigón.
- Se verificó que el ferrocemento al ser un material con armaduras de pequeño diámetro, cuya resistencia es mayor a la del acero corriente, posibilita el empleo de morteros de alta resistencia sin provocar una falla frágil del elemento, y como las armaduras están cercanas a la superficie, se logra un control de fisuras en el mortero producto de la tracción provocada por el presfuerzo, y posteriormente por las cargas de servicio.

- Se verificó que el módulo de elasticidad teórico del ferrocemento() es un poco mayor que el módulo de elasticidad teórico-experimental aproximado del elemento de ferrocemento pretensado, esto se debe a que el esfuerzo de pretensado rigidiza la estructura disminuyendo así la elasticidad de la estructura.
- En la viga pretensada de ferrocemento estudiada en este trabajo, se obtuvo teóricamente, la mayor eficiencia que tiene al ser comparada con la misma viga no pretensada, por ejemplo ante una misma carga solicitante la sección de ferrocemento no pretensada necesita el doble de armadura suplementaria no pretensado para soportar la carga.

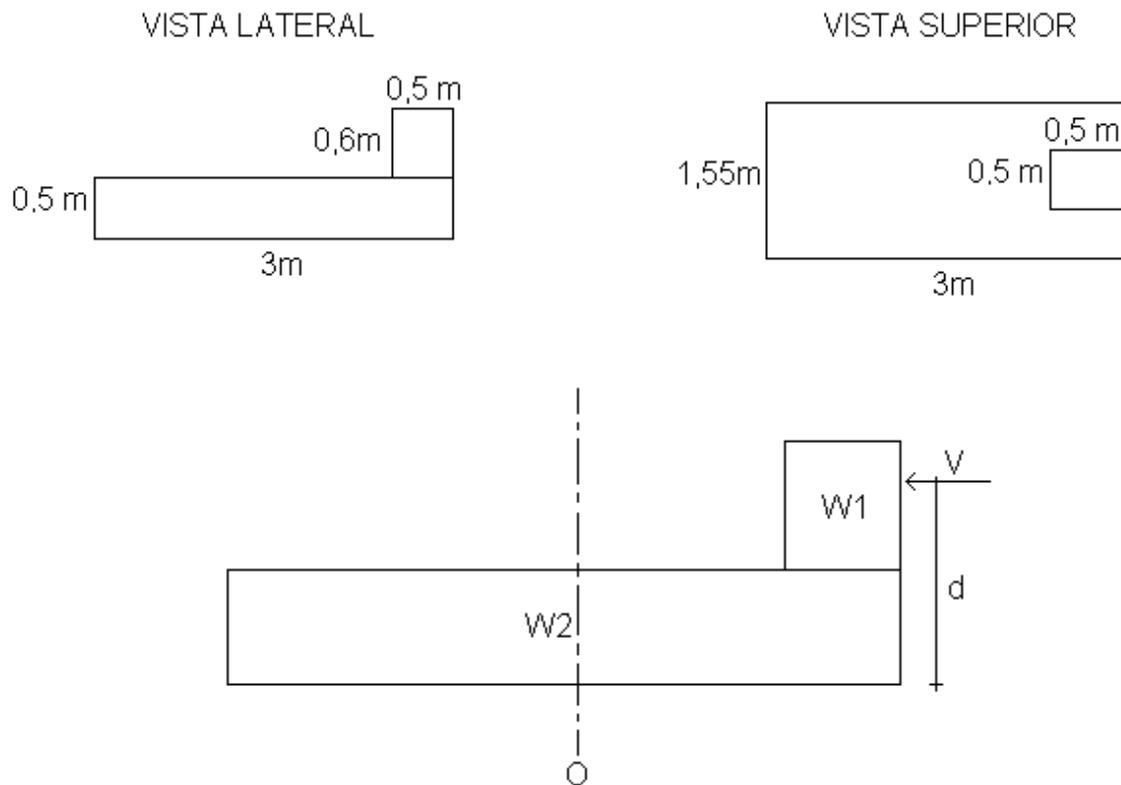
BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS:

1. OLVERA, A. 2002. El Ferrocemento y sus aplicaciones.
2. SAAVEDRA, C. 2002. Ferrocemento: Innovación tecnológica económica para construir vivienda social. Revista BIT Junio 2002.
3. VIBROCOM. 2005. Historia del Hormigón Pretensado. (Disponible en: <http://www.vibrocom.com/productos/historia>. Consultado el 25 de Mayo de 2006).
4. JOSÉ, B; I, MOLINAS. 2003. De acuerdo al Código ACI 318-2002: Nuevas Consideraciones en el Diseño de Elementos Pre y Postensados. Revista BIT Julio 2003.
5. UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL NORTE. 2006. Tecnología del Hormigón: Ferrocemento. (Disponible en: www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/Ferrocemento. Consultado el 28 de Agosto de 2006).
6. GERENCIA DE ASESORÍA TÉCNICA CEMENTOS BIOBIO. 2002. Ferrocemento: Una alternativa para la vivienda y otras aplicaciones en ambiente marino.
7. PAUL, B. K. 1992. Ferrocemento.
8. LLANES, C. 2003. Ferrocemento: Métodos de Diseño. (Disponible en: www.cujae.edu.cu/centros/cecat/html/eventos/Ferrocemento2003/paises/Cuba. Consultado el 29 de Abril de 2007).
9. NILSON, A. 2001. Diseño de Estructuras de Concreto.
10. NILSON, A. 1987. Desing of Prestressed Concrete.

NORMATIVA

1. Código de Diseño de Hormigón Armado. Basado en el ACI

ANEXO**CALCULO FUNDACION-MACIZO DE ANCLAJE**

Para un diseño óptimo deben cumplirse las siguientes condiciones:

$$FS_{volc} = \frac{L}{2e} > 2 \quad ; \quad \frac{6e}{L} = 1$$

Excentricidad requerida:

$$e = \frac{L}{6} = \frac{3}{6} = 0,5m .$$

Factor de seguridad al volcamiento:

$$FS_{volc} = \frac{L}{2e} = \frac{3}{2 \cdot 0,5} = 3 > 2 \text{ O.K!}$$

Peso total de la fundación:

$$W1 = 2,4 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,6 = 0,36T$$

$$W2 = 2,4 \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 1,55 = 5,58T$$

$$\longrightarrow N = W1 + W2 = 5,94T$$

Momento en el punto O (centro de la fundación):

$$M_o = V \cdot d - W1 \cdot 1,25 = V \cdot d - 0,36 \cdot 1,25$$

Debe cumplirse la excentricidad requerida, entonces:

$$e = \frac{M_o}{N} = \frac{V \cdot d - 0,45}{5,94} = 0,5m$$

Valor máximo del corte que admite esta fundación en función de la distancia d a la que se encuentra del sello de fundación:

$$V = \frac{0,5 \cdot 5,94 + 0,45}{d} = \frac{3,42}{d}$$

La altura máxima d , a la que se podrá encontrar el corte en la fundación, debido al pretensado es $d = 0,9m$, entonces el corte máximo a esa altura es:

$$V = \frac{3,42}{0,9} = 3,8T$$

Si $d = 0,55m$, altura a la cual se pretensará el elemento a estudiar experimentalmente en esta tesis, el valor máximo de pretensado que podrá aplicarse será:

$$V = \frac{3,42}{0,55} = 6,218T = P_j; \quad P_j \text{ es la fuerza del gato hidráulico.}$$

Considerando un suelo malo se estima una tensión admisible del suelo igual a :

$$\sigma_{adm} = 0,7 \frac{kgf}{cm^2}$$

Tensión solicitante del suelo:

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_o}{w}$$

$$A = 3 \cdot 1,55 = 4,65m^2 \quad ; \quad w = \frac{1,55 \cdot 3^2}{6} = 2,325m^3$$

$$\text{Si } V = 3,8T \text{ y } d = 0,9m \Rightarrow M_o = 3,8 \cdot 0,9 - 0,45 = 2,97(T - m)$$

$$\text{Si } V = 6,218T = P_i \text{ y } d = 0,55m \Rightarrow M_o = 6,218 \cdot 0,55 - 0,45 = 2,97(T - m)$$

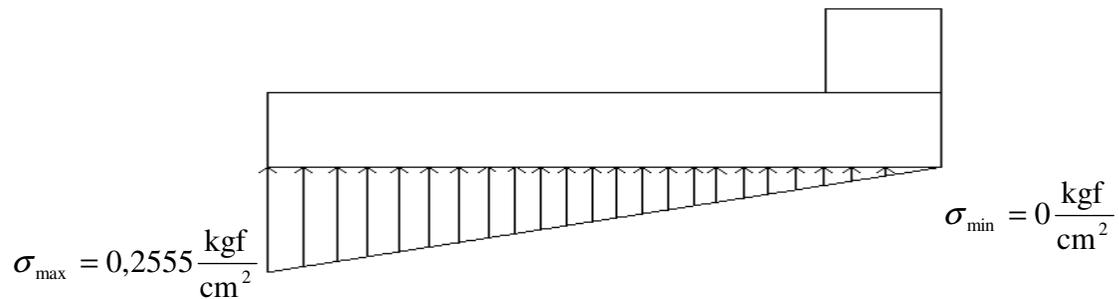
$$\therefore M_o = 2,97(T - m)$$

Reemplazando, la tensión máxima y mínima solicitante del suelo es:

$$\sigma_{\max} = \frac{5,94}{4,65} + \frac{2,97}{2,325} = 2,555 \frac{T}{m^2} = 0,2555 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{adm}} = 0,7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ O.K!}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{5,94}{4,65} - \frac{2,97}{2,325} = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ O.K!}$$

Entonces el diagrama de tensiones es el siguiente:



Armadura de la fundación:

$$\sigma_{\max} = 0,2555 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \Rightarrow q_{\max} = \sigma_{\max} \cdot 155 = 39,6025 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} \quad \wedge \quad V_{\max} = \frac{ql}{2}$$

Reemplazando valores conocidas:

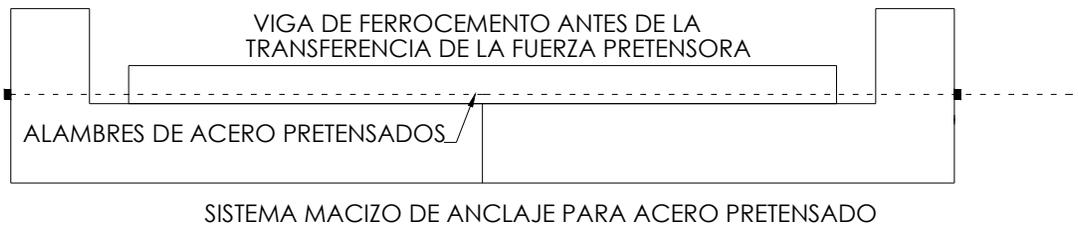
$$M_{\max} = 4,46 \text{ ton} - \text{m} \quad \wedge \quad V_{\max} = 5,94 \text{ ton}$$

Armadura calculada por el programa Hormigón 318:

Armadura longitudinal $\rightarrow \phi$ 8 a 20 cm

Armadura de corte \rightarrow innecesaria, pero se colocará ϕ 8 a 25 cm

Finalmente el sistema *macizo de anclaje* para la viga de ferrocemento pretensada construida y ensayada para esta tesis quedó como lo esquematiza la *figura a*:



(Figura a)