



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS.

**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS
PRETENSADAS SIMPLEMENTE APOYADAS,
CON UNA LUZ DE 6.15 METROS**

ING. RONALD ESTUARDO GALINDO CABRERA

MSc. Bernardo Elías Garrido.
ASESOR.

Guatemala, Junio de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



ESCUELA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS.

**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS PRETENSADAS
SIMPLEMENTE APOYADAS, CON UNA LUZ DE 6.15 METROS**

Trabajo de Graduación

Presentado al comité de la Maestría en Estructuras
ING. RONALD ESTUARDO GALINDO CABRERA

Al conferírsele el título de
Maestro en Estructuras

Guatemala, Junio de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos.
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno.
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco.
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón.
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León.
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortiz Hericx.
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez.

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos.
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez.
EXAMINADOR	Ing. Ernesto Salvador Guzmán Escobar.
EXAMINADOR	Ing. José Humberto Rosal Paz.
EXAMINADOR	Ing. Cesar Augusto Akú Castillo.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la Ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

“CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS PRETENSADAS SIMPLEMENTE APOYADAS, CON UNA LUZ DE 6.15 METROS”

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado con fecha junio 2010.



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera.

Guatemala 14 de septiembre de 2010

Ing. Humberto Rosal
Coordinador de la Maestría en Estructuras
Facultad de Ingeniería.
USAC.
Pte.

Ingeniero Rosal:

Por medio de la presente informo a usted que fue aprobado el trabajo especial de graduación el cual lleva como nombre: **“CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS PRETENSADAS SIMPLEMENTE APOYADAS, CON UNA LUZ DE 6.15 METROS”**. Del estudiante de Maestría en Estructuras el Ingeniero Ronald Estuardo Galindo Cabrera.

En tal sentido recomiendo y autorizo el mismo.

Atentamente,



Msc. Bernardo Elías Garrido.
ASESOR.

Msc. Bernardo Elías Garrido
Cel. 4.510

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios
de Postgrado

Como Revisor de la Maestría en Estructuras del trabajo de tesis de graduación titulado **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS PRETENSADAS SIMPLEMENTE APOYADAS, CON UNA LUZ 6.15 METROS** presentado por el Ingeniero Civil **Ronald Estuardo Galindo Cabrera**, apruebo el presente y recomiendo la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Dr. Olmedo España Calderón
Director
Escuela de Estudios de Postgrado



Guatemala, Mayo de 2011.

/la.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios
de Postgrado

El Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen y dar el visto bueno del revisor y la aprobación del área de Lingüística del trabajo de tesis de graduación titulado **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS PRETENSADAS SIMPLEMENTE APOYADAS, CON UNA LUZ 6.15 METROS** presentado por el Ingeniero Civil **Ronald Estuardo Galindo Cabrera**, apruebo el presente y recomiendo la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Dr. Olmedo España Calderón
Director
Escuela de Estudios de Postgrado



Guatemala, Mayo de 2011.

/la.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios
de Postgrado

Como Coordinador de la Maestría en Estructuras, y revisor del trabajo de tesis de graduación titulado **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS PRETENSADAS SIMPLEMENTE APOYADAS, CON UNA LUZ 6.15 METROS**, presentado por el Ingeniero Civil **Ronald Estuardo Galindo Cabrera**, apruebo y recomiendo la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ing. José Humberto Rosal Paz
Coordinador
Escuela de Estudios de Postgrado



Guatemala, Mayo de 2011.

/la.

Universidad de San Carlos
de Guatemala

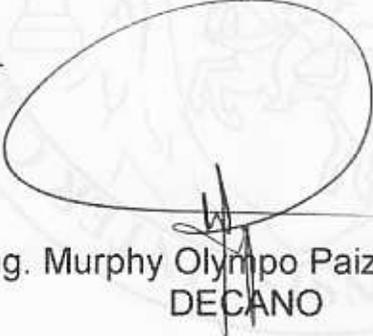


Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. D. postgrado 001.2011

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Postgrado, al trabajo de graduación de la Maestría en Estructuras: **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS PRETENSADAS SIMPLEMENTE APOYADAS, CON UNA LUZ 6.15 METROS**, presentado por el Ingeniero Civil Ronald Estuardo Galindo Cabrera, procede a la autorización para la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, mayo de 2010

/zpcm

ACTO QUE DEDICO

A DIOS	Por ser la luz y fuerza de mi vida.
A MIS PADRES	Por apoyarme siempre y alentarme a ser mejor cada día.
A MI ESPOSA	Con todo mi amor, por su paciencia y apoyo incondicional.
A MIS HIJOS	Por impulsarme a seguir adelante cada día.
A MIS HERMANOS	Con especial cariño.
A MI FAMILIA	Con todo cariño.
A MIS AMIGOS	Gracias por su apoyo.
A LA FACULTAD DE INGENIERÍA.	
A LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.	

AGRADECIMEINTOS

Al ingeniero Bernardo Elías Garrido por su valiosa asesoría del presente trabajo de graduación.

Al ingeniero Murphy Olimpo Paiz Recinos por su apoyo a lo largo de mi carrera de Maestría.

Al Ingeniero Fredy Adolfo Alvarado por su apoyo incondicional.

A la Universidad de San Carlos de Guatemala y en especial a la Facultad de Ingeniería por ser mi centro de formación profesional.

A la empresa MEGAPRODUCTOS por la colaboración muy especial para que se realizará este trabajo.

ÍNDICE GENERAL.

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	III
LISTA DE SIMBOLOS	V
GLOSARIO.....	VII
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVI
I. CONCEPTOS GENERALES.....	1
1.1. Concepto de Concreto preesforzado	1
1.2. Ventajas y Desventajas del Concreto Preesforzado	7
1.3. Tipos de Cables y Concreto para Pretensado	8
1.3.1. Pretensado	8
1.3.2. Postensado	9
1.3.3. Concreto de alta resistencia	10
1.3.4. Concreto ligero.....	11
1.4. Características de esfuerzo-deformación del concreto.....	12
1.4.1. Deformaciones elásticas	13
1.4.2. Deformaciones laterales	14
1.4.3. Deformaciones plásticas	14
1.4.4. Deformaciones por contracción.....	15
1.5. Acero de refuerzo	16
1.5.1. Grados de acero	17
1.5.2. Acero de preesfuerzo	18
1.5.3. Alambres redondos	18
1.5.4. Torones	19
1.5.5. Varillas de acero de aleación.....	21
1.5.6. Acero estructural	22
1.5.7. Malla electrosoldada	23
1.6. Características de esfuerzo-deformación del acero	23
1.6.1. Deformaciones elásticas	23
1.6.2. Deformación por relajación.....	25
1.6.3. Corrosión y deterioro de trenzas	25
1.7. Elementos pretensados	26
1.7.1. Contracción	27
1.7.2. Flujo plástico	30
1.7.3. Relajación	32

II.	TIPOS DE CARGAS A LAS QUE ES SOMETIDA UNA VIGA DE CONCRETO PRETENSADA.....	37
	2.1. Estados de carga.....	37
	2.1.1. Estado inicial.....	37
	2.1.2. Estado intermedio.....	38
	2.1.3. Estado final	38
	2.2. Estimación aproximada de la suma total de las pérdidas dependientes del tiempo.....	39
III.	PROCESO GENERAL DE DISEÑO DE VIGUETAS DE CONCRETO PRETENSADO PARA UNA LUZ DE 6.15 mts.....	43
	3.1. Proceso de diseño.....	43
	3.2. Ejemplo paso a paso del diseño de una vigueta pretensada.....	45
	3.3. Comparaciones entre viga de concreto reforzado vrs. viga de concreto pretensado.....	77
IV.	MÉTODOS DE FABRICACIÓN DE LAS VIGUETAS DE CONCRETO PRETENSADO.....	79
	4.1. Fabricación de las vigas de concreto pretensado.....	79
	4.2. Armado y fundición de la vidas de concreto pretensado.....	80
V.	TRANSPORTE, MONTAJE Y ANCLAJE DE VIGAS DE CONCRETO PRETENSADO.....	95
	5.1. Cuidados en el transporte y almacenaje de las vigas.....	95
	5.2. Tipos de montajes.....	96
	5.2.1. Polipastos.....	96
	5.2.2. Grúas.....	97
	5.3 Anclajes.....	98
	5.4. Apuntalamientos.....	99
VI.	PROCESO DE CARGA INICIAL DE LA VIGA PARA POSTERIORMENTE PONERLA EN SERVICIO Y SU VIDA UTIL..	101
	6.1. Comportamientos esperados de la viga después de haberla puesto en servicio.....	101
	6.2. Vida útil esperada de las vigas pretensadas.....	102
	CONCLUSIONES.....	105
	RECOMENDACIONES.....	106
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA.....	107

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto preesforzada concéntricamente.....	2
2	Distribución de esfuerzo a través de una sección de concreto preesforzado excéntricamente	4
3	Viga de concreto	5
4	Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas	5
5	Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin preesfuerzo	6
6	.Fabricación de un elemento pretensado	8
7	Fabricación de un elemento postensado	9
8	Curva típica esfuerzo-deformación para concreto de 350 kg/cm ²	13
9	Acortamiento elástico	26
10	Sección de la vigueta.....	46
11	Configuración de la vigueta	48
12	Ubicación del centroide en la sección simple	49
13	Diagrama de esfuerzos de la vigueta simple, bajo la influencia del preesfuerzo.....	51
14	Ubicación de cortante, fuerza de corte y ángulos.....	52
15	Ubicación de ángulos de diagonales.....	53
16	Diagrama de momentos por puntales	54

17	Chequeo de esfuerzos en las fibras contra los de preesfuerzo.....	57
18	Ubicación de fuerzas para el corte.....	58
19	Sección compuesta.....	59
20	Estado de esfuerzos disponibles	61
21	Estado final de esfuerzos por flexión	64
22	Configuración de la vigueta final	66

GRAFICAS

1	Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de preesfuerzo.....	23
----------	--	-----------

TABLAS

1.1.	Propiedades de Alambres Sin Revestimiento Revelados de Esfuerzo..	19
1.2.	Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento.....	20
1.3.	Propiedades de las varillas de acero de aleación.....	21
1.4.	Porcentaje de Humedad según tipo de clima	29
1.5.	Valores de K_{re} y J	35
1.6	Valores de C	36
2.1.	Pérdidas dependientes del tiempo.....	41
2.2.	Estimación de las pérdidas totales.....	42
3.1.	Calculo de áreas, brazos y momentos para el centroide	48
3.2.	Calculo de centroide sección compuesta	59
3.3.	Resumen de sobrecargas permisibles	65

LISTA DE SIMBOLOS

A	Área de la sección.
Ag	Área bruta de la sección.
As	Área de refuerzo a tracción o compresión.
b_w	Base de la viga.
CM	Carga Muerta.
C_m	Centro de masa.
CR	Centro de rigidez.
CV	Carga Viva.
d	Distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
e_y	Excentricidad en el sentido Y
E_c	Modulo de elasticidad de concreto.
F_{cu}	Factor de carga ultima.
f	Esfuerzo principal.
f_c	Resistencia específica a la compresión del concreto armado.
f_y	Resistencia específica a la fluencia del acero de refuerzo.
h	Espesor total o altura de un elemento.
I	Inercia de la sección.
L	Longitud medida entre apoyos.
M	Momento de servicio.
MCM	Momento por carga muerta.

MCV	Momento por carga viva.
N	Newton medida de fuerza.
P	Carga Axial.
S	Espaciamiento entre estribos.
V	Corte actuante sobre el elemento.
W	peso propio de la viga.
ϕ	Grado de empotramiento a la rotación.
ρ_b	Cuantía de refuerzo balanceada.
Φ	Factor de reducción.
\emptyset	Diámetro de la varilla de refuerzo.
@	Separación de estribos a la distancia indicada.

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano de Concreto).
AASHTO	Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transporte.
Alambre	Barra de refuerzo de diámetro pequeño.
Análisis Estructural	Estudio que abarca cálculo para determinar su comportamiento de una estructura a través de los diagramas de momentos, cortes y deflexiones.
Cargas de Servicio	Todas las cargas, estáticas o transitorias, que se imponen a la estructura o elemento estructural debido al uso de la edificación (sin factores de carga).
Cargas	Fuerzas u otras acciones resultantes del peso de los materiales, la ocupación y sus pertenencias, efectos ambientales, movimientos diferenciales y restricciones a la deformación.
Cemento	Material que cumple con lo especificado en las normas ASTM correspondientes, empleando como cementante por sí mismo el concreto, ya sea cemento Portland, cemento hidráulico adicionado, cemento expansivo.
Combinación de Cargas	Combinación de las fuerzas y cargas mayoradas.

Concreto	Mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregados finos, agregados gruesos y agua, con o sin aditivos.
Cortante	Fuerza interna que actúa tangencialmente al plano, llamada también tensión diagonal.
Dosificación de Mezcla	La proporción en que se combinan los ingredientes del concreto que conduce al empleo más económico de los materiales que producen un mortero o un concreto con las propiedades requeridas.
Empuje	Fuerza externa ejercida sobre la viga.
Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.
Estribo	Refuerzo usado para resistir esfuerzos cortantes y torsión en un elemento estructural y se localizan perpendicularmente al refuerzo longitudinal o en ángulo con el mismo.
Factor de carga	Factor que multiplica las cargas de servicio para obtener cargas mayoradas.
Factor de reducción	Coeficiente menor que la unidad empleado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.

Formaleta	Construcción temporal para contener el concreto en estado plástico mientras endurece y que le da la forma del elemento a medida que el concreto fragua. Incluye el molde o superficie que está en contacto con el concreto, los elementos de soporte y arrostros necesarios.
Fuerza sísmica	Fuerzas sísmicas horizontales correspondientes a la apropiada distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base, para el diseño sismo resistente.
Hormigón Armado	Hormigón estructural con armadura no pretensada o acero de pretensado en una cantidad mayor o igual que la mínima especificada.
Hormigón Colado Insitu	Hormigón que se coloca en el lugar que ocupara definitivamente en la estructura mientras se encuentra en estado plástico.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Longitud de Desarrollo	Longitud necesaria para que el refuerzo embebido en el concreto desarrolle la resistencia de diseño en la sección crítica.
Luz	Distancia horizontal entre los apoyos de un elemento estructural.

Luz libre	Espacio horizontal o vertical sin obstrucciones.
Modulo de elasticidad	Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite elástico del material.
Momento Negativo	Momento flector que produce esfuerzos de tensión en la parte superior de la sección de un elemento horizontal y que requiere la colocación del refuerzo a flexión en la parte superior.
Momento positivo	Momento flector que produce esfuerzos de tensión en la parte inferior de un elemento horizontal.
Puente	Obra que se construye para salvar un obstáculo para darle continuidad a una vía.
Peso	Fuerza vertical hacia abajo experimentada por una masa, cuando es sometida a la aceleración de la gravedad.
Planos de proyecto	Planos que en conjunto con las especificaciones del proyecto describen toda la información necesaria para llevar a cabo el trabajo requerido por los documentos contractuales.
Predimensionar	Efecto de colocarle dimensiones a los miembros estructurales en forma parcial.

Recubrimiento	Espesor de concreto entre una barra de refuerzo y la cara exterior más cercana del elemento.
Refuerzo	Barra de acero, alambre, o mallas de alambre embebidas en el concreto de una manera tal que los dos materiales actúen en conjunto para resistir las fuerzas.
Refuerzo a compresión	Refuerzo colocado para resistir esfuerzos de compresión inducidos por los momentos flectores que actúan sobre el elemento.
Refuerzo a flexión	Refuerzo provisto para resistir la tensión inducida por los momentos flectores que actúan sobre la sección del elemento.
Refuerzo a corte	Refuerzo diseñado para resistir el corte
Refuerzo longitudinal	Refuerzo colocado de forma paralela al eje longitudinal del elemento.
Refuerzo transversal	Refuerzo perpendicular al eje longitudinal del elemento, comprende estribos, flejes y espirales entre otros.
Resistencia	Propiedad que tiene un elemento para soportar una carga o fuerza.
Resistencia de diseño	Producto de la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.

Superestructura

Constituida en términos generales por las vigas de puente, diafragma, tablero, acera, postes, pasamanos, capa de rodadura o durmientes, rieles etc.

Viga

Elemento estructural horizontal o inclinada soportado en un punto o más pero no en toda su longitud que soporta carga transversal y que está sometido principalmente a flexión.

Viga de apoyo

viga transversal, en la cual se apoya las vigas principales del puente.

Volteo

momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior

RESUMEN

El presente estudio especial de graduación, contiene aspectos importantes que se deben tomar en cuenta, para el diseño de una viga de concreto pretensado y simplemente apoyada en una luz de 6.15 metros.

Primero: en este trabajo, se desarrolla la teoría básica para entender cuál es el verdadero significado del pretensado y del postensado; así como las pérdidas que dichas vigas deberán tener, se explica cada una de ellas, con sus respectivos ejemplos.

Las pérdidas se separan en: pérdidas instantáneas y pérdidas diferidas.

Se procede a diseñar una viga de 6.15 mts. de concreto pretensado con el procedimiento que dicta el ACI 318 el cual se compara con la memoria de cálculo que se elaboró, por la fábrica de la viga experimental; además una comparación de costos entre una viga de concreto pretensado y una viga de concreto armado.

En la parte experimental se elaboró una viga pretensada, la cuál se desarrolló con la tecnología de MEGAPRODUCTOS; una empresa que su fábrica y banco de pretensado se encuentra en Villa Nueva. Se incluye en el presente trabajo el proceso constructivo y su cálculo estructural para una luz de 6.15mts. tomando en consideración cada uno de los elementos de fabricación.

Se documenta con fotografías cada uno de los procesos de fabricación, así como el desmontaje y almacenamiento de este tipo de vigas.

Y por último, el montaje y puesta en servicio de las vigas pretensadas.

Este será un documento muy valioso para cualquier persona o profesional que quiera adentrar en el diseño y fabricación de este tipo de viguetas.

OBJETIVOS

GENERALES:

1. Elaborar un documento de las Consideraciones para el Diseño de vigas pretensadas simplemente apoyadas, con una luz de 6.15 mts. Que sirva para orientar acerca del método de diseño, su fabricación, el montaje real y puesta en servicio de las vigas.

ESPECIFICOS:

1. Que el lector conozca, el paso a paso del diseño de una vigueta y la fabricación de la misma.
2. Informar de las cualidades estructurales, del concreto pretensado.
3. Indicar las ventajas y desventajas del concreto pretensado.
4. Que el lector conozca las técnicas, de preesforzar concreto y cuando utilizarlo.
5. Informar al lector, los diferentes materiales que se pueden utilizar para la elaboración de viguetas pretensadas.
6. Evaluar los costos entre una vigueta pretensada y una viga de concreto armado de 6.15 mts. de luz.
7. Comparar la memoria de cálculo, elaborada por la fábrica de la vigueta y la memoria teórica elaborada por mi persona.

INTRODUCCIÓN

A partir de la fuerza de tensado original, en un elemento de concreto preesforzado, se presentarán pérdidas que deben considerarse para calcular la fuerza de presfuerzo de diseño efectivo, que deberá existir cuando se aplique la carga.

De cualquier modo, la fuerza efectiva no puede medirse fácilmente; sólo se puede determinar, convencionalmente la fuerza total en los cables, en el momento de presforzarlos (presfuerzo inicial). El presfuerzo efectivo es menor que el presfuerzo inicial y a la diferencia entre estos dos valores, se le llama pérdida de la fuerza de presforzado.

Las pérdidas en la fuerza de presfuerzo se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la fabricación del elemento, llamadas pérdidas instantáneas y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo, llamadas pérdidas diferidas o dependientes del tiempo. La fuerza de presfuerzo o fuerza de tensado del gato P_t , puede reducirse inmediatamente a una fuerza inicial P_i debido a las pérdidas por deslizamiento del anclaje, fricción, relajación instantánea del acero, y el acortamiento elástico del concreto comprimido. A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce gradualmente, primero rápidamente y luego lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido a la relajación diferida del acero altamente esforzado. Después de un periodo de varios meses, o años, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza pretensora constante, definida como la fuerza pretensora efectiva o final P_f .

Para calcular las diferentes pérdidas de preesfuerzo, existen varias fórmulas en libros y en los diferentes códigos de distintos países.

Las pérdidas de presforzado en miembros construidos y preesforzados en una sola etapa, pueden tomarse como el código ACI 318:

En miembros **pretensados**:

$$D_{PT} = D_{AE} + D_{CC} + D_{FP} + D_{RE} \quad 1$$

En miembros **postensados**:

$$D_{PT} = D_{FR} + D_{DA} + D_{AE} + D_{CC} + D_{FP} + D_{RE} \quad 2$$

Donde:

D = Delta

D_{PT} = pérdida total (kg/cm²)

D_{FR} = pérdida debido a fricción (kg/cm²)

D_{DA} = pérdida debido al deslizamiento del anclaje (kg/cm²)

D_{AE} = pérdida debido al acortamiento elástico (kg/cm²)

D_{CC} = pérdida debido a la contracción (kg/cm²)

D_{FP} = pérdida debido al flujo plástico del concreto (kg/cm²)

D_{RE} = pérdida debido a la relajación del acero (kg/cm²)

En la Tabla A, se muestran los diferentes tipos de pérdidas que existen y en que etapa ocurren.

Tabla A. Tipos de pérdidas de presfuerzo

Tipo de pérdida	Etapa de ocurrencia	
	Elementos pretensados	Elementos postensados
Deslizamiento del anclaje	-----	En la transferencia
Acortamiento elástico del concreto	En la transferencia	Al aplicar el postensado
Relajación instantánea del acero	Antes de la transferencia	-----
Fricción	-----	Al aplicar el postensado
Contracción del concreto	Después de la transferencia	Después de la transferencia
Flujo plástico del concreto	Después de la transferencia	Después de la transferencia
Relajación diferida del acero	Después de la transferencia	Después de la transferencia

Tabla de Tesis Conceptos básicos del concreto presforzado, Iván Forcada Quezada.

Se deberá hacer, todos los chequeos que sean necesarios dictados por el ACI 318 para que la vigueta cumpla y pueda ser utilizada.

Además se desarrollará el procedimiento paso a paso, que dicta el ACI 318, para la fabricación de una vigueta pretensada simplemente apoyada de una luz de 6.15mts.

I. CONCEPTOS GENERALES

1.1. Concepto de Concreto preesforzado.

Definición de preesfuerzo

El preesfuerzo significa la creación de esfuerzos permanentes, en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del preesforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales; la aplicación más común, ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

El concepto original del concreto preesforzado, consistió en introducir en vigas suficiente pre compresión axial, para que se eliminaran todos los esfuerzos de tensión que actuarán en el concreto. Con la práctica y el avance en conocimiento, se ha visto que esta idea es innecesariamente restrictiva, pues pueden permitirse esfuerzos de tensión en el concreto y un cierto ancho de grietas.

El ACI 318-05 propone la siguiente definición:

Concreto preesforzado: Concreto en el cual, han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes, debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado

En elementos de concreto reforzado, el preesfuerzo es introducido comúnmente tensando el acero de refuerzo; Esta es una alternativa de preesfuerzo.

Dos conceptos o características diferentes, pueden ser aplicados, para explicar y analizar el comportamiento básico del concreto preesforzado, es importante que el diseñador entienda los dos conceptos para que pueda proporcionar y diseñar estructuras de concreto preesforzado con inteligencia y eficacia.

Primer concepto – Preesforzar, para mejorar el comportamiento elástico del concreto. Este concepto, trata al concreto como un material elástico y probablemente, es todavía el criterio de diseño más común entre ingenieros.

El concreto es comprimido, (generalmente por medio de acero con tensión elevada) de tal forma, que sea capaz de resistir los esfuerzos de tensión.

Desde este punto de vista, el concreto está sujeto a dos sistemas de fuerzas: preesfuerzo interno y carga externa, con los esfuerzos de tensión, debido a la carga externa contrarrestados por los esfuerzos de compresión debido al preesfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a la carga es contrarrestado por la pre compresión producida por los tensores. Mientras que no haya grietas. Los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debido a los dos sistemas de fuerzas pueden ser considerados por separado y superpuestos si es necesario.

En su forma más simple, consideremos una viga rectangular con carga externa y presforzada por un tensor a través de su eje centroidal (Figura 1).

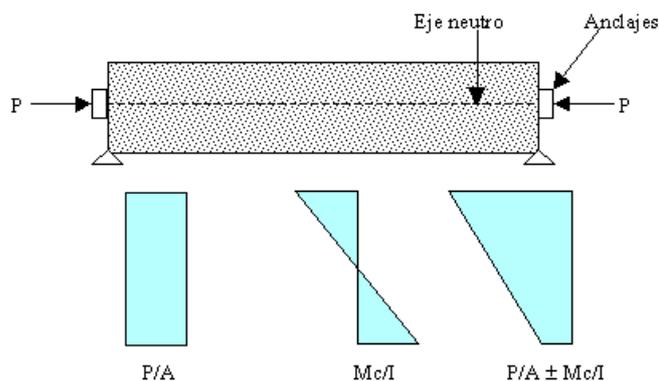


Figura 1. Distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto presforzada concéntricamente, Tesis Conceptos básicos del concreto presforzado, (2005), Iván Forcada Quezada

Debido al preesfuerzo P, un esfuerzo uniforme se producirá a través de la sección que tiene un área A:

$$f = -P/A \quad 1.1$$

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

$$f = \frac{My}{I} \quad 1.2$$

Dónde “y” es la distancia desde el eje centroidal e “I” es el momento de inercia de la sección. Así la distribución resultante de esfuerzo está dada por:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} \quad 1.3$$

Como se muestra en la Figura 1.

La cuña que se forma en la figura 1 debido a la ecuación 1.3, es más eficiente cuando el tensor es colocado excéntricamente con respecto al centroide de la sección, Figura 2, donde “e” es la excentricidad.

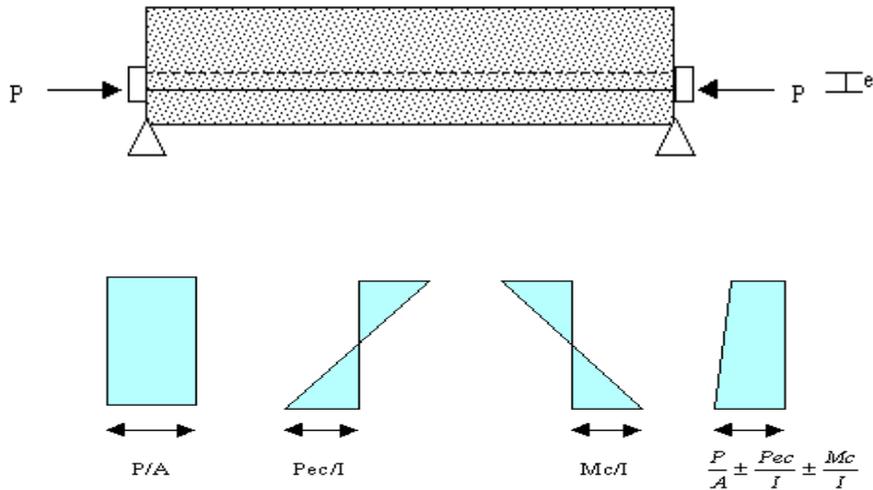


Figura 2. Distribución de esfuerzo a través de una sección de concreto preesforzado excéntricamente. Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, (2005), Iván Forcada Quezada.

Debido a un preesfuerzo excéntrico, el concreto es sujeto tanto a un momento como a una carga directa. El momento producido por el preesfuerzo es “Pe”, y los esfuerzos debido a éste momento son:

$$f = \frac{Pey}{I} \tag{1.4}$$

Así, la distribución de esfuerzo resultante está dada por:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pey}{I} \pm \frac{My}{I} \tag{1.5}$$

Como se muestra en la figura 2.

Segundo concepto - *presforzar* para aumentar la resistencia última del elemento. Este concepto es considerar al concreto preesforzado como una combinación de acero y concreto, similar al concreto reforzado, con acero tomando tensión y concreto tomando compresión de tal manera que los dos materiales formen un par resistente contra el momento externo (Figura 3). Esto

es generalmente un concepto fácil para ingenieros familiarizados con concreto reforzado.

En el concreto preesforzado se usa acero de alta resistencia que tendrá que fluir (siempre y cuando la viga sea dúctil) antes de que su resistencia sea completamente alcanzada. Si el acero de alta resistencia es simplemente embebido en el concreto, como en el refuerzo ordinario de concreto, el concreto alrededor tendrá que agrietarse antes de que la resistencia total del acero se desarrolle (Figura 4).

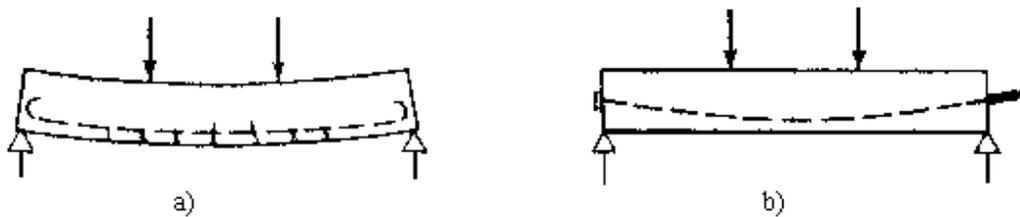


Figura 3. Viga de concreto

- a) Simplemente reforzada - grietas y deflexiones excesivas
- b) Presforzada – sin grietas y con pequeñas deflexiones

De aquí que es necesario pre-estirar o presforzar al acero. Presforzando y anclando al acero contra el concreto, se producen esfuerzos deseables. Estos esfuerzos permiten la utilización segura y económica de los dos materiales para claros grandes lo cual no puede lograrse en el concreto simplemente reforzado.

MOMENTOS FLEXIONANTES				
Viga	Condición	D.M.F. (w)	D.M.F. (P)	D.M.F. (total)
I			0	
II				
III				0

Figura 4. Momentos flexionantes a lo largo de vigas preesforzadas simplemente apoyadas Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, (2005), Iván Forcada Quezada

ESFUERZOS														
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO								
		Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total					
I			-		+	0 =		0 -		+	0 =			
II			-		+		=		0 -		+		=	
III			-		+		=		0 -		+	0 =		

Figura 5. Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin preesfuerzo. Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, (2005), Iván Forcada Quezada

En la Figura 4 se muestran como ejemplo los diagramas de momentos debidos a carga vertical y al preesfuerzo para una viga simplemente apoyada. La carga vertical es la misma para los tres casos que se muestran; sin embargo, los diagramas de momento debidos a la fuerza de preesfuerzo son distintos. La viga "I" tiene preesfuerzo axial, es decir, el centro de gravedad de los torones se encuentra en el eje neutro de la sección. Aparentemente, no existe ventaja alguna al colocar preesfuerzo axial. La viga "II" muestra un diagrama de momento constante debido a que el preesfuerzo se aplica con excentricidad y su trayectoria es recta a lo largo de toda la viga; en los extremos no existe momento por cargas que disminuya la acción del preesfuerzo, por lo que éste se deberá suprimir con encamisados o dispositivos similares. Por último, en la viga "III" se tiene una distribución de momentos debidos al preesfuerzo similar a la curva debida a la carga vertical; el preesfuerzo así colocado contrarresta el efecto de las cargas en cada sección de la viga.

La Figura 5 muestra los diagramas de esfuerzo para las mismas vigas tanto al centro del claro como en los extremos. Al centro del claro se aprecia que el comportamiento de la primera viga mejora con el preesfuerzo aunque sea sólo axial ya que las tensiones finales que se presentan en la fibra inferior son

menores que para una viga sin presforzar; para las otras dos vigas estos esfuerzos son todavía menores por el momento provocado por el preesfuerzo excéntrico. En los extremos, la primera y tercera vigas presentan esfuerzos sólo de compresión, mientras que la viga "II" presenta esfuerzos de tensión y compresión, estos últimos mayores a los de las otras dos vigas debido a la existencia de preesfuerzo excéntrico.

1.2. Ventajas y Desventajas del Concreto Preesforzado

Ventajas

- Se tiene una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia
- Elementos más eficientes y esbeltos, menos material
- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados
- Mayor rapidez en elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez

Desventajas

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta
- Mayor inversión inicial
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc.)
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones y apuntalamiento.

1.3. Tipos de Cables y Concreto para Pretensado.

1.3.1. Pretensado

El término pretensado se usa para describir cualquier método de preesforzado en el cual los cables se tensan antes de colocar el concreto.

Los cables, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se estiran o tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta, como se ilustra en la Figura 6.

Se mide el alargamiento de los cables, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos.

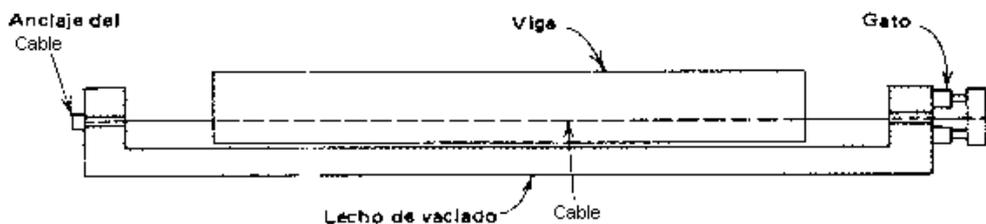


Figura 6. Fabricación de un elemento pretensado

Con la formaleta en su lugar, se vacía el concreto en torno al cable esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del concreto. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los cables tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto. En esta forma el preesfuerzo es transferido al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

Características de los elementos pretensados:

1. Pieza prefabricada
2. El preesfuerzo se aplica antes que las cargas
3. El anclaje se da por adherencia
4. La acción del preesfuerzo es interna
5. El acero tiene trayectorias rectas
6. Las vigas son generalmente simplemente apoyadas (elemento estático)

1.3.2. Postensado

Contrario al pretensado el postensado es un método de preesforzado en el cual el cable que va dentro de unos conductos es tensado después de que el concreto ha fraguado. Así el preesfuerzo es casi siempre ejecutado externamente contra el concreto endurecido, y los cables se anclan contra el concreto inmediatamente después del preesforzado. Este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricados como fundidos en sitio.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los cables no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto, como se ilustra en la siguiente figura:

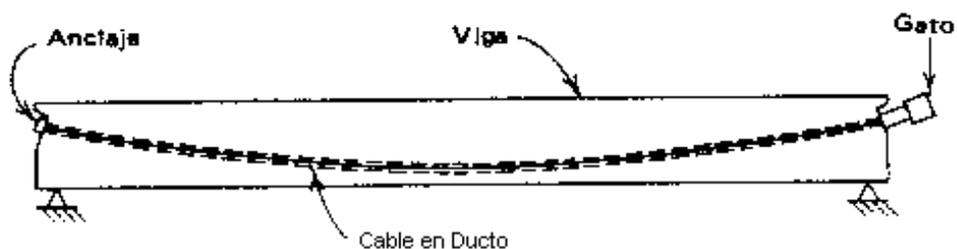


Figura 7. Fabricación de un elemento postensado

Características:

1. Piezas prefabricadas o fundidas en sitio.
2. Se aplica el preesfuerzo después de fundido.
3. El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
4. La acción del preesfuerzo es externa.
5. La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.
6. La viga permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

1.3.3. Concreto de alta resistencia

El concreto que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su capacidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a una sección mínima, lográndose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes claros resulten técnica y económicamente posibles. Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse con facilidad mediante el preesfuerzo.

La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm² para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 280 kg/cm² aproximadamente.

Existen otras ventajas. El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico

del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores.

Alta resistencia en el concreto preesforzado es necesaria por varias razones:

Primero, para minimizar el costo de la vigueta, se puede utilizar el concreto de alta resistencia, ya que el concreto de menor resistencia requiere anclajes especiales o puede fallar mediante la aplicación del preesfuerzo. Tales fallas pueden tomar lugar en los apoyos o en la adherencia entre el acero y el concreto, o en la tensión cerca de los anclajes.

Segundo, el concreto de alta resistencia ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia y al empuje, y es deseable para las estructuras de concreto preesforzado ordinario.

Por último, otro factor es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del preesfuerzo.

Para obtener una resistencia de 350 kg/cm^2 , es necesario usar una relación agua-cemento no mucho mayor de 0.45 en peso. Con el objeto de facilitar la mezcla, se necesitaría un revenimiento de 5 a 10 cm a menos que se fuera a aplicar el vibrador más tiempo de lo ordinario, o esto se puede lograr por medio de fluidificantes.

1.3.4. Concreto ligero

El concreto ligero se logra mediante el empleo de agregados ligeros en la mezcla. El concreto ligero ha sido usado donde la carga muerta es un factor importante y el concreto de peso normal es muy pesado para ser práctico. Es un material apropiado para la construcción de puentes de concreto. Debido a que las propiedades físicas de los agregados normales y ligeros son diferentes,

sus factores de diseño también varían. Sin embargo, los procedimientos de diseño son idénticos.

El concreto ligero ha sido particularmente útil en estructuras de varios niveles, donde se requieren peraltes mínimos y la ubicación para las columnas está limitada, y en puentes muy altos donde la carga muerta de la superestructura requiere columnas y estribos excesivamente grandes para resistir las fuerzas sísmicas. El peso reducido del concreto minimiza la cantidad de acero de refuerzo en la superestructura, concreto y acero de refuerzo en la subestructura al grado de que el ahorro en los materiales pueda contrarrestar el ligeramente más elevado costo de los agregados ligeros.

Los esfuerzos por carga muerta en puentes de concreto en voladizo con claros de 230 metros son alrededor del 90% de los esfuerzos totales. Es así obvio que reducir la carga muerta es un enfoque lógico para la construcción de claros grandes más económicos.

La deformación del concreto es dependiente del tiempo debido al flujo plástico y a la contracción, es de importancia crucial en el diseño de estructuras de concreto preesforzado, debido a que estos cambios volumétricos producen una pérdida en la fuerza pretensora y debido a que ellos producen cambios significativos en la deflexión.

1.4. Características de esfuerzo-deformación del concreto

En el concreto preesforzado, es tan importante conocer las deformaciones como los esfuerzos. Esto es necesario para estimar la pérdida de preesfuerzo en el acero y para tenerlo en cuenta para otros efectos del acortamiento elástico. Tales deformaciones pueden clasificarse en cuatro tipos: deformaciones elásticas, deformaciones laterales, deformaciones plásticas, y deformaciones por contracción.

1.4.1. Deformaciones elásticas

El término deformaciones elásticas es un poco ambiguo, puesto que la curva esfuerzo-deformación para el concreto no es una línea recta aun a niveles normales de esfuerzo (Figura 8), ni son enteramente recuperables las deformaciones. Pero, eliminando las deformaciones plásticas de esta consideración, la porción inferior de la curva esfuerzo-deformación instantánea, que es relativamente recta, puede llamarse convencionalmente elástica. Entonces es posible obtener valores para el módulo de elasticidad del concreto. El módulo varía con diversos factores, notablemente con la resistencia del concreto, la edad del mismo, las propiedades de los agregados y el cemento, y la definición del módulo de elasticidad en sí, si es el módulo tangente, inicial o secante. Aún más, el módulo puede variar con la velocidad de la aplicación de la carga y con el tipo de muestra o probeta, ya sea un cilindro o una viga. Por consiguiente, es casi imposible predecir con exactitud el valor del módulo para un concreto dado.

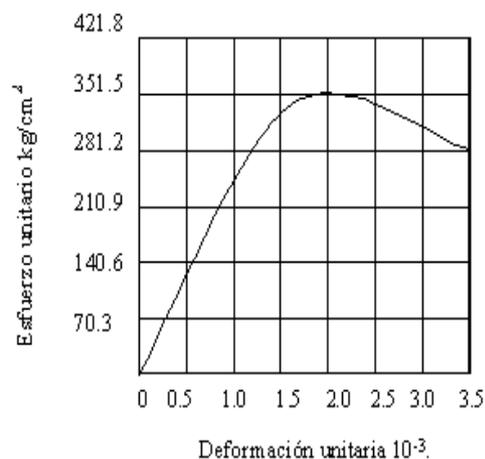


Figura 8. Curva típica esfuerzo-deformación para concreto de 350 kg/cm^2 .

Del solo estudio de las curvas de esfuerzo-deformación resulta obvio que el concepto convencional de módulo de elasticidad no tiene sentido en el concreto. Por lo tanto, es necesario recurrir a definiciones arbitrarias, basadas en consideraciones empíricas. Así, se puede definir el módulo tangente inicial o tangente a un punto determinado de la curva esfuerzo-deformación y el módulo secante entre dos puntos de la misma.

El módulo secante se usa en ensayos de laboratorio para definir la deformabilidad de un concreto dado. La ASTM recomienda la pendiente de la línea que une los puntos de la curva correspondiente a una deformación de 0.00005 y al 40% de la carga máxima.

Se han propuesto muchas relaciones que expresan el módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto. Para concreto tipo I de peso volumétrico $\gamma \geq 2,200 \text{ kg/cm}^3$:

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \quad (f'_c \text{ en kg/cm}^2)$$

1.4.2. Deformaciones laterales

Cuando al concreto se le comprime en una dirección, al igual que ocurre con otros materiales, éste se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson. La relación de Poisson varía de 0.15 a 0.20 para concreto.

1.4.3. Deformaciones plásticas

La plasticidad en el concreto es definida como deformación dependiente del tiempo que resulta de la presencia de un esfuerzo.

Así definimos al flujo plástico como la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos

considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente.

Se ha encontrado que la deformación por flujo plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino que también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación por flujo plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto es posible relacionar a la deformación por flujo plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de flujo plástico definido tal como sigue:

$$C_u = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ci}} \quad 1.6$$

Dónde ϵ_{ci} es la deformación inicial elástica y ϵ_{cu} es la deformación adicional en el concreto, después de un periodo largo de tiempo, debida al flujo plástico.

1.4.4. Deformaciones por contracción.

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente, y del tamaño y forma del espécimen del concreto. El secado del concreto viene a la par con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final.

De esta forma, la contracción del concreto debida al secado y a cambios químicos depende solamente del tiempo y de las condiciones de humedad, pero no de los esfuerzos.

La magnitud de la deformación de contracción varía por muchos factores. Por un lado, si el concreto es almacenado bajo el agua o bajo condiciones muy húmedas, la contracción puede ser cero. Puede haber expansiones para algunos tipos de agregados y cementos. Por otro lado, para una combinación de ciertos agregados y cemento, y con el concreto almacenado bajo condiciones muy secas, puede esperarse una deformación grande del orden de 0.001.

La contracción del concreto es algo proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla. De aquí que si se quiere la contracción mínima, la relación agua cemento y la proporción de la pasta de cemento deberá mantenerse al mínimo.

La calidad de los agregados es también una consideración importante. Agregados más duros y densos de baja absorción y alto módulo de elasticidad expondrán una contracción menor. Concreto que contenga piedra caliza dura tendrá una contracción menor que uno con granito, basalto, y arenisca de igual grado, aproximadamente en ese orden.

La cantidad de contracción varía ampliamente, dependiendo de las condiciones individuales.

Para propósitos de diseño, un valor promedio de deformación por contracción será de 0.0002 a 0.0006 para las mezclas usuales de concreto empleadas en las construcciones presforzadas.

El valor de la contracción depende además de las condiciones del ambiente.

1.5. Acero de refuerzo

el uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto preesforzado. Este acero es muy útil para:

- Aumentar ductilidad
- Aumentar resistencia
- Resistir esfuerzos de tensión
- Resistir cortante
- Resistir torsión
- Restringir agrietamiento
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar el concreto

El acero de refuerzo suplementario convencional (varillas de acero) se usa comúnmente en la región de altos esfuerzos locales de corte y compresión en los anclajes de vigas postensadas. Tanto para miembros postensados como pretensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura. Finalmente, a menudo es conveniente incrementar la resistencia a la flexión de vigas preesforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales suplementarias.

Las varillas se pueden conseguir en diámetros nominales que van desde 3/8 pulg. hasta 1^{3/8} pulg., con incrementos de 1/8 de pulg. y también en dos tamaños más grandes de más o menos 1^{3/4} y 2^{1/4} pulg. de diámetro.

1.5.1. Grados de acero

Acero de refuerzo de grados de 40 y 60 Ksi (2800 y 4200 kg/cm²) son usados en la construcción de concreto.

Aún cuando el refuerzo de grado 60 tiene mayor resistencia última que el de grado 40, el módulo de elasticidad del acero es el mismo.

Al aumentar los esfuerzos de trabajo también aumenta el número total de grietas en el concreto; A fin de superar este problema, los puentes generalmente tienen separaciones menores entre barras.

El refuerzo de grado 60 no es tan dúctil como el de grado 40 y es más difícil de doblar.

1.5.2. Acero de preesfuerzo

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como cables en concreto preesforzado: alambres redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación. Los alambres y los torones trenzados tienen una resistencia a la tensión de más o menos $17,600 \text{ kg/cm}^2$, en tanto que la resistencia de las varillas de aleación está entre los $10,200$ y $11,250 \text{ kg/cm}^2$ dependiendo del grado.

1.5.3. Alambres redondos

Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener varillas redondas. Después del enfriamiento, las varillas se pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. En el proceso de esta operación de estirado, se ejecuta trabajo en frío sobre el acero, lo cual modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. A los alambres se les libera de esfuerzo después de estirado en frío mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la tabla 1.1. y en dos tipos.

Tabla 1.1. Propiedades de Alambres Sin Revestimiento Revelados de Esfuerzo

Diámetro nominal		Mínima resistencia de Tensión				Mínimo esfuerzo. Para una elongación de 1%			
		Tipo BA		Tipo WA		Tipo BA		Tipo WA	
Pulg.	mm.	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²
0.192	4.88	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.196	4.98	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.250	6.35	240,000	16,880	240,000	16,880	192,000	13,510	192,000	14,070
0.276	7.01	240,000	16,880	235,000	16,880	192,000	13,510	182,000	14,070

Tabla de Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, Iván Forcada Quezada.

También se puede conseguir alambres de bajo relajamiento, a veces conocidos como estabilizados. Se emplean cuando se quiere reducir al máximo la pérdida de preesfuerzo.

Los torones están compuestos normalmente por grupos de alambres, dependiendo el número de alambres de cada grupo del sistema particular usado y de la magnitud de la fuerza pretensora requerida. Los torones para prefabricados postensados típicos pueden consistir de 7 a 52 alambres individuales. Se pueden emplear torones múltiples, cada uno de ellos compuesto de grupos de alambres para cumplir con los requisitos.

1.5.4. Torones

El torón se usa en miembros pretensados, y regularmente se usa más en construcción postensada. El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de 17,590 kg/cm² conocido

como grado 250K. Se ha estado produciendo un acero más resistente conocido como grado 270K, con una resistencia mínima a la ruptura de 270,000 lb/pulg² (18,990kg/cm²).

Para los torones se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de preesfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al torón se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del entorchado. Los torones de bajo relajamiento se pueden conseguir mediante pedido especial.

Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.25 pulgadas hasta 0.6 pulgadas de diámetro.

Tabla 1.2. Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento

Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón		Carga mínima para una elongación de 1%	
pulg	mm	Lb	KN	pulg ²	mm ²	Lb	KN
GRADO 250							
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22	7,650	34.0
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90	30,600	136.2

0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35	45,900	204.2
GRADO 270							
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84	19,550	87.0
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19	26,550	117.2
0.500	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71	35,100	156.1
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00	49,800	221.5

Tabla de Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, Iván Forcada Quezada

1.5.5. Varillas de acero de aleación.

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación de acero. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas al fabricar estas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío, a las varillas se les releva de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas.

Las varillas de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían de ½ pulgada hasta 1^{3/8} de pulgada, tal como se muestra en la tabla 1.3.

Las varillas casi no se usan para la fabricación de elementos preesforzados, siendo los torones de baja relajación los más utilizados.

Tabla 1.3. Propiedades de las varillas de acero de aleación

Diámetro nominal		Área nominal de la varilla		Resistencia a la ruptura		Mínima carga para una elongación de 0.7%	
Pulg	mm	Pulg ²	mm ²	Lb	KN	Lb	KN
GRADO 145							
1/2	12.7	0.196	127	28,000	125	25,000	111

5/8	15.88	0.307	198	45,000	200	40,000	178
3/4	19.05	0.442	285	64,000	285	58,000	258
7/8	22.23	0.601	388	87,000	387	78,000	347
1	25.40	0.785	507	114,000	507	102,000	454
1 1/8	28.58	0.994	642	144,000	641	129,000	574
1 1/4	31.75	1.227	792	178,000	792	160,000	712
1 3/8	34.93	1.485	957	215,000	957	193,000	859
<u>GRADO 160</u>							
1/2	12.7	0.196	127	31,000	138	27,000	120
5/8	15.88	0.307	1989	49,000	218	43,000	191
3/4	19.05	0.442	285	71,000	316	62,000	276
7/8	22.23	0.601	388	96,000	427	84,000	374
1	25.40	0.785	507	126,000	561	110,000	490
1 1/8	28.58	0.994	642	159,000	708	139,000	619
1 1/4	31.75	1.227	792	196,000	872	172,000	765
1 3/8	34.93	1.485	958	238,000	1059	208,000	926

Tabla de Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, Iván Forcada Quezada

1.5.6. Acero estructural

En muchos elementos prefabricados es común el uso de placas, ángulos y perfiles estructurales de acero. Éstos son empleados en conexiones, apoyos y como protección. El esfuerzo nominal de fluencia de este acero es de 2,530 kg/cm².

1.5.7. Malla electrosoldada

Por su fácil colocación, las retículas de alambre o mallas electrosoldadas se emplean comúnmente en aletas de vigas huecas, doble té y similares. El esfuerzo nominal de fluencia es de 5,000 kg/cm². La nominación más común de los distintos tipos de malla es como sigue

$$S_L \times S_T - C_L / C_T$$

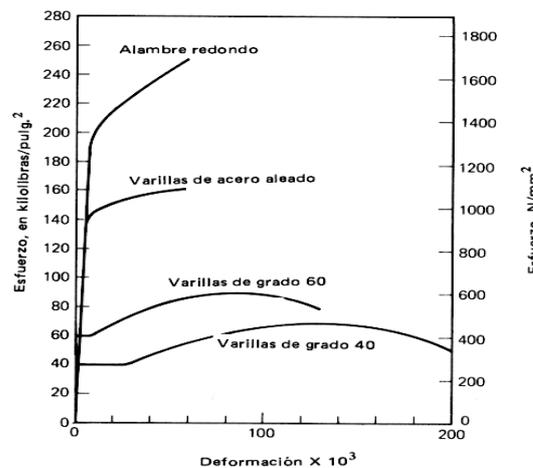
En donde S es la separación en pulgadas, C es el calibre en direcciones longitudinal L y transversal T, respectivamente. La malla que más se utiliza es la 6x6–6/6.

1.6. Características de esfuerzo-deformación del acero

1.6.1. Deformaciones elásticas

La mayoría de las propiedades de los aceros que son de interés para los ingenieros se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación son evidentes de inmediato.

En la Gráfica 1 comparamos las curvas de esfuerzo deformación a tensión de varillas ordinarias con las de aceros típicos para el preesfuerzo



Gráfica 1. Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de preesfuerzo.

En el acero de refuerzo ordinario, tipificados mediante los grados 40 y 60, existe una respuesta inicial elástica hasta un punto de fluencia bien definido, más allá del cual, ocurre un incremento substancial en la deformación sin que venga aparejado un incremento en el esfuerzo. Si se sigue incrementando la carga, esta grafica de fluencia es seguida por una región de endurecimiento por deformación, durante el cual se obtiene una relación pronunciadamente no lineal entre el esfuerzo y la deformación. Eventualmente ocurrirá la ruptura del material, a una deformación bastante grande alrededor del 13% para varillas de grado 60 y del 20% para varillas del grado 40.

El contraste con los aceros de preesfuerzo es notable. Estos no presentan un esfuerzo de fluencia bien definido. El límite proporcional para cables redondos (y para cables hechos con tales alambres) está alrededor de $14,000 \text{ kg/cm}^2$, o sea 5 veces el punto de fluencia de las varillas del grado 40. Con carga adicional, los alambres muestran una fluencia gradual, aunque la curva continúa elevándose hasta la fractura del acero.

Las varillas de aleación tienen características similares a aquellas de los alambres redondos o de los cables trenzados, pero sus límites proporcionales y resistencias son de 30 a 40% menores.

El módulo de elasticidad para las varillas de refuerzo es más o menos el mismo: $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Los aceros de alta resistencia no presentan un punto de fluencia bien definido. Se han propuesto diversos métodos arbitrarios para definir el punto de fluencia del acero de alta resistencia. Una forma de calcularlo es tomando el esfuerzo en el cual el elemento tiene una deformación unitaria de 1%. Otra forma es trazando una paralela a la curva esfuerzo-deformación en el punto correspondiente al 0.2% de la deformación unitaria y el esfuerzo de fluencia será en donde la paralela corte a la curva.

Para tales casos se define un punto de fluencia equivalente, como el esfuerzo para el cual la deformación total tiene un valor de 0.5% para varillas de los grados 40, 50 y 60 y de 0.6% para varillas de grado 75.

Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es más o menos el mismo que para el refuerzo ordinario, esto es, alrededor de $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad es más o menos de $1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

1.6.2. Deformación por relajación

Cuando al acero de preesfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad llamada relajamiento y se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. En los miembros de concreto preesforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del cable. Sin embargo, cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debida al relajamiento, se puede considerar la longitud constante.

El relajamiento es un fenómeno de duración indefinida, aunque a una velocidad decreciente y debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza pretensora.

1.6.3. Corrosión y deterioro de trenzas

La protección por corrosión del acero de preesfuerzo es más crítica para el acero de preesfuerzo. Tal precaución es necesaria debido a que la resistencia del elemento de concreto preesforzado está en función de la fuerza de tensado, que a la vez está en función del área del cable de preesfuerzo. La reducción del área del acero de preesfuerzo debido a la corrosión puede reducir drásticamente el momento nominal resistente de la sección presforzada, lo cual puede conducir a la falla prematura del sistema estructural. En elementos

pretensados la protección contra la corrosión se provee con el concreto alrededor del cable. En elementos postensados, la protección se puede obtener inyectando con lechada en los ductos después de que el preesforzado este completo.

Otra forma de deterioro de alambres o trenzas es la corrosión por esfuerzo, que se caracteriza por la formación de grietas microscópicas en el acero el cual se vuelve frágil y falla. Este tipo de reducción en la resistencia puede ocurrir sólo bajo esfuerzos muy altos y, aunque es poco común, es difícil de prevenir.

1.7. Elementos pretensados

Si el cable mostrado en la Figura 9 tiene una excentricidad 'e' al centro del claro de la viga, el esfuerzo que sufre el concreto en la sección del centro del claro al nivel del acero de preesfuerzo será:

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_{ss}} - \frac{P_i \times e^2}{I_{ss}} + \frac{M_{pp} \times e}{I_{ss}}$$

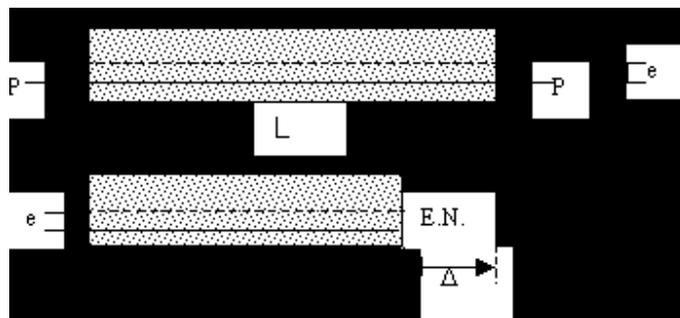


Figura 9 Acortamiento elástico

donde e es la excentricidad, M_{pp} el momento debido al peso propio, I_{ss} el momento de inercia de la sección simple y P_i es la fuerza inmediatamente después de la transferencia y tiene un valor menor que la fuerza de tensado P_t . La reducción del esfuerzo en el acero depende de los efectos de la relajación instantánea. Debido a que es difícil determinar exactamente el valor reducido P_i ,

y debido a que las observaciones indican que la reducción es solamente unos puntos porcentuales, es posible usar el valor inicial de P_t , o reducirlo el 10 %.

La pérdida debido al acortamiento elástico en miembros pretensados deberá tomarse como:

$$\Delta E = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad 1.7$$

Dónde:

f_{cgp} = sumatoria de los esfuerzos del concreto en el centro de gravedad de los cables pretensados debido a la fuerza de preesfuerzo después de la transferencia y al peso propio del miembro en las secciones de momento máximo.

E_{ci} = módulo de elasticidad del concreto en la transferencia, el cual se puede calcular como sigue:

$$E_{ci} = \frac{w^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}}{7.3} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.8$$

Donde w es el peso volumétrico del concreto en kg/m^3 y f'_{ci} es la resistencia del concreto en el momento de la transferencia en kg/cm^2 .

1.7.1. Contracción

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y la forma del espécimen de concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final, en que asintóticamente se alcanzan las dimensiones límite.

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

La contracción del concreto se conoce como resultado de la pérdida de humedad. También se ha demostrado que el concreto se expandirá si, después de haberse secado o parcialmente secado, es sometido a humedad o si es sumergido en el agua. Se sabe que la contracción es afectada por las siguientes variables:

1. Agregados. Los agregados actúan para restringir la contracción de la pasta de cemento; de aquí que el concreto con un alto contenido de agregados es menos vulnerable a la contracción. Además, el grado de restricción de un concreto está determinado por las propiedades de los agregados: aquellos con alto módulo de elasticidad o con superficies ásperas son más resistentes al proceso de contracción.
2. Relación agua-cemento. Cuanto mayor es la relación agua-cemento, mayores son los efectos de la contracción.
3. Tamaño del elemento de concreto. Tanto el valor como la magnitud de la contracción disminuyen con un incremento en el volumen del elemento de concreto. Sin embargo, la duración de la contracción es mayor para elementos más grandes debido a que se necesita más tiempo para secarse hasta las regiones internas. Es posible que se necesite un año para que el proceso de secado inicie a una profundidad de 25 cm, y 10 años para iniciar a 60 cm más allá de la superficie externa.
4. Condiciones del medio ambiente. La humedad relativa del medio afecta notablemente la magnitud de la contracción; el valor de la contracción es más bajo en donde la humedad relativa es alta.

5. Cantidad de refuerzo. El concreto reforzado se contrae menos que el concreto simple; la diferencia relativa es función del porcentaje de refuerzo.
6. Aditivos. Este efecto varía dependiendo del tipo de aditivo. Un acelerador tal como cloruro de calcio, usado para acelerar el endurecimiento y la colocación del concreto, aumenta la contracción. También hay aditivos que impiden la contracción.
7. Tipo de cemento. El cemento Portland tipo III de resistencia rápida normalmente se contrae 10% más que un cemento Portland normal (tipo I) o cemento Portland modificado (tipo II).

Para elementos postensados, la pérdida de preesfuerzo debido a la contracción es un poco menor debido a que ya ha tomado lugar un alto porcentaje de la contracción antes del postensado.

La pérdida de preesfuerzo debido a la contracción debe tomarse como:

- Para miembros pretensados

$$D_{cc} = (1193 - 10.5H) \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad 1.9$$

- Para miembros postensados

$$D_{cc} = (948 - 9H) \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad 1.10$$

Dónde: H = el promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%). En caso de no conocerse H se puede estimar según la Tabla 1.4

Tabla 1.4 Porcentaje de Humedad según tipo de clima

Tipo de clima	H
Muy húmedo	90%
Humedad intermedia	70%

Seco	40%
------	-----

Tabla de Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, Iván Forcada Quezada

La contracción para elementos pretensados según el PCI es:

$$\Delta CC = (8.2 \times 10^{-6}) K_{cc} E_p (1 - 0.06 V/S)(100 - H) \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad 1.11$$

Dónde:

V/S = relación volumen-superficie

1.7.2. Flujo plástico

El flujo plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza asintóticamente un valor constante.

En los miembros de concreto preesforzado, el esfuerzo de compresión al nivel del acero es sostenido, y el flujo plástico resultante en el concreto es una fuente importante de pérdida de fuerza pretensora. Existe una interdependencia entre las pérdidas dependientes del tiempo. En los miembros preesforzados, la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del concreto no es constante, si no que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento del acero y a la contracción del concreto, así como también debido a los cambios en longitud asociados con el flujo plástico en sí mismo.

Así la deformación resultante está en función de la magnitud de la carga aplicada, su duración, las propiedades del concreto incluyendo el proporcionamiento de la mezcla, las condiciones de curado, la edad a la que el elemento es cargado por primera vez y las condiciones del medio ambiente.

La pérdida por flujo plástico debe calcularse con la siguiente fórmula:

$$D_{FP} = 12 f_{cgp} - 7 f_{cds}^3 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.12$$

Dónde:

f_{cds} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas que son aplicadas en el miembro después del preesforzado.

Los valores de f_{cds} deberán calcularse en la misma sección o secciones para las cuales f_{cgp} es calculada.

La pérdida por flujo plástico debe calcularse con la siguiente fórmula:

$$\Delta FP = K_{fp} \frac{E_p}{E_c} (f_{cgp} - f_{cds}) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.13$$

Dónde:

K_{fp} = 2.0 para miembros pretensados y 1.6 para miembros postensados

E_c = Módulo de elasticidad del concreto a los 28 días.

Para concreto de peso ligero deben modificarse los valores de K_{cr} , reduciéndolos en un 20%.

Finalmente, se establece que la pérdida de preesfuerzo debido al flujo plástico debe calcularse como sigue:

$$\Delta FP = \left\{ .37 - 0.77(0.01H)^2 \right\} K_{fp} \frac{E_p}{E_c} (f_{cgp} - f_{cds}) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.14$$

Dónde:

K_{fp} = 2.0 para miembros pretensados y 1.6 para miembros postensados

H = el promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%)

1.7.3. Relajación

Cuando al acero del preesfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad que se conoce como relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante.

En los miembros de concreto preesforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del cable. Sin embargo, cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debida al relajamiento, se puede considerar la longitud constante. El relajamiento continúa indefinidamente, aunque a una velocidad decreciente. Debe de tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

En miembros pretensados, la pérdida por relajación en el acero de preesfuerzo, inicialmente esforzado arriba de $0.5f_{sr}$, debe tomarse como:

En la transferencia

- Para trenzas aliviadas de esfuerzo

$$RE_1 = \frac{\log(t)}{10} \left(\frac{f_t}{f_{py}} - 0.55 \right) f_t \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.15$$

- Para trenzas de baja relajación

$$RE_1 = \frac{\log(t)}{40} \left(\frac{f_t}{f_{py}} - 0.55 \right) f_t \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.16$$

Dónde:

t = Tiempo estimado en días desde el esforzado hasta la transferencia (horas).

f_t = Esfuerzo en el cable al final del esforzado (kg/cm^2).

f_{py} = Resistencia del acero de preesfuerzo (kg/cm^2).

Los rangos de los valores de f_{py} están dados como sigue:

Para cables aliviados de esfuerzo: $f_{py}=0.85f_{sr}$.

Para cables de baja relajación: $f_{py}=0.90f_{sr}$

Después de la transferencia

Las pérdidas debido a la relajación del acero de preesfuerzo pueden tomarse como:

- Para pretensado con trenzas aliviadas de esfuerzo

$$RE\ 2 = 1408 - 0.4\Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.17$$

- Para postensado con trenzas aliviadas de esfuerzo

$$RE\ 2 = 1408 - 0.3\Delta FR - 0.4\Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.18$$

Para acero de preesfuerzo de baja relajación se deberá usar el 30% de D RE2 de las ecuaciones 1.17 y 1.18.

La pérdida por relajación en el acero de preesfuerzo debe tomarse como:

En la transferencia:

En miembros pretensados, la pérdida por relajación en el acero de preesfuerzo de baja relajación, inicialmente esforzado arriba de 0.5fsr, puede tomarse como:

$$\Delta RE1 = \frac{\log(f)}{45} \left(\frac{f_t}{f_{py}} - 0.55 \right) f_t \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.19$$

Después de la transferencia:

La pérdida de preesfuerzo debido a la relajación después de la transferencia, RE2, puede calcularse para trenzas de baja relajación como sigue:

$$\Delta RE2 = \left(\frac{f_i}{f_{sr}} - 0.55 \right) \left(0.34 - \frac{\Delta FP + \Delta CC}{1.25 f_{sr}} \right) \frac{f_{sr}}{3} \geq 0.002 f_{sr} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.20$$

Dónde:

f_i = esfuerzo en el acero después de la transferencia.

La pérdida por relajación en el acero de preesfuerzo debe tomarse como:

Elementos pretensados

- Trenzas de 17570 a 18980 kg/cm²

Para trenzas aliviadas de esfuerzos

$$D RE = 1405.8 - 0.4D AE - 0.2 (D CC + D FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.21$$

Para trenzas de baja relajación

$$D RE = 351.44 - 0.1D AE - 0.05 (D CC + D FP) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 1.22$$

Elementos postensados

- Trenzas de 17570 - 18980 kg/cm²

Para trenzas aliviadas de esfuerzos

$$D RE = 1405.76 - 0.3D FR - 0.4D AE - 0.2 (D CC + D FP) \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad 1.23$$

Para trenzas de baja relajación

$$D RE = 351.44 - 0.07D FR - 0.1D AE - 0.05 (D CC + D FP) \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad 1.24$$

- Alambre de 16870 kg/cm²

$$D RE = 1265.18 - 0.3D FR - 0.4D AE - 0.2 (D CC + D FP) \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad 1.25$$

Y por último se establece que se puede calcular la relajación con la siguiente ecuación:

$$\Delta RE = [K_{re} - J(\Delta CC + \Delta FP + \Delta AE)]C$$

En donde los valores de K_{re} , J y C se toman de las tablas 1.5 y 1.6.

Tabla 1.5. Valores de K_{re} y J

Tipo de cable	K_{re}	J
Trenza o alambre aliviada de esfuerzo de grado 270	20,000	0.15
Trenza o alambre aliviada de esfuerzo de grado 250	18,500	0.14
Alambre aliviado de esfuerzo de grado 235 o 240	17,600	0.13
Trenza de baja relajación de grado 270	5,000	0.04
Alambre de baja relajación de grado 250	4,630	0.037
Alambre de baja relajación de grado 235 o 240	4,400	0.035

Tabla de Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, Iván Forcada Quezada

Tabla 1.6. Valores de C

f_i/f_{sr}	Trenza o alambre aliviado de esfuerzo	Barra aliviada de esfuerzo Alambre o trenza de baja relajación
0.80		1.28
0.79		1.22
0.78		1.16
0.77		1.11
0.76		1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70
0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33

II. TIPOS DE CARGAS A LAS QUE ES SOMETIDA UNA VIGA DE CONCRETO PRETENSADA.

2.1. Estados de carga

Una de las peculiares consideraciones en el concreto preesforzado es la diversidad de los estados de carga a los cuales el miembro o estructura es sujeto. Para estructuras fundidas en sitio, el concreto preesforzado tiene que diseñarse por lo menos para dos estados de carga: el estado inicial durante el preesforzado y el estado final bajo las cargas externas. Para elementos prefabricados, un tercer estado por transporte debe revisarse. Durante cada uno de estos estados, hay diferentes etapas en las cuales la estructura puede estar bajo diferentes condiciones.

2.1.1. Estado inicial. El elemento está bajo preesfuerzo pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta. Este estado puede dividirse en los siguientes periodos:

Durante el tensado. Esta es una prueba crítica para la resistencia de los cables; generalmente, el máximo esfuerzo al cual los cables estarán sujetos a través de su vida ocurre en éste periodo. Para el concreto, las operaciones de preesforzado imponen varias pruebas en la producción de la resistencia en los anclajes. Debido a que el concreto no tiene la resistencia especificada en el momento en el que el preesfuerzo es máximo, es posible la trituración del concreto en los anclajes y en otras partes si su resistencia no es adecuada.

En la transferencia del preesfuerzo. Para elementos pretensados, la transferencia del preesfuerzo se hace en una operación y en un periodo muy corto. Para elementos postensados, la transferencia es generalmente gradual, y el preesfuerzo en los cables puede ser transferido al concreto uno por uno. En

ambos casos no hay carga externa en el elemento excepto su peso en el caso del postensado.

2.1.2. Estado intermedio. Este es el estado durante la transportación y montaje. Ocurre sólo para elementos prefabricados cuando son transportados al sitio y montados en su lugar. Es muy importante asegurar que los miembros sean manejados y soportados apropiadamente en todo momento. Por ejemplo, una viga simple diseñada para ser soportada en sus esquinas se romperá fácilmente si se levanta por el centro. No sólo debe ponerse a tensión durante el montaje del elemento, sino también cuando se le agreguen las cargas muertas superpuestas.

2.1.3. Estado final. Como para otros tipos de estructuras, el diseñador debe considerar varias combinaciones de cargas vivas en diferentes partes de la estructura con cargas laterales tales como fuerzas de viento y sismo, y cargas por esfuerzos tal como aquellas producidas por asentamientos de apoyos y efectos de temperatura. Para estructuras presforzadas de concreto, especialmente los tipos no convencionales, es usualmente necesario investigar sus cargas últimas y de agrietamiento, su comportamiento bajo sus cargas reales de sostenimiento en adición a la carga de trabajo. Esto es como sigue:

Cargas permanentes. La curvatura o deflexión de un elemento preesforzado bajo cargas permanentes generalmente es un factor controlante en el diseño, debido a que el efecto de la flexión aumentará su valor. De aquí que es deseable limitar la curvatura o deflexión bajo estas cargas.

Carga de trabajo. Para diseñar para la carga de trabajo hay una revisión en los esfuerzos y deformaciones excesivas. No es necesariamente una garantía de resistencia suficiente para las sobrecargas.

Carga de agrietamiento. El agrietamiento en un elemento de concreto preesforzado significa un cambio repentino en los esfuerzos de cortante y unión. A veces es una medida de la resistencia a la fatiga.

Carga última. Las estructuras diseñadas bajo la base de esfuerzos de trabajo pueden no siempre tener un margen suficiente para sobrecargas. Esto es verdad, por ejemplo, para elementos de concreto preesforzado bajo cargas directas de tensión. Debido a que es deseable que una estructura posea una capacidad mínima de sobrecarga, es necesario determinar su resistencia última. Generalmente, la resistencia última de una estructura está definida como la carga máxima que soporta antes del colapso.

2.2. Estimación aproximada de la suma total de las pérdidas dependientes del tiempo.

Una estimación aproximada de las pérdidas de preesfuerzo dependientes del tiempo resultante del flujo plástico y contracción del concreto y relajación del acero en miembros preesforzados y parcialmente preesforzados puede tomarse como se especifica en la tabla 2.1. para:

- Miembros postensados no en segmentos con longitudes arriba de 50 m y esfuerzo en el concreto de 10 a 30 días y,
- Miembros pretensados esforzados después de alcanzar una resistencia de $f_{ci} = 245 \text{ kg/cm}^2 = 24 \text{ MPa}$

Siempre que ellos:

1. Estén hechos de concreto de densidad normal
2. El curado del concreto es húmedo o con vapor
3. El preesforzado es por barras o trenzas con propiedades normales y bajas de relajación y,
4. Son colocados en condiciones de exposición y temperaturas promedios.

La relación parcial de preesforzado o índice de preesfuerzo, IP, usada en la Tabla 2.1., deberá tomarse como se especifica en la ecuación siguiente:

$$IP = \frac{A_{ps}f_{py}}{A_{ps}f_{py} + A_s f_y} \quad 2.1$$

Dónde:

IP = índice de preesfuerzo.

A_s = área de refuerzo de tensión no preesforzado

A_{ps} = área del acero de preesfuerzo

f_y = resistencia especificada de las barras de refuerzo

f_{py} = resistencia del acero de preesfuerzo

Para miembros hechos de concreto estructural de baja densidad, los valores especificados en la Tabla 2.1. deberán aumentarse en 357 kg/cm² (35 MPa).

Para trenzas de baja relajación, los valores especificados en la Tabla 2.1. pueden reducirse en:

- 285.6 kg/cm² (28 MPa) para vigas prefabricadas.
- 418.2 kg/cm² (41 MPa) para vigas rectangulares, losas sólidas y vigas I, y
- 561 kg/cm² (55 MPa) para T's simples, dobles T, núcleos huecos y losas huecas

Para condiciones inusuales de exposición, estimaciones más exactas deberán de obtenerse de acuerdo a métodos apoyados por la investigación o experiencia

Las pérdidas debido al acortamiento elástico deberán sumarse a las pérdidas dependientes del tiempo para determinar las pérdidas totales.

Las estimaciones aproximadas de la suma total de las pérdidas dependientes del tiempo dadas en la tabla 2.1. reflejan valores y tendencias obtenidas de un análisis computarizado de pasos sucesivos de un gran número de puentes y elementos de edificios diseñados para un rango común de las siguientes variables:

- A. El coeficiente último de flujo plástico del concreto con rango de 1.6 a 2.4.
- B. El coeficiente último de contracción con rango de 0.0004 a 0.0006 (mm/mm).
- C. Humedad relativa con rango de 40 a 100%.
- D. Curado del concreto húmedo o con vapor.
- E. Índice de preesfuerzo de 0.2 a 1.0.

Tabla 2.1. Pérdidas dependientes del tiempo.

Tipo de la sección de la viga	Nivel	Para alambres y trenzas con $f_{sr}=16500, 17600$ ó 17100 kg/cm^2
Vigas rectangulares y losas sólidas	Límite superior	$200 + 28(IP)$
	Promedio	$180 + 28(IP)$
Trabes cajón	Límite superior	$145 + 28(IP)$
	Promedio	$130 + 28(IP)$
Vigas I	Promedio	$270 \left(1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right) + 41(IP)$
T simple, doble T, núcleos huecos y losas huecas	Límite superior	$270 \left(1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right) + 41(IP)$
	Promedio	$230 \left(1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right) + 41(IP)$

Tabla de Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, Iván Forcada Quezada

Puede observarse en la Tabla 2.1. que, para los casos de trenzas de resistencia alta, existe un límite superior y un límite promedio estimados. El límite superior es recomendado cuando se tiene una combinación desfavorable de parámetros, tal como baja resistencia a la compresión del concreto, baja humedad relativa y condiciones de curado con agua. Para elementos preesforzados con barras, la diferencia entre el límite promedio y el límite superior se encuentra tan insignificante para justificar una expresión diferente.

En lugar de un método detallado para estimar las pérdidas, las siguientes estimaciones de las pérdidas totales pueden usarse para elementos preesforzados o estructuras de diseño común. Estos valores de pérdida están basados usando concreto de peso normal, a niveles de preesfuerzo normales, y condiciones promedio de exposición. Para claros demasiado largos, o para diseños inusuales, deberá usarse un método refinado.

Tabla 2.2. Estimación de las pérdidas totales

Tipo de acero de preesfuerzo	Pérdida Total	
	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Pretensado Trenzas	-----	3150 kg/cm^2
Postensado Alambres o Trenzas	2250 kg/cm^2 1550 kg/cm^2	2300 kg/cm^2 1620 kg/cm^2
Barras		

No se incluyen pérdidas por fricción. Tabla de Tesis Conceptos básicos del concreto preesforzado, Iván Forcada Quezada

:

III. PROCESO GENERAL DE DISEÑO DE VIGUETAS DE CONCRETO PRETENSADO PARA UNA LUZ DE 6.15 mts.

3.1. Proceso de diseño

A continuación se muestra los pasos del proceso de diseño de un elemento pretensado:

Primero: comenzar calculando la fuerza que los alambres de pretensado transmiten a la vigueta para ver si resiste la trasmisión del preesfuerzo.

A. Los alambres tienen un esfuerzo a la ruptura ($f's$)= 160 Kg/mm². se tensara al 80% según manda el código ACI 318 sección 18.5, para obtener la fuerza inicial (f_i).

B. Una vez obtenido el esfuerzo inicial por alambre se decide el número de alambres que se usaran, obteniendo la fuerza de transferencia.

C. Obtenida la fuerza de transferencia, será necesario encontrar el área de la sección que se trabajara, pues no se puede esforzar más de lo que permite el Código ACI 318 en su sección 18.4.

f_- = Esfuerzo en la fibra Extrema en Compresión = $0.45 \times f'c$.

f_+ = Esfuerzo en la fibra Extrema en tensión en la zona de tensión comprimida = $1.6\sqrt{f'c}$

f_{ci} = Esfuerzo máximo de compresión del concreto durante la transferencia según Código ACI 318 = $0.60 \times f'c$.

SEGUNDO: Como ya se sabe que la vigueta resiste la transmisión del preesfuerzo, se pasa a diseñar dicho elemento como vigueta individual, para que se auto soporte simplemente apoyada.

A. Se tiene que obtener la fuerza útil (F_u) de preesfuerzo $F_u = F_i - \text{perdidas}$. Las pérdidas de preesfuerzo serán estimadas según el código AASHTO.

B. se tiene que obtener las propiedades geométricas de la sección simple, que son el centroide y la inercia.

C. Con las propiedades de la sección y la fuerza útil se está en el momento de poder obtener el estado de esfuerzos en la fibra superior e inferior debido al preesfuerzo.

D. Seguidamente se tendrá que diseñar la diagonal del joist para que la vigueta se autosoporte simplemente apoyada.

E. Chequear la deflexión de la vigueta simple, simplemente apoyada, que ocasiona el preesfuerzo (contraflecha).

TERCERO: Es el momento de chequear cómo funciona la vigueta apuntalada, para lo cual se propondrá los puntales a cada 2 mts. de separación.

CUARTO: Ya que la vigueta se soporta así misma, y soporta la carga de trabajo en obra se tiene que chequear su funcionamiento a sección mixta.

A. Determinando la inercia de la sección compuesta transformando el concreto

B. Obtener el momento que actuara sobre cada vigueta por el peso propio en sí de la losa y el nervio que conforma la sección compuesta endurecida.

C. Se realiza el diagrama de los estados de esfuerzos por peso propio de la sección compuesta y lo obtenido en la sección simple para obtener la pauta de lo que se tiene de esfuerzo disponible para utilizarlo en carga viva y carga muerta sobrepuesta.

D. A continuación se analiza la máxima carga que soporta a deflexión, pues a una luz de 6.15 mts., la diferencia puede ser crítica y podría ser limitante de carga.

E. Ahora se calcula la máxima capacidad de resistencia a flexión que tiene la sección compuesta.

F. Chequear la resistencia al corte de la sección:

3.2. Ejemplo paso a paso del diseño de una viga pretensada de 6.15 mts de luz

Se diseña una vigueta para cubrir una luz de 6.15 mts. Por lo que se usa un peralte de 50 cms. Es de hacer notar que los cálculos se realizan con una luz de 6.10 mts por el anclaje de la vigueta. Se determinará que sobrecarga será capaz de soportar.

Primero: comenzar calculando la fuerza que los alambres de pretensado transmiten a la vigueta para ver si resiste la trasmisión del preesfuerzo.

A. Los alambres tienen un esfuerzo a la ruptura ($f's$)= 160 Kg/mm². y 5mm. de diámetro; se tensara al 80% según manda el código ACI 318 sección 18.5, para obtener la fuerza inicial (f_{si}).

$$f's = 160 \text{ Kg/mm}^2.$$

$$f_{si} = 160 * 0.80 = \mathbf{128 \text{ Kg/mm}^2}.$$

B. Una vez obtenido el esfuerzo inicial por alambre se decide el número de alambre que se usara, en este caso serán 15 alambres, obteniendo la fuerza de transferencia.

F_t = Fuerza de transferencia.

$$F_t = 128 \text{ Kg/mm}^2 \times \text{área (mm}^2\text{)}.$$

$$\text{Área del alambre} = 19.60 \text{ mm}^2.$$

$$F_t = 128 \times 19.60 = \mathbf{2,508.80 \text{ Kg. Por alambre.}}$$

$$F_t \text{ total} = 2,508.80 \times 15 = \mathbf{37,632.00 \text{ Kg.}}$$

C. Obtenida la fuerza de transferencia, será necesario encontrar el área de la sección que se trabajara, pues no se puede esforzar más de lo que permite el Código ACI 318 en su sección 18.4, siendo las especificaciones:

f_- = Esfuerzo en la fibra Extrema en Compresión = $0.45 \times f'_c$.

f_+ = Esfuerzo en la fibra Extrema en tensión en la zona de tensión comprimida =

$$1.6\sqrt{f'_c}$$

f_{ci} = Esfuerzo máximo de compresión del concreto durante la transferencia
según Código ACI 318 = $0.60 \times f'_c$.

$$f'_c = 6000 \text{ PSI} = 421.84 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f^- = 0.45 \times 421.84 = 189.83 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{+} = 1.6 \times \sqrt{421.84} = 32.86 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{ci} = 0.6 \times 421.84 = 253.11 \text{ Kg/cm}^2.$$

SECCIÓN DE LA VIGUETA

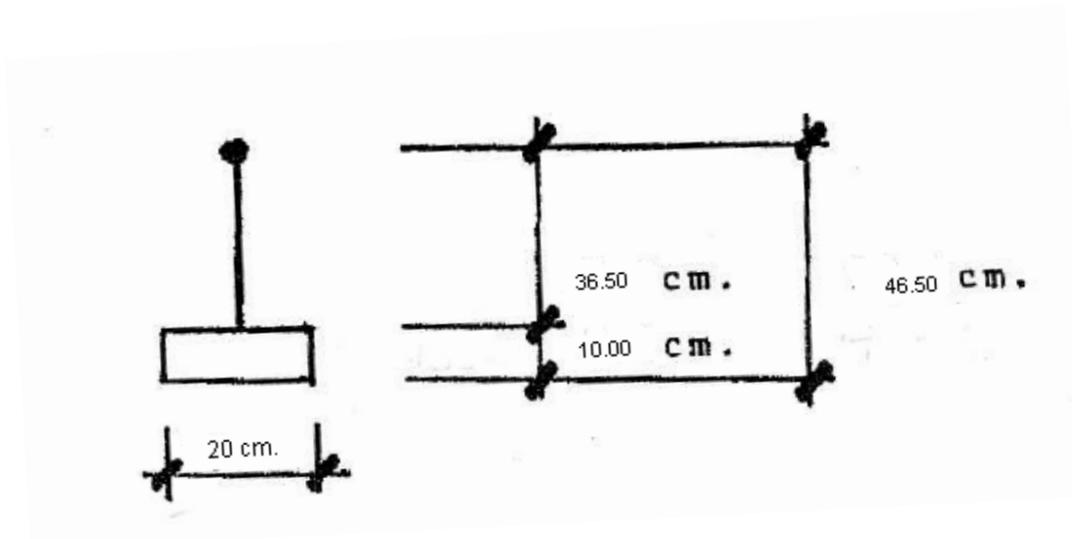


Figura 10 Sección de la vigueta

Se tiene que obtener el área transversal de la vigueta para lo que se transformara el acero del cordón superior a su equivalente en concreto, por medio de un factor de conversión (n).

$$n = E_s / E_c.$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

Para obtener el " E_c " se utilizara lo que dicta el Código ACI 318 Sección 8.5.

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c}.$$

$$E_c = 15,000 \sqrt{421.84} = \mathbf{308,081.16 \text{ Kg/cm}^2}.$$

$$n = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 / 308,081.16 \text{ Kg/cm}^2 = \mathbf{6.82}.$$

Se integra el Área Total:

$A_{\text{total}} = A_{\text{pastilla}} + A_{\text{transformada}}$. El 2.53 es 2 veces el área de acero del cordón superior.

$$A_{\text{total}} = (10 \times 20) + (2.53 \times 6.82) = \mathbf{217.27 \text{ cm}^2}.$$

A continuación se chequea el esfuerzo de transferencia a que la sección total será sometida por la fuerza de 15 alambres de preesfuerzo.

F_i = Fuerza de transferencia o fuerza inicial.

$$F_i = 15 \times 2,508.80 \text{ Kg} = \mathbf{37,699.11 \text{ Kg}}.$$

f_i = Esfuerzo de compresión inicial en la transferencia.

$$f_i = F_i / A_{\text{total}}.$$

$$f_i = 37,699.11 \text{ Kg} / 217.27 \text{ cm}^2 = \mathbf{173.23 \text{ Kg/cm}^2}.$$

Según el Código ACI 318

$$F_{ci} / f_i > 1.$$

$$253.11 / 173.23 = \mathbf{1.46} \quad \text{si chequea.}$$

Como si cumple el esfuerzo de compresión inicial en la transferencia si está dentro de los límites permisibles y por lo tanto se puede aplicar esta cantidad de preesfuerzo a la pastilla de la vigueta, pues la sección resiste la fuerza de transferencia aplicada.

SEGUNDO: Como ya se sabe que la vigueta resiste la transmisión del preesfuerzo, se pasa a diseñar dicho elemento como vigueta individual, para que se auto soporte simplemente apoyada.

A. Se tiene que obtener la fuerza útil (F_u) de preesfuerzo $F_u = F_i - \text{perdidas}$.

Las pérdidas de preesfuerzo serán estimadas según el código AASHTO en 32 Kg/mm^2 . Entonces:

$$F_u = 2,508.80 \text{ Kg} - 32 \text{ Kg/mm}^2 \times 19.60 \text{ mm}^2. = \mathbf{1,881.60 \text{ Kg.}}$$

$$F_{u_{\text{total}}} = 15 \times 1,881.60 \text{ Kg.} = \mathbf{28,274.33 \text{ Kg.}}$$

B. se tiene que obtener las propiedades geométricas de la sección simple, que son el centroide y la inercia.

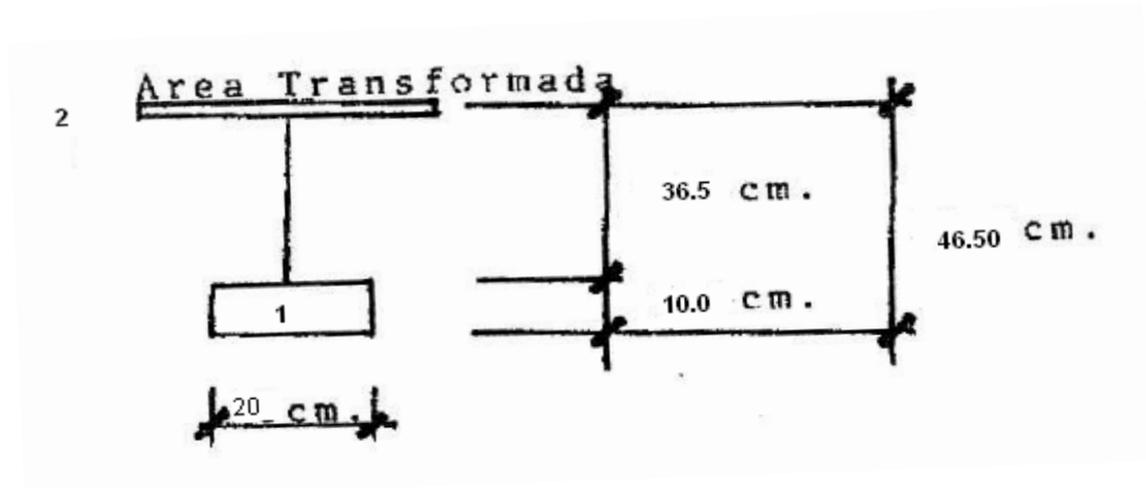


Figura 11 Configuración de la vigueta

$$\text{Área 2} = \text{Área transformada} = (2.53 \times 6.82) = 17.27 \text{ cms}^2.$$

CALCULO DE CENTROIDE

Tabla 3.1 Calculo de áreas, brazos y momentos para el centroide

FIGURA	AREA (cm ²)	BRAZO (cm)	MOMENTOS
1	200	5	1,000
2	17.27	46.5	803.03
TOTAL	217.27		1803.03

$$C = \frac{\sum \text{MOMENTOS}}{\sum \text{AREAS.}}$$

$$C = 1,803.03 / 217.27 = \mathbf{8.30 \text{ cms.}}$$

El centroide queda ubicado como se muestra a continuación.

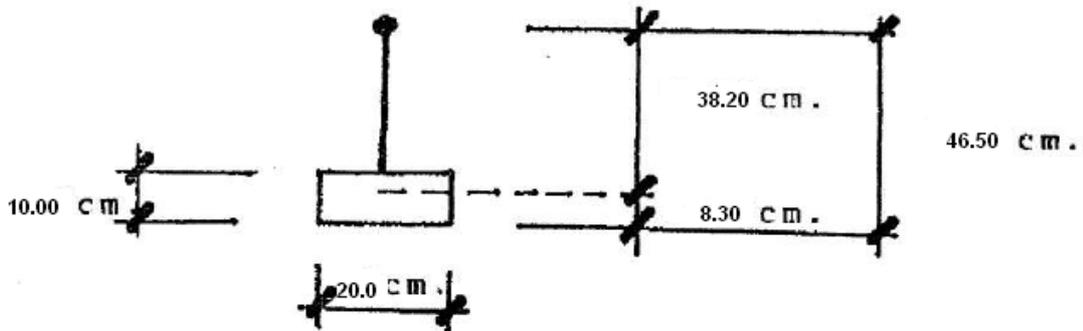


Figura 12 Ubicación del centroide en la sección simple.

Se calcula la inercia centroidal por el teorema de ejes paralelos.

$$I_c = 1/12 (20) (10)^3 + (200) (3.30)^2 + (17.27) (38.20)^2.$$

$$I_c = 1,666.67 + 2,178 + 25,201.10 = \mathbf{29,045.41\text{cms}^4}.$$

C. Con las propiedades de la sección y la fuerza útil se está en el momento de poder obtener el estado de esfuerzos en la fibra superior e inferior debido al preesfuerzo.

Se asumirá la siguiente convención de signos:

(-) Compresión.

(+) Tensión.

Para los esfuerzos del preesfuerzo la fórmula es:

$$f = -(P/A) \pm (Pec/I).$$

La fórmula anterior se basa en la superposición de esfuerzos producidos por la compresión pura y excentricidad de la fuerza de compresión del preesfuerzo, según la teoría elástica donde:

(P/A): Es la fuerza por unidad de área que soporta un material y se denomina esfuerzo. "P" es la carga aplicada y "A" es el área de la sección transversal, perpendicular a la carga aplicada.

(Pec/I): esta fórmula se obtiene de los esfuerzos producidos por flexión: $f = Mc/I$, la cual se deduce de las deformaciones elásticas junto con la ley de Hooke, determinando la forma de la distribución de esfuerzos, y mediante las condiciones de equilibrio, se establece la relación entre los esfuerzos y las cargas; en este caso el momento flector “M” es el que produce la fuerza de compresión, “P” actuando con un brazo de palanca “e” que es la excentricidad, o sea la distancia del eje neutro de la sección, al punto de aplicación de la fuerza, o sea: $M = Pe$.

Según lo anterior:

$$f = Mc / I \quad \text{donde } M = Pe.$$

Y sustituyendo se obtiene:

$$f = Pec / I.$$

Según este criterio se calculan los esfuerzos del preesfuerzo en la vigueta:

f_{top} = Esfuerzo en la fibra superior.

$$f_{top} = - (P/A) + (Pec/I)$$

$$Fu = 28,274.33 \text{ Kg.}$$

$$A = 217.27 \text{ cm}^2.$$

$$I = 29,045.10 \text{ cm}^4.$$

$$e = 3.30 \text{ cm.}$$

$$C = 38.20 \text{ cm.}$$

$$f_{top} = -(28,274.33/217.27) + (28,274.33 \times 3.30 \times 38.20 / 29,045.10) = -7.42 \text{ Kg/cm}^2.$$

f_{bot} = Esfuerzo en la fibra inferior.

$$f_{bot} = - (P/A) - (Pec/I)$$

$$Fu = 28,274.33 \text{ Kg.}$$

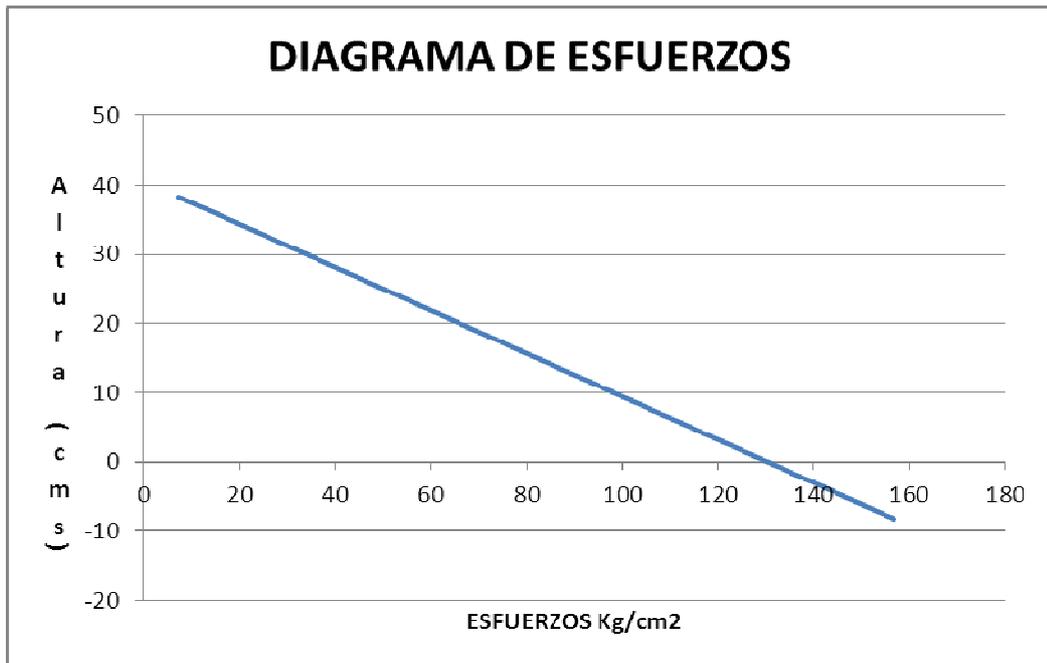
$$A = 217.27 \text{ cm}^2.$$

$$I = 29,045.10 \text{ cm}^4.$$

$$e = 3.30 \text{ cm.}$$

C = 8.30 cm.

$$f_{bot} = -(28,274.33/217.27) - (28,274.33 \times 3.30 \times 8.30 / 29,045.10) = -156.78 \text{ Kg/cm}^2.$$



NOTA Los valores positivos derivan de la determinación de signos.

X	Y
7.42	38.2
156.78	-8.3

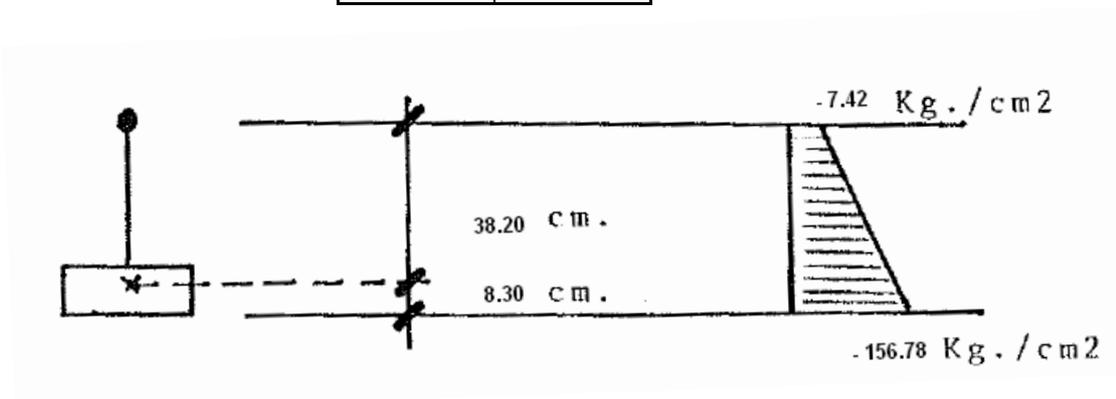


Figura 13 Diagrama de esfuerzos de la vigueta simple, bajo la influencia del preesfuerzo.

Chequeo de esfuerzos según el Código ACI 318.

$$f_c = 0.45 \times 421.84 = \mathbf{189.83 \text{ Kg/cm}^2}.$$

$$F_{bot} = -(28,274.33/217.27) - (28,274.33 \times 3.30 \times 8.30 / 29,045.10) = \mathbf{-156.78 \text{ Kg/cm}^2}.$$

$$(f_c / f_{bot}) > 1$$

$$189.83 \text{ Kg/cm}^2 / 156.78 \text{ Kg/cm}^2 = \mathbf{1.21 \text{ si chequea}}$$

D. Seguidamente se tendrá que diseñar la diagonal del joist para que la vigueta se autoporte simplemente apoyada.

Para esta vigueta se tendrá una carga distribuida $W = 50 \text{ Kg/m}$.

La fórmula para el corte es:

$$V = wl / 2.$$

$$V = ((50/100) \times 610) / 2 = \mathbf{152.50 \text{ Kg}}.$$

El caso es el siguiente:

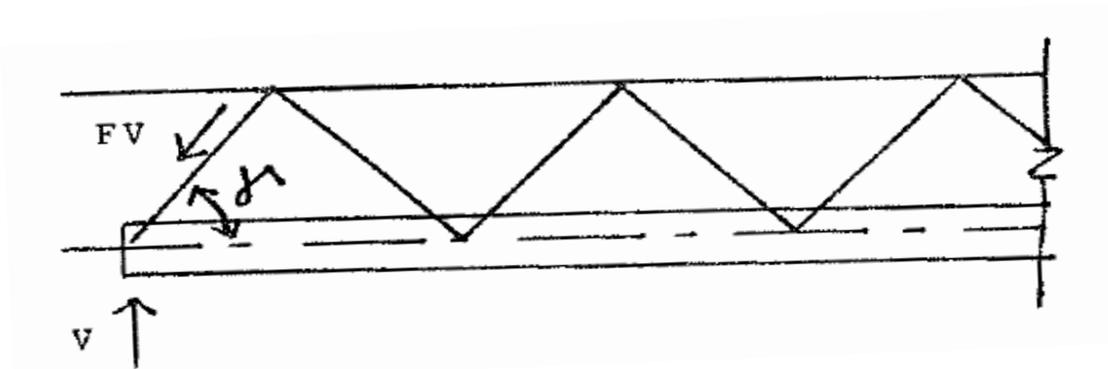


Figura 14 Ubicación de cortante, fuerza de corte y ángulos.

El ángulo a utilizar $\gamma = 41^\circ$, ya que con la utilización de este ángulo se reduce la longitud, y con esto se mejora la resistencia a la carga crítica por esbeltez, según la ley de Euler, pues el cordón superior queda sometido a esfuerzos de compresión y esto ayuda a controlar su pandeo.

Si $\gamma = 41^\circ$ y $\beta = 49^\circ$.

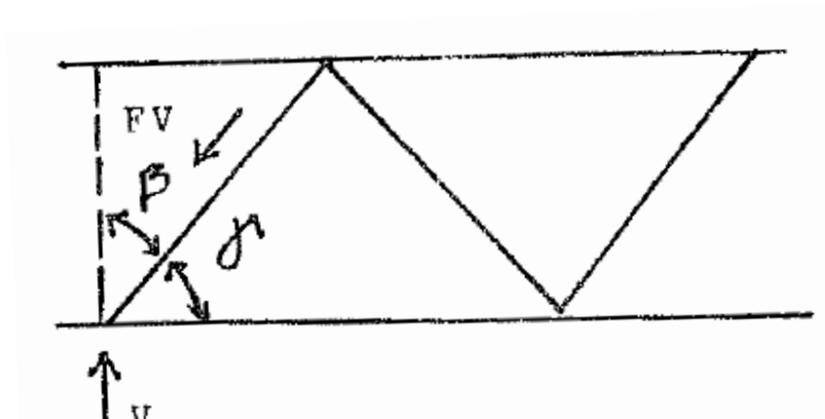


Figura 15 Ubicación de ángulos de diagonales.

$$V = \cos 41^\circ \times F_v$$

$$F_v = V / \cos 41^\circ$$

$$F_v = 152.50 / \cos 41^\circ = \mathbf{202.06 \text{ Kg.}}$$

Si se utilizara hierro de 3/8" para la diagonal del joist se obtendrá una fuerza máxima de resistencia a la ruptura de:

$$F = A_s \times f_y.$$

$$F = 0.71 \times 4218 = \mathbf{2995.08 \text{ Kg.}}$$

Como se utilizan dos diagonales la fuerza F se multiplica por dos.

$$R = 2 \times 2995.08 = 5990.152819 \text{ Kg.}$$

Para chequear si resiste se utiliza:

$$(R / F_v) > 1$$

$$5990.152819 \text{ Kg.} / 202.06 \text{ Kg.} = \mathbf{29.69 > 1 \quad \text{Si chequea}}$$

El hierro de 3/8" se puede doblar muy bien a ese ángulo del joist.

E. Chequear la deflexión de la vigueta simple, simplemente apoyada, que ocasiona el preesfuerzo (contraflecha).

CALCULANDO LA CONTRAFLECHA:

$M = P_e$ Momento preesfuerzo.

$$M = 28,274.33 \times 3.30 = 93,265.76 \text{ Kg.-cm.}$$

$$\Delta_{\max} = (5ML^2/48EI)$$

$$\Delta_{\max} = (5 \times 93,265.76 \times 610^2) / (48 \times 308,081.16 \times 29,045.10) = \mathbf{0.4 \text{ cms.}}$$

CALCULANDO LA FLECHA

$$W = 0.50 \text{ Kg / cm.}$$

$$\Delta_{\max} = (5WL^4/384EI)$$

$$\Delta_{\max} = (5 \times 0.50 \times 610^4) / (384 \times 308,081.16 \times 29,045.10) = \mathbf{0.10 \text{ cms.}}$$

Obteniendo la flecha real.

$$\Delta = 0.4 - 0.10 = \mathbf{0.30 \text{ cms.}}$$

TERCERO: Es el momento de chequear cómo funciona la vigueta apuntalada, para lo cual se propondrá los puntales a cada 2 mts. de separación.

El estado de momentos es el siguiente:

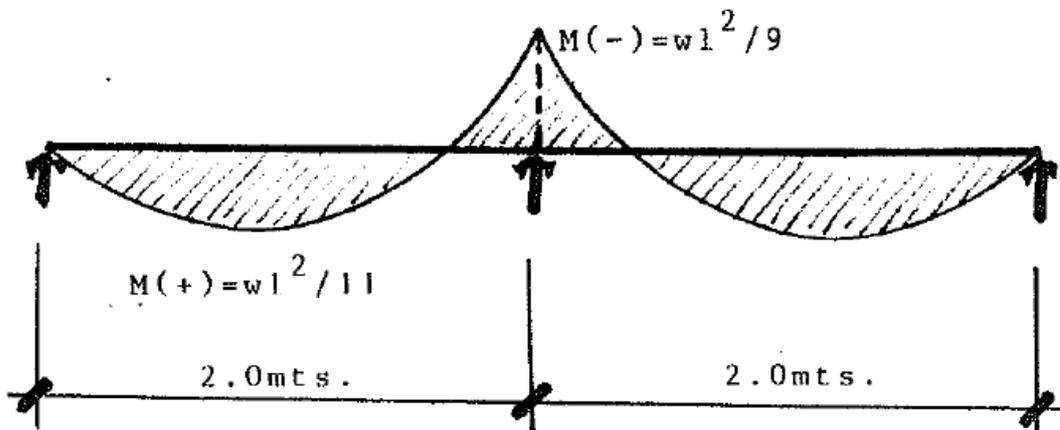


Figura 16. Diagrama de momentos por puntales.

Integrando las cargas a las cuales la vigueta será sometida durante el proceso de fundición en obra.

CARGA MUERTA

Peso de la Bovedilla..... $11 / 0.20 = 55 \text{ Kg / mt.}$

Peso de fundición

Losa..... $0.07 \times 0.68 \times 2,400 = 114.24 \text{ Kg / mt.}$

Complemento nervio..... $0.16 \times 0.33 \times 2,400 = \underline{126.72 \text{ Kg / mt.}}$

240.96 Kg / mt.

Peso Propio $= 50.00 \text{ Kg / mt.}$

RESUMEN

Bovedilla = 55 Kg / mt

Fundición = 240.96 Kg / mt

Peso propio = 50 Kg / mt

TOTAL 345.96 Kg / mt

CARGA VIVA DE TRABAJO EN OBRA (trabajadores y Equipo)

C.V. = 100 Kg / mt^2 .

C.V. = $100 \times 0.68 = \mathbf{68 \text{ Kg / mt.}}$

SOBRECARGA TOTAL DE FUNDICION EN OBRA

S.C.T. = C.M. + C.V.

S.C.T. = $345.96 + 68 = \mathbf{413.96 \text{ Kg / mt.}}$

Según el estado de momentos de la figura anterior:

$M_{(+)} = W L^2 / 11 = 4.14 \times 610^2 / 11 = \mathbf{15,053 \text{ Kg.-cm.}}$

$M_{(-)} = W L^2 / 9 = 4.14 \times 610^2 / 9 = \mathbf{18,398 \text{ Kg.-cm}}$

A continuación se obtienen los esfuerzos en la fibra superior e inferior.

NEGATIVO (En primer apoyo interior)

$$f = (+/-) (Mc / I)$$

$$f_{top} = + (18,398 \times 38.20) / 29,045.10 = \mathbf{24.20 \text{ Kg./cm}^2}.$$

$$f_{bot} = - (18,398 \times 8.30) / 29,045.10 = \mathbf{- 5.26 \text{ Kg./cm}^2}.$$

POSITIVO (al centro del primer claro extremo)

$$f_{top} = - (15,054.53 \times 38.20) / 29,045.10 = \mathbf{-19.80 \text{ Kg./cm}^2}.$$

$$F_{bot} = - (15,054.53 \times 8.30) / 29,045.10 = \mathbf{4.30 \text{ Kg./cm}^2}.$$

Chequeando los esfuerzos contra los del preesfuerzo se obtiene la siguiente grafica con sus respectivos resultados.

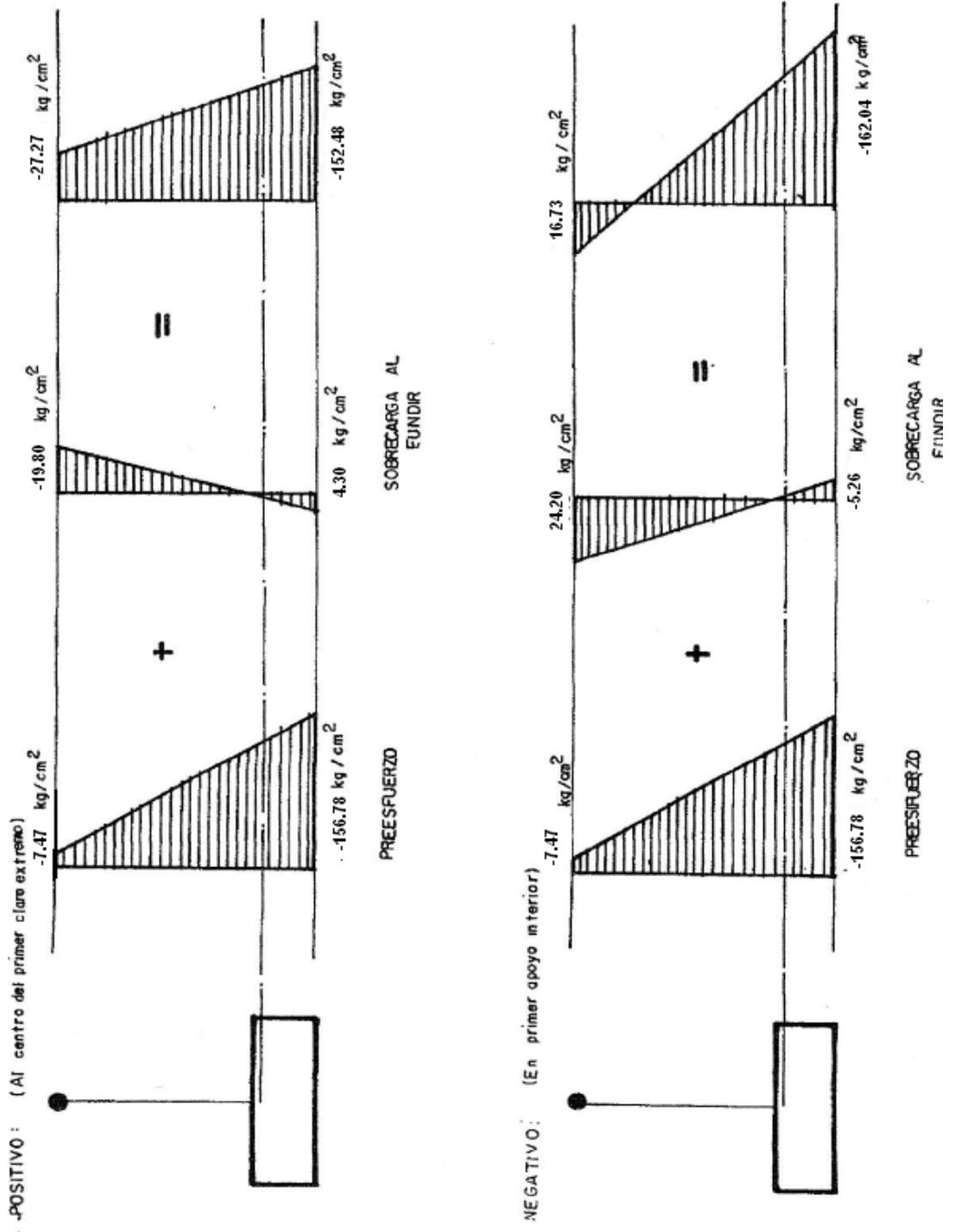


Figura 17. Chequeo de esfuerzos en las fibras contra los de preesfuerzo

$0.45 f'c >$ Los Esfuerzos resultantes

$189.83 \text{ Kg} / \text{cm}^2 >$ Los Esfuerzos resultantes. **Si Chequea.**

El cordón superior será esforzado a $50 \text{ Kg} / \text{cm}^2$. Tanto a tensión como a compresión, y su f_y es igual $2810 \text{ Kg} / \text{cm}^2$, lo cual indica que soporta perfectamente bien los esfuerzos de trabajo.

CHEQUEO DE CORTE AL FUNDIR

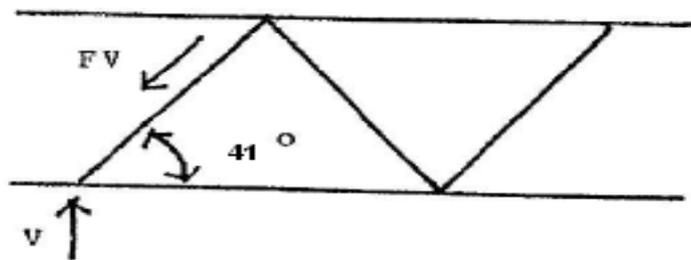


Figura 18 Ubicación de fuerzas para el corte.

Cortante al fundir.

$$V = W L / 2 = 4.14 \text{ Kg} / \text{cm} \times 200 / 2 = \mathbf{413.96 \text{ Kg.}}$$

Fuerza cortante al fundir.

$$FV = V / \cos 41^\circ = 413.96 / \cos 41^\circ = \mathbf{548.50 \text{ Kg.}}$$

Determinar el área de la varilla requerida para soportar esta fuerza con el valor de f_y del acero.

Se probara con hierro de 3/8"

$$R = 2,995.78 \times 2 = 5,989.56 \text{ Kg.}$$

$$FV = 548.50 \text{ Kg.}$$

$$R / FV > 1 \quad 5,989.56 / 548.50 = 10.92 > 1 \quad \mathbf{\text{si chequea.}}$$

CUARTO: Ya que la vigueta se soporta así misma, y soporta la carga de trabajo en obra se tiene que chequear su funcionamiento a sección mixta.

A. Determinando la inercia de la sección compuesta transformando el concreto de 421.84 Kg/cm^2 . Con un factor de equivalencia del concreto $n = 0.82$.

OBTENIENDO EL CENTROIDE.

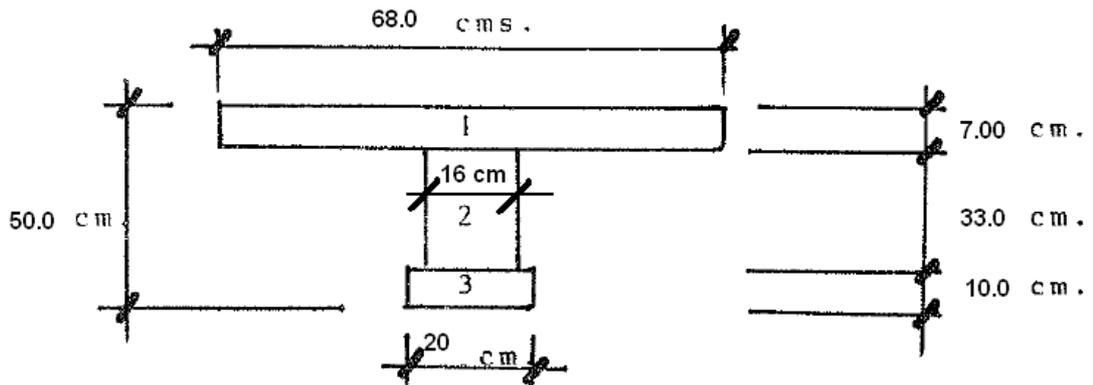


Figura 19. Sección compuesta

Tabla 3.2. Calculo de centroide seccion compuesta

FIGURA	AREA (cm ²)	BRAZO (cm)	MOMENTO
1	388.65	46.5	18,072.34
2	431.11	26.5	11,424.42
3	200.00	5	1,000.00
TOTAL	1019.76		30,496.76

$$C = 30,496.76 / 1,019.76 = 29.91 \text{ cms.}$$

$$e_{\text{pastilla}} = 29.91 - 5 = 24.91 \text{ cms}$$

$$e_{\text{cordon}} = 46.5 - 29.91 = 16.59 \text{ cms}$$

$$I_c = 1/12 (20 \times 10^3) + (200 \times 24.91) + 1/12 (13.12 \times 33^3) + (431.11 \times 3.41^2) + 1/12 (55.76 \times 7^3) + (388.65 \times 16.59^2) = 278,459.56 \text{ cms}^4.$$

B. Obtener el momento que actuara sobre cada vigueta por el peso propio en sí de la losa y el nervio que conforma la sección compuesta endurecida.

Como la vigueta compuesta tiene restricción al giro, se considera semi-empotrada y esto justifica que se use un momento de la siguiente magnitud como promedio.

$$M = W L^2 / 10$$

- Momento por peso propio de la vigueta simple.

$$M = (50/100) \times 610^2 / 10 = \mathbf{18,605.00 \text{ Kg} - \text{cm.}}$$

- Momento por carga de peso propio conformado por la fundición y bovedilla.

$$W = 345.96 - 50 = \mathbf{295.96 \text{ Kg} / \text{mt.}}$$

Entonces.

$$M = (295.96 / 100) \times 610^2 / 10 = \mathbf{110,127.00 \text{ Kg} - \text{cm.}}$$

- Obteniendo los esfuerzos máximos por flexión.

$$f = Mc / I$$

Para la vigueta simple.

$$f_{\text{top simple}} = -(18,605 \times 38,20) / 278,459.56 = \mathbf{-24.47 \text{ Kg} / \text{cm}^2.}$$

$$f_{\text{bot simple}} = (18,605 \times 8.30) / 278,459.56 = \mathbf{5.32 \text{ Kg} / \text{cm}^2.}$$

Para la sección compuesta.

$$F_{\text{top comp}} = -(110,127 \times 20.09) / 278,459.56 = \mathbf{-7.95 \text{ Kg} / \text{cm}^2.}$$

$$F_{\text{bot comp}} = (110,127 \times 29.91) / 278,459.56 = \mathbf{11.829 \text{ Kg} / \text{cm}^2.}$$

C. Se realiza el diagrama de los estados de esfuerzos por peso propio de la sección compuesta y lo obtenido en la sección simple para obtener la pauta de lo que se tiene de esfuerzo disponible para utilizarlo en carga viva y carga muerta sobrepuesta.

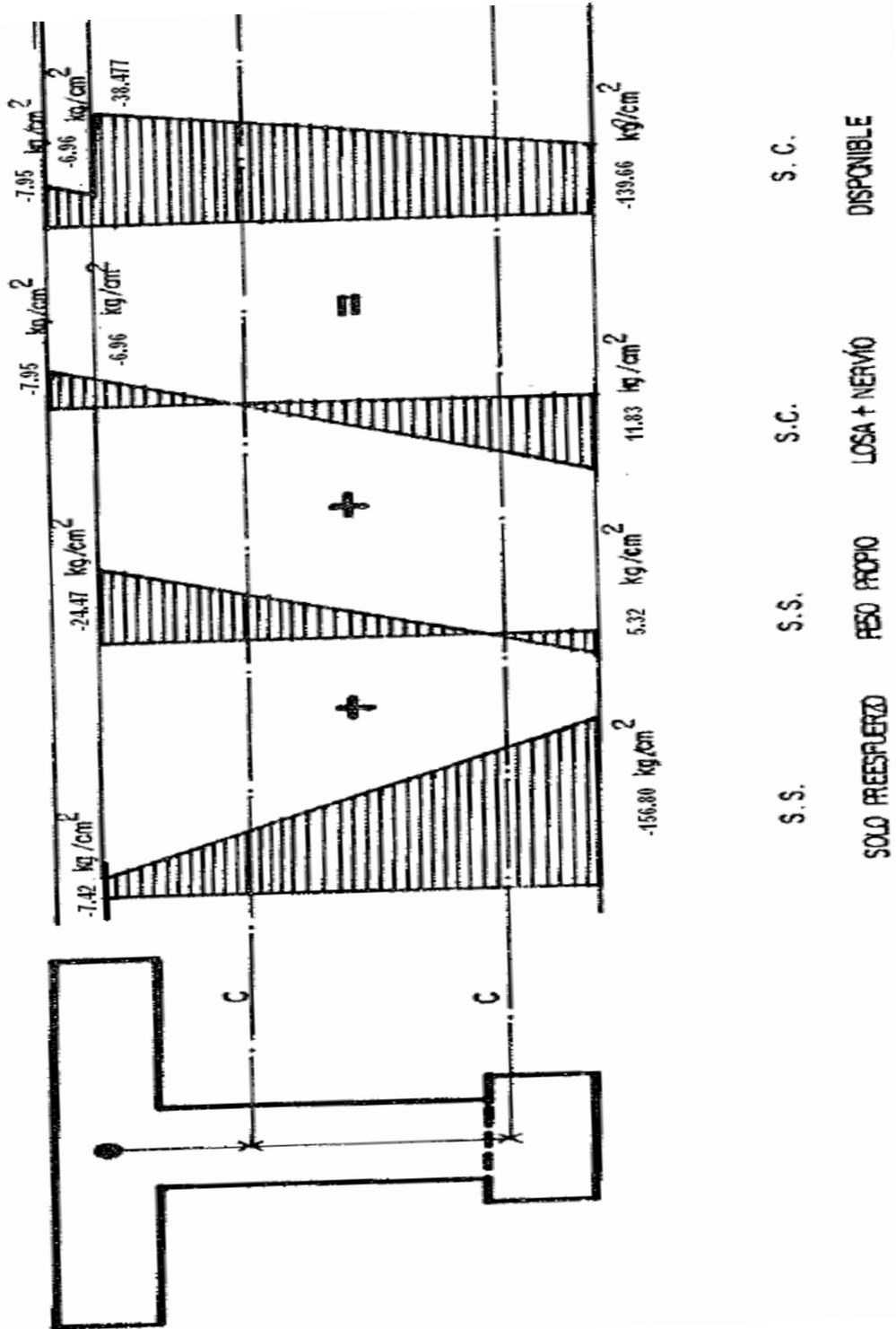


Figura 20. Estado de esfuerzos disponibles.

D. A continuación se analiza la máxima carga que soporta a deflexión, pues a una luz de 6.10 mts., la diferencia puede ser crítica y podría ser limitante de carga.

SIMPLEMENTE APOYADA:

$$\Delta_{\max} = (5L^2 / (48 E I)) \times (W l^2 / 8)$$

Como nuestro momento es para semi-empotrado se asumirá como una aproximación con vigueta semi-empotrada.

$$\Delta_{\max} = (5 W L^4) / (480 E I)$$

$$W = 295.96 \text{ Kg / mt.}$$

$$E = 15,000 \sqrt{421.84} = 308,081.16 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$I = 278,459.56 \text{ cm}^4.$$

$$\Delta_{pp} = (5 \times 2.9596 \times 610^4) / (480 \times 308,081.16 \times 278,459.56) = \mathbf{0.05 \text{ cms.}}$$

Comparamos esta con la flecha real de la vigueta simple.

$$\text{Flecha real} = 0.30 \text{ cms.}$$

$$\Delta_{pp} = 0.05 - 0.30 = \mathbf{-0.25 \text{ cms. Por debajo de la horizontal.}}$$

Esta deflexión de -0.25 cms. sería la deflexión que quedaría después de endurecido el concreto y retirados los parales de apuntalamiento provisional y podría ser eliminado si se eleva el apoyo en la misma magnitud antes de fundir la losa en obra.

$$\Delta_{\max \text{ permisible será}} = L / 480.$$

$$\Delta_{\max \text{ permisible será}} = 610 / 480 = \mathbf{1.27 \text{ cms.}}$$

Entonces el margen que se dispone para sobrecarga es:

$$\Delta_{s.c.} = 1.27 - (-0.25) = \mathbf{1.52 \text{ cms.}}$$

$$W_{s.c.} = (\Delta_{s.c.} \times 480 \times E \times I) / (5 \times L^4)$$

$$W_{s.c.} = 1.52 \times 480 \times 308,081.16 \times 278,459.56 / 5 \times 610^4 = \mathbf{90.67 \text{ Kg / cm.}}$$

$$W_{s.c.} = 9,067.13 \text{ Kg / mt.}$$

$$W_{s.c.} = (9,067.13 \text{ Kg / mt.}) \times 1.47 = \mathbf{13,333.69 \text{ Kg / mt}^2}.$$

E. Ahora se calcula la máxima capacidad de resistencia a flexión que tiene la sección compuesta.

El remanente de esfuerzo que se puede utilizar es:

$$f = -139.66 \text{ Kg} / \text{cm}^2. \text{ (Inferior).}$$

$$f = Mc / I \quad M = fl / c$$

$$M = (139.66 \times 278,459.56) / 29.91 = \mathbf{1,300,214.46 \text{ Kg-cm.}}$$

$$M = 13002.14 \text{ Kg.-m} / 1.33 = \mathbf{9776.05 \text{ Kg.-m}}$$

$$M = WL^2 / 10 \quad W = 10M / L^2$$

$$W = (10 \times 1,300,214.46) / 610^2 = \mathbf{34.9426 \text{ Kg./cm}}$$

$$W = 3,494.26 \text{ Kg./m} \times 1.47 = \mathbf{5138.62 \text{ Kg./mt}^2}.$$

Ver estado de esfuerzos en la siguiente página.

ESTADO FINAL DE ESFUERZO POR FLEXION

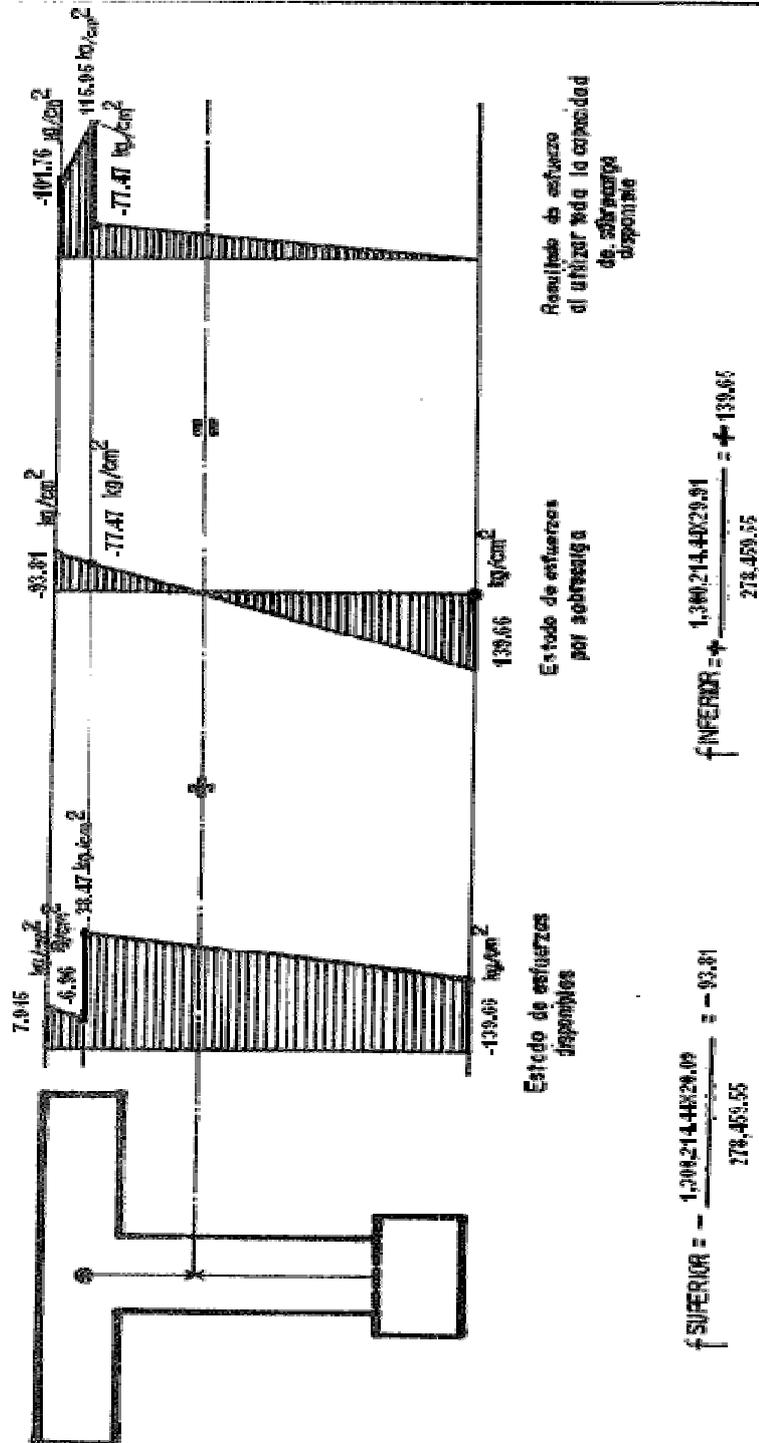


Figura 21. Estado final de esfuerzos por flexion.

F. Chequear la resistencia al corte de la sección:

- Tomaremos la siguiente fórmula para el corte resistente.

$$V = \emptyset \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$f'c = 421.84 \text{ kg/cm}^2.$$

$$b = 16 \text{ cms}$$

$$d = 50 \text{ cms.}$$

$$V = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{421.84} \times 16 \times 50 \times 0.82 = \mathbf{6,043.85 \text{ Kg.}}$$

Corte actuante por peso propio:

$$V_{p.p.} = W L / 2$$

$$W = 345.96 \text{ Kg / mt.}$$

$$V_{p.p.} = (345.96/100) \times 610 / 2 = \mathbf{1,055.18 \text{ Kg.}}$$

Remanente de capacidad a corte que se dispone:

$$V_{s.c.} = 6,043.85 - 1,055.18 = \mathbf{4,988.67 \text{ Kg.}}$$

$$\text{Como } V = W L / 2 \quad W = 2V / L$$

$$W = 2 \times 4,988.67 / 610 = 16.37 \text{ Kg / cm}$$

$$W = \mathbf{1,635.63 \text{ Kg / mt.}}$$

$$W_{s.c.} = 1,635.63 / 0.68 = \mathbf{2,405.34 \text{ Kg./mt}^2}.$$

RESISTENCIA MAXIMA DE SOBRECARGA.

Tabla 3.3. Resumen de sobrecargas permisibles

DEFLEXION	FLEXION	CORTE
13,333.69 Kg / mt ²	5,138.62 Kg / mt ²	2,405.34 Kg / mt ²
31,708.62 Kg - mt	9,776.05 Kg – mt.	4,988.67 Kg.

Como se puede observar manda el CORTE pudiendo utilizar una sobrecarga máxima de 2,405.34 Kg / mt².

La vigueta que a continuación se presenta es para una losa semi-prefabricada en la cual se puede observar toda la tipología que lleva un armado de este tipo.

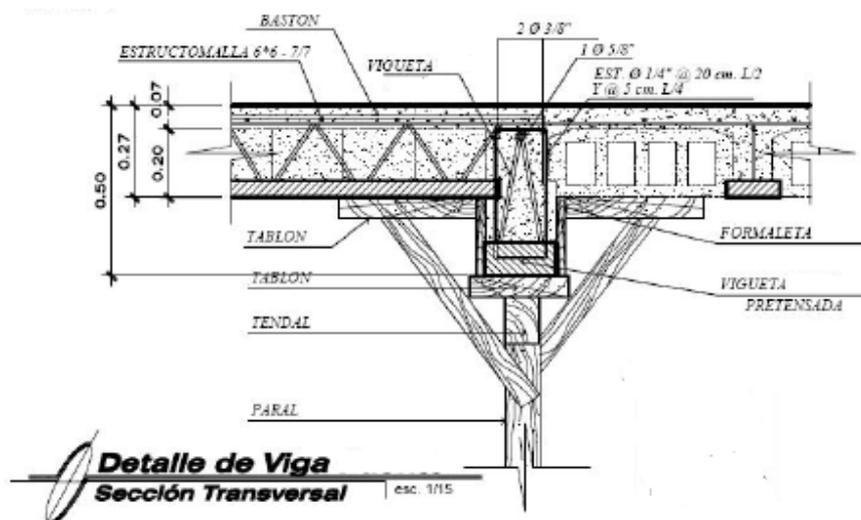


Figura 22. Configuración de la vigueta final.

A continuación se presenta una forma en que la empresa que fabrica las viguetas presenta su memoria de cálculo, la cual fue comparada con la elaborada paso a paso anteriormente y los resultados fueron exactamente los mismos.

Por lo que es una buena opción para presentar la memoria de cálculo de una vigueta pretensada.

MEMORIA DE CALCULO PRE-ESFUERZO

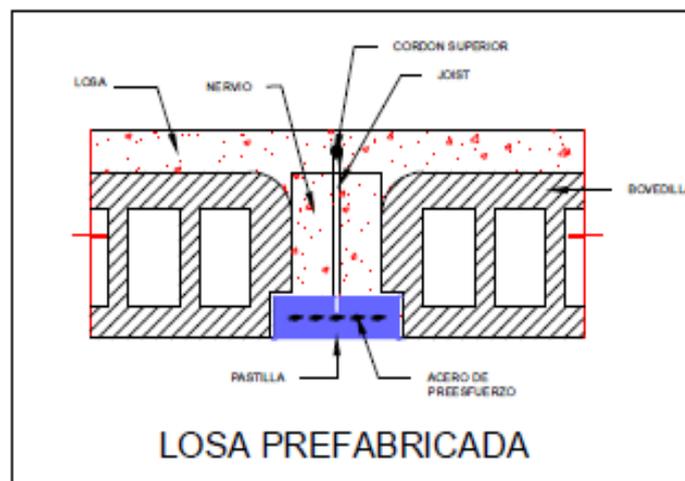
DATOS INICIALES

ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

Resistencia del Acero Dúctil:	60,000 PSI	4,218.42 Kg./cm ²
Resistencia del Acero de Preesfuerzo:	250,000 PSI	17,576.74 Kg./cm ²
Resistencia del Concreto en la Pastilla (f _c):	6000 PSI	421.84 Kg./cm ²
Resistencia del Concreto en el Nervio (f _{c2}):	4000 PSI	281.23 Kg./cm ²
Resistencia del Concreto en la Losa (f _{c3}):	3000 PSI	210.92 Kg./cm ²
Esfuerzo a la Ruptura, f _s del Preesfuerzo:	227573.49 PSI	16,000.00 Kg./cm ²
Modulo de Elasticidad del Acero:	2.99E+07 PSI	2.10E+06 Kg./cm ²
Modulo de Elasticidad del Concreto en la Pastilla	4.415E+06 PSI	3.081E+05 Kg./cm ²
Modulo de Elasticidad del Concreto en el Nervio	3.605E+06 PSI	2.515E+05 Kg./cm ²

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

a) $f_c \leq 0.45(f_c)$	Esfuerzo fibra extrema en compresión.	189.83 Kg./cm ²
b) $f_t \leq 1.60(\text{raiz}(f_c))$	Esfuerzo fibra extrema en tensión.	32.86 Kg./cm ²
c) $f_{ci} \leq 0.60(f_c)$	Compresión durante la transferencia.	253.11 Kg./cm ²



GEOMETRÍA DEL DISEÑO

Ingrese el NUMERO de viguetas para el análisis de la VIGUETA EQUIVALENTE	1
Ingrese el NUMERO de bovedillas para el análisis de la VIGUETA EQUIVALENTE	1
Ingrese el PESO por bovedilla para el análisis de la sobrecarga	11 Kg.

PASTILLA

BASE	b=	0.2 m
ALTURA	h=	0.10 m
ÁREA	A=	0.02 m ²

VIGUETA

LUZ	L=	6.10 m	
PERALTE FINAL	P=	0.50 m	
P EFECTIVO	H=	0.465 m	
PREESFUERZO	N=	15.00 Unidades	# de alambres de Preesfuerzo
DIÁMETRO N	O=	0.005 m	Diámetro de los alambres de preesfuerzo
ÁREA N	An=	1.96E-05 m ²	Área de un alambre de preesfuerzo
ÁREA P	Ap=	2.95E-04 m ²	Área total del preesfuerzo
CORDÓN	Co=	2 Unidad	
DIÁMETRO C	D=	0.500 plg	0.0127 m Diam. cordón superior
ÁREA C	Ac=	0.000127 m ²	Área de un diámetro del cordón superior
ÁREA TOTAL C	Atc=	0.000253 m ²	Área total del cordón superior

LOSA Y NERVIO

h LOSA	h losa=	0.07 m	Espesor de losa a fundir (Topin)
b LOSA	b losa=	0.680 m	Ancho de la losa superior a fundir
b Nervio	bn=	0.16 m	Ancho del Nervio a fundir
h Nervio	hn=	0.33 m	Altura del nervio a fundir
Luz de Puntales	Lap=	2.00 m	distancia entre puntales al fundir

CALCULOS PRIMARIOS

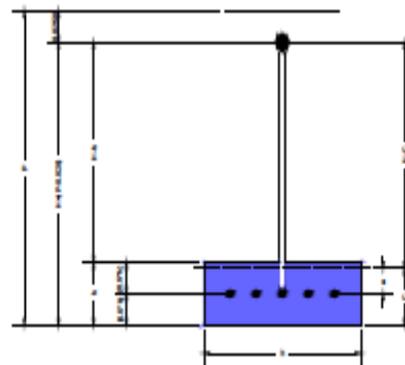
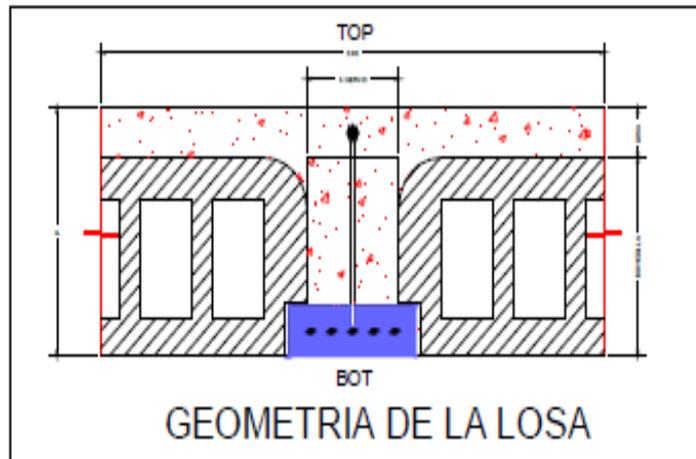
% PREESFUERZO		80%
FUERZA INICIAL AL 80%	Fsi=	12,800.00 Kg./cm ²
FUERZA DE TRANSFERENCIA	Ft=	2,513.27 Kg.
FUERZA DE TRANSFERENCIA TOTAL	Ft total=	37,699.11 Kg.
MODULO DE ELASTICIDAD EQUIVALENTE	n=	6.82
ÁREA EQUIVALENTE DEL CORDÓN	AeqC=	17.27 cm ²
ÁREA TOTAL RESISTENTE	AtoR=	217.27 cm ²
ESFUERZO DE COMPRESIÓN INICIAL	fci=	173.51 Kg./cm ²

VERIFICACION DE LA CONDICION DE LA ACI $f_{ci} \leq 0.60f_c$

60% DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DE LA PASTILLA	$0.60f_c=$	253.11 Kg./cm ²
ESFUERZO DE COMPRESIÓN INICIAL	fci=	173.51 Kg./cm ²
ESTE RESULTADO DEBE SER MAYOR QUE UNO		1.46

1|Según la especificación, el esfuerzo de compresión inicial

SI CHEQUEA



CENTROIDE, EXCENTRICIDAD E INERCIA

FIG	AREA (cm ²)	BRAZO (cm)	Momento (cm ³)
1	200	5	1000.00
2	17.27	46.5	803.03
total	217.27	total	1803.03

<p>CENTROIDE EXCENTRICIDAD e AL CORDÓN INERCIA</p>	<p>C= 8.30 cm e= 3.30 cm ex= 38.20 cm I= 29045.1 cm⁴</p>	<p>(medido a partir de la base)</p>
--	---	-------------------------------------

DISEÑO DEL AUTOSOPORTE

TENSION Y COMPRESION

DETERMINACIÓN DE SIGNOS: (+) TENSION (-) COMPRESION

FUERZA ÚTIL

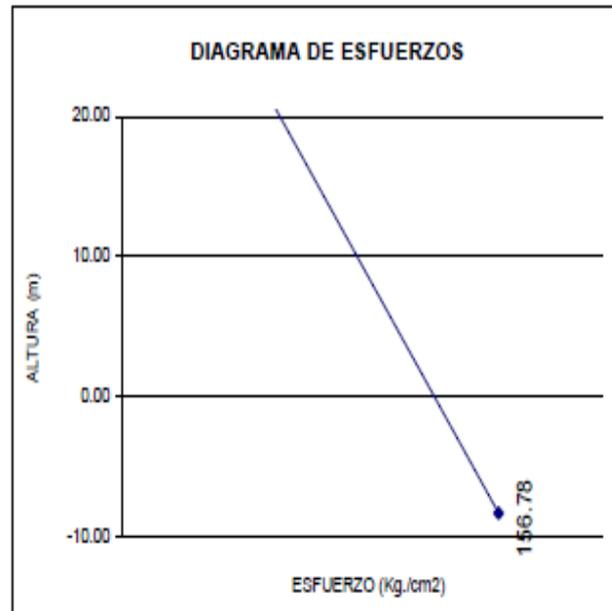
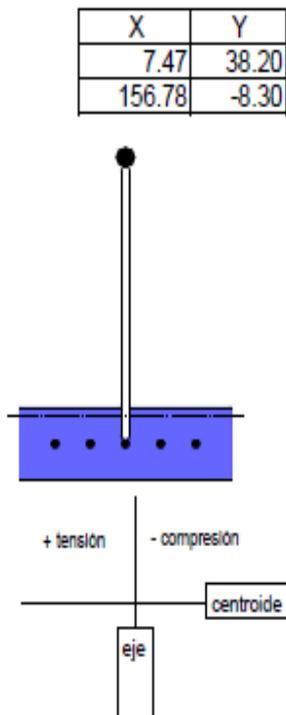
FU= 28274.33 Kg.

ESFUERZO FIBRA SUPERIOR

f top= -7.47 Kg./cm²

ESFUERZO FIBRA INFERIOR

f bot= -156.78 Kg./cm²



NOTA: Los valores positivos, derivan de la determinación de signos

VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LA ACI $f_c \leq 0.45f_c$

45% DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA PASTILLA

0.45f_c= -189.83 Kg./cm²

ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN FIBRA EXTREMA

f bot= -156.78 Kg./cm²

ESTE RESULTADO DEBE SER MAYOR QUE UNO

1.21

2	Según la especificación, el esfuerzo en la fibra extrema	SI CHEQUEA
---	--	------------

DETERMINAR CORTE POR PESO PROPIO Y 1er DISEÑO DE JOIST

CARGA DISTRIBUIDA	W=	50.00	Kg./m
CORTE	V=	152.50	Kg.
ANGULO EN JOIST	T=	41.00	GRA
FUERZA VERTICAL	Fv=	202.06	Kg.

CONDICIÓN DE REFUERZO

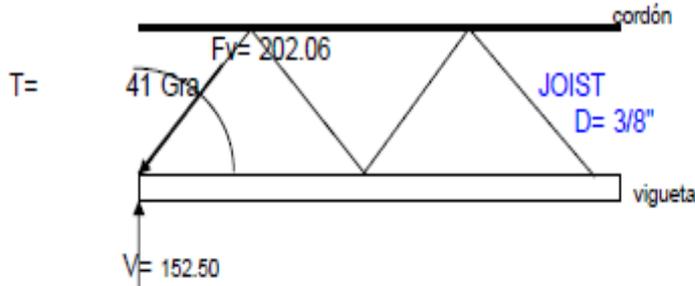
EL VALOR DE Fv DEBE SER MENOR QUE EL VALOR DE R ESCOGIDO

Valores de R en función a D			
No.	D	As	R
2	1/4"	0.31	1307.71 Kg.
3	3/8"	0.71	2995.08 Kg.
4	1/2"	1.27	5357.39 Kg.

PARA ESTE CALCULO, EL D ESCOGIDO ES
 LA RESISTENCIA DE DICHO DIÁMETRO ES
 LA FUERZA VERTICAL ES DE
 EL PRESENTE VALOR DEBE SER MAYOR QUE UNO

D=	3/8" plg
R=	5990.152819 Kg.
Fv=	202.06 Kg.
	29.64

3 Según la especificación, el diámetro de hierro para el joist SI CHEQUEA



CONTRAFLECHA Y FLECHA

MOMENTO DEL PREESFUERZO	M=	93265.76	Kg.-cm
DEFORMACIÓN MÁXIMA TOP	df top=	0.40	cm
DEFORMACIÓN MÁXIMA BOT	df bot=	0.10	cm
FLECHA REAL	Flecha=	0.30	cm

DISEÑO DE VIGUETA AL FUNDIR LA LOSA

SOBRECARGA AL FUNDIR

PESO DE LA LOSA	losa=	114.24 Kg./m
PESO DEL NERVIO	nervio=	126.72 Kg./m
PESO DE LA BOVEDILLA	bovedilla=	55.00 Kg./m
PESO PROPIO	W=	50.00 Kg./m
PESO TOTAL CARGA MUERTA	CM=	345.96 Kg./m
PESO DE OBREROS Y EQUIPO	CV=	68.00 Kg./m
TOTAL DE SOBRE CARGA	SCT=	413.96 Kg./m

FUNCIONAMIENTO DE VIGUETAS APUNTALADAS

MOMENTO POSITIVO	M(+)=	150.53 Kg.-m
MOMENTO NEGATIVO	M(-)=	183.98 Kg.-m

ESFUERZO POSITIVO	f top=	-19.80 Kg./cm ²
	f bot=	4.30 Kg./cm ²

ESFUERZO NEGATIVO	f' top=	24.20 Kg./cm ²
	f' bot=	-5.26 Kg./cm ²

VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LA ACI $f_c \leq 0.45f_c$

f	+	f	=	ESFUERZO
		POSITIVO		
-7.47	+	f top -19.80	=	-27.27 Kg./cm ²
-156.78	+	f bot 4.30	=	-152.48 Kg./cm ²
		NEGATIVO		
-7.47	+	f' top 24.20	=	16.73 Kg./cm ²
-156.78	+	f' bot -5.26	=	-162.04 Kg./cm ²
				} $\leq 0.45f_c = 189.83$
4	Los esfuerzos en la vigueta con sobrecargas aplicadas,			SI CHEQUEA

VERIFICACIÓN DEL CORDÓN SUPERIOR AL FUNDIR

f top	-27.27	Kg./cm ²	≤ 2810 Kg./cm ²
f' top	16.73	Kg./cm ²	

5	El cordón superior al momento de fundir	SI CHEQUEA
---	---	------------

ESFUERZOS POR PESO PROPIO DE SECCIÓN SIMPLE Y COMPUESTA

MOMENTO SIMPLE	Msimp=	186.05 Kg.-m
MOMENTO COMPUESTO	Mcomp=	1101.27 Kg.-m

VIGUETA SIMPLE peso propio

ftopsim=	-24.4702 Kg./cm ²
fbotsim=	5.32 Kg./cm ²

VIGUETA COMPUESTA nervio + losa

ftopco=	-7.94699 Kg./cm ²
fbotco=	11.82729 Kg./cm ²
fibra discontinua=	-6.96 Kg./cm ²

ESFUERZO DISPONIBLE

FIBRA EXTREMA SUPERIOR	-7.95 Kg./cm ²	
CORDÓN SUPERIOR	-6.96 Kg./cm ²	-38.90 Kg./cm ²
FIBRA EXTREMA INFERIOR	-139.64 Kg./cm ²	

DEFLEXIÓN

DEFLEXIÓN VIGUETA SEMI-EMPOTRADA FLECHA REAL Sin Sobrecarga de Fundición	↓ ↑	Dy= Flecha=	0.05 cm 0.30 cm
DEFORMACIÓN Por debajo del Horizonte DEFORMACIÓN PERMISIBLE MARGEN PARA SOBRE CARGA		Delta= DeltaP= M'sct=	-0.25 cm 1.27 cm 1.52 cm
SOBRECARGA RESISTENTE POR DEFLEXIÓN SOBRECARGA RESISTENTE POR ÁREA DE LOSA		Wdfx= W'dfx=	90.67 Kg./cm 13333.69 Kg./m ²

	MOM=	42172.46705 Kg.-m
	MOM / 1.33 =	31708.62184 Kg.-m

DISEÑO DE LA VIGUETA POR FLEXION

El remanente de esfuerzo SUPERIOR que se puede utilizar es:	fsup=	-93.83 Kg./cm ²
El remanente de esfuerzo en el CORDÓN es:	fcor=	-77.48 Kg./cm ²
El remanente de esfuerzo INFERIOR que se puede utilizar es:	finf=	139.64 Kg./cm ²
El momento que resiste este esfuerzo es:	Mfx=	-1300214.46 Kg.-cm
La carga distribuida que soporta este elemento es:	Wfx=	3494.26 Kg./m
La Flexión que soporta la pastilla es de:	W'fx=	5138.62 Kg./m ²

Resultado de esfuerzos al utilizar toda la capacidad disponible:

FIBRA SUPERIOR	-101.77 Kg./cm ²	
CORDÓN	-116.38 Kg./cm ²	Este esfuerzo es absorbido por el cordón.
FIBRA INFERIOR	0.00 Kg./cm ²	

MOM=	13002.14	Kg.-m
MOM / 1.33 =	9776.05	Kg.-m

DISEÑO DE LA VIGUETA POR CORTANTE

CORTE RESISTENTE	Vres=	6043.85 Kg.
CORTE ACTUANTE	Vact=	1055.18 Kg.
REMANENTE DE CAPACIDAD		4988.68 Kg.
La carga distribuida que soporta el elemento es:	Wcr=	1635.63 Kg./m
El esfuerzo de CORTE que soporta es de:	W'cr=	2405.34 Kg./m ²

RESUMEN

LUZ DE LA VIGUETA PROPUESTA:
 PERALTE FINAL DE LA LOSA:

L= 6.10 m
 P= 50.00 cm

RESISTENCIA MAXIMA DE SOBRECARGA

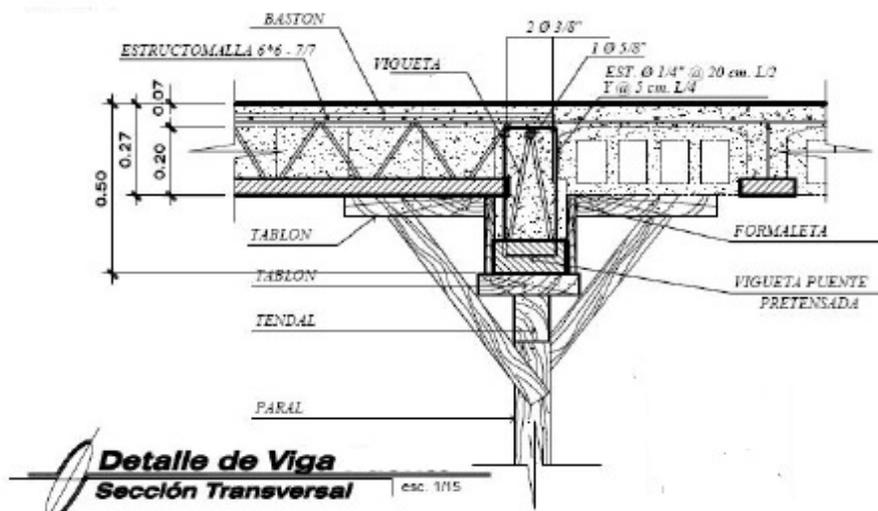
DEFLEXIÓN		FLEXION		CORTE	
13333.69	Kg./m ²	5138.62	Kg./m ²	2405.34	Kg./m ²
31708.62	Kg.-m	9776.05	Kg.-m	4988.68	Kg.

La sobrecarga máxima por CORTE es de: 2405.34 Kg./m²

1	Según la especificación, el esfuerzo de compresión inicial	SI CHEQUEA	1
2	Según la especificación, el esfuerzo en la fibra extrema	SI CHEQUEA	1
3	Según la especificación, el diámetro de hierro para el joist	SI CHEQUEA	1
4	Los esfuerzos en la vigueta con sobrecargas aplicadas,	SI CHEQUEA	1
5	El cordón superior al momento de fundir	SI CHEQUEA	1
6	Según la especificación, el diámetro de hierro para el joist	SI CHEQUEA	1

6

LA VIGUETA FUNCIONA



3.3. Comparaciones entre viga de concreto reforzado vrs. viga de concreto Pretensado.

INTEGRACION DE COSTOS DE VIGA DE CONCRETO ARMADO DE 6.15mts. DE LUZ

f`c=	280 Kg/cm ²		
f _y =	2810 Kg/cm ²		
M(+)=	8270 Kg-m		
M(-)= 20% de M(+)	1654 Kg-m		
Acero	9 qq	Q	2340
concreto	1.5 m ³	Q	1500
formaleta parales etc.	global	Q	800
mano de obra	global	Q	1900
	TOTAL	Q	6,540.00 Q

NOTA: este costo no incluye transporte.

INTEGRACION DE COSTOS DE VIGA DE CONCRETO PRETENSADO DE 6.15mts. DE LUZ

ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES		
Resistencia del Acero Dúctil:	60,000 PSI	4,218.42 Kg./cm ²
Resistencia del Acero de Preesfuerzo:	250,000 PSI	17,576.74 Kg./cm ²
Resistencia del Concreto en la Pastilla (f`c):	6000 PSI	421.84 Kg./cm ²
Resistencia del Concreto en el Nervio (f`c2):	4000 PSI	281.23 Kg./cm ²
Resistencia del Concreto en la Losa (f`c3):	3000 PSI	210.92 Kg./cm ²
Esfuerzo a la Ruptura, f`s del Preesfuerzo:	227573.49 PSI	16,000.00 Kg./cm ²
Modulo de Elasticidad del Acero:	2.99E+07 PSI	2.10E+06 Kg./cm ²
Modulo de Elasticidad del Concreto en la Pastilla	4.415E+06 PSI	3.081E+05 Kg./cm ²
Modulo de Elasticidad del Concreto en el Nervio	3.605E+06 PSI	2.515E+05 Kg./cm ²
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		
a) f ₋ <= 0.45(f`c)	Esfuerzo fibra extrema en compresión.	189.83 Kg./cm ²
b) f ₊ <= 1.60(raiz(f`c))	Esfuerzo fibra extrema en tensión.	32.86 Kg./cm ²
c) f _{ci} <= 0.60(f`c)	Compresión durante la transferencia.	253.11 Kg./cm ²

CABLE DE PREEFUERZO 5 m.m.	107.14mts	Q	155.37
6.2MTS DE JOIST 45 1/2	6.2mts.		795.15

REFUERZO A CORTE 1/4	20mts	154.4
CONCRETO	1.5mt ³	1500
FORMALETA PARALES	GLOBAL	275
MANO DE OBRA	GLOBAL	2460
	TOTAL	5,339.92 Q

NOTA: el costo no incluye transporte ni montaje.

Como se puede observar las vigas pretensadas salen aproximadamente una 20% más económicas que las vigas de concreto armado.

IV. MÉTODOS DE FABRICACIÓN DE LAS VIGUETAS DE CONCRETO PRETENSADO.

Los métodos de fabricación son los tradicionales en planta, ya que por ser de tipo pretensado debe ser la fabricación en planta, el preesfuerzo se debe realizar en un banco de preesfuerzo y eso es necesario realizarlo en un lugar con control de calidad como es una planta.

Adicional de que el control de calidad que se debe de tener en la fabricación del concreto por lo que en los siguientes temas se indicara a detalle cada uno de los pasos de fabricación.

Previo a realizar la fabricación se debe diseñar la vigueta como se realizó la memoria de cálculo para viguetas pretensadas en este caso para una vigueta de 6.15 mts. de luz.

Se hace notar que el ejemplo que se incluyó en el capítulo 3 del presente trabajo son diseños bajo el código ACI 318.

4.1. Fabricación de las vigas de concreto pretensado

Bancos de pretensado.

Los bancos de pretensado es parte medular de la planta ya que en él se realiza el preesfuerzo en cada una de las viguetas, para ello es necesario contar con un gato hidráulico, para realizar el tensado de los cables como se muestra en la fotografía, dicho gato hidráulico es de la planta es de la planta de la fábrica donde se me abrieron las puertas para poder observar la fabricación de una vigueta de 6.15 mts.



Gato Hidráulico para pretensado

A continuación se realizara una descripción de todo el proceso de fabricación de la vigueta o viga pretensada paso a paso

4.2. Armado y fundición de la vigas de concreto pretensado.

Paso No.1

Limpieza de moldes y aplicación de desencofrante el cual consiste en disolver 3Kg de grasa automotriz en 19 litros de diesel esto se aplica con una bomba de fumigar para que cuando el concreto fragüe no sea difícil el desmontaje del molde de la vigueta.



Aplicacion del desencofrante en los moldes de la vigueta.



Paso No. 2.

Corte del alambre, con la ayuda de unas cizallas, se corta el alambre de preesfuerzo. La longitud será el largo de los moldes, mas puntas suficientes en ambos extremos para poder anclarlos y tensarlos con el sistema hidráulico (gato).



Paso No. 3

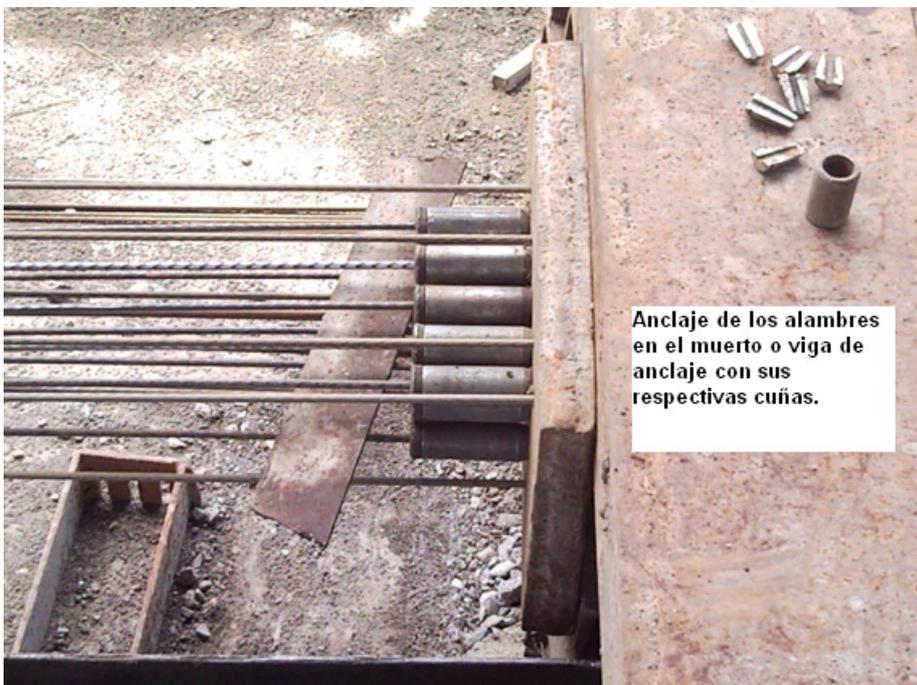
Colocación del alambre de preesfuerzo, se colocan los alambres junto a la pista de moldes. Los alambres se hacen pasar por los agujeros de los separadores que tendrá cada molde. El juego de alambres y los separadores son colocados en los moldes.



Esta actividad se deberá realizar con mucho cuidado ya que si colocamos cruzado un alambre ya que esto sería peligroso en la resistencia de la viga.

Paso No 4.

Anclaje de alambre, los alambres se hacen pasar por los agujeros de la viga de anclaje llamado muerto, y se aseguran con los barriles y cuñas. Su función es permitir el tensado e impedir que el alambre se corra cuando ha sido estirado.





Paso No.5

Tensado del alambre, con un equipo hidráulico (bomba y gato) ya sea manual o eléctrico se van estirando los alambres. Usualmente uno por uno, aunque existen equipos que lo pueden hacer de dos en dos, la carga que se está aplicando se lee en un manómetro y es dejada de aplicar cuando se llega a la carga especificada en el diseño.





Paso No. 6.

Fabricación del concreto, el proporcionamiento dependerá de los materiales de la región, por lo que es importante que se le realicen los laboratorios pertinentes para saber las propiedades de los mismos, en la fábrica de las viguetas tienen una pequeña planta donde fabrican y dosifican el concreto para las viguetas y vigas pretensadas según el diseño.



**Planta dosificadora de
concreto**

Control de mando de dosificación de agregados para el concreto.



Transporte de la mezcla de concreto



Paso No.7

Vaciado del concreto, una vez elaborado el concreto, se lleva en carretillas y es vaciado en los moldes, distribuyéndolo con la ayuda de palas.



Paso No. 8

Vibrado de concreto, para asegurar la adherencia con los alambres, el concreto debe vibrarse para que no existan cavernas en el mismo.



Paso No.9

Destensado del alambre, típicamente a las 24 horas después de fundida se pueden desencofrar las viguetas, primero se aflojan los alambres del extremo móvil de la pista.



Paso No. 10

Corte de alambre, luego con equipo de soldar se cortan los alambres para separar un tramo de vigueta de otro.



Paso No. 11

Desencofrado, con una barra de acero que se hace pasar por las asas que se dejan por la parte de arriba, se hace palanca para sacar la vigueta del molde.



Paso No.12

Traslado de la vigueta, finalmente las viguetas son llevadas a la bodega dependiendo del claro que tengan.



V. TRANSPORTE, MONTAJE Y NCLAJE DE VIGAS DE CONCRETO PRETENSADO.

5.1. Cuidados en el transporte y almacenaje de las vigas.

El transporte dentro de la planta es por medio de montacargas como se vio en la fotografía, se almacena como vigas simplemente soportadas, ya que ese será el comportamiento que tendrá cuando esté en funcionamiento.



5.2. Tipos de montajes.

5.2.1. Polipasto

Se llama **polipasto** a una máquina que se utiliza para levantar o mover una carga con una gran ventaja_mecánica, porque se necesita aplicar una fuerza mucho menor al peso que hay que mover. Lleva dos o más poleas incorporadas para minimizar el esfuerzo.

Estos mecanismos se utilizan mucho en los talleres o industrias que cargan elementos y materiales muy pesados para hacer más rápida y fácil la elevación y colocación de estas piezas en las diferentes máquinas_herramientas que hay en los talleres o almacenes, así como cargarlas y descargarlas de los camiones que las transportan.

Suelen estar sujetos a un brazo giratorio que se debe acoplar a una máquina, o pueden ser móviles guiados por rieles colocados en los techos de las naves industriales.

Los polipastos tienen varios tamaños o potencia de elevación; los pequeños se manipulan a mano y los más grandes llevan incorporados un motor eléctrico.



5.2.2. Grúas,

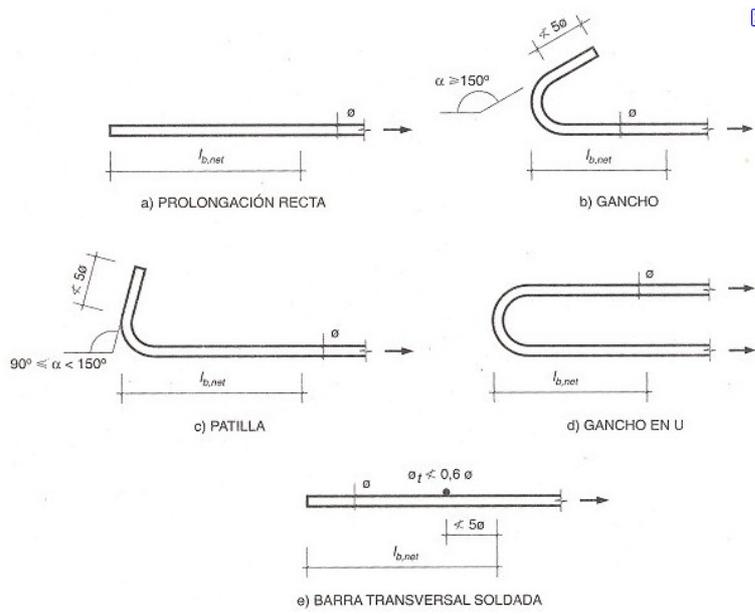
Por su movilidad se clasifican en:

1. Fijas: Son las grúas que no incorporan en su funcionamiento maniobras de traslación, es decir, la capacidad de trasladarse a sí mismas de modo autónomo por medio de rieles u otros medios.
 - Apoyadas: Son aquellas que centran su gravedad por medio de contrapesos o lastres situados en su base.
 - Empotradas: Son aquellas que centran su gravedad en el suelo por medio de un primer tramo de su mecano anclado al suelo encofrándose con hormigón en una zapata o con otros medios análogos.
- Móviles: Son aquellas que poseen capacidad de movimiento autónomo.
 - Con traslación: Por regla general por medio de rieles convenientemente situados en el suelo.
 - Trepadora: Capaces de elevarse por medio de sistemas de trepado (con cables o cremalleras) firmemente hasta el edificio que se construye.
 - Telescópica: Capaces de elevarse sobre sí mismas alargándose por medio de tramos anchos y estrechos embebidos unos sobre otros.



5.3. Anclajes:

Aquí se muestra una serie de anclajes y algunas fotografías de los anclajes posibles en una viga pretensada.





5.4. Apuntalamiento:

Esta es la fase del montaje de las vigas en las que se les da el soporte para poder realizar la fundición y como se ve en la fotografía puede ser con puntales de metal o bien de madera





VI. PROCESO DE CARGA INICIAL DE LA VIGA PARA POSTERIORMENTE PONERLA EN SERVICIO Y SU VIDA UTIL.

La vigueta deberá ser diseñada de tal forma que al ponerla en servicio se deberá cargar de tal forma que las cargas a la que se le somete no deben ser excesivas para que las deflexiones no le causen daños posteriores y que las pérdidas sean mínimas.



Puente construido con vigas pretensadas.

6.1. Comportamientos esperados de la viga después de haberla puesto en servicio.

Para cargas no excesivas el comportamiento es elástico, las deformaciones son recuperables y sensiblemente proporcionales según estudios realizados

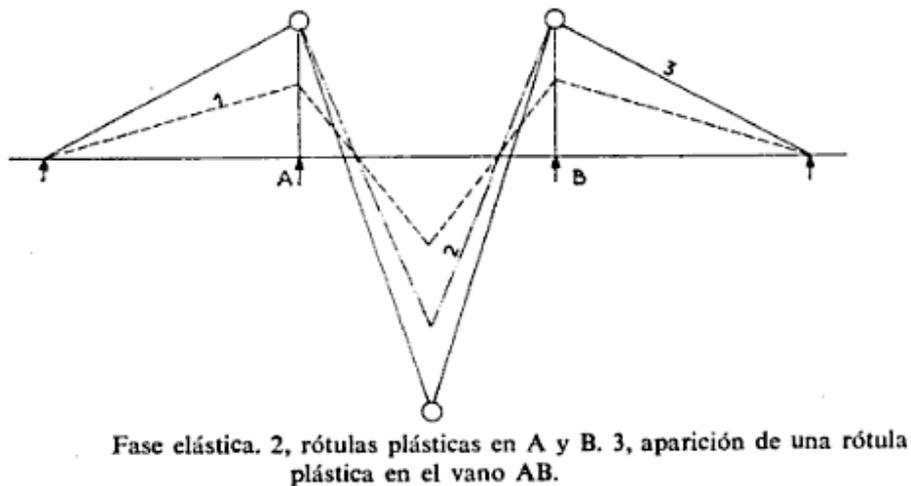
Más allá de un cierto valor, que marca el estado límite de fisuración las deformaciones crecen más rápidamente, al mismo tiempo que aparecen fisuras en las fibras extremas de la viga tensionadas por la flexión, la rigidez a la flexión disminuye.

El aplastamiento no es la causa de la rotura esta se produce porque el hormigón no es capaz de seguir el alargamiento del acero.

También es posible, en el caso de los tirantes, que aparezca la rotura frágil si la resistencia a tracción del hormigón que envuelve las armaduras.

Representan una parte suficiente de su fuerza de ruptura. En el momento de la fisuración del hormigón, el acero no puede soportar el aumento de tensión a que queda sometido, y se rompe bruscamente, los elementos que presentan tal fragilidad son peligrosos, pues no avisan su rotura.

A continuación se muestra un diagrama de rotura de una viga pretensada:



6.2. Vida útil esperada de las vigas pretensadas.

Para evaluar el comportamiento en servicio de viguetas pretensadas de cemento, es necesario ensayar estas para definir el estado actual de este tipo; evaluadas en edificaciones de entre 35 y 50 años de vida útil. Esto dio lugar en 1995 a un proyecto de investigación sobre metodologías de ensayo para la evaluación de pérdidas de pretensado en viguetas pretensadas de cemento.

Se ha considerado de interés poner en conocimiento los pocos resultados relativos a las posibles pérdidas adicionales de pretensado y algunas conclusiones para concientizar la importancia de su determinación para valorar cómo afectan principalmente al comportamiento en servicio.

Se ha establecido por medio de ensayos como medir las pérdidas, en alambres de viguetas pretensadas de concreto con una vida útil de más de 30 años.

El desconocimiento de la historia de cargas y los valores medidos, suponen una limitante.

En lo referente a la vida útil de las viguetas, se ha considerado, que cuando se diseña y fabrica bajo los más estrictos controles, la vida útil esperada puede ser mayor de los treinta años.

Lo anterior es únicamente una aproximación ya que cada vigueta tendrá condiciones diferentes dependiendo del tipo de carga a que va ser sometida.

Esto fue tomado de un trabajo de investigación llamado "APROXIMACION A LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN VIGUETAS DE CEMENTO ALUMINOSO" De. V. Alegré, T. Antonio, E. Carrasco, J.Tersan

CONCLUSIONES

1. Se elaboró un documento, en el cuál se da, el paso a paso del diseño, su fabricación y la vida útil de una vigueta pretensada de 6.15 mts. de luz.
2. Se comprobó, que el seguir paso a paso, tanto el diseño como la fabricación de la vigueta de concreto pretensado, es la mejor forma para llevar a cabo su fabricación.
3. Se proporcionó, una información actualizada, de las cualidades de los materiales a utilizar en el concreto pretensado.
4. La investigación realizada, comprobó que existen más ventajas que desventajas, utilizando el concreto pretensado en una luz de 6.15 mts. que en el concreto armado.
5. Se expuso las técnicas de preesforzar concreto y cuando utilizarlo, en las diferentes construcciones de obras civiles.
6. Se elaboró una lista de todos los materiales, tanto de concreto como de acero, que se utilizan en la construcción de viguetas de concreto pretensado.
7. Se elaboró una comparación de costos, entre una viga de concreto armado y una vigueta de concreto pretensado, en una luz de 6.15 mts, teniendo como resultado un 20% menos costo la vigueta de concreto pretensado, contra la de concreto armado.
8. Se comparó la memoria de cálculo, que utilizó la fábrica de la vigueta experimental, contra la memoria de diseño elaborada paso a paso, en el presente documento; teniendo resultados muy exactos en ambos casos.

RECOMENDACIONES

1. Al profesional interesado, en este tipo de elementos pretensados; se le recomienda que siga el diseño y fabricación, paso a paso propuesto en éste documento, para que le sea fácil la elaboración de su memoria de cálculo.
2. Se debe tomar en cuenta, todos los chequeos descritos en el documento, para que la vigueta sea satisfactoria y que pueda ser utilizada.
3. Que antes de proponer, un elemento prefabricado pretensado en una obra; se evalué el acceso al proyecto y la disponibilidad de maquinaria para el montaje.
4. Es necesario, contar con una planta para la fabricación de la vigueta pretensada, para poder aplicar las fuerzas de preesfuerzo, así como el control de calidad del concreto de la misma.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFIA

1. American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). Standard Specifications for highways and bridges (2005), 16a edition. Washington.
2. American Concrete Institute. (ACI) (2002 y 2005). Requisitos de reglamento para concreto estructural y comenario.
3. V. Alegré, T. Antonio, E. Carrasco, J.Tersan. "Aproximación a las Perdidas de Pretensado en Viguetas de Cemento Aluminoso". (2006).
4. Ing. Andrés F. Santacruz. "Concreto Preesforzado: Diseño y Construcción" (2005).
5. Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes. (2,000) Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda.
6. Héctor David Aguirre Roldan. Diseño y construcción del puente San Diego y diseño del puente de la 2ª av. Y 3ª calle de Malacatan, (1990) Trabajo de graduación Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala.

7. Ing. Jerónimo H. Herrera M. Diseño Puentes pretensados (1996), Universidad Católica de Colombia, Facultad de Ingeniería. Segunda edición.
8. José Eusebio Trujillo Orozco. Diseño de puentes (1993), Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga Colombia, Segunda edición.
9. Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. (2001) 12^a Edición, Colombia. Editorial McGraw-Hill, 738 p.
10. Temas Fundamentales del Concreto Preesforzado, (2005) Dr. Ing. Felipe de Jesús Orozco Zepeda.
11. Conceptos básicos del concreto preesforzado, Tesis (2005), Iván Forcada Quezada, Universidad Autónoma de México.
12. Diseño estructural de viguetas de concreto pretensado para la construcción de losas semi-prefabricadas Tesis (1996), Universidad de San Carlos de Guatemala, Pedro Cesar Augusto Rosito Godoy.