



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ A R A G O N ”

“ DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE PARA CAMINO, UTILIZANDO VIGAS
PREESFORZADAS DEL TIPO CAJA ”

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

RUBEN FRAGOSO ESTRELLA

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

México, D. F. 1991



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	PAGINA
CAPITULO I GENERALIDADES	
INTRODUCCION	1
MATERIALES	21
METODOS DE PRECUPADO	30
CAPITULO II FLECCION DEL TIPO DE SECCION	40
CAPITULO III PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA	50
PROYECTO DE LA LOSA	63
PROYECTO DE LAS TEJAS	68
CAPITULO IV PROCESO CONSTRUCTIVO	130
CAPITULO V PROGRAMA DE TRABAJO Y PRESUPUESTO FINAL	136
CAPITULO VI CONCLUSIONES	153

CAPITULO I

GENERALIDADES

INTRODUCCION.

Breve historia y Desarrollo del Concreto Presforzado.

Presforzado significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de carga.

El principio básico del presforzado fue aplicado quizás hace siglos, cuando se ataban cintas metálicas al rededor de las duelas de madera para formar barriles. Cuando se apretaban los cinchos, estos estaban sujetos a una fuerza de tensión que inducía una fuerza de compresión entre las duelas de madera y esto las habilitaba para resistir la tensión producida por la presión interna del líquido.

Sin embargo la primera aplicación del presfuerzo en el concreto se atribuye al ingeniero P. H. Jackson, de San Francisco California, ya que en 1865 obtuvo la patente para atar varillas de acero para la construcción de arcos y bóvedas.

Pero es hasta finales de la década de los cuarentas, cuando realmente se inició el desarrollo del concreto presforzado. Quizás impulsado por la escasez de acero que se presentó en Europa al finalizar la Segunda Guerra Mundial, esto le dio el ímpetu, debido a que requería menos acero que en el caso del concreto reforzado.

El desarrollo moderno del concreto presforzado se le acredita a Eugene Freyssinet, de Francia, quien en 1929 introdujo una importante innovación al utilizar el acero de alta resistencia para el presforzado. Esto no solo trajo una economía considerable en el acero, sino que permitió un presforzado tan alto que aun después de las pérdidas, la fuerza de tensión era suficiente para ejercer esfuerzos de compresión en el miembro. Así Freyssinet estableció la teoría del presfuerzo, su primera publicación sobre el tema, lo

intituló acertadamente "Una revolución en el arte de la construcción". ya que en verdad constituyó una revolución, muchos pensaron que era una idea novelesca que nunca alcanzaría el éxito. Sin embargo, hubo quien reconoció el futuro del concreto preesforzado, como el caso de Magnel en Bélgica, y Hoyer en Alemania, que hicieron surgir las ideas básicas de los sistemas de preesforzado.

Aunque Freyssinet también ensayó el sistema cuando el acero estaba adherido al concreto, sin anclajes en los extremos (pretensado), la primera aplicación práctica de este método fue hecha por E. Hoyer.

El sistema Hoyer consiste en estirar los alambres entre dos pilares situados a varios metros, colocando el concreto y cortando los alambres después de que haya endurecido el concreto.

En 1939, Freyssinet produjo cuñas cónicas para los anclajes de los extremos y diseñó gatos de doble acción, los cuales tensaban los alambres y después presionaban los conos machos dentro de los conos hembras para anclarlos.

En 1940, El profesor G. Magnel, desarrolló el sistema Magnel, en el cual se estiran dos alambres a la vez y se anclan con una cuña metálica simple en cada extremo. Por este tiempo el concreto preesforzado comenzó a adquirir importancia, pero es hasta 1948 cuando aparece en escena, en una época en que más se le requirió, después de la guerra. Como ya se contaban con nuevas herramientas y materiales de alta calidad, fueron los ingenieros europeos quienes encabezaron este nuevo método de construcción, captando el interés del resto del Mundo.

En Estados Unidos, se había anticipado algún uso del concreto preesforzado en la construcción de depósitos para agua, tuberías a presión y pilotes, pero es hasta 1951 cuando el preesfuerzo lineal se perfecciona en Estados Unidos, con la construcción del afamado puente Walnut Lane Bridge, en Filadelfia, E.U.

El gran desarrollo logrado por el concreto preesforzado se apoya en la aplicación del postensado a los edificios y puentes incluyendo la combinación del pretensado. Esto ha obligado a estudiar todas las posibilidades del preesfuerzo y a asimilar la

la teoría y la práctica de su diseño y detalles. Además el principio básico del preesfuerzo no se limita a las estructuras en concreto; también ha sido aplicado a la construcción con acero. Cuando se unen dos placas por remaches calientes o por pernos de alta resistencia las conexiones están altamente preesforzadas en tensión y las placas en compresión, capacitando así a las placas para soportar cargas de tensión entre ellas.

Principios Básicos del Concreto Preesforzado.

El concepto original del concreto preesforzado consistió en introducir en vigas suficiente precompresión axial para que eliminaran en el miembro sujeto a cargas externas, todos los esfuerzos de tensión que actuaran en el concreto.

Sin embargo, a medida que se ha desarrollado el conocimiento del concreto preesforzado, se ha visto que es muy restrictivo e innecesario el concepto anterior, ya que actualmente se permite que se presenten esfuerzos de tensión en el concreto. Esto se logra haciendo variar la magnitud del preesfuerzo, además puede limitarse el ancho y número de grietas, se pueden controlar la deflexión en el miembro.

En consecuencia, no solo por la mejora del comportamiento bajo la carga de servicio, por el control del agrietamiento y la deflexión, por lo que el concreto preesforzado es una muy buena alternativa, sino porque también permite la utilización de materiales de alta resistencia, pueden usarse miembros de menores dimensiones y más ligeros. Se reduce la relación de la carga muerta a la carga viva, se aumentan los claros y se amplía considerablemente las opciones de aplicación posibles del concreto, que antes hubieran sido imposibles de realizar, tanto técnicamente como económicamente.

El comportamiento de las estructuras de concreto preesforzado lo podemos entender atendiendo a dos conceptos básicos de su forma de trabajo.

PRIMERO. El preesfuerzo transformará al concreto en un material elástico.

Se le acredita a E. Freyssinet haber visualizado al concreto

preesforzado como esencialmente concreto, el cual es transformado de un material frágil en un material elástico, por la compresión que sufre. El concreto que es débil a la tensión y resistente a la compresión, se precomprime de modo que sea capaz de soportar esfuerzos de tensión.

Así es como nació el criterio de no esfuerzos de tensión. Generalmente se cree que si no hay esfuerzos de tensión en el concreto, no puede haber grietas, y que el concreto ya no es un material frágil sino que se convierte en un material elástico, con lo cual el concreto está sujeto a dos sistemas de fuerzas, el preesfuerzo interior y la carga externa.

Así cuando no hay grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debido a los dos sistemas de fuerzas se pueden considerar separadamente y suponer si es necesario.

a) Si consideramos una viga rectangular preesforzada axialmente por un tendón, producirá un esfuerzo concentrado igual a:



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

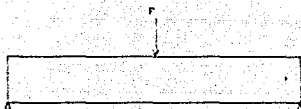
EN DONDE: F = FUERZA DE PREESFUERZO

A = AREA TRANSVERSAL DE LA SECCION

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

INTRODUCCION

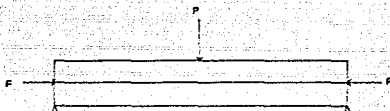
-5-



$$r = \frac{M}{I} y$$

en donde "y" es la distancia desde el eje centroidal, I el momento de inercia de la sección.

Por lo tanto la distribución de esfuerzos resultante será:



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL CENTRO DEL CLARO

$$r = - \frac{F}{A} = - \frac{M}{I} y$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LOS APOYOS

$$r = - \frac{F}{A}$$

EL SIGNO (-) COMPRESION

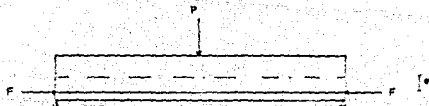
EL SIGNO (+) TENSION

b) Si consideramos una viga preesforzada con una excentricidad constante con respecto al centroide de la seccion, tendremos debido al preesfuerzo, un esfuerzo concentrado como en el caso del preesfuerzo axial más un esfuerzo excentrico, producido por el momento P_e , y los esfuerzos debido a este momento son:



$$\sigma = \frac{P \cdot a}{l} y$$

y su distribución de esfuerzos finales será:



EN EL CENTRO DEL CLARO

$$f = -\frac{F}{A} - \frac{F e}{I} y + \frac{M}{I} y$$

EN LOS APOYOS

$$f = -\frac{F}{A} - \frac{F e}{I} y$$

c) En una viga preesforzada con excentricidad variable, linealmente desde cero en los apoyos hasta un máximo en el centro del claro, se eliminarán los esfuerzos de tensión en los apoyos, que se presentaron en el caso anterior, y su distribución de esfuerzos estará dada como sigue:



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL CENTRO DEL CLARO

$$f = -\frac{F}{A} - \frac{F e}{I} y + \frac{M}{I} y$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LOS APOYOS

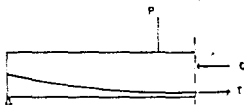
$$f = -\frac{F}{A}$$

En conclusión podemos decir que de los tres arreglos de preesforzado, la forma más eficiente de inducir los esfuerzos al concreto, es por medio de la excentricidad variable del tendón, esto se debe a que la carga produce un momento flexionante que varía linealmente a lo largo del claro, desde cero en los apoyos hasta el máximo en el centro, por lo tanto el mejor arreglo de preesforzado deberá producir un contramomento que actúe en sentido opuesto y varíe de la misma manera, esto es, se requiere una excentricidad que varíe desde cero en los apoyos hasta un máximo en el centro de la viga.

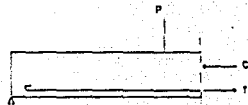
En el caso del preesfuerzo con excentricidad constante, no es muy eficiente debido a que produce un esfuerzo excéntrico a todo lo largo de la viga, lo cual generará esfuerzos no deseables de tensión en la fibra superior de los apoyos.

El preesfuerzo axial, no es muy utilizado ya que solamente produce un esfuerzo axial, ya que esta ausente el esfuerzo excéntrico al valer cero la excentricidad.

segundo: Se considera al concreto preesforzado como una combinación de acero y concreto, similar al concreto reforzado, en el que el acero se coloca para tomar la tensión y el concreto la compresión, así los dos materiales forman un par resistente contra el momento exterior.



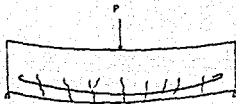
VIGA PREESFORZADA



VIGA REFORZADA

En el caso del concreto preesforzado, se utiliza el acero de alta resistencia, el cual se tendrá que alargar para utilizar su resistencia. Si el acero de alta resistencia se deja ahogado como en

el caso de refuerzo ordinario, el concreto fallara antes de que el acero desarrolle su resistencia (falla frágil). Por lo tanto es necesario estirar el acero para inducir una serie de esfuerzos y deformaciones deseables, tanto en el concreto como en el acero, que le ayuden a resistir las cargas externas.



VIGA REFORZADA ORDINARIA Y
DEFLEXION EXCESIVA



VIGA PRETENSADA SIN
ALAMBRES

Clasificación y tipos:

Las estructuras de concreto pretensado pueden clasificarse dependiendo del tipo y forma de transmitir la fuerza de pretensado al concreto.

Pretensado y Postensado.

El pretensado, como su nombre lo indica consiste en tensar los alambres de alta resistencia entre dos cabezales temporalmente, antes de colocar el concreto, después que el concreto ha alcanzado la resistencia deseada, se cortan los alambres y se transfiere el pretensado al concreto por medio de la adherencia que existe entre los alambres y el concreto.

Para el postensado, se coloca un ducto con los cables sin esforzar dentro de la cimbra, y se coloca el concreto, después que ha fraguado se comienza a estirar los cables por medio de gatos y se transfiere el esfuerzo al concreto por medio de mecanismos de anclaje colocados en los extremos de la viga.

Tendones anclados en los extremos y Tendones adheridos.

Cuando los tendones son postensados se anclan en sus extremos para transmitir el esfuerzo, por medio de artificios mecánicos.

En el caso del pretensado los tendones transmiten, su preesfuerzo al concreto unicamente por la adherencia cerca de los extremos. La efectividad de la transmisión de esfuerzos está limitada al diámetro de los cables y alambres.

Preesfuerzo Parcial y Total.

Cuando un miembro se diseña para que bajo la carga de trabajo no existan esfuerzos de tensión, se dice que la sección es completamente preesforzada.

Si se producen algunos esfuerzos de tensión en el miembro bajo la carga de trabajo, entonces se dice que es un preesfuerzo parcial. Para un preesfuerzo parcial se colocan generalmente varillas adicionales de acero común para reforzar la parte de tensión.

Actualmente la mayoría de los miembros de concreto preesforzado se realizan con un preesfuerzo parcial, ya que generalmente los miembros tendrán acero común para tomar el cortante, para las condiciones de izado, y para tomar la tensión excesiva en el miembro.

Condiciones de Carga.

Desde el momento en que se indica su existencia a través de su duración de servicio, la viga de concreto preesforzado queda realmente sometida a una gran variedad de condiciones de carga. No obstante, existen dos condiciones ideales y limitantes en la vida de una viga de concreto preesforzado que son las que interesan al diseñador que son: la condición de transferencia y la condición final (de servicio).

En la transferencia, es el momento en que la fabricación de la viga de concreto preesforzado se ha completado, la fuerza de preesforzado tiene su máxima magnitud, ya que las pérdidas aun no se han iniciado. Por otra parte, la resistencia del concreto es mínima y se encuentra abajo de la resistencia a los 28 días. En la fabricación de una viga

de concreto preesforzado es usual y deseable el preesforzado de la viga tan pronto como el concreto ha fraguado, de modo que la viga pueda removerse y que el lecho de preesforzado pueda volverse a utilizar.

La operación de preesforzado se realiza con poca frecuencia después de que el concreto ha adquirido su resistencia a los 28 días. La resistencia del concreto a la transferencia, generalmente se considera en las cercanías de 280 kg/cm^2 . Los esfuerzos admisibles en el concreto a la transferencia se proporcionan como porcentajes o funciones de la resistencia del concreto a la transferencia. Esta condición de la viga en la transferencia se denomina con frecuencia como condición de la viga antes de las pérdidas.

Inmediatamente después de la transferencia, la fuerza de preesforzado empieza a disminuir hasta que se presentan todas las pérdidas. La reducción total en la fuerza de preesforzado, se debe principalmente al acortamiento de la viga, causada por la contracción y deformación progresiva en el concreto, y el relajamiento en el acero; las pérdidas se presentan principalmente durante los primeros años después de la fabricación de la viga. Para todos los propósitos prácticos, puede suponerse que las pérdidas se han efectuado tres años después de que la viga haya sido fabricada, momento en el cual la fuerza de preesforzado tiene su valor mínimo.

Evidentemente, para el momento en que las pérdidas se han presentado, la resistencia del concreto puede considerarse en forma conservadora como f'_c , es decir, la resistencia del concreto a los 28 días. La condición de una viga de concreto preesforzado correspondiente a la fuerza de preesfuerzo mínima y la resistencia de concreto máxima se denomina condición final. (Condición de Servicio).

En las especificaciones, la condición final de la viga se considera como la condición de la viga después de las pérdidas.

Una vez que se ha alcanzado la condición final, ya no se presentan cambios en la fuerza de preesforzado. Los esfuerzos admisibles en el

INTRODUCCION

-12-

concreto correspondientes a la condición final se proporcionan como porcentajes o funciones de $f'c$.

De acuerdo con lo anterior, se podrá concluir que existen dos conjuntos de condiciones ideales y limitantes en la vida de la viga de concreto preesforzado que son: La condición a la transferencia y la condición final, ya que la viga de concreto preesforzado, además de la fuerza de preesforzado, se encuentra sometida a su peso propio, carga muerta sobrepuesta y carga móvil incluyendo el impacto, las condiciones limitantes e idealizadas de carga pueden definirse de la siguiente manera:

CONDICIONES DE CARGA IDEALIZADAS

CONDICION DE CARGA	CARGAS QUE ACTUAN	FUERZA DE PREESFORZADO	RESISTENCIA DEL CONCRETO
1	FZA DE PREESFUERZO + PESO DE LA VIGA	MAXIMA	MINIMA
2	1 + CARGA MUERTA SOBREPUESTA	MAXIMA	MINIMA
3	2 + CARGA MOVIL + IMPACTO	MAXIMA	MINIMA
4	1	MINIMA	MAXIMA
5	2	MINIMA	MAXIMA
6	3	MINIMA	MAXIMA

Las condiciones 1, 2 y 3 son temporales y corresponden a la transferencia.

La condición de carga 1 corresponde a la transferencia cuando la viga se encuentra sometida a la fuerza de preesfuerzo y a su peso propio. En esta etapa debe tenerse cuidado de que si la viga es colada y preesforzada en terreno suave sin apoyos adecuados en los extremos, puede estar ausente el momento positivo debido al peso propio de la viga; y el preesfuerzo puede producir esfuerzos excesivos de tensión en las fibras superiores de la viga presentandose la falla.

Todas las vigas de concreto preesforzado pasan por esta condición. En las vigas pretensadas esta condición resulta inmediata después de que los alambres o cordones se cortan. En la construcción postensada esta condición se obtiene de manera gradual.

La condición 2 corresponde a una viga en que actúa en la transferencia tanto el peso de la viga y el de la carga muerta sobreimpuesta. Aun cuando este caso es poco usual, existe la posibilidad en las vigas que se postensan en el lugar después de la aplicación de la carga muerta sobreimpuesta, cuando el andamiaje es lo suficientemente resistente para soportar el peso de la viga y la carga muerta sobreimpuesta.

Esta condición también se aplica a las vigas en que la carga muerta sobreimpuesta se aplica en la transferencia o inmediatamente después.

La condición de carga 3 es posible solo en la transferencia o inmediatamente después de que la viga se somete a la carga móvil o al impacto en caso de existir. Aunque esta condición puede considerarse en forma aproximada en la práctica, solamente representa un valor académico.

Las condiciones de carga de la 4 a la 6 son las condiciones de carga final.

La condición de carga 4 es posible en la viga de concreto preesforzado prefraguado si se almacena durante un tiempo antes de utilizarla o en la construcción de fraguado in situ, cuando el trabajo se interrumpe durante un periodo indefinido, lo cual permite que se presenten todas las pérdidas. Esta condición también se aplica a las estructuras que no tiene carga muerta sobreimpuesta y que han permanecido en su lugar por varios años, durante lo cual no han sido sometidas a una carga

móvil. La condición de carga 5 corresponde a todas las vigas que han estado en su lugar durante varios años soportando la carga muerta sobrepuesta, en un momento en que no se encuentran sometidas a la carga móvil (Puente vacío).

La condición de carga 6 representa la estructura totalmente cargada algún tiempo después de que la construcción se ha completado.

Puede demostrarse que las condiciones del 1 al 6, son las condiciones de carga más importantes. La condición 1 es la que siempre prevalece dentro de las tres primeras, mientras que la 6 es la que prevalece con respecto a las tres últimas condiciones.

Como se indicó anteriormente, la condición de carga 1 siempre prevalece dentro de las tres primeras condiciones de carga a la transferencia; es decir, si los esfuerzos de la viga se satisfacen en la condición de carga 1, automáticamente quedan satisfechos en las condiciones de carga 2 y 3. Esta conclusión puede lograrse fácilmente, ya que los esfuerzos admisibles en el concreto a la transferencia son principalmente para limitar los esfuerzos en la viga causados por la fuerza de preesforzado. En la condición de carga 1, el efecto de preesforzado es predominante.

De modo similar, como se indicó antes, la condición de carga 6 prevalece dentro de las tres últimas condiciones de carga. Es decir, si los esfuerzos en la viga quedan satisfechos en la condición de carga 6 quedarán automáticamente satisfechos en las condiciones 4 y 5. Esta conclusión se justifica considerando que los esfuerzos finales admisibles en el concreto tienden a limitar las cargas accionantes y en la condición de carga 6 se tiene que el efecto de las cargas que actúan es predominante.

En consecuencia, desde el punto de vista del diseñador, solo existen dos condiciones de carga que deben considerarse; es decir, las condiciones 1 y 6.

En cada condición de carga, los esfuerzos en la fibra superior e inferior deben ser iguales o menores que el esfuerzo admisible

INTRODUCCION

-15-

correspondiente en el concreto. Ya que existen dos condiciones de carga prevaletientes, existen cuatro requisitos que deben cumplirse. Estos requisitos son los siguientes:

REQUISITO 1: Para la condición de carga 1, el esfuerzo de tensión en la fibra superior debe ser igual o menor que el esfuerzo de tensión admisible a la transferencia.

REQUISITO 2: Para la condición de carga 1, el esfuerzo de compresión en la fibra inferior debe ser igual o menor que el esfuerzo de compresión admisible a la transferencia.

REQUISITO 3: Para la condición de carga 2, el esfuerzo de compresión debe ser igual o menor que el esfuerzo de compresión final admisible.

REQUISITO 4: Para la condición de carga 2, el esfuerzo de tensión en la fibra inferior debe ser igual o menor que el esfuerzo de tensión final admisible.

Los cuatro requisitos anteriores deben satisfacerse en todos los puntos de la viga.

En el desarrollo de los cuatro requisitos anteriores se ha supuesto que el centro de gravedad del acero se encuentra considerablemente abajo de la limite inferior del nucleo de la sección. Ya que cuando el centro de gravedad del acero se encuentra dentro del nucleo de la sección, el primer requisito debe satisfacerse automáticamente.

INTRODUCCION

-10-

Esfuerzos Admisibles en el Concreto
Especificaciones AASHTO

TIPO DE ESTRUCTURA	METODO DE PREFUERZO	COMPRESION	TENSION
1. - ESFUERZO ADMISIBLE A LA TRANSFERENCIA:			
VIGA DE ELEMENTO SIMPLE SIN REFUERZO NO PREFORZADO EN LA ZONA DE TENSION.	PRETENSADO	0.60 f _{ci}	0.80 $\sqrt{f'_{ci}}$
	POSTENSADO	0.55 f _{ci}	0.80 $\sqrt{f'_{ci}}$
VIGA DE ELEMENTO SIMPLE CON REFUERZO NO PREFORZADO EN LA ZONA DE TENSION.	PRETENSADO	0.60 f _{ci}	1.00 $\sqrt{f'_{ci}}$
	POSTENSADO	0.55 f _{ci}	1.00 $\sqrt{f'_{ci}}$
VIGAS DE ELEMENTO SEGMEN- MENTALES SIN REFUERZO NO PREFORZADO EN LA ZONA DE TENSION	PRETENSADO	0.60 f _{ci}	0
	POSTENSADO	0.55 f _{ci}	0
VIGAS DE ELEMENTOS SEGM- MENTALES CON REFUERZO NO PREFORZADO EN LA ZONA DE TENSION	PRETENSADO	0.60 f _{ci}	0.80 $\sqrt{f'_{ci}}$
	POSTENSADO	0.55 f _{ci}	0.80 $\sqrt{f'_{ci}}$
2. - ESFUERZOS ADMISIBLES BAJO LA CARGA DE SERVICIO, DESPUES QUE SE HAN PRESENTADO LAS PERDIDAS			
VIGA DE ELEMENTO SIMPLE SIN REFUERZO NO PREF- FORZADO EN LA ZONA DE TENSION.	PRETENSADO	0.40 f _c	0
	POSTENSADO	0.40 f _c	0

INTRODUCCION

-17-

VIGA DE ELEMENTO SIMPLE CON REFUERZO NO PREEFORZADO EN LA ZONA DE TENSION.	PRETENSADO	$0.40 f'c$	0
	POSTENSADO	$0.40 f'c$	0
VIGAS DE ELEMENTOS SEGMEN- TALES SIN REFUERZO NO PREEFORZADO EN LA DE TENSION.	PRETENSADO	$0.40 f'c$	0
	POSTENSADO	$0.40 f'c$	0
VIGAS DE ELEMENTOS SEGMEN- TALES CON REFUERZO NO PREEFORZADO EN LA ZONA DE TENSION.	PRETENSADO	$0.40 f'c$	0
	POSTENSADO	$0.40 f'c$	0

REGLAMENTO DEL ACI

TIPO DE ESTRUCTURA	COMPRESION	TENSION
1. - ESFUERZO ADMISIBLE A LA TRANSFERENCIA.		
VIGAS DE ELEMENTO SIMPLE SIN REFUERZO NO PREEFORZADO EN LA ZONA DE TENSION PROTEGIDOS.	$0.60 f'c$	$0.80 \sqrt{f'c}$
VIGAS DE ELEMENTO SIMPLE SIN REFUERZO NO PREEFORZADO EN LA ZONA DE TENSION SIN PROTEGER.	$0.40 f'c$	$0.80 \sqrt{f'c}$
2. - ESFUERZOS ADMISIBLES BAJO LA CARGA DE SERVICIO, DESPUES QUE SE HAN PRESENTADO TODAS LAS PERDIDAS.		
VIGAS DE ELEMENTO SIMPLE SIN REFUERZO NO PREEFORZADO EN LA ZONA DE TENSION PROTEGIDOS.	$0.45 f'c$	$1.00 \sqrt{f'c}$
VIGAS DE ELEMENTO SIMPLE SIN REFUERZO NO PREEFORZADO EN LA ZONA DE TENSION SIN PROTEGER.	$0.45 f'c$	0

INTRODUCCION

11

Concreto reforzado contra Concreto Preesforzado.

La diferencia fundamental que existe entre ambos sistemas, es que en el concreto preesforzado el acero no tiene la misma función que en el concreto reforzado común, ya que en este el acero tiene por objeto tomar las tensiones del miembro. Y en el concreto preesforzado, el acero crea un estado tal, que el mismo concreto es capaz de hacer frente a esfuerzos de ambos signos. Tensión y compresión. Así la sección completa de concreto se vuelve efectiva, mientras que en el caso del concreto reforzado común solamente la sección arriba del eje neutro se supone que actúa. Además el concreto preesforzado utiliza materiales de mayor resistencia, lo que permite reducir las dimensiones de la sección.

El uso de tendones curvos ayudará a soportar algo de esfuerzo cortante en el miembro. Además la precompresión en el concreto tiende a reducir la tensión diagonal. Así es posible emplear una sección menor en el concreto preesforzado para soportar la magnitud de esfuerzo exterior en una viga.

Una pieza de concreto preesforzado, debido a un incremento no previsto de la carga llegará a agrietarse, pero al desaparecer tal incremento volverá la sección a quedar como un elemento compacto y sin deformaciones.

Ventajas y Posibilidades del Concreto Preesforzado.

La primera ventaja que se tiene, es que mediante el empleo de materiales de elevada calidad y la eliminación de tensiones en el concreto, se obtiene una disminución considerable en las dimensiones de la sección.

La precompresión hace posible la eliminación del arrietado en el concreto. Con ello se logra garantizar una protección eficaz contra agentes externos que afectan a los tendones de alta resistencia. (Corrosión), causa en muchas ocasiones de fallas en las estructuras de concreto. En esta forma se consigue un comportamiento más elástico del miembro. En el caso de estructuras que se destinan al almacenamiento

de líquidos, puede, al eliminar el agrietamiento, hacerse efectiva la impermeabilidad del depósito.

Permite la posibilidad de prefabricar cualquier estructura, que se puede segmentar en dovelas cuya fabricación repetitiva es más sencilla y de mejor calidad. Los cables de pretensión insertados después del ensamblado de las dovelas permiten establecer la continuidad de la estructura.

La resistencia al fuego del concreto pretensado es al menos idéntica a la del concreto reforzado e incomparablemente mayor a la de las estructuras metálicas.

Mayor resistencia a las fuerzas dinámicas, el concreto pretensado regresa a su estado inicial al retirarse las cargas. Por esta razón es recomendable en estructuras que deben soportar vibraciones, como puentes, cimentación de máquinas, durmientes, torres etc.

Auto-Prueba de Materiales, al aplicar el pretensado, se prueban en la misma operación la calidad del cable y la del concreto. Si estos materiales no cumplen las especificaciones, la falla se produce en el instante y jamás posteriormente, ya que al pretensar se presentan las condiciones críticas.

Desde un punto de vista económico, es evidente que se requerirá menor cantidad de materiales, acero y concreto para soportar las mismas cargas debido a que los materiales son de mayor resistencia. También hay un ahorro en los estribos, puesto que el esfuerzo cortante en el concreto pretensado se reduce por la inclinación de los tendones.

La reducción del peso propio del miembro ayudará a economizar la subestructura. En miembros precolados esta reducción ahorrará costos de maniobra y transporte.

A pesar de las economías anteriores, el uso del concreto pretensado no puede emplearse para todas las condiciones. Por que los materiales de alta resistencia tendrán un mayor precio unitario, y se requerirá más equipo auxiliar para los anclajes.

Además requiere más trabajo para colocar un kilogramo de acero en el concreto pretensado, se requiere más atención en el diseño y es necesaria más supervisión.

Por lo tanto el concreto pretensado puede ser una buena solución

INTRODUCCION

-20-

cuando se va a repetir muchas veces la misma sección o cuando se encuentran cargas muy pesadas en claros muy grandes.

MATERIALES

Concreto. Requisitos de resistencia:

Por muchas razones el concreto que se usa en la construcción preesforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se utiliza en el concreto reforzado, en la práctica se pide una resistencia a los 28 días de 280 a 420 kg/cm^2 , para el concreto preesforzado, mientras que el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 175 kg/cm^2 aproximadamente.

Este aumento en la resistencia se debe a que en el concreto preesforzado se le inducen intencionalmente esfuerzos permanentes con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de carga. Lo cual permite una reducción en las dimensiones de la sección, se logran ahorros significativos en la carga muerta, y los grandes claros resultan técnica y económicamente posibles.

Además, por los elevados esfuerzos de aplastamiento, que existen en las inmediaciones de los anclajes para el acero de preesfuerzo de miembros postensados, siempre se diseña basándose en el concreto de alta resistencia, por lo tanto, un concreto de menor resistencia, o requerirá anclajes especiales, o fallará bajo la aplicación del preesfuerzo.

En el caso de los elementos pretensados una mayor adherencia resulta en una reducción de la longitud de desarrollo requerida para transmitir la fuerza pretensora de los cables al concreto.

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, también tiene un módulo de elasticidad mayor y una deformación menor por plasticidad, resultando en una pérdida menor del preesfuerzo en el acero.

Es práctica general especificar una menor resistencia del concreto en la transferencia. Esto es deseable con el objeto de permitir una temprana transferencia del preesfuerzo al concreto.

En la transferencia el concreto no está sujeto a sobrecargas externas y la resistencia solo es necesaria para proteger contra fallas en el

anclaje y una deformación plástica excesiva; por consiguiente, se considera suficiente un factor de seguridad menor, normalmente se toma de un 70 a 80% de la resistencia del concreto.

Pero debe quedar claro, que la resistencia del concreto supuesta en los cálculos del diseño, deberá de lograrse con certeza, ya que los altos esfuerzos debidos a la fuerza pretensora ocurren realmente.

Características de deformación:

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 del concreto. Las deformaciones las podemos clasificar en cuatro tipos:

- Deformaciones Elásticas.
- Deformaciones Laterales.
- Deformaciones Plásticas.
- Deformaciones por Contracción.

Deformaciones Elásticas:

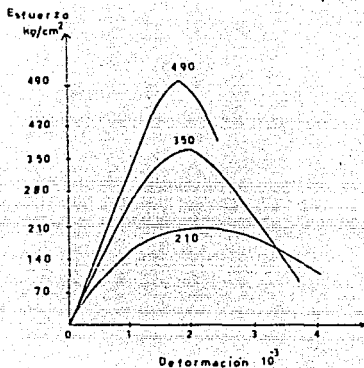
La curva esfuerzo-deformación es de fundamental interés, tal curva se obtiene cargando cilindros estándar axialmente.

La curva esfuerzo-deformación para el concreto es raramente una línea recta aún en niveles normales de esfuerzo. Ni son 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 convenientemente elástica.

El concreto de alta resistencia tiene un mayor módulo de elasticidad, el cual se obtiene mediante la pendiente de la curva al origen. Además deberá notarse que los concretos de más alta resistencia son más frágiles, esto es, ellos se fracturan a una deformación menor que a la que se fracturan los concretos de una menor resistencia.

El módulo de elasticidad es altamente dependiente de variables tales como, la velocidad con que se aplica la carga, la resistencia del

concreto, edad del mismo, las propiedades de los agregados, el tamaño y forma del espécimen.



CURVA ESFUERZO DEFORMACION DEL CONCRETO

Como un valor promedio para el concreto a los 28 días y para esfuerzos de compresión hasta cerca de 0.40 f'_c , el módulo de elasticidad ha sido aproximado por las siguientes fórmulas empíricas:

a) El ACI especifica la siguiente fórmula empírica:

$$E_c = 17000 \sqrt{f'_c}$$

la cual da valores muy cercanos para f'_c alrededor de los 210 kg/cm^2 la resistencia usual para el concreto reforzado.

b) Fórmula empírica de Jensen:

$$E_c = \frac{5000000}{1 + (2000/f'c)} \quad (lb/plg^2) \quad f'c = \frac{1h}{plg^2}$$

La cual da valores más correctos para un $f'c$ de 350 kg/cm^2

c) Fórmula empírica de Hognestad:

$$E_c = 1800000 + 400f'c = (lb/plg^2) \quad f'c = \frac{1h}{plg^2}$$

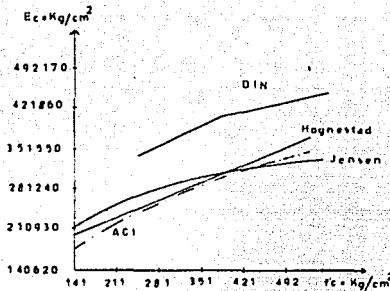
La cual da valores similares a la anterior.

d) Las Normas DIN para el concreto pretensado dan los siguientes valores:

RESISTENCIA DEL CUBO kg/cm ²	RESISTENCIA DEL CILINDRO kg/cm ²	MÓDULO DE ELASTICIDAD kg/cm ²
800	240	83700
450	300	40000
600	400	43000

La resistencia del cubo se toma 1.25 veces la resistencia del cilindro.

Dibujando las gráficas anteriores podemos ver que las fórmulas de Jensen y Hognestad dan valores muy próximos pero el ACI y las normas DIN dan valores altos.



FORMULAS EMPÍRICAS PARA
EL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO

Deformaciones Laterales:

Cuando el concreto se le comprime en una sola dirección, este 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. Es significativamente dentro del rango elástico, para esfuerzos menores más o menos la mitad de la resistencia del concreto. Para este rango la relación de Poisson varía entre 0.15 - 0.20.

DEFORMACIONES PLÁSTICAS:

La deformación del concreto dependiente del tiempo debido al escurrimiento plástico y a la contracción, es de gran importancia en el diseño del concreto presfuerzoado, debido a que estos cambios

volumétricos producen pérdidas en la fuerza de presfuerzo. El escurrimiento plástico es la propiedad que presentan muchos materiales por la cual continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de carga. La velocidad con que se deforma es grande en un principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante.

La deformación por escurrimiento plástico en el concreto no depende solamente del tiempo, sino que depende de otros factores como son: la dosificación de la mezcla, condiciones de curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado.

La deformación por escurrimiento plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo, por lo tanto se puede relacionar con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de escurrimiento plástico.

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

en donde:

ϵ_{ei} = Deformación elástica inicial

ϵ_{cu} = Deformación adicional en el concreto después de un período largo de tiempo.

La relación anterior también puede ser expresada en función de la deformación por escurrimiento plástico por unidad de esfuerzo, de la siguiente forma:

$$\epsilon_{cu} = \delta u f_{cu} \quad (1)$$

en donde:

δu = Coeficiente por deformación unitaria debida al escurrimiento plástico.

f_{cu} = Es la intensidad del esfuerzo.

Pero la deformación adicional puede expresarse de la siguiente forma:

$$\epsilon_{cu} = C_u f_{cu} \quad (2)$$

sustituyendo (1) en (2) tenemos

$$\delta u f_{cu} = C_u f_{cu}$$

si dejamos la ecuación en función del módulo de elasticidad del concreto tendremos:

$$C_u = \delta u E_c$$

Deformación por Contracción

La diferencia que existe entre la plasticidad y la contracción en el concreto, es que la contracción es debida a cambios químicos y al secado que depende del tiempo y de las condiciones de humedad, lo que provoca una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final.

Por lo menos, una porción de la contracción que es originada por el secado del concreto es recuperable con la restauración del agua perdida.

La contracción del concreto es en cierto modo proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla. Por consiguiente, si se desea una contracción mínima, la relación agua cemento y la porción de cemento debería mantenerse a un mínimo. Así los agregados deben presentar una granulometría heterogénea para obtener el mínimo de vacíos, y por lo tanto requerirá una cantidad menor de cemento, y la contracción será menor.

La magnitud de la contracción varía dependiendo de las condiciones del tiempo, se presentará una expansión durante la temporada de lluvia y contracción durante la sequía. Si se deja sin curar al concreto, hay razón para creer que la mayoría de la contracción sucederá durante los 2 o 3 meses. Si las condiciones de curado son satisfactorias, no habrá contracción.

Con el objeto de diseño, un valor promedio de la deformación por contracción sería de 0.0002 hasta 0.0004 para mezclas usuales de concreto preesforzado.

Fabricación del Concreto:

La mayoría de las técnicas para fabricar un buen concreto, ya sea simple o reforzado, pueden aplicarse al concreto preesforzado. Sin embargo deben investigarse para unos cuantos factores propios del concreto preesforzado.

Primero, no deberá disminuir la alta resistencia requerida, no deberá aumentar apreciablemente la contracción y la deformación plástica, no deberá producir efectos adversos por el uso de aditivos como los que favorecen la inducción de la corrosión en los alambres de alta resistencia a la tensión.

Para poder obtener un concreto de alta resistencia, y evitar en lo posible la contracción, lo más importante es el buen curado del concreto, ya que un secado rápido del concreto puede resultar en grietas de contracción antes de la aplicación del preesfuerzo. Además, solamente por medio de un curado cuidadoso se puede obtener la alta resistencia especificada en el concreto.

A veces es necesario el fraguado rápido del concreto, ya sea para

MATERIALES

-20-

acelerar la producción de la planta o para apresurar la construcción en el campo. Para lograr esto se puede emplear varios métodos. Comúnmente se emplea cemento de resistencia rápida o curado con vapor. Deberán usarse con cuidado los aditivos para acelerar el fraguado, ya que el cloruro de calcio, que es el acelerador más utilizado, incrementará la contracción.

También hay algunas evidencias de que puede causar corrosión, lo cual podría ser un serio peligro para los alambres de preesfuerzo. Frecuentemente se han fabricado bloques de concreto para vigas preesforzadas. El dividir la viga en bloques reduce el peso individual y facilita el colado y la manipulación. Estos bloques pueden producirse en masa en una planta donde se puede efectuar una inspección y un control rigido. Sin embargo el alto costo de la mano de obra involucrada en la manipulación y colocación de los bloques puede equilibrar a menudo la economía obtenida en su fabricación.

Acero de Preesfuerzo:

El acero de alta resistencia es casi el material universal para producir el preesfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto preesforzado.

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero de alta resistencia como tendones en concreto preesforzado:

Alambres de alta resistencia a la tensión estirados en frío, cable trenzado y varillas de aleación.

Se llama alambre al elemento de acero circular que tensado y anclado, se emplea para producir el preesfuerzo al concreto. Los alambres varían en su diámetro, desde 2 hasta 8 mm, pero el diámetro más pequeño de uso general para elementos estructurales es de 4 mm.

Cable Trenzado.- Tendón formado por varios alambres que generalmente van dentro de un ducto. Es fabricado con siete alambres 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. Los cables pueden obtenerse entre un rango de tamaños que van desde 6 mm hasta 15 mm de diámetro, se fabrican de dos grados: el grado 250 y el grado 270, los cuales tienen una resistencia última de 17500 kg/cm^2 y 18000 kg/cm^2 .

Varillas de Aleación.- Las varillas de aleación de acero de alta resistencia a la tensión varían desde un diámetro de 12 mm hasta uno de 40 mm y pueden ser lisas o corrugadas. Las varillas lisas pueden laminarse con resaca o cuerda en sus extremos para que se puedan utilizar con propósitos de anclaje o para conectarse entre ellas. Las varillas corrugadas poseen costillas laminadas a todo lo largo, que actúan como resaca con fines de anclaje o conexión, y se fabrican en dos grados: grado 145 y grado 160, teniendo una resistencia última de 10100 kg/cm^2 y 11200 kg/cm^2 , respectivamente.

Tendón.- Están compuestos normalmente por grupos de alambres, los tendones para prefabricados postensados típicos, pueden consistir de 8 a 52 alambres individuales.

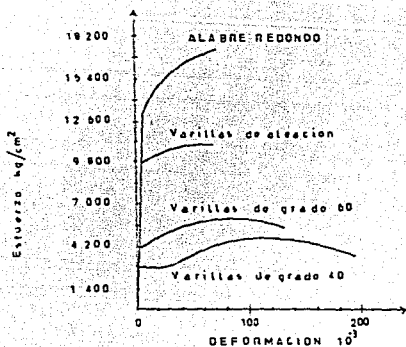
Torón.- Grupo de alambres torcidos en forma de hélice alrededor de un eje longitudinal común, el cual se forma mediante un alambre recto.

La mayoría de las propiedades mecánicas del acero, como es el límite elástico, el punto de fluencia, la resistencia y ductilidad, se pueden obtener directamente de la curva esfuerzo deformación.

La diferencia más notable entre el acero de refuerzo común y el acero de preesfuerzo, es que el acero de preesfuerzo, presenta un elevado límite elástico, una mayor resistencia disponible, pero una menor ductilidad según podemos observar en la gráfica.

El acero de refuerzo ordinario, tipificado aquí mediante los grados 40 y 60 de su curva esfuerzo deformación podemos distinguir tres zonas: una parte recta en la cual rige la ley de Hooke, en donde el esfuerzo es proporcional a la deformación al cual se le conoce como límite elástico, después viene la zona plástica en donde el esfuerzo se mantiene y aumenta la deformación, por último se tiene la zona de fluencia, en donde si se incrementa la carga es seguida por una zona de endurecimiento por deformación y al final de la cual ocurre la ruptura.

En la siguiente gráfica se muestra una comparación entre las curvas esfuerzo deformación para el acero de refuerzo ordinario y el acero de alta resistencia.

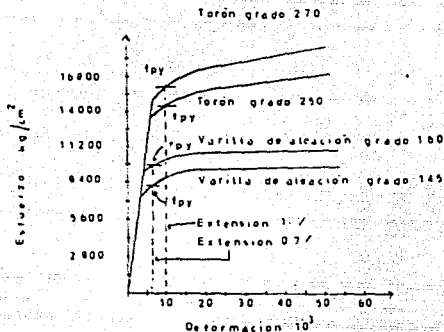


CURVAS COMPARATIVAS DE ESFUERZO DEFORMACION PARA ACERO DE REFUERZO
Y ACERO DE PREESFUERZO

En contraste, el acero de preesfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia definido, el límite del rango elástico para alambres está alrededor de las 14000 kg/cm^2 , o sea 5 veces el punto de fluencia de las varillas de grado 40, como se puede observar.

El esfuerzo de falla por alambre que se muestra es de 17500 kg/cm^2 , casi cuatro veces que el que presenta las varillas de grado 40, pero la deformación en la falla es solamente la tercera parte.

Las varillas de aleación tienen características similares a los alambres pero su resistencia son de 30 o 40 % menores.



CURVA ESFUERZO DEFORMACION DEL ACERO DE PREESFUERZO

$E_p = 2030,000 \text{ kg/cm}^2$ PARA ALAMBRES

$E_p = 1800,000 \text{ kg/cm}^2$ PARA TORONES

$E_p = 1800,000 \text{ kg/cm}^2$ PARA VARILLAS

El módulo de elasticidad para tales aceros es más o menos el mismo: $2,030,000 \text{ kg/cm}^2$.

Para cable trenzado, el módulo de elasticidad es algo menor, alrededor de $1800,000 \text{ kg/cm}^2$, a pesar de que el cable se fabrica con el mismo alambre. Esto se debe a que la espiral del torcido del cable tiende a enderezarse ligeramente a medida que se aplica la tensión al cable.

El módulo de elasticidad para varillas de aleación es también más o menos $1800,000 \text{ kg/cm}^2$, la reducción en este caso se debe a la presencia de elementos de aleación.

Para alambres y cables el esfuerzo de fluencia se define como el esfuerzo al cual corresponde una deformación de 1%, para varillas de aleación, el esfuerzo de fluencia se toma como aquel que produce una

MATERIALES

-94-

deformación de 0.7%, estos valores se muestran en la gráfica 2.

ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFUERZO

ESPECIFICACIONES AASHTO

Esfuerzos temporales antes de la pérdida debido a la fluencia y a la
contracción.

Al anclar $f_{pi} = 0.70 f_{pu}$

Al tensar $f_{pi} = 0.80 f_{pu}$

Esfuerzo bajo la carga de Servicio, después de las pérdidas.

En servicio $f_{pe} = 0.60 f_{pu}$

ACI

El esfuerzo de tensión no deberá exceder los siguientes valores:

a) Debido a la fuerza del gato sobre el tendón:

$f_{pj} = 0.80 f_{pu}$ o $0.94 f_{py}$

Cualquiera que sea menor, pero no mayor que el valor máximo
recomendado por el fabricante de los tendones o de los anclajes de
preesfuerzo.

b) Tendones de pretensado, posteriores a la transferencia del
preesfuerzo:

$f_{pi} = 0.70 f_{pu}$

c) Tendones de postensado, posteriores al anclaje del tendón:

$f_{pi} = 0.70 f_{pu}$

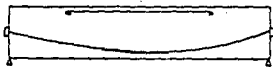
Refuerzo no Preesforzados:

El acero de refuerzo común tiene varias aplicaciones importantes en la construcción del concreto preesforzado. Normalmente el refuerzo del alma que se coloca para tomar la tensión, se absorbe mediante varillas de acero común, al igual que el refuerzo para las zonas de anclaje en vigas postensadas.

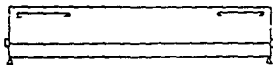
Cuando el acero común se emplea conjuntamente con el acero de preesfuerzo, forman una combinación efectiva, uno apoyando al otro. Los refuerzos no preesforzados se pueden colocar en varias posiciones de una viga preesforzada, para servir a diferentes propósitos y para ayudar a soportar la carga en diferentes etapas.

Proveer resistencia inmediata después de la transferencia del preesfuerzo.

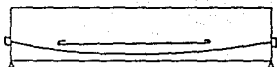
a) Cuando la fibra superior puede estar bajo cierta tensión en la transferencia, el acero no preesforzado ayudará a reforzar ese patín contra cualquier fractura.



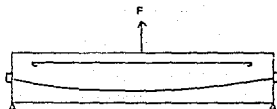
b) Cuando se utilizan tendones rectos, la fibra superior en los extremos de la viga pueden estar sujetos a esfuerzos de tensión. El acero común se puede colocar ahí para tomar esa tensión.



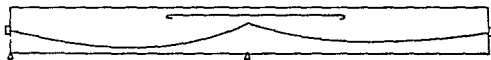
c) Cuando se producen grandes esfuerzos de compresión en el patín de tensión por un gran preesfuerzo, pueden agregarse varillas normales para reforzar ese patín. Además las varillas tenderán a disminuir la deformación plástica del concreto.



Para soportar ciertas porciones de vigas precoladas y que así sean capaces de soportar cargas inesperadas durante las maniobras y la erección. Esto permite el manejo más fácil de las vigas o evitar una ruptura seria en el caso de maniobras poco cuidadosas.



El uso del refuerzo no preesforzado no se limita a claros simplemente apoyados. Ya que también se emplean para claros en voladizo y continuos, en donde existen momentos positivos y negativos, en ese caso es económico reforzar tales porciones con acero no preesforzado.



MATERIALES

-37-

Cuando se combina en una estructura refuerzo preesforzado y no preesforzado, deberán investigarse cuidadosamente la cooperación de los dos. Ya que la mayor parte del tiempo el acero no preesforzado no estará actuando efectivamente, hasta que se formen las grietas.

Métodos de Preesfuerzo:

En términos generales, existen dos formas en que puede lograrse el preesfuerzo del concreto por medio de la tensión del acero, es decir, el Pretensado y el Postensado. La principal diferencia entre los dos métodos, se refiere a la condición del concreto durante el momento en que el acero se estira, y a la forma en que se transfiere el esfuerzo del acero al concreto.

En el pretensado el acero se tensa antes de vaciar el concreto, y después de que el concreto alcanza la resistencia requerida se liberan los cables y el esfuerzo se transmite por adherencia al concreto. Mientras que en el postensado los cables de acero se estiran después de que el concreto ha sido vaciado y ha alcanzado la resistencia necesaria para soportar el esfuerzo, el preesfuerzo se transmite por medio de los anclajes colocados en el extremo de la viga.

Pretensado.

En el sistema de pretensado, los tendones que generalmente son de cable torcido, se tensan entre apoyos que forman parte de las instalaciones de la planta, con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. Después de que se logra la resistencia requerida, se alivia la presión en los gatos. Los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto. En esta forma, la fuerza de preesfuerzo es transmitida por adherencia al concreto, y no necesita de ningún anclaje especial, como se observa en la figura.

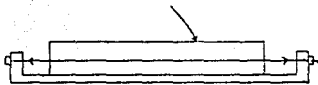
MATERIALES

-30-

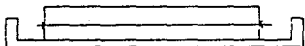
TENSADO



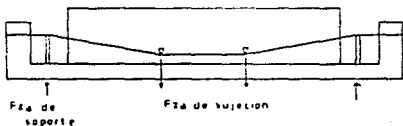
COLADO



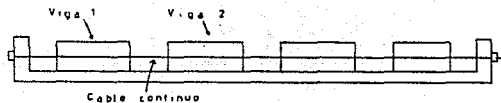
LIBERACION DE LOS CABLES (TRANSFENCIA)



Como el momento en una viga varía a lo largo del claro, por lo tanto es necesario variar la excentricidad del tendón a lo largo del claro. Cuando se realiza por medio del pretensado, se logra esto sosteniendo hacia abajo los torones en los puntos intermedios y manteniendolos sujetos hacia arriba en los extremos del claro, con frecuencia se utilizan dos o tres depresores intermedios del cable para obtener el perfil deseado. Estos dispositivos quedan embebidos en el miembro como se muestra.



El pretensado es adecuado para la producción en serie de vigas, usando el método de preesfuerzo en línea larga, en el cual los tendones se tensan entre las placas de anclaje situadas en cada extremo de una mesa larga, dichas placas se encuentran soportadas por grandes secciones de acero ahogadas en un macizo de concreto (muerto de anclaje). Los torones se tensan a toda la longitud de la mesa de colado, después de la cual se vacían varios miembros individuales a lo largo del tendón esforzado. Cuando se alivia la fuerza de los gatos, se transfiere la fuerza de preesfuerzo a cada miembro por adherencia, y los torones se cortan para quedar libres entre los miembros.



El pretensado es un método particularmente económico, porque permite la estandarización del diseño, y además el preesfuerzo simultáneo de muchos miembros a la vez tiene como resultado en una gran economía de la mano de obra. Además elimina el costo de los anclajes.

Postensado:

Cuando se realiza el preesfuerzo por medio del postensado, se coloca en la cimbra de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados y que siguen el perfil deseado. Esto se realiza antes de colocar el concreto.

El conducto se amarra con alambres a los estribos para prevenir su deslizamiento, y luego se vacía el concreto.

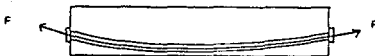
Cuando el concreto ha adquirido la resistencia necesaria, se estira el cable por medio de gatos y se ancla en el extremo de aplicación del gato.

Después de realizar la operación del postensado, se inyecta mortero para llenar el espacio entre el cable y su conducto. Esta operación conocida como inyectado de consolidación protege al acero de la corrosión y liga a los cables con el concreto, con lo cual se incrementará considerablemente la resistencia a la flexión y la ductilidad del miembro.

COLADO Y COLOCACION DEL DUCTO CON LOS CABLES



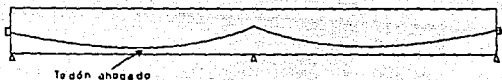
TENSADO



TRANSFERENCIA (ANCLAJE)



Existe una gran cantidad de sistemas de postensado, los cuales consiste básicamente en lo mismo. Sin embargo, tales sistemas difieren en cuanto a los detalles del anclaje y el tipo de cable. Pero una ventaja significativa de todos los esquemas es la facilidad con la cual puede variarse la excentricidad de los tendones a lo largo del claro para proporcionar el contramomento deseado.



El postensado también puede realizarse en plantas pero requiere de una menor cantidad de equipo en comparación con el pretensado. El postensado permite la construcción in situ.

En estructuras continuas, en que los cables curvados son más eficientes que los cables lineales, el postensado es de particular utilidad, ya que pueden obtenerse con facilidad pasos curvados para los cables mediante el uso de conductos.

Aunque en el pretensado se puede variar la excentricidad del tendón con dispositivos de retención siempre constituye un procedimiento limitado y costoso.

Sin embargo no existen dudas de que la eficiencia del preesfuerzo, medido en términos del costo por kilogramo de carga de tensión, es mayor en el sistema de pretensado.

Así mismo, el tensado individual de los cables en un miembro postensado requiere de un mayor tiempo y esfuerzo a diferencia del tensado simultáneo de todos los cables, lo cual es práctica usual en el pretensado.

Anclajes de Postensado para Alambres por Acción de Cuñas

Hay esencialmente tres principios por los cuales los alambres de acero están anclados al concreto.

- Por el principio de acción de cuñas que producen una mordaza de fricción en los alambres.
- Por apoyo directo de las cabezas de remaches o pernos formados en el extremo de los alambres.
- Por adherencia mediante el desarrollo del tendón en forma de lazos.

Sistema Freyssinet.

Cada unidad de anclaje consiste de un cilindro con un interior cónico a través del cual pasan los alambres, y contra sus paredes se acufian los alambres por un tapón cónico estrado longitudinalmente para recibir a los mismos.

Los alambres se insertan dentro de un revestimiento de metal flexible, tubería rígida o conductos, y se anclan en cada extremo por medio de un sistema de anclaje especial.

El anclaje consiste de un conjunto simple de conos de concreto macho y hembra que actúan a modo de cuña en el anclaje de todos los alambres del cable en forma simultánea y evitando el deslizamiento. La parte hembra consiste de un cilindro de concreto altamente reforzado con un orificio cónico central recubierto de alambre helicoidal enrollado cercanamente, mientras que la parte macho consiste de un tapón de concreto ranurado que separa uniformemente los alambres al rededor de su perimetro y que los acufia en contra del interior del cono hembra. En el extremo se inserta el cono macho por medio de un gato ejerciendo una gran fuerza despues de que ha ocurrido el preesforzado de los alambres. En el extremo del anclaje, el cono macho se empuja fuertemente dentro del cono hembra con la suficiente fuerza para sujetar simplemente los alambres. Continúa se realiza el efecto del

gato y se desarrolla la tensión, el asentamiento del cono macho procede por sí mismo.



CONO

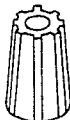


TAPON

Para satisfacer los requerimientos del mercado de postensado en cuanto a un anclaje que pueda utilizarse con cordones: el método Freyssinet desarrolló una unidad de anclaje formada de una aleación de acero forjado ranurado con 12 ranuras.



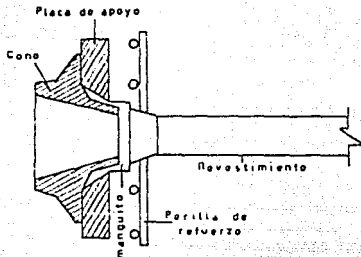
CONO HEMBRA



CONO MACHO

Este anclaje de tipo cuña origina un efecto de sujeción que está diseñado específicamente para el postensado del cordón tipo 270K. Cada cordón tiene un diámetro de 12.7 mm, dispone de siete alambres sin revestimiento. El cable Freyssinet de 12.7 mm y 12 cordones se designa como 12/500. Para el tipo 270K, la designación va seguida de la letra

K. de la siguiente manera. 12/500K, el cual tiene una capacidad última de 234.8 Ton. Después que se completa el pretensado se inyecta el mortero a través de un pequeño orificio que se encuentra en el tapón macho.



ANCLAJE DE CORDON EXTERIOR

Anclajes para Postensado de alambres por soporte directo

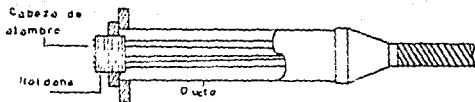
El postensado BHKV se desarrolló en 1946 por cuatro ingenieros suizos, Birkenmeier, Brandstani, Ros, y Vogt, cuyas iniciales le dieron nombre al sistema.

El sistema BHKV utiliza cables de 2 a 42 alambres dispuestos en paralelo. Los alambres están enrollados a través de una roldana de esfuerzo en cada extremo, antes de que se les formen sus cabezas. Se le provee a la roldana de esfuerzo de una perforación que permite la inyección de la lechada. El gato para el esforzado tiene un collar especial que se atornilla sobre la roldana y se bombea para dar el alargamiento requerido. Un alargamiento ligeramente en exceso permitirá que se inserten más fácilmente las calzas. Después se rebaja el gato para transmitir la presión a las calzas.

Las cabezas redondas se forman en ambos extremos del alambre después

que se ha pasado a través del cabezal del anclaje, aplastando lentamente un pequeño extremo saliente del alambre en contra de la superficie de sujeción de la máquina formadora del cabezal semicilíndrico.

Una vez terminadas las operaciones de preesforzado, el anclaje completo se cubre con concreto para protegerlo contra corrosión y el fuego. A fin de disminuir la mano de obra de los alambres individuales en campo, se hacen en cable en la planta y se envían al lugar listos para su instalación.

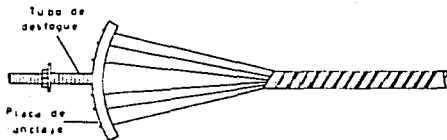


ANCLAJE BBRV MOVIL

Para una unidad de 6 alambres el cable tiene un diámetro de 19 mm y la roldana de esfuerzo tiene un diámetro de 50.8 mm y un espesor de 19 mm, y se apoyan contra caizas metálicas que descansan sobre una placa de acero de 12.7 cm. por 11.4 cm. y 1.27 cm. de espesor. Tanto la roldana de esforzado como la placa de apoyo están hechas de acero de alta resistencia.

Los tendones adheridos o aquellos a los que se les aplica mortero, los alambres están encerrados dentro de un ducto metálico flexible. Los tendones no adheridos BBRV están por lo general revestidos con

mastique y envueltos con papel grueso pero en ciertas aplicaciones tambien se usan tendones dentro de ductos sin la aplicacion de mortero. En estos casos el ducto se llena con grasa despues de que el tendon se ha instalado y tensado.



ANCLA FIJA

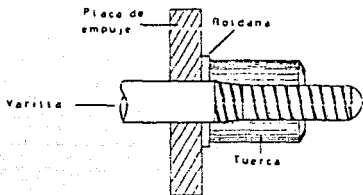
Anclajes de Postensado para Varillas

Se conoce como el sistema Stressystem. Los extremos de las varillas tienen roscas y están anclados con tuercas y roldanas y placas de apoyo. El punto esencial es la rosca apropiada de los extremos para aceptar una tuerca especial capaz de desarrollar tan cerca como sea posible la resistencia total de la varilla.

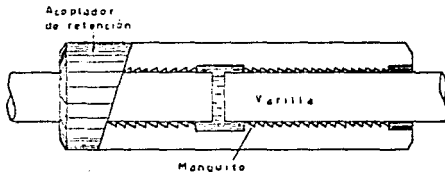
La varilla solamente tiene una pequeña rosca en el extremo sin tensar, suficiente para atornillar la tuerca que descansa en una roldana. Para el extremo donde se aplica el gato, se requiere una rosca larga; la longitud total de la rosca es tal que, despues del tensado, la tuerca se atornillara hasta el mismo fondo del cono para lograr así la resistencia total de la varilla.

Durante la aplicacion del gato, se atornilla un adaptador del mismo en el extremo roscado de la varilla para aplicar la tension. Puesto que la fuerza del gato para cada barra nunca es mayor del 60 o 70% de su

resistencia a la ruptura. Después de completar las operaciones de preesforzado, los extremos del anclaje pueden ahogarse en el concreto. También se ha desarrollado un anclaje de cuñas para estas varillas grandes, empleando anclas de cuña y placas ahuecadas. La ventaja del anclaje de cuñas es su conveniencia al amordazar la barra en cualquier punto a lo largo de su longitud, mientras que el anclaje con rosca se limita a la porción roscada y requiere de uso de calzas para ajustes. Las barras stresssteel se fabrican en dos grados: Stresssteel Regular con una resistencia mínima de 10104 kg/cm^2 y Stresssteel Especial con una resistencia última mínima de 11260 kg/cm^2 .



ANCLAJE STRESSTEEL DE TUERCA DE APRIETE



DISPOSITIVO DE ACOPLADOR DE RETENCION

CAPITULO 11

ELECCION DEL TIPO DE SECCION

Eleccion del tipo de Sección:

Una de las ventajas que brinda el diseño en concreto preesforzado es la libertad que da para poder elegir la sección transversal y sus dimensiones, en tal forma que pueda cumplir con los requisitos de diseño.

Ya que en el caso del diseño en acero se encuentra limitado a escoger de un número disponible de secciones. Para el diseño en madera normalmente se emplean las secciones rectangulares.

Para las vigas de claro pequeño en el que la carga muerta representa sólo una pequeña fracción de la carga total, las secciones rectangulares pueden proporcionar la solución más económica, debido a que ahorran los costos de la cimbra. Pero estas secciones presentan un núcleo central pequeño (cabeza), por lo cual la zona donde puede variar la fuerza de preesfuerzo sin que se presenten tensiones en la sección será reducida, por lo tanto este tipo de sección no es económica para claros más grandes. Para los claros medianos y grandes, se prefieren las secciones con patín, ya que serán más eficientes (T, I, cajón).

En la elección de la sección, el primer paso consiste en proponer una sección de tanteo, cuyas propiedades casi concuerden con los valores S_x y S_y deseados. Después se modifica la sección tentativa según se requiera, para satisfacer los valores S_x y S_y .

Siempre será necesario satisfacer los requerimientos para S_x y S_y , ya que en algunos casos es necesario un patín ancho para proporcionar una superficie útil, tal es el caso de los tableros de los puentes o los pisos de edificio.

En la práctica el peralte de la sección se puede proporcionar basándose en la relación claro-peralte, o en los requisitos de altura de entrepisos y galibos.

La relación claro-peralte total para vigas de un solo claro típicas varía desde 16 hasta 22, dependiendo de las condiciones de carga y del criterio de diseño.

Para tableros ligeramente cargados en doble T o para tableros de cubierta, la relación claro peralte varía:

$$30 \leq \frac{L}{h} < 40$$

Para tableros de corazón hueco: $\frac{L}{h} > 40$ y aun tener un buen desempeño.

Para vigas de puente simplemente apoyadas que se encuentran entre 18.20 y 36.50 m. de claro, Guyon sugiere que el peralte no sea menor a $L/25$ más 4 plg. pero para claros mayores este peralte deberá incrementarse.

Una vez que el peralte de la viga ha sido escogido, es necesario tener una idea de la relativa eficiencia a la flexión de las secciones propuestas.

En términos generales el núcleo central de la sección, servirá como tal medida. Así una viga que se caracteriza por un núcleo mayor representara un uso más eficiente de los materiales que una que presente un núcleo menor.

Para las secciones asimétricas, se puede maximizar simultáneamente las relaciones K_x y K_y , que representan las dimensiones inferior y superior del núcleo central de la sección. Como sabemos el núcleo está definido por:

$$K = \frac{S}{A}$$

y el modulo de seccion está dado por:

$$S_b = \frac{I}{y_b} \quad \text{y} \quad S_t = \frac{I}{y_t}$$

por lo tanto el nucleo para una seccion asimétrica será:

$$K_t = \frac{I}{y_b \cdot A}$$

$$K_b = \frac{I}{y_t \cdot A}$$

y como el radio de giro es igual a: $r^2 = \frac{I}{A}$

simplificando nos queda:

$$K_t = \frac{r^2}{y_b} \quad \text{iii}$$

y

$$K_b = \frac{r^2}{y_t} \quad \text{ii}$$

La ecuación anterior puede dejarse en función de las distancias a la fibra superior e inferior (y_t , y_b):

$$\frac{r_t^2}{y_t} = \frac{r^2}{y_b \cdot y_t}$$

y

$$\frac{r_b^2}{y_b} = \frac{r^2}{y_t \cdot y_b}$$

Por lo tanto el factor de eficiencia a la flexión de la sección será:

$$Q = \frac{r^2}{y_t \cdot y_b}$$

El factor de eficiencia también puede ser expresado en función del peralte, ya que $h = y_t + y_b$

$$Q = \frac{r^2}{y_t \cdot y_b} \cdot \frac{y_t + y_b}{h}$$

$$Q = \frac{K_t + K_b}{h}$$

En donde Q no es otra cosa que la relación de la profundidad del núcleo al peralte total de la sección.

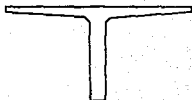
En base a lo que se acaba de mencionar se determinará la sección transversal más eficiente para este puente, el cual presenta un claro de 23.50 m. y para una carga de camión HS-20. Se analizaron tres secciones transversales (T, I, Cajón), con sus propiedades geométricas parecidas llegando a los siguientes resultados.

SECCION T

PROPIEDADES:

SECCION SIMPLE:

$A_c = 4728 \text{ cm}^2$
 $y_{ht} = 83.01 \text{ cm}$
 $y_{lt} = 41.40 \text{ cm}$
 $I_x = 6,000,000 \text{ cm}^4$
 $I_y = 1581.40 \text{ cm}^4$
 $K_{lx} = 38.70 \text{ cm}$
 $K_{ly} = 18.04 \text{ cm}$
 $S_x = 80080 \text{ cm}^3$
 $S_y = 101500 \text{ cm}^3$
 $p_p = 1014.7 \text{ kg/cm}$



SECCION COMPUESTA

$A_c = 124 \text{ cm}^2$
 $y_{ht} = 98.27 \text{ cm}$
 $y_{lt} = 26.73 \text{ cm}$
 $I_x = 6,000,000 \text{ cm}^4$
 $S_x = 80080 \text{ cm}^3$
 $S_y = 101500 \text{ cm}^3$

La sección T requiere de una fuerza de presfuerzo inicial de:

$$F_0 = 42531.2 \text{ Kg.}$$

Una excentricidad $e = 37.48 \text{ cm.}$

En la etapa a la transferencia presenta la siguiente distribución de esfuerzos:

ETAPA A LA TRANSFERENCIA.

$$f = P_{PRESFUERZO} + p_{PRABE}$$

$$f_t = -1.89 - 43.37 = -45.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = -299.70 + 87.47 = -212.23 \text{ kg/cm}^2 > 176 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{perm} = 44 f'_c = 44 \times 400 = 176 \text{ kg/cm}^2$$

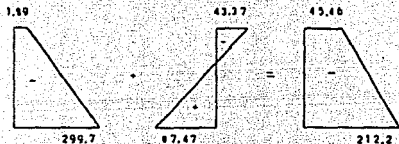
$$f_{perm} = 0.076 f'_c = 0.076(400) = + 30.4 \text{ kg/cm}^2$$

ELECCION DEL TIPO DE SECCION

-54-

EN RESUMEN:

ETAPA A LA TRANSFERENCIA



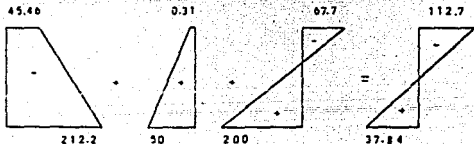
ETAPA DE SERVICIO:

$f = \text{PRENSFUERZO} + \text{ppTRABE} + \text{PERDIDAS} + \text{CV} + 1 + \text{CM ADICIONAL}$

$$f_t = -1.89 - 43.37 + .315 - 67.7 = -112.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = -299.7 + 87.47 + 50 + 200 = +37.84 \text{ kg/cm}^2 > 32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bperm} = 1.6 \sqrt{f'c} = 1.6 \sqrt{400} = +32 \text{ kg/cm}^2$$



ELECCION DEL TIPO DE SECCION

-35-

SECCION I

PROPIEDADES:

SECCION SIMPLE:

$A = 4974 \text{ cm}^2$
 $y_{bt} = 61.90 \text{ cm}$
 $y_{tc} = 73.90 \text{ cm}$
 $I_x = 10201070 \text{ cm}^4$
 $I_x^2 = 2062.94 \text{ cm}^2$
 $k_{1x} = 39.94 \text{ cm}$
 $k_{2x} = 78.07 \text{ cm}$
 $S_{bt} = 100647 \text{ cm}^3$
 $S_{tc} = 18000 \text{ cm}^3$
 $ppf = 1394 \text{ kg/m}$



SECCION COMPUESTA

$A = 6970 \text{ cm}^2$
 $y_{bt} = 83.93 \text{ cm}$
 $y_{tc} = 69.90 \text{ cm}$
 $I_x = 1800003.7 \text{ cm}^4$
 $k_{1x} = 22727.91 \text{ cm}^2$
 $S_{tc} = 30224.28 \text{ cm}^3$

La seccion I requiere una fuerza de presfuerzo inicial de:

$$F_0 = 332850 \text{ kg}$$

Con una excentricidad: $e = 52.50 \text{ cm}$

Presentando la siguiente distribucion de esfuerzos:

EN RESUMEN:

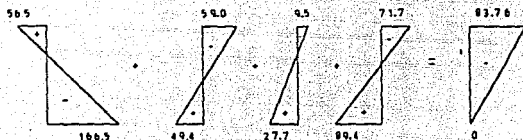
$$f_t = P_n + Mg + PERDIDAS + CV \cdot I + CM \text{ ADICIONAL}$$

$$f_t = 53.5 - 59.64 - 9.52 - 71.7 = - 86.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = -165.50 + 40.4 + 27.75 + 89.37 = 0.02$$

ELECCION DEL TIPO DE SECCION

-56-



SECCION CAJON

PROPIEDADES

SECCION SIMPLE.

$A = 4202 \text{ cm}^2$
 $y_b = 54.24 \text{ cm}$
 $y_t = 55.76 \text{ cm}$
 $I = 7513842.81 \text{ cm}^4$
 $r^2 = 1750.07 \text{ cm}^2$
 $k_t = 32.38 \text{ cm}$
 $k_b = 31.40 \text{ cm}$
 $S_b = 138520.02 \text{ cm}^3$
 $S_t = 134753.04 \text{ cm}^3$
 $p_p = 1132 \text{ kg/m}$



SECCION COMPUESTA

$A = 1188 \text{ cm}^2$
 $y_b = 73.10 \text{ cm}$
 $y_t = 80.84 \text{ cm}$
 $I = 12552070.18 \text{ cm}^4$
 $S_b = 171570.32 \text{ cm}^3$
 $S_t = 240734.8 \text{ cm}^3$

La sección cajón permitió que se realizara una combinación de las fuerzas de preesfuerzo.

La sección requiere de un pretensado inicial $F_0 = 272842 \text{ kg}$.

Con una excentricidad. $e_1 = 38.81 \text{ cm}$.

Y un postensado de $F = 54770 \text{ kg}$.

Con una excentricidad. $e_2 = 46.79 \text{ cm}$.

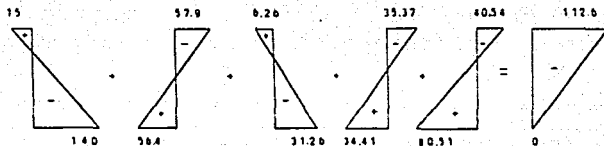
La seccion presenta la siguiente distribucion de esfuerzos

1. PRETENSADO + PSTRABE + POSTENSADO + LUJA + CV + 1 + CM ADICIONAL

$$f_{1c} = 15 - 57.97 + 6.26 - 35.37 - 40.54 = -112.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{1b} = -140 + 195.39 - 31.26 + 34.41 + 90.51 = -0.0$$

EN RESUMEN:



Calculando el factor de eficiencia de cada una de las secciones tenemos:

Sección I

$$Q = \frac{K_t + K_c}{h} = \frac{38.20 + 19.84}{125} = 0.457$$

Sección I

$$Q = \frac{K_t + K_c}{h} = \frac{33.54 + 20.07}{135} = 0.456$$

Sección Cajón:

$$Q = \frac{K_t + K_b}{h} = \frac{32.28 + 31.40}{110} = 0.579$$

Con Base en los resultados obtenidos, se observa que en el caso de la sección T no es recomendable utilizarla para claros grandes, ya que presenta esfuerzos mayores a los permisibles, tanto de compresión y de tensión en la fibra inferior, para la etapa a la transferencia y en la etapa final respectivamente.

En el caso de la sección I en la cual el Area de concreto se encuentra concentrada en los extremos superior e inferior (patín), dicha sección presenta un mayor momento de Inercia, radio de giro, y area de concreto, este aumento en el Area crea una sección más pesada que afecta directamente a la cimentación, las operaciones de montaje y la carga muerta, y tiene una menor dimensión del núcleo central en comparación de la sección cajón, además requiere de una ampliación en los extremos para recibir los anclajes de postensado, que son necesarios para repartir los esfuerzos concentrados, provocados por los anclajes de un gran número de torones en una sola sección.

Para la sección cajón se logró reducir el peso propio de la pieza, lo que disminuye su momento de inercia pero en cambio aumenta su eficiencia al tener solo el concreto necesario para recibir el pretensado en planta, además se eliminaron los bulbos en los extremos necesarios para alojar los anclajes en la sección I.

En base a lo anterior como solución se optó proponer traveses cajón de concreto pretensado en planta y postensado en campo después del montaje de las traveses, por ser elementos muy estables y rígidos para su transporte en carretera, así como muy sencillos en su manejo durante el montaje y por último presenta grandes ventajas en su comportamiento estructural bajo cargas de servicio.

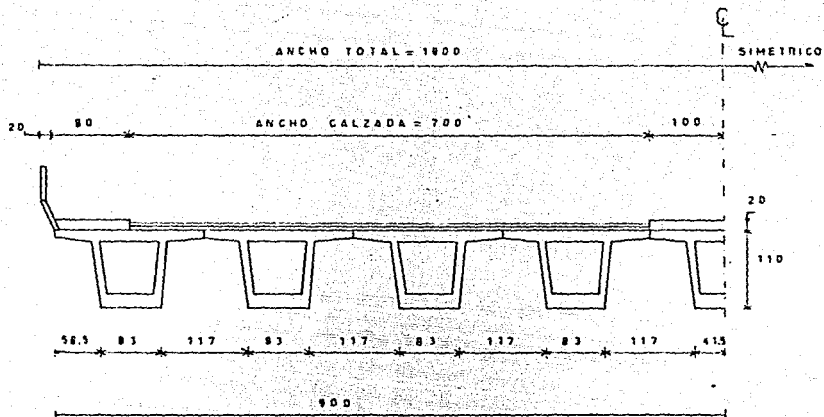
CAPITULO III

PROYECTO DEFINITIVO

PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA.

Datos de proyecto.

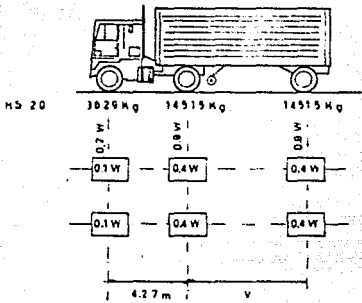
Claro	23.50 m.
Ancho calzada	Dos calzadas con ancho de 7.00m. c/u y con un camellón central de 2.00 m. empleando guarniciones de 1.00 m. de ancho.
Ancho total	18.00 m.
Carga móvil tipo	HS-20
Concreto en traves	$f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en losa	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Acero de presfuerzo	Torones de 1.27cm Ø $f_{rup} = 19000 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$
Especificaciones	A. A. S. H. O. , excepto donde se indique otras
Carga permanente	Parapeto 150 kg/m. Concreto reforzado P.V = 2400 kg/m ³ Asfalto P.V = 2200 kg/m ³



MEDIO CORTE TRANSVERSAL

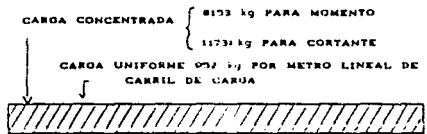
Carga Viva

a) Carga de camión HS-20. Cuyas características son las siguientes.



W = PESO COMBINADO DE LOS DOS PRIMEROS EJES.

V = SEPARACION VARIABLE DE 4.27 m. a D. 16 m. INCLUSIVE, SEGUN LO QUE SEA MAS DESFAVORABLE



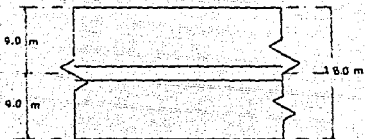
b) Efecto dinámico de la carga viva (impacto). El coeficiente de impacto no será mayor del 30 % y está dado por la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15}{L + 38} \leq 30$$

en donde L es la longitud en metros de la parte cargada del claro para producir el efecto máximo en el miembro que se considera.

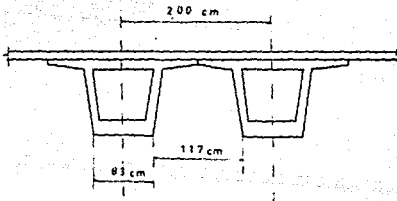
Cálculo de la separación entre las trabes:

La superestructura está constituida por dos tramos de losa de 12 cm. de espesor, sobre trabes preesforzadas.



Análisis de la Losa entre trabes.

Solución con 9 trabes.



Momento por carga viva e impacto.

Las especificaciones indican que las losas armadas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito. Con carga de eje sencillo, tendrán un ancho de distribución de la siguiente forma:

$$E = 0.4S + 1.143$$

en donde S es la separación entre nervaduras.

$$E = (0.4)(1.17) + 1.143 = 1.61 \text{ m.}$$

Momento por carga viva e impacto.

$$M_{cv} = \frac{P \cdot S}{5 \cdot E}$$

P = Peso de una rueda de eje sencillo

$$P = 0.4W = 0.4(18144) = 7257.6 \text{ kg.}$$

Sustituyendo,

$$M_{cv} = \frac{(7257.6)(1.17)}{(5)(1.61)} = 1054.83 \text{ kg-m.}$$

Coefficiente de impacto.

$$I = \frac{15}{L + 33} \leq 0.30$$

se toma I = 0.30

$$M_{cv+i} = (1.054)(1.30) = 1.37 \text{ T-m.}$$

Análisis por carga muerta.

Carga muerta:

$$\text{Losa} = (0.12)(1.00)(2400) = 288 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Asfalto} = (0.02)(1.00)(2200) = 44 \text{ kg/m.}$$

$$\underline{332 \text{ kg/m.}}$$

Momento por carga muerta.

Si consideramos un pequeño empotramiento entre la losa y la nervadura tendremos:

$$M_{cm} = \frac{w l^2}{10} = \frac{(332)(1.17)^2}{10} = 48.46 \text{ kg-m.}$$

$$M_{TOTAL} = M_{cv} + M_{cm} = 1.37 + 0.04846 = 1.42 \text{ T-m.}$$

Cálculo de las constantes de Diseño.

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = \frac{2100000}{10000 \sqrt{250}} = 13$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40(250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{\eta f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{13(100)}} = 0.394$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.394}{3} = 0.869$$

$$K = \frac{f_c}{2} j k = 50(0.869)(0.394) = 17.11 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión del peralte.

$$d = \sqrt{\frac{M}{k \cdot b}} = \sqrt{\frac{142000}{(17.112)(100)}} = 9.11 \text{ cm} < 10 \text{ cm.}$$

usaremos

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 10 \text{ cm.} \\ r = 2 \text{ cm.} \\ h = 12 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Por lo que el espesor de la losa es correcto.

Acero principal.

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{142000}{(2000)(0.899)(10)} = 8.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } \sqrt{0.126} \cdot A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$n \cdot \sqrt{0.17} = \frac{0.17}{1.27} = 6.43 \sqrt{\text{m.}}$$

$$\sqrt{0.17} \cdot n = \frac{100}{6.43} = 15.5 \text{ cm.} \approx 16 \text{ cm.}$$

Acero por temperatura.

El acero por temperatura es el que toma los esfuerzos debidos a los cambios de temperatura, colocándose en el lado superior de la losa.

$$A_{st} = (0.0018)(100)(12) = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$si \sqrt{0.3/8} \cdot 45 = 0.71 \text{ cm}^2 \quad N^{\circ} \sqrt{\frac{2.16}{0.71}} = 3 \sqrt{\quad}$$

$$\sqrt{0.3/8} \cdot \frac{100}{3} = 33 \text{ cm.}$$

Acero por Distribución.

El acero por distribución se utiliza para repartir el peso de una rueda en el ancho de distribución, el cual se coloca en el lecho inferior de la losa, el cual se estima en un porcentaje del armado principal y colocado perpendicularmente al mismo.

$$\% P = \frac{280}{\sqrt{3.295}} \quad \text{PARA REFUERZO PRINCIPAL PARALELO AL TRANSITO}$$

$$\% P = \frac{280}{\sqrt{(3.295)(1.17)}} = 112 \% \cdot 67 \%$$

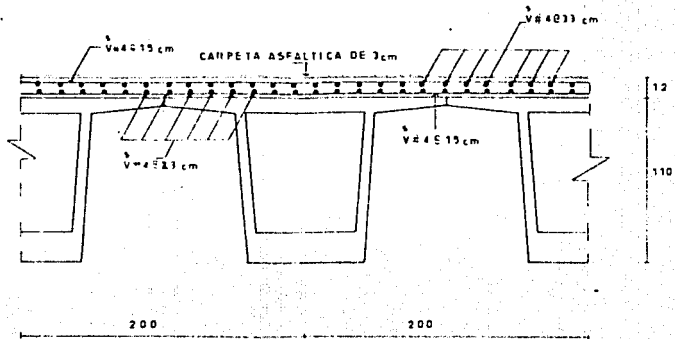
Pige 67 % $As_{Dist} = (8.17)(0.67) = 5.47 \text{ cm}^2$

$$si \sqrt{0.1/2} \cdot N^{\circ} = \frac{5.47}{1.27} = 4.3 = 3 \sqrt{0.1/2} = 23 \text{ cm.}$$

Análisis del Voladizo.

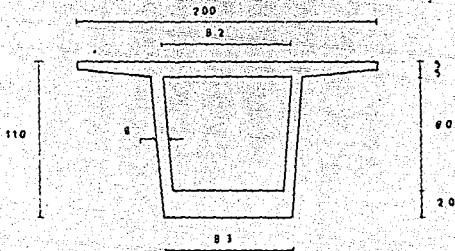
Se analiza únicamente la losa entre las trabes, por ser la condición

ARMADO DE LA LOSA



PROYECTO DE TRABES

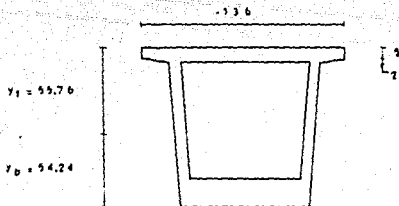
Características Geométricas de la Sección.



Acot: cm

Ancho efectivo del patín superior.

$$b_{\text{m}} \left\{ \begin{array}{l} l/4 = 2550/4 = 587.50 \text{ cm.} \\ \text{c.a.c} = 200 \text{ cm.} \\ 16t + b' = (16)(7.5) + 16 = 136 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad \text{Rige } b = 136 \text{ cm.}$$



Acot: cm

a) Area de concreto.

$$A_1 = (130)(100) = 13000 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (100)(20) = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \frac{(100 + 200)}{2} (100) = 15000 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = \frac{(200 + 100)}{2} (80) = 12000 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{TOTAL}} = 42000 \text{ cm}^2$$

b) Centro de gravedad del Concreto.

$$y_b = \frac{\sum A \bar{y}}{\sum A}$$

$$A_1 \bar{y}_1 = (130)(100)(50) = 650000 \text{ cm}^3$$

$$A_2 \bar{y}_2 = (100)(20)(60) = 120000 \text{ cm}^3$$

$$A_3 \bar{y}_3 = (75)(100)(30) = 225000 \text{ cm}^3$$

$$A_4 \bar{y}_4 = (400)(100/3 + 20) = 152000 \text{ cm}^3$$

$$A_5 \bar{y}_5 = (130)(105) = 136500 \text{ cm}^3$$

$$A_6 \bar{y}_6 = (20)(15)(2/3 + 100) = 30200 \text{ cm}^3$$

$$\sum A \bar{y} = 232774.67 \text{ cm}^3$$

$$y_b = \frac{232774.67}{42000} = 55.42 \text{ cm}$$

$$y_t = 110 - 55.42 = 54.58 \text{ cm}$$

c) Momento de Inercia.

$$I_1 = \frac{(492)(100)^3}{12} + (9800)(4.24)^2 = 8342847.15 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = -2 \frac{(7.5)(100)^3}{36} + \frac{750}{2} (20.907)^2 = 744493.65 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = - \frac{(70)(80)^3}{12} + (5600)(5.75)^2 = 3172461.23 \text{ cm}^4$$

$$I_4 = -2 \frac{(63)(80)^3}{36} + (240)(19.09)^2 = 345592.16 \text{ cm}^4$$

$$I_5 = \frac{(135)(10)^3}{12} + (1360)(50.76)^2 = 3515478.87 \text{ cm}^4$$

$$I_6 = -2 \frac{(10)(2)^3}{36} + (10)(45.427)^2 = 81916.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{TOTAL}} = 7 \ 513862.82 \text{ cm}^4$$

d) Radio do giro.

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

$$r^2 = \frac{7513862.82}{4292} = 1750.67 \text{ cm}^2$$

e) Localización del Núcleo Central.

$$K_t = \frac{r^2}{y_b} \quad \text{LÍMITE SUPERIOR.}$$

$$K_b = \frac{r^2}{y_t} \quad \text{LÍMITE INFERIOR.}$$

$$K_t = \frac{1750.67}{54.24} = 32.28 \text{ cm.}$$

$$K_b = \frac{1750.67}{55.76} = 31.40 \text{ cm.}$$

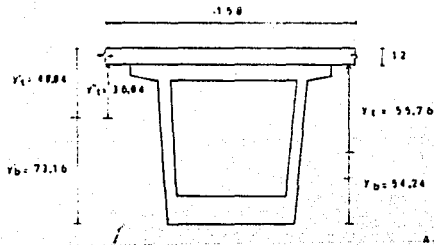
f) Módulo de Sección.

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

$$S_t = \frac{7515862.82}{55.76} = 134753.64 \text{ cm.}^3$$

$$S_b = \frac{7515862.82}{54.24} = 138529.92 \text{ cm.}^3$$

Análisis de la Sección Compuesta.



a) Ancho efectivo del firme de compresión, analizando a la sección compuesta como una sola pieza.

$$b_{\text{mín}} \begin{cases} l/4 = 2350/4 = 587.50 \text{ cm.} & \text{Rige } b = 200 \text{ cm.} \\ c. a. c = 200 \text{ cm.} \\ 16t + b' = (16)(21) + 10 = 352 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por ser diferente el f'c de la losa y el f'c de la trabe, se tomará una longitud ficticia para el cálculo.

$$b = \sqrt{\frac{250}{400}} = 158.11 \text{ cm.} \quad \dots \quad b = 158 \text{ cm.}$$

b) Area de Concreto Sección Compuesta.

$$A = 4292 + 1896 = 6188 \text{ cm.}^2$$

c) Centro de gravedad.

$$y'_b = \frac{(4292)(154.24) + (1896)(116)}{6188} = 73.16 \text{ cm.}$$

$$y'_t = 122 - 73.16 = 48.84 \text{ cm.} \quad \text{RESPECTO A LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA.}$$

$$y'_i = 110 - 73.16 = 36.84 \text{ cm.} \quad \text{RESPECTO A LA FIBRA INFERIOR DE LA LOSA.}$$

d) Momento de Inercia.

$$I_x = 7013960.00 + (4292)(18.92)^2 = 6760054.61 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(1896.12)^3}{12} + (1896)(42.84)^2 = 3402415.58 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{TOTAL}} = 12556070.18 \text{ cm}^4$$

e) Módulo de Sección.

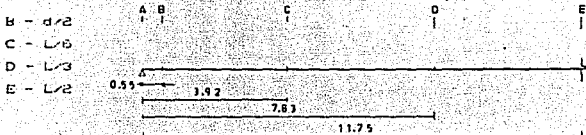
$$S_x = \frac{12556070.18}{73.16} = 171578.32 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{12556070.18}{48.84} = 257016.18 \text{ cm}^3$$

$$S_x' = \frac{12556070.18}{36.84} = 340734.80 \text{ cm}^3$$

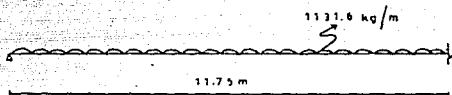
EVALUACION DE LAS CARGAS

Se revisarán los esfuerzos en las siguientes secciones. -



I. - Peso propio de la Trabe.

$$W_{pp} = (0.4715)(2400) = 1131.6 \text{ kg/m.}$$



$$R_A = (1131.6)(11.75) = 13296.3 \text{ kg.}$$

a) En sección "B". (d/2)

$$M_B = (13296.3)(0.55) - (1131.6) \frac{(0.55)^2}{2} = 7141.81 \text{ kg - m.}$$

$$V_B = 13296.3 - (1131.6)(0.55) = 12673.92 \text{ kg.}$$

b) En sección "C". (L/6)

$$M_C = (13296.3)(3.92) - (1131.6) \frac{(3.92)^2}{2} = 43427.19 \text{ kg - m}$$

$$V_C = 13296.3 - (1131.6)(3.92) = 8950.12 \text{ kg.}$$

c) En sección "D". (L/3)

$$M_D = (13296.3)(7.83) - (1131.6) \frac{(7.83)^2}{2} = 69421.45 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_D = 13296.3 - (1131.6)(7.83) = 4435.67 \text{ kg}$$

d) En sección "E". (L/2)

$$M_E = (13296.3)(11.75) - (1131.6) \frac{(11.75)^2}{2} = 70115.76 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_E = 0$$

11. - Peso de la Lusa.

$$W_{LUSA} = (2300)(2400) = 5520 \text{ kg}$$

$$P_A = (5760)(11.75) = 6768 \text{ kg}$$

a) En sección "II". (d/2)

$$M_{II} = (6768)(0.5) - (5760) \frac{(0.5)^2}{2} = 3385.20 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{II} = 6768 - (5760)(0.5) = 3451.2 \text{ kg}$$

b) En sección "C". (L/6)

$$M_C = 6768(3) = 20304 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_C = 6768 - (5760)(3) = 4512 \text{ kg}$$

c) En sección "D". (L/3)

$$M_D = 6768(4.5) = 30456 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_b = 2257.42 \text{ kg.}$$

d) En sección "E" (L/2)

$$M_b(C) = 34762 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$V_b(C) = 6768 - (576)(11.75) = 0.$$

III. - Carga Muerta Adicional.

(Parapeto, guarnición, camellón y asfalto).

$$W_{\text{PARAPETO}} = (1.35)(2) = 270 \text{ kg/m.}$$

$$W_{\text{GUARNICION}} = (2)(0.2)(2400) = 960 \text{ kg/m.}$$

$$W_{\text{CAMELLON}} = (2)(0.2)(2400) = 960 \text{ kg/m.}$$

$$W_{\text{CARPETA}} = (0.03)(14)(2200) = 924 \text{ kg/m.}$$

$$W_{\text{ASFALTICA}} \quad W_{\text{TOTAL}} = 3114 \text{ kg/m.}$$

$$W = \frac{3114}{g} = 345 \text{ kg/m. / trabe.}$$

$$W = 345 \text{ kg/m.}$$

$$P_A = 4065.5 \text{ kg.}$$

a) En sección "B". (L/2)

$$M_b = (4065.5)(0.55) - (345) \frac{(0.55)^2}{2} = 2183.70 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$V_b = 4065 - (345)(0.55) = 3875.2 \text{ kg.}$$

b) En sección "C". (L/6)

$$M_c = (4065.5)(3.92) - (173)(3.92)^2 = 14278.37 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$V_0 = 2709.18 \text{ kg.}$

c) En Sección "D". (L/3)

$M_D = 21020.43 \text{ kg} \cdot \text{m.}$

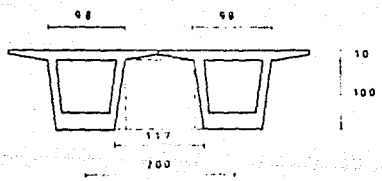
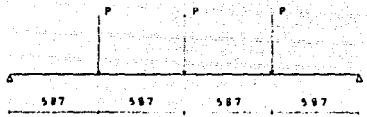
$V_D = 1354.52 \text{ kg.}$

d) En Sección "E". (L/2)

$M(E) = 2.004.81 \text{ kg} \cdot \text{m.}$

$V(E) = 0.$

IV . - Peso del Diafragma.



$$A = (1.02)(1) + (0.075)(1) \frac{(1.02)(0.05)}{2} = 1.121 \text{ m}^2$$

$$V = (1.121)(0.25) = 0.280 \text{ m}^3$$

Peso de un Diafragma, $P = (0.280)(2400) = 672.3 \text{ kg.}$

$$P = 672.3 \text{ kg.}$$

$$R_A = 672.3 + \frac{672.3}{2} = 1008.5 \text{ kg.}$$

a) En sección "B". (d/2)

$$M_B = (1008.5)(0.59) = 594.89 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$V_B = 1008.5 \text{ kg.}$$

b) En sección "C". (L/6)

$$M_C = (1008.5)(3.02) = 3054.92 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$V_C = 1008.5 \text{ kg.}$$

c) En sección "D". (L/3)

$$M_D = (1008.5)(7.83) - (672.3)(1.955) = 6582.21 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$V_D = 1008.5 - 672.3 = 336.2 \text{ kg.}$$

d) En sección "E". (L/2)

$$M_E = (1008.5)(11.75) - (672.3)(5.875) = 7000.11 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

-70-

$$V_{LQ} = 1008.5 - 672.3 = 336.2 \text{ Ton.}$$

V_L = Factor de Concentración, (C.F.C.)

Segun A.A.S.R.T.O. y en puentes con dos o mas carriles de tránsito y con vigas paralelas, monolíticas, con sistema de piso, y separadas una distancia "S" en m. cada viga interior debe diseñarse para una fracción de $\frac{S}{1.04}$.

$$F.C. = \frac{1.04}{1.04} = 1.19 \text{ RUEDA + 0.50(2) DE CARRIL TRAF. INTERMEDIA}$$

$$F.C. = \frac{1.04}{2.08} = 0.50 \text{ RUEDA TRAF. EXTREMA.}$$

Se analizará una trabe intermedia.

V_L = Carga Viva IIS = 20.

a) = Impacto.

$$I = \frac{15.24}{L + 95.1} = \frac{15.24}{23.5 + 98.1} = 0.247 = 0.30$$

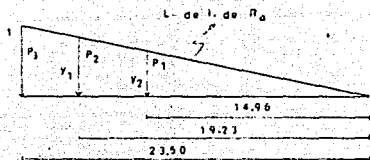
La carga viva se analizará utilizando las líneas de influencia para momento y cortante.

$$P_1 = (3.5 + 0.595)(1.247) = 4.94 \text{ Ton.}$$

$$P_2 = (14.5 + 0.595)(1.247) = 19.36 \text{ Ton.}$$

$$P_3 = (14.5 + 0.595)(1.247) = 19.36 \text{ Ton.}$$

a) En el apoyo "A".

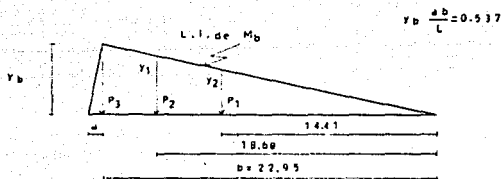


$$y_1 = \frac{16.24}{23.50} = 0.691$$

$$y_2 = \frac{14.96}{23.50} = 0.637$$

$$P_{\text{Reac. A}} = (10.78)(1) + (10.78)(0.691) + (2.69)(0.637) = 21.31 \text{ ton.}$$

b) En sección "B". (d/2)

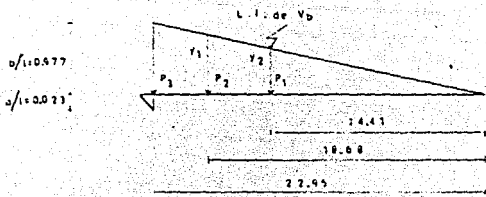


$$y_1 = \frac{(0.537)(18.68)}{22.95} = 0.437$$

$$y_2 = \frac{(0.537)(14.41)}{22.95} = 0.337$$

$$M_{\text{Reac. B}} = (10.78)(0.537) + (10.78)(0.437) + (2.69)(0.337) = 11.41 \text{ L-m.}$$

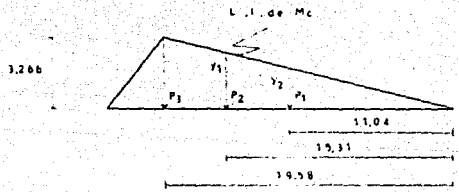
$$M_{\text{Reac. B}} = 11.41 \text{ L-m.}$$



$$y_1 = \frac{C_1 b \cdot i \cdot (0.977)}{C_2 \cdot y_2} = 0.795 \quad y_2 = \frac{C_1 4.41 \cdot (0.977)}{C_2 \cdot y_1} = 0.613$$

$V_{\text{actu}} = (10.7)(0.977) + (10.7)(0.795) + (2.64)(0.613) = 20.75 \text{ ton.}$
 $V_{\text{actu}} = 20.75 \text{ ton.}$

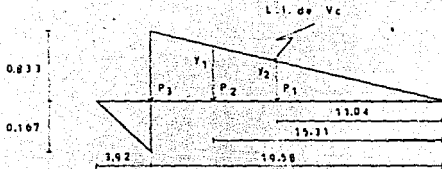
c) En sección "C", - (L/6)



$$y_1 = \frac{C_1 3.266 \cdot (19.58)}{C_2 \cdot y_2} = 2.595 \quad y_2 = \frac{C_1 11.04 \cdot (19.58)}{C_2 \cdot y_1} = 1.642$$

$$M_{\text{Cev.ii}} = (10.78)(3.266) + (10.78)(2.55) + (2.69)(1.842) = 67.65 \text{ t-m}$$

$$M_{\text{Cev.ii}} = 67.65 \text{ t-m}$$



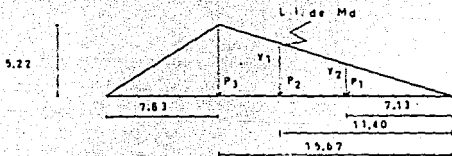
$$y_1 = \frac{(15.21)(0.833)}{19.58} = 0.651$$

$$y_2 = \frac{(11.04)(0.833)}{19.58} = 0.470$$

$$V_{\text{Cev.ii}} = (10.78)(0.833) + (10.78)(0.651) + (2.69)(0.47) = 17.26 \text{ ton}$$

$$V_{\text{Cev.ii}} = 17.26 \text{ ton}$$

d) En sección "D". (L/3)

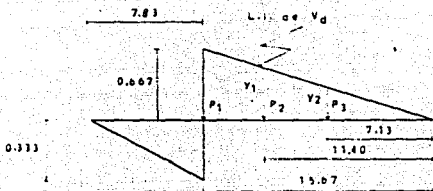


$$y_1 = \frac{(11.40)(5.22)}{15.67} = 3.8$$

$$y_2 = \frac{(5.22)(7.13)}{15.67} = 2.37$$

$$M_{\text{Cv.ii}} = (10.78)(5.22) + (10.78)(3.8) + (2.69)(2.37) = 103.61 \text{ t-m}$$

$$M_D = 103.61 \text{ t} \cdot \text{m.}$$

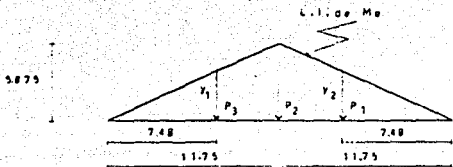


$$y_1 = \frac{(11.40)(0.667)}{15.67} = 0.485 \quad y_2 = \frac{(7.13)(0.667)}{15.67} = 0.303$$

$$V_D(\text{C.V.}) = (10.78)(0.667) + (10.78)(0.485) + (2.09)(0.303) = 13.23 \text{ tn.}$$

$$V_D(\text{C.V.}) = 13.23 \text{ ton.}$$

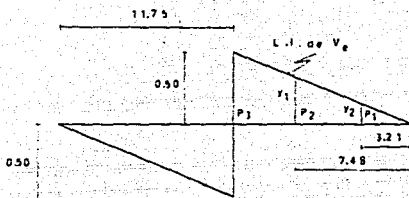
e) En sección "E". (L/2)



$$y_1 = \frac{(7.48)(5.875)}{11.75} = 3.74 \quad y_2 = y_2 = 3.74$$

$$M_{K(C)} = (10.78)(5.875) + (10.78)(3.74) + (2.69)(3.74) = 113.67 \text{ t} \cdot \text{m}.$$

$$M_{K(Cv-n)} = 113.67 \text{ t} \cdot \text{m}.$$



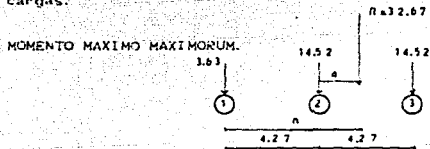
$$y_1 = \frac{(7.48)(0.5)}{11.75} = 0.318$$

$$y_2 = \frac{(3.21)(0.5)}{11.75} = 0.137$$

$$V_{K(C)} = (10.78)(0.5) + (10.78)(0.318) + (2.69)(0.137) = 9.19 \text{ ton}.$$

$$V_{K(Cv-n)} = 9.19 \text{ ton}.$$

El momento Maximo para un camión de tres ejes no se encuentra localizado en el centro del claro, ya que se tiene que desplazar las cargas.



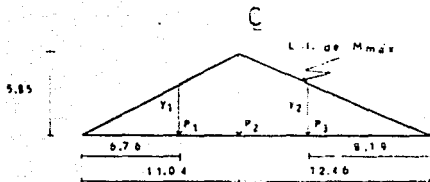
$$32.67n = (14.52)(4.27) + (14.52)(8.54)$$

$$n = 5.69 \text{ m}.$$

$$a = 5.69 - 4.27 = 1.423 \text{ m}.$$

$$\frac{a}{2} = \frac{1.423}{2} = 0.712 \text{ m.}$$

SE TENDRA QUE RECORRER LA LLANTA 2
CON RESPECTO AL CENTRO DEL CLARO,
PARA OBTENER EL MOMENTO MAXIMO.



$$y_1 = \frac{(6.76)(5.85)}{11.04} = 3.59$$

$$y_2 = \frac{(9.10)(5.85)}{12.46} = 4.25$$

$$M_{MAX.} = (2.64)(3.59) + (10.78)(4.25) + (10.78)(3.59) = 114.26 \text{ L-m.}$$

$$M_{MAX.} = 114.26 \text{ L-m.}$$

DISEÑO DE LA SECCION BAJO FLEXION.

Diseño Preliminar.

El diseño preliminar de las secciones de concreto preesforzado puede realizarse por un procedimiento muy simple, basado en el conocimiento de un par interno C - T que actúa en la sección.

En la práctica la profundidad h de la sección se conoce, o se supone, así como el momento total M_r en la sección.

Bajo la carga de trabajo, el brazo del par interno podrá variar entre el 30 y 80 % de la altura total h y como promedio vale $0.65h$. Por consiguiente, el preesfuerzo efectivo requerido F se obtiene de la siguiente forma:

$$F = \frac{M_r}{0.65 h}$$

Para el área de concreto requerida se puede aproximar mediante la siguiente fórmula:

$$A = \frac{F_0}{0.40 f_c} 1.5$$

El procedimiento anterior se basa en el diseño para cargas de trabajo, con poca tensión o ninguna en el concreto.

Fuerza de preesfuerzo efectiva.

$$F = \frac{M_t}{0.65 h} = \frac{25392208}{(0.65)(110)} = 366123 \text{ kg.}$$

Si consideramos un 20 % de pérdidas, tendremos una fuerza de preesfuerzo inicial igual a:

$$F_0 = (366123)(1.20) = 442948 \text{ kg.}$$

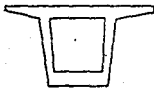
Area de concreto tentativa:

$$A = \frac{F_0}{0.40 f_c} 1.5 = \frac{442948}{(0.4)(400)} (1.5) = 4153 \text{ cm}^2.$$

se propone la siguiente sección.

SECCION SIMPLE

$A_c = 4202 \text{ cm}^2$
 $y_{br} = 54.24 \text{ cm}$
 $y_{tr} = 55.76 \text{ cm}$
 $I_c = 751362.82 \text{ cm}^4$
 $S_{br} = 138720.02 \text{ cm}^3$
 $S_{tr} = 124755.04 \text{ cm}^3$
 $x_{tr} = 32.28 \text{ cm}$
 $k_{br} = 31.40 \text{ cm}$



SECCION COMPUESTA

$A_t = 6188 \text{ cm}^2$
 $y_{br} = 73.16 \text{ cm}$
 $y_{tr} = 36.84 \text{ cm}$
 $I_t = 12572070.18 \text{ cm}^4$
 $S'_{br} = 171978.32 \text{ cm}^3$
 $S''_{tr} = 340734.8 \text{ cm}^3$

DISEÑO DEFINITIVO:

Análisis de Esfuerzos al centro del claro.

Las traveses actuarán de acuerdo a la siguiente secuencia de carga:

I.- ACTUANDO EN SECCION SIMPLE.

I.1.- Preesfuerzo debido al pretensado.

I.2.- Peso propio de la trabe.

I.3.- Postensado en el lugar, después de montar las traveses.

I.4.- Peso de la losa y diafragma.

II.- ACTUANDO EN SECCION COMPUESTA.

II.1.- Carga muerta adicional.
(guarnición, parapeto, camellón y asfalto).

II.2.- Carga viva e impacto.

I. - Actuando en Sección Simple.

Pretensado. Con fines prácticos se utilizará la excentricidad constante a lo largo del claro para tomar el peso propio de la sección.

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

$$f_{ci} = f_{tu} - \frac{y_i}{h} (f_{tu} - f_{cu})$$

en donde

- f_{ci} = Esfuerzo en el centroide del concreto.
- f_{tu} = Esfuerzo permisible de tensión inmediatamente después de la transferencia.
- f_{cu} = Esfuerzo permisible de compresión inmediatamente después de la transferencia.

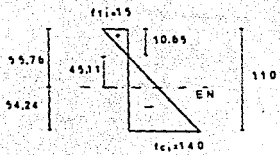
La fuerza de preesfuerzo inicial se obtiene fácilmente multiplicando el valor del esfuerzo en el centroide del concreto por el área de la sección transversal "A" de concreto.

$$F_o = A \cdot f_{ci}$$

La excentricidad de la fuerza de preesfuerzo se puede hallar de la siguiente forma:

$$e = \left(\frac{f_{cu}}{f_{ci}} - 1 \right) (k_i d)$$

Esfuerzo en el centroide del concreto



$$f_{cct} = \frac{140}{110} = 1.27$$

$$f_{cct} = 1.27 \times 45.11 = 57.29$$

$$f_{cct} = 57.29 + 15 = 72.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cct} = 63.57 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza de Preesfuerzo inicial.

$$P_o = (63.57)(4292) = 272842 \text{ kg.}$$

La excentricidad constante requerida.

$$e = \left(\frac{140}{63.57} - 1 \right) (32.28) = 38.81 \text{ cm.}$$

$$M = P_o e = (272842)(38.81) = 10588998 \text{ kg - cm.}$$

Esfuerzos debido al pretensado.

$$f_t = - \frac{272842}{4292} + \frac{10588998}{134753.64} = + 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = - \frac{272842}{4292} - \frac{10588998}{139529.92} = - 140 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo debido al peso propio de la trabe $M_g = 7811576 \text{ kg - cm.}$

$$f_t = \frac{7811576}{134753.64} = - 57.97 \text{ kg/cm}^2$$

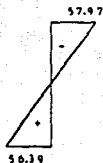
$$f_b = \frac{7811576}{139529.92} = + 56.39 \text{ kg/cm}^2$$

EN RESUMEN:

PRETENSADO



Pp TRABE



Fo+Mg



Postensado:

Después del montaje de las traves se aplicará el postensado para tomar el peso de la losa, diafragmas, carga muerta adicional y la carga viva e impacto.

Localización del c. g. s

$$e = \frac{f_{11} \cdot A \cdot i \cdot b + M_g}{F_0} + i \cdot b$$

para facilitar el calculo en la sección compuesta se utilizarán los siguientes factores:

Fibra inferior.

$$m_b = \frac{I \cdot y_i}{I' \cdot y' \cdot b} = \frac{S_b}{S' \cdot b}$$

Fibra superior.

$$m_t = \frac{I \cdot y_t}{I' \cdot y' \cdot t} = \frac{S_t}{S' \cdot t}$$

en donde

I' = Momento de inercia de la sección compuesta.

$y'a$, $y'b$ = Distancia a las fibras extremas de la porción precolada medida desde el centro de gravedad del concreto de la sección compuesta.

y_b = Distancia del núcleo inferior de la sección precolada.

k_t = Distancia del núcleo superior de la sección precolada.

La Fuerza de preesfuerzo requerida se obtiene de la siguiente manera.

si f_{ts} diferente de cero

$$F = \frac{M_p + m_b \cdot M_c - f_{ts} \cdot k_t \cdot A}{e + k_t}$$

si $f_{ts} = 0$

$$F = \frac{M_p + m_b \cdot M_c}{e + k_t}$$

en donde

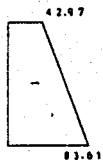
M_p = Momento total que actúa en la porción precolada.

M_c = Momento que actúa en la sección compuesta.

f_{ts} = Esfuerzo permisible de tensión bajo cargas de servicio, después de todas las pérdidas.

1.3 Presfuerzo debido al Postensado.

Estado de esfuerzos finales debido al Pretensado.



Como el peso propio de la sección será tomado por el pretensado, en este caso $M_p = \text{Peso de la losa} + \text{Peso del diafragma}$.

Localización del c.g.s

$$e = \frac{015.0014072031.400 + 476071}{442948} + 31.40 = 46.79 \text{ cm.}$$

$$e = 46.79 \text{ cm.}$$

Pecubrimiento $\bar{r} = 54.24 - 46.79 = 7.45 \text{ cm.}$

Fuerza de presfuerzo efectiva.

El Momento en la porción precolada está dado:

$M_p = \text{Peso de la losa} + \text{Peso del diafragma}$.

y el Momento que actúa en la sección compuesta:

$M_r = (C.V + I) = \text{Carga muerta Adicional}$.

$M_c = 13814481 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$

Calculo de los factores:

$$M_b = \frac{138529.92}{171578.32} = 0.807 \quad \text{PARA LA FIBRA INFERIOR}$$

$$M_t = \frac{134753.64}{340734.80} = 0.395 \quad \text{PARA LA FIBRA SUPERIOR}$$

La fuerza de presfuerzo efectiva requerida:

$$F = \frac{4766211 + (0.807)(13814481) - (83.01)(4292)(32.28)}{46.79 + 32.28} = 54770 \text{ kg.}$$

$$F = 54770 \text{ kg.}$$

Si consideramos un 20 % de pérdidas.

$$F_u = (54770)(1.20) = 65724 \text{ kg.}$$

El momento producido por el presfuerzo excentrico

$$M = (54770)(46.79) = 2562688 \text{ kg - m.}$$

Esfuerzos debido al Postensado.

$$f_t = - \frac{54770}{4292} + \frac{2562688}{134753.64} = + 6.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = - \frac{54770}{4292} - \frac{2562688}{138529.92} = - 31.26 \text{ kg/cm}^2$$

Losa y Diafragma

$$M = 3976200 + 790011 = 4766211 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$f'_t = \frac{4766211}{134753.64} = - 35.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_b = \frac{4766211}{138529.92} = + 34.41 \text{ kg/cm}^2$$

II.- Esfuerzos en Sección Compuesta.

Carga Muerta Adicional
(quarrnición, parapeto, asfalto y camellón)

$$M = 2388481 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$f'_t = \frac{2388481}{257016.18} = - 9.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_t = \frac{2388481}{340734.8} = - 7.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_b = \frac{2388481}{171578.32} = + 13.92 \text{ kg/cm}^2$$

Carga Viva e Impacto

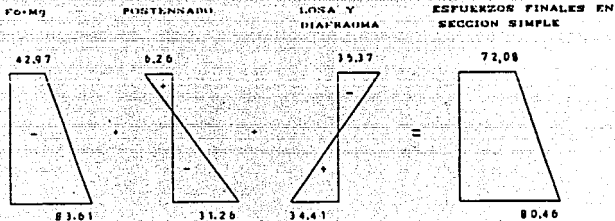
$$M = 11426000 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$f'_t = \frac{11426000}{257016.18} = - 44.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_1 = \frac{11426000}{340734.8} = -33.53 \text{ kg/cm}^2$$

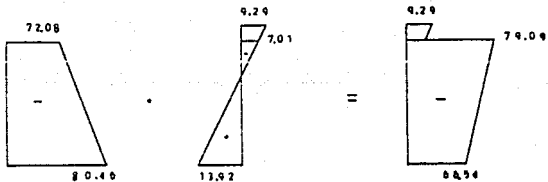
$$f''_b = \frac{11426000}{171578.32} = +66.59 \text{ kg/cm}^2$$

EN RESUMEN:



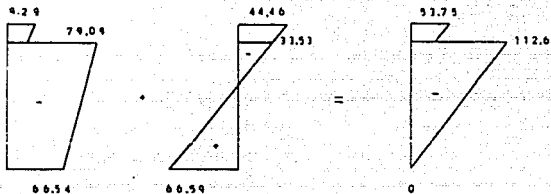
CARGA MUERTA
ADICIONAL

PUNTE VACIO



CARGA VIVA
E IMPACTO

ESTADO DE ESFUERZOS FINALES
EN SECCIÓN COMPUESTA
(PUENTE EN SERVICIO)



Esfuerzo permisible de compresión

$$f_{cs} = 0.40 f_c = (0.40)(4000) = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo de trabajo} = 112.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$112.6 < 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible de tensión.

$$f_{ts} = 0 = 0$$

Variación de la excentricidad debido al festensado.

Límite inferior de la excentricidad.

$$e_b = \frac{F_{10} \cdot A \cdot K_b + M_p}{F_0} + K_b$$

Límite superior.

$$e_t = \frac{M_p + m_b M_c - F_{10} \cdot A \cdot K_t}{F_0} - K_t$$

Como se utilizará un cable la máxima excentricidad será igual al límite inferior de la excentricidad.

$$e_{\max} = e_b$$

a) En el extremo.

$$e_b = \frac{(15,2)(4292)(31,40) + 0}{442948} + 31,40 = 38,03 \text{ cm.}$$

c) En el centro del claro.

$$e_t = \frac{(15,2)(4292)(31,40) + 4795211}{442948} + 31,40 = 46,79 \text{ cm.}$$

$$e_t = 46,79 \text{ cm.}$$

Trayectoria del cable.

$$e(x) = \frac{4030,03 - 46,79 \cdot x^2}{L^2} + 46,79$$

en donde:

e_1 = Excentricidad del cable en el extremo.

e_c = Excentricidad del cable en el centro

L = longitud del claro.

a) En el centro del claro. $x = 0$

$$e_1 = \frac{4030,03 - 46,79(0)^2}{23,50^2} + 46,79 = 46,79 \text{ cm.}$$

b) En la sección D $x = 3,00 \text{ m.}$

$$e_d = \frac{4030,03 - 46,79(3,00)^2}{23,50^2} + 46,79 = 45,60 \text{ cm.}$$

c) $x = 5 \text{ m.}$

$$e_5 = \frac{4030,03 - 46,79(5)^2}{23,50^2} + 46,79 = 44,84 \text{ cm.}$$

d) En la sección C $x = 7,00 \text{ m.}$

$$e_c = \frac{4030,03 - 46,79(7,00)^2}{23,50^2} + 46,79 = 42,00 \text{ cm.}$$

si $x = 9$ m.

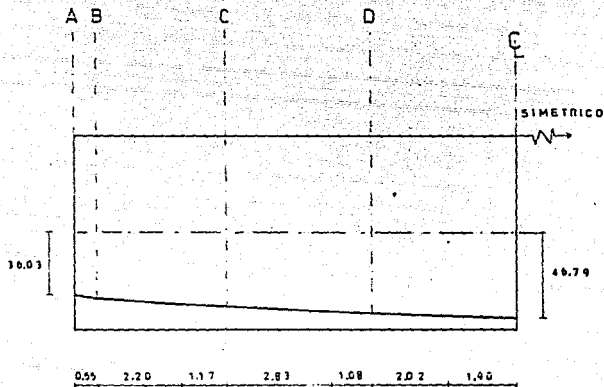
$$e_{09} = \frac{40'45.03 - 45.79(9)^2}{23.50^2} + 46.79 = 40.47 \text{ cm.}$$

d) En la sección B $x = 11.20$ m.

$$e_{11.20} = \frac{40'45.03 - 45.79(11.20)^2}{23.50^2} + 46.79 = 37.01 \text{ cm.}$$

e) En el extremo. $x = 11.75$ m.

$$e = \frac{40'45.03 - 45.79(11.75)^2}{23.50^2} + 46.79 = 35.03 \text{ cm.}$$



Se propone preesforzar cada trabe con torones de 1/2" Ø con un $f_{rup} = 19000 \text{ kg/cm}^2$, tensados a una fuerza de $0.6 f_{rup}$. Para el pretensado y el postensado.

Pretensado:

$$T = (0.6)(19000) = 11400 \text{ kg/cm}^2$$

Area requerida

$$A_t = \frac{272842}{11400} = 23.93 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ de torones} = \frac{23.93}{0.987} = 24.3 = 25 \text{ torones.}$$

Postensado.

Se propone usar un cable.

$$A_t = \frac{34770}{11400} = 4.8 \text{ cm}^2 \text{ / CABLE}$$

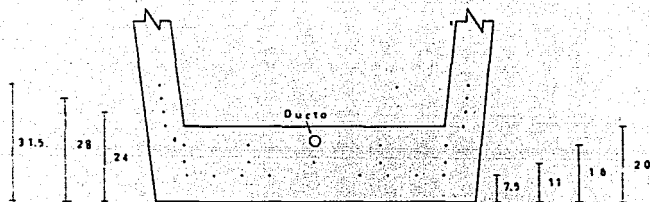
$$N^{\circ} \text{ de torones} = \frac{4.80}{0.987} = 5 \text{ torones}$$

Diámetro del cable.

$$\frac{\pi d^2}{4} = 4.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow d = \sqrt{\frac{(4.80 \times 4)}{\pi}} = 2.48 \text{ cm } \phi$$

Se propone ducto de 4 cm Ø

EN EL EXTREMO

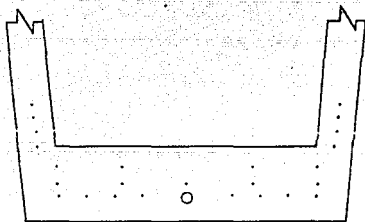


Pretensado

$$y = \frac{(7.5)(60) + (11)(51) + (1.8)(43) + (24)(2) + (28)(2) + (31.5)(2)}{25}$$

$$y = 15.44 \text{ cm} \approx 15.43 \text{ cm.}$$

AL CENTRO DEL CLARO



Revisión de Esfuerzos a lo Largo del Claro.

1.- En el extremo de la viga.

a) Pretensado.

$$F = 272942 \text{ kg.}$$

$$M = 10588998 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$f_t = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = -140 \text{ kg/cm}^2$$

b) Postensado.

$$F = 54770 \text{ kg.}$$

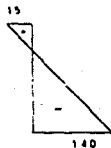
$$M = (54770)(26.03) = 1473363.1 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$f_t = -\frac{54770}{4262} + \frac{1473363.1}{134753.64} = 1.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = -\frac{54770}{4262} + \frac{1473363.1}{138529.92} = -87 \text{ kg/cm}^2$$

EN REGIMEN:

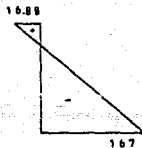
PRETENSADO:



POSTENSADO:



=



2. - En la sección B. $x = 0.55 \text{ m}$.

a) Pretensado.

$$f_t = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = -140 \text{ kg/cm}^2$$

b) Peso propio Trabe. $M_g = 714181 \text{ kg} \cdot \text{cm}$.

$$f_t = \frac{714181}{134753.64} = -5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{714181}{134529.92} = 5.16 \text{ kg/cm}^2$$

c) Postensado.

$$F = 54770 \text{ kg.}$$

$$M = (54770)(37.01) = 2027037.7 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

$$f_t = -12.76 + \frac{2027037.7}{134753.64} = 2.28 \text{ kg/cm}^2$$

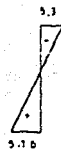
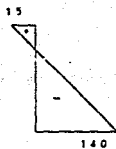
$$f_b = -12.76 - \frac{2027037.7}{134529.92} = -27.39 \text{ kg/cm}^2$$

EN RESUMEN:

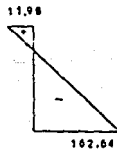
PRETENSADO

Pp. TRABE

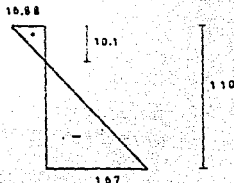
POSTENSADO



=



Como se observa la sección crítica se presenta en el extremo de la trabe, ya que el esfuerzo permisible de tensión en la etapa a la transferencia $f_u = 15 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto se tomará toda la tensión con acero de refuerzo.



Vol. del block de tensión.

$$T = (16.88)(10.1)(0.5)(10) = 1363.9 \text{ kg.}$$

El Area de acero.

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{1363.9}{2000} (1.5) = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } \checkmark \text{ 0 3/8 } \quad a_c = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{No } \checkmark \text{ 0 3/8 } \quad \frac{1.03}{0.71} = 2 \checkmark$$

2 \checkmark 0 3/8 para tomar la tensión en la fibra superior.

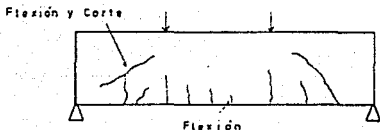
DISEÑO POR CORTANTE

Las vigas de concreto preesforzado normalmente poseen refuerzo para el cortante, con la finalidad de asegurar que la falla por flexión, la cual viene precedida por el agrietamiento y las grandes deflexiones obvias, ocurrirá antes de la falla por cortante, la cual es súbita y más difícil de predecir con exactitud.

Cortante del agrietamiento Diagonal

Gran cantidad de pruebas han demostrado que pueden ocurrir dos tipos de grietas diagonales en tramos preesforzados: grietas por flexión cortante y grietas por cortante en el alma.

Las grietas por flexión-cortante se presentan después de que han ocurrido las grietas por flexión. Las grietas por flexión se extienden más o menos verticalmente dentro de la trabe desde la cara de tensión. Cuando se desarrolla una combinación crítica de esfuerzos de flexión y cortantes en la cabeza de una grieta por flexión, la grieta se propaga en una dirección inclinada, a menudo algo tendida, si no se proporciona refuerzo en el alma. Tal grieta puede producir la que se conoce como una falla por compresión-cortante, en el área de compresión del concreto cerca de la parte superior de la trabe, reducida por la grieta diagonal, es insuficiente para resistir las fuerzas provenientes de la flexión.

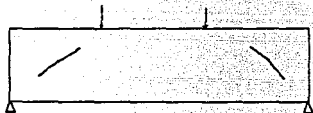


El agrietamiento por cortante en el alma puede ocurrir especialmente cerca de los apoyos en vigas altamente preesforzadas con alma relativamente delgada. Este tipo de grietas se inicia en el alma, sin previo agrietamiento por flexión, cuando la tensión principal en el concreto iguala a la resistencia de tensión del material.

Este tipo de peligro en el alma conduce a la súbita formación de una gran grieta inclinada, y si no se encuentra refuerzo en el alma, conducirá a la falla de la viga de la siguiente forma:

- Separación del patín de tensión del alma, a medida en que la grieta inclinada se extiende horizontalmente hacia los apoyos.
- Aplastamiento del alma debido a la elevada compresión que actúa paralelamente a la grieta diagonal, a medida que la trabe se transforma en un arco.
- Agrietamiento por tensión inclinada secundaria, cerca de los apoyos, el cual separa el patín en compresión del alma.

Tipicamente, las fallas por cortante en el alma son más violentas que las fallas por flexión-cortante.



GRIETA POR CORTANTE EN EL ALMA

CRITERIO DEL ACI

El cortante se expresa directamente en términos de la fuerza cortante factorizada V_u , utilizando la igualdad básica de la resistencia al cortante:

$$V_u \leq \phi V_n$$

donde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas.

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia = 0.85

La resistencia nominal al cortante V_n está dada como:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo.

Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

El valor de V_c debe tomarse como el menor de los valores de V_{ci} y V_{cs} ; determinados para un agrietamiento por flexión cortante y para un agrietamiento por cortante en el alma respectivamente.

a) Así la fuerza cortante total V_u que producirá la falla por flexión cortante está dada por:

$$V_{ci} = 0.8 \sqrt{0.071 \cdot c \cdot b_w d} + V_s + \frac{V_s}{M_{cr}} M_{cr}$$

en donde

b_v = Ancho de la sección o espesor del alma.

V_o = Cortante producido por el peso propio.

f_o = Esfuerzo de flexión en el concreto en la fibra inferior de la trabe debido al peso propio.

V_i y M_{\max} = Son respectivamente, el cortante y el momento flexionante provenientes de la carga muerta y viva sobrepuesta.

M_{cr} = Momento de agrietamiento, es por definición, aquel momento provenientes de las cargas muertas y vivas sobrepuestas y se pueda calcular como sigue:

$$M_{cr} = S_b \left(6 \sqrt{0.07f'_c} + f_{zp} - f_o \right)$$

en donde

f_{zp} = Esfuerzo de compresión del concreto en la fibra inferior debida a la fuerza de preesfuerzo efectiva.

La convención de signos es de acuerdo al Código del ACI, trata a todos los esfuerzos como valores absolutos.

b) La resistencia nominal al cortante correspondiente al agrietamiento por cortante en el alma (V_{cw}).

Se puede obtener de la siguiente forma, utilizando la fórmula completa

$$V_{cw} = b_{vd} \left(3.5 \sqrt{0.07f'_c} + f_{cc} \right) + V_p$$

en donde

f_{cc} = Esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debido a la fuerza de preesfuerzo efectiva.

V_p = Componente vertical de la fuerza de preesfuerzo efectiva.

$$V_p = F_s \sin \theta$$

Se despreciará la componente vertical de la fuerza pretensora, esto se justifica debido al pequeño ángulo de inclinación del tendón en la región de mayor interés.

El cortante que toma el concreto V_c debe ser el menor de los valores de V_{c1} y V_{c2} .

Pero V_c no necesita ser considerado menor que $2\sqrt{0.07f'c} bvd$ y no debe tomarse mayor que $5\sqrt{0.07f'c} bvd$

El área requerida del refuerzo en el alma.

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) S}{\phi f_y d}$$

Normalmente se escoge un tamaño tentativo de estribos para el cual se halla el espaciamiento requerido.

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c}$$

Análisis del cortante a la ruptura.

a) En la sección B (d/2).

$$V_u = 1.5(12673.92 + 6451.2 + 1008.5 + 3875.2) + 2.5(20750) =$$

$$V_u = 87888.2 \text{ kg.}$$

Por especificación:-

$$S = \frac{A_v f'_{tvd}}{V_u - V_c}$$

Cortante que toma el concreto

$$V_c = 0.06 f'_{c} b_j d \leq 12.7 b_j d$$

$$0.06 f'_{c} = (0.06)(400) = 24 > 12.7$$

$$V_c = (12.7)(16)(0.875)(92.77) = 16494.5 \text{ kg.}$$

$$V_u - V_c = 87888.2 - 16494.5 = 71393.7 \text{ kg.}$$

Si E 0 3/4" 2 ramas $A_v = 5.7 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(2)(5.7)(23000)(0.875)(92.77)}{71393.7} = 29.8 \text{ cm.}$$

Separación máxima.

$$S_{máx} = \frac{A_v}{(0.0025) f'_{c} b} = \frac{5.70}{(0.0025)(16)} = 142.5 \text{ cm.}$$

Si colocaran E 0 3/4" 2 ramas 28 cm.

b) En la sección C (L/6).

Momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = S_b (G \sqrt{0.07f'c} + f_{zp} - f_o)$$

$$f_o = \frac{M_1}{I} y_h = \frac{4747716}{138629.92} = 31.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{zp} = 140 + 12.76 + \frac{(664770)(42)}{138629.92} = 169.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 138629.92 (6 \sqrt{(0.07)(400)} + 169.36 - 31.35) = 23516702.9 \text{ kgcm.}$$

$$M_{cr} = 23516702.86 \text{ kg - cm.}$$

Cortante que toma el concreto

Agrietamiento por cortante en el alma.

$$V_{cv} = bwd (3.5 \sqrt{0.07f'c} + 0.3f_{cc})$$

$$f_{cc} = \frac{P}{A} = \frac{272842}{4292} + \frac{54770}{4292} = 76.33 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_{cv} = (16)(47.76) \left[3.5 \sqrt{(0.07)(400)} + 0.3(76.33) \right] = 64786.3 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = 64786.3 \text{ kg.}$$

Agietamento por flexión cortante.

$$V_{cl} = 0.6 \sqrt{0.071^2 c} b_w d + V_n + \frac{V_s}{M_{\max}} M_{cr}$$

$$V_n = 8660.43 + 4510 + 1008.5 = 14378.9 \text{ kg.}$$

$$V_s = 2709.18 + 17260 = 19969.18 \text{ kg.}$$

$$M_{\max} = 1327837 + 5765000 = 8092837 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$V_{cl} = 0.6 \sqrt{(0.071)(400)} (16)(97.76) + 14378.9 + \frac{19969.18}{8092837} (23516702.0)$$

$$V_{cl} = 77371.82 \text{ kg.}$$

V_c no necesita ser menor que $2 \sqrt{0.071^2 c} b_w d$ y no debe tomarse mayor a $5 \sqrt{0.071^2 c} b_w d$

$$2 \sqrt{0.071^2 c} b_w d + 2 \sqrt{(0.071)(400)} (16)(97.76) = 16553.5 \text{ kg.}$$

$$V_{c\min} = 16553.5 \text{ kg.}$$

$$5 \sqrt{0.071^2 c} b_w d + 5 \sqrt{(0.071)(400)} (16)(97.76) = 41384 \text{ kg.}$$

$$V_{c\max} = 41384 \text{ kg.}$$

$$V_c = 41384 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.5(8660.43 + 4510 + 1008.5 + 2709.18) + 2.5(17260) = 68782 \text{ kg.}$$

$$V_u = 68782 \text{ kg.}$$

$V_u > V_c$ la traba necesita estribos.

Si $E_0 = 4 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$, $A_0 = 5,7 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{0,001 \text{ yd}}{V_0 - 0,0V_0} = \frac{(0,000097)(2300)(0,0778)}{(0,783 - 0,07041344)} = 32,42 \text{ cm.}$$

E 0 3/4" 2 ramas \varnothing 30 cm.

c) En la sección D (1/6).

Momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = S_0 (0,6 \sqrt{0,07f'c} + f_{zp} - 1,0)$$

$$f_c = \frac{6942149}{138520,92} = 50,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{zp} = 140 + 12,79 = \frac{0,54770(45,6)}{138520,92} = 170,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 138520,92 (0,6 \sqrt{0,07(50,11)} + 170,79 - 50,11) = 21115979,3 \text{ kgcm}$$

$$M_{cr} = 21115979,3 \text{ kg} - \text{cm.}$$

El cortante que toma el concreto

$$V_{cs} = 0,6 \sqrt{0,07f'c} b_{vid} + V_0 + \frac{V_0}{M_{mAx}} M_{cr}$$

$$V_0 = 4435,87 + 2257,92 + 330,2 = 7030 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 1356,32 + 13270 = 14626,32 \text{ kg.}$$

$$M_{s2} = 312,064 \text{ kg} \cdot \text{cm} + 10,951,000 = 12,463,064 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_s = 0,146 \text{ kg} + 3,000 + \frac{14,685 \text{ kg}}{1,240,064 \text{ kg}}$$

$$V_s = 3,000 \text{ kg} + V_c = 3,000 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,7040 + 1,36,320 + 2,561,0240 = 4,631,344 \text{ kg}$$

$V_u > V_c$ Necesita estribos.

Si $E = 0,3 \cdot 4$ 2 ramas $as = 5,70 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{0,0015 \cdot \sigma}{V_u - 0,5 V_c}$$

$$\rho = \frac{0,0015 \cdot 5,7000 \cdot 28000000000,000}{4,631,344 - 0,5 \cdot 3,0000000} = 0,002 \text{ cm}$$

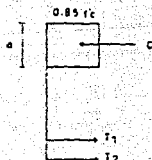
Acero mínimo:

$$A_c = \frac{100 A_s \cdot \rho \cdot d}{A_s \cdot f_s} \sqrt{\frac{\sigma}{D}}$$

$$A_c = \frac{100 \cdot 5,70 \cdot 0,002 \cdot 107,000}{145,000} \sqrt{\frac{107,000}{100}} = 0,14 \text{ cm}^2$$

Se coloca un estribo $4 \cdot 4 = 16 \text{ cm}$ en los extremos
y en el centro = 75 cm.

REVISIÓN A LA RUPTURA POR FLEXIÓN.



$$C = 0.85f_c'c b a = T$$

$$a = \frac{T}{0.85f_c'c b}$$

$$T = A_s f_y$$

$$T_1 = (0.947)(25)(19000) = 468825 \text{ kg.}$$

$$T_2 = (0.937)(5)(19000) = 93765 \text{ kg.}$$

Torones 1/2" $f_{rup} = 19000 \text{ kg/cm}^2$

502590 kg.

$$e = \frac{(468825)(15.44) + (93765)(7.45)}{562590} = 14.11 \text{ cm.}$$

$$d = 122 - 14.11 = 107.89 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{562590}{(0.85)(400)(158)} = 10.47 \text{ cm.}$$

$$M_{ur} = T(d - \frac{a}{2}) = 562590 (107.89 - 5.23) = 577520.76 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$M_{ur} = 577520.76 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$M_{uext} = 1.5(M_{pp} + M_{Losa \text{ y } \text{diagrama}} + M_{UM \text{ adicional}}) + 2.5(M_{ev+D})$$

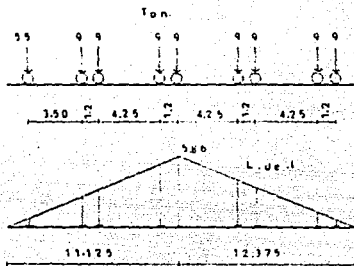
$$M_{uext} = 1.5(7811576 + 3976200 + 790011 + 2388481) + 2.5(11426000) =$$

$$M_{uext} = 510144 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$M_{itres} > M_{uext} \Rightarrow 577526 > 510144 \text{ kg} \cdot \text{m.} \quad \checkmark$$

REVISIÓN DE LA SOBRECARGA

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes especifica que los puentes de cuatro o más carriles deben revisarse, para un tren de carga más pesado llamado T₃ - S₂ - P₄. Se establecen restricciones al tránsito de vehículos cuyos pesos exceden de los especificados por estas cargas.



$$M_{MAX} = 5.5(0.513) + 9(2.36+2.59+5.22+5.86+3.89+3.28+1.27+0.698) =$$

$$M_{MAX} = 832.57 \text{ t} \cdot \text{m.}$$

$$M_{MINII} = (0.32 \cdot 57)(1.247)(0.595) = 172.95 \text{ t} \cdot \text{m.}$$

Esfuerzos.

$$f_t = \frac{1729500}{257016.18} = -67.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ct} = \frac{1729500}{340734.4} = -50.84 \text{ kg/cm}^2$$

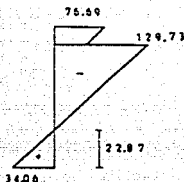
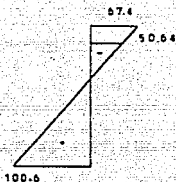
$$f_b = \frac{17275000}{171578.32} = 100.6 \text{ kg/cm}^2$$

EN RESUMEN.

PUNTE VACIO



SOBRECARGA
T3-S2-H4



Vol. del block de tensión.

$$T = (34.06)(22.87)(0.5)(16) = 6231.6 \text{ kg.}$$

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{6231.6}{2000}(1.5) = 4.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } \nabla \text{ 0 1/2 } \quad A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \nabla \text{ 0 1/2 } = \frac{4.67}{1.27} = 4 \nabla \text{ 0 1/2}$$

PARA TOMAR LA TENSION EN LA FIBRA
INFERIOR DEBIDO A LA SOBRECARGA

Cálculo de las pérdidas de preesfuerzo en el cable para postensado.

1.- Por deformación instantánea del concreto.

No hay pérdida en virtud de ser un solo cable.

2.- Por escurrimiento plástico del concreto.

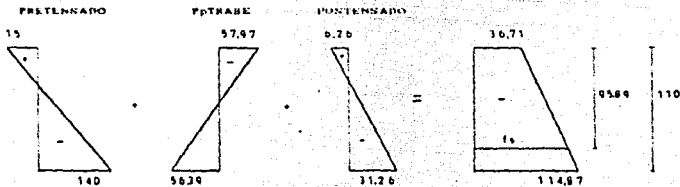
$$\Delta p = \frac{f_s \cdot E_s}{E_{ci}}$$

en donde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia del esfuerzo.

f_s = Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a la fuerza preesforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.



$$f_s = \frac{(95.84)(57.97)}{110} + 38.71 = 104.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 20000 \sqrt{f'c} = 20000 \sqrt{400} = 400000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 2200000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta p = \frac{20104.84(2200000)}{400000} = 1153.24 \text{ kg/cm}^2$$

3. - Por contracción del concreto.

$$\Delta c = 0.0002E_a$$

$$\Delta c = 0.0002(2200000) = 440 \text{ kg/cm}^2$$

4. - Pérdida por relajación del acero.

$$\Delta a = 0.04f_a$$

$$f_a = 0.7f_{rup} = 0.7(190000) = 13300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta a = 0.04(13300) = 532 \text{ kg/cm}^2$$

por fricción.

$$f_s = 190000 \text{ kg/cm}^2$$

Longitud del cable = 23.80 m.

Coefficiente de fricción lineal $k = 0.005/\text{m}$.

Coefficiente por curvatura $\mu = 0.25$ por radiante de curvatura.

Área de acero = 4.935 cm^2

$$\text{Tolerancia al } \sigma = (4.935)(0.6)(190000) = 56259 \text{ kg.}$$

Esfuerzo del acero en el extremo.

$$T_e = T_s C_1 + KL + \mu \sigma$$

$$\text{si } KL + \mu \sigma < 0$$

en nuestro caso $\alpha = 0$

$$KL = 0.006 \left(\frac{23.8}{2} \right) = 0.0714 < 0.3$$

El esfuerzo del acero en el centro del claro.

$$T_c = 56259 + 4.935(153.24 + 440 + 542) = 66747 \text{ kg.}$$

$$T_c = 66747 \text{ kg.} \quad f_c = \frac{66747}{4.935} = 13525 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo del acero en el extremo.

$$T_o = 66747(1 + 0.0714) = 71512.7 \text{ kg.}$$

$$T_o = 71512.7 \text{ kg.} \quad f_o = \frac{71512.7}{4.935} = 14490 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos admisibles.

Esfuerzos Temporales.

1. - Debido a una fuerza temporal en el gato.

$$f_o = 0.80f'c \Rightarrow 0.80(19000) = 15200 \text{ kg/cm}^2$$

2. - Esfuerzo al anclar.

$$f_s = 0.70f'c \Rightarrow 0.70(19000) = 13300 \text{ kg/cm}^2$$

3. - Presfuerzo efectivo.

$$f_e = 0.6f'c \Rightarrow 0.6(19000) = 11400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{11400}{4.935} = 2310 \text{ kg/cm}^2 < 13300 \text{ kg/cm}^2$$

Extremo

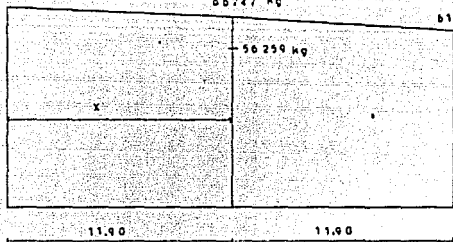
71513 kg

66747 kg

-120-

61881 kg

56259 kg



$$X = \frac{L}{2} \frac{T_o - T_a}{T_o - T_e} \Rightarrow \frac{71513 - 63000}{71513 - 61881} (11.90) = 11.88 \text{ m.}$$

$$X = 11.88 \approx 11.90 \text{ m. } \checkmark$$

Calculo de las pérdidas en los alambres pretensados, debido al efecto del cable postensado.

1.- Por deformación instantánea.

$$\Delta_1 = \frac{n-1}{2} \times \frac{1.2 f_s E_s}{n E_c}$$

$$\Delta_1 = \frac{24}{2} \times \frac{(1.2)(104.84)(22000000)}{(25)(4000000)} = 332 \text{ kg/cm}^2$$

2.- Pérdida por oscurrimiento plástico del concreto.

Esta pérdida se tomó en cuenta para el postensado.

3.- Perdida por contracción del concreto.

ya está tomada en cuenta tanto para el pretensado como para el postensado en el cálculo de las deformaciones.

$$f_s = 0,601 \times 2000 = 11400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3,42}{11400} = 0,0029 \approx 2,9 \% \text{ de pérdidas para el pretensado.}$$

Por lo cual no se hace corrección en el armado de la trabe y se deja el propuesto.

EN RESUMEN TENEMOS:

FUENTE	POSTENSADO % DE PERDIDAS DE f _p	PRETENSADO % DE PERDIDAS DE f _p
DEFORMACION INSTANTANEA	0	2,9
ESCURRIMIENTO PLASTICO	10,1	YA CONSIDERADA
CONTRACCION DEL CONCRETO	8,0	YA CONSIDERADA
RELAJACION DEL ACERO	4,7	YA CONSIDERADA
TOTAL	18,7 %	2,9 %
PERDIDAS SUPUESTAS	20,0 %	0,0 %

Diseño del refuerzo para la zona extrema, debido al postensado.

El refuerzo transversal debe colocarse dentro de una distancia de $h/2$ con respecto al extremo de la viga, en forma de estribos cerrados para que soporten la fuerza total T indicada por la siguiente fórmula.

$$F_t = \frac{M_m}{h - z}$$

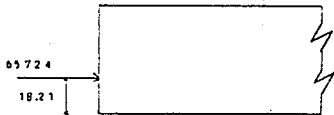
F_t = Fuerza de tensión total.

M_m = Momento longitudinal máximo.

z = Distancia entre el extremo de la viga y el centroide de los estribos que se encuentran a $h/2$ del extremo.

La trabe está postensada mediante un cable con una fuerza de postensado inicial de 65724 kg, que tiene una excentricidad de 30.03 cm.

El momento de los diversos planos horizontales puede calcularse de la siguiente manera.



$$M = P_0 \left[\frac{2 y^3}{h^3} - \left(3 + \frac{h}{2e} \right) \left(\frac{y^2}{h^2} \right) \right]$$

$$M = (65,724)(30,03) \left[\frac{2 y^3}{(110)^3} - \left(3 - \frac{110}{2(36,03)} \right) \left(\frac{y^2}{(110)^2} \right) \right]$$

$$0 < y < 18.21 \text{ m.}$$

$$M = -0.003558 y^3 + 0.877 y^2$$

$$y > 18.21 \text{ m.}$$

$$M = -0.003558 y^3 + 0.877 y^2 - 65.724 y + 1196.83$$

DISTANCIA DESDE LA PARTE INFERIOR	MOMENTO (T-cm)
0	0
5	21.48
10	84.14
18.21	297.94
20	294.69
30	-81.60
40	-236.14
50	-341.43
60	-397.04
70	-393.14
80	-338.01
90	-230.41
100	-163.97
110	-136.60

Se observa que el momento máximo es de 297.94 T - cm. y se presenta a 60 cm. de la parte inferior de la trabe.

Si suponemos que el centroide de las fuerzas en los estribos dentro de una distancia $h/2$ de la cara extrema de la trabe es $z = 30$ cm.

$$F_T = \frac{1657.04}{110 - 50} = 4.47 \text{ Ton.}$$

El esfuerzo permisible en los estribos no debe exceder de las siguientes:

$$f_s = \left[\frac{2.7E_s \sqrt{f'_c} w}{A_s} \right]^{1/2}$$

f_s = Esfuerzo permisible en el estribo (Ton/cm²).

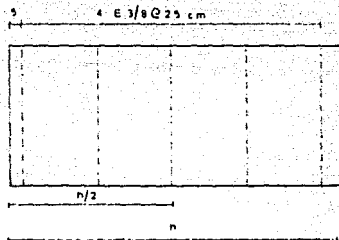
w = Ancho de la grieta cm. 0.0127 cm.

A_s = Area del estribo E 0.378 = 0.71 cm²

$$f_s = \left[\frac{(2.7)(20685)(1 \times 10^8) \sqrt{400} (0.0127)}{0.71} \right]^{1/2} = 1427.61 \text{ Ton/cm}^2$$

No de Varillas:

$$\frac{4470}{1427.6} = 3.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{3.13}{1.42} = 2.2 \rightarrow 3 \# \text{ 0 } 3/4"$$



Se colocan los estribos a lo largo de una distancia aproximadamente igual a s_v desde la cara extrema.

$$s_v = \frac{b + d + 95}{4} = 30 \text{ cm.}$$

Supuesto = 30 cm.

$$30 = 30 \checkmark$$

Cortante Horizontal:

Todo el refuerzo del alba de la viga se prolongará dentro de la losa de piso cumpliendo con los requisitos mínimos especificados por AASHTO.

$$r = \frac{V_u Q}{I_b}$$

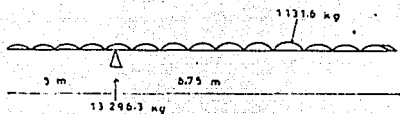
$$Q = (1580)(2)(42.84) = 81224.64 \text{ cm}^3$$

$$r_h = \frac{(57007.8)(81224.64)}{(12952070.16)(126)} = 2.75 \text{ kg/cm}^2$$

Por ser la superficies entre los elementos limpios y rugosas la capacidad por cortante es:

$$2(1.4) \text{ kg/cm}^2 > 2.75 \text{ kg/cm}^2$$

GANCHOS DE IZADO.



$$M = 13296.3 \times x - 1131.6 \frac{x^2}{2} \quad \text{en } x = 5 \text{ m.} \quad M = -14145 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

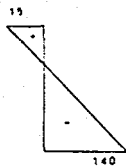
$$M_{\text{so}} = 14145 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

$$I_c = \frac{14145^2}{1.347733 \cdot 10^7} = 10.50 \text{ Eq/cm}^2$$

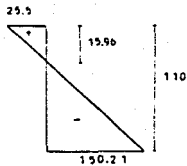
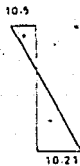
$$I_b = \frac{14145^2}{1.400394 \cdot 10^7} = 10.21 \text{ Eq/cm}^2$$

EN RESUMEN:

PRETENSADO



IZADO



$$T = \frac{1.25 \cdot 50 \cdot 148.5000 \cdot 100}{4} = 4255.304 \text{ kg.}$$

Área de acero:

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{3895.84}{2500} (1.5) = 2.42 \text{ cm}^2$$

Si $\sqrt{f_c} = 3.6 \Rightarrow \frac{2.42}{0.71} = 3.41 < 3.6$ para tomar la tensión en la fibra superior.

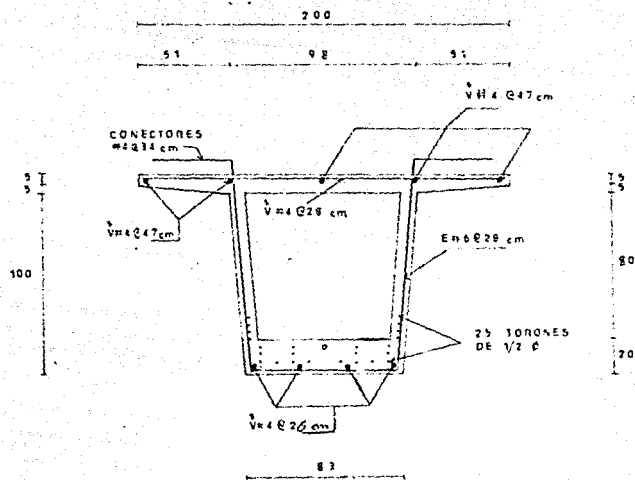
$$F = 40,329.33 + 53185.2 \text{ kg}$$

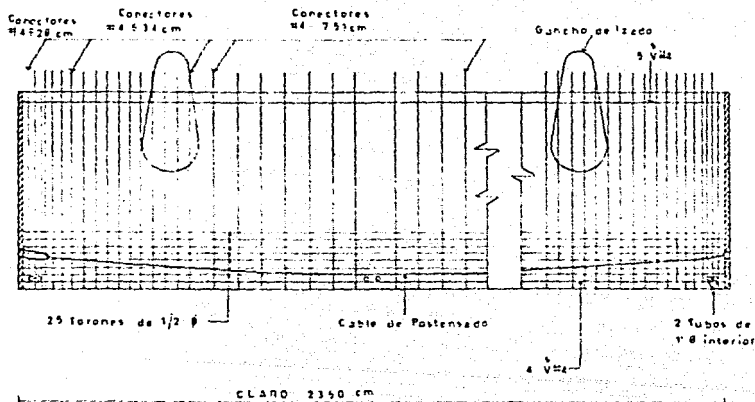
$$\frac{53185.2}{2500} = 2.42 \text{ cm}^2$$

Se pondrán varones de $1 \frac{1}{2} \phi = 0$

2 en las juntas varones de $1 \frac{1}{2} \phi = 0$

ARMADO DE LA TRABE





CGRTE LONGITUDINAL

CAPITULO IV

PROCESO CONSTRUCTIVO

Se ha propuesto como procedimiento de construcción el siguiente:

1. - Prefabricación de traveses.
2. - Aplicación de la primera etapa del presfuerzo.
3. - Colocación de las traveses en su posición definitiva.
4. - Aplicación de la segunda etapa del presfuerzo.
5. - Colado en el lugar de la losa y los diafragmas.
6. - Colado de guarniciones y parapetos.
7. - Aplicación del concreto asfáltico en la calzada.

Cabe aclarar que si se emplea un procedimiento de construcción diferente al aquí indicado, deberán revisarse los esfuerzos en las secciones críticas durante la construcción y en operación.

CONSTRUCCION

Obra Falsa y Moldes.

Los moldes para las traveses podran ser de madera, metálicos o mixtos. El contratista presentará el proyecto de las formas para su estudio o aprobación o modificación según el caso:

El contratista quedará obligado a construir dichos moldes de acuerdo con los planos aprobados y en todo caso será responsable de la correcta construcción de los mismos. La tolerancia máxima en cualquier dirección será 5 mm. para asegurar su debida correspondencia en todas las traveses de un mismo tramo.

Si para el montaje de la superestructura o una parte de ella el contratista pretende emplear obra falsa, deberá formular el proyecto

de dicha obra falsa, y presentarlo para su estudio y aprobación o modificación según el caso.

El contratista será el único responsable de los resultados que se obtengan del uso de esta obra falsa y al terminar su función estructural la retirará totalmente, incluyendo los pilotes provisionales y bases de concreto y mampostería o cualquier obstáculo que quedara en el cauce.

Colado y Descarado del Concreto.

El concreto deberá satisfacer en su elaboración y curado las Especificaciones. El colado de cada trabe se hará en posición vertical y en una sola operación.

Todo el concreto será vibrado, esta operación se hará en forma cuidadosa para evitar desplazamientos no tolerables de los ductos para el preesfuerzo y las varillas de refuerzo.

No se admitirá desplazamientos del ducto para el postensado de más de 1 cm. en cualquier dirección.

Los moldes de las paredes laterales de las trabes podrán removerse a las 48 horas de terminado el colado. Los moldes para las partes que deben colarse en el lugar podrán removerse cuando los cilindros de prueba indiquen que el concreto ha alcanzado el 75% de la resistencia de f'c.

Preesfuerzo.

El contratista certificará ante un técnico especializado en trabajos de concreto preesforzado que conozca el sistema que se pretenda emplear, y que vigile la fabricación de las trabes, calibración de los manómetros, comprobación de las pérdidas por fricción, curvatura y operaciones del propio tensado.

Dicho técnico deberá suministrar toda la instrucción y ayuda necesaria

al personal del contratista en relación al uso del equipo para el preesfuerzo y de las disposiciones y manejo de las instalaciones y materiales.

El sistema de preesfuerzo que proponga el contratista deberá haber sido utilizado con resultados satisfactorios en la construcción de tres o más puentes en la República o fuera de ella. No se aceptarán sistemas que impliquen modificaciones o que cambien esencialmente el tipo de estructura.

Una vez realizada las operaciones de postensado se procederá a inyectar la lechada de cemento a presión en los ductos.

La lechada deberá estar constituida por las siguientes proporciones, tres partes de cemento, una parte de arena como máximo que pase la malla número 30 y dos medias partes de agua como máximo. La consistencia deberá ser semejante a la de una pintura espesa. Las proporciones indicadas pueden variarse previa autorización e inclusive se puede eliminar la arena y usar lechada simple, en caso necesario.

La presión a que se inyecta la lechada deberá estar comprendida entre 8 y 9 kg/cm^2 , terminadas las operaciones de tensado de los cables e inyección del ducto, se colocará el sello de mortero o de concreto, para proteger el dispositivo de anclaje.

Aplicación del Preesfuerzo.

Cuando las pruebas de carga de los cilindros de muestras indiquen que el concreto ya ha alcanzado la resistencia a la ruptura de 340 kg/cm^2 (0.85 f'_c) se podrá proceder a preesforzar las trabes.

Maniobras, Transporte y Montaje.

Las trabes de la superestructura se colarán en taller. Las maniobras de transporte de las trabes se podrán iniciar tres días después de aplicado el preesfuerzo.

El transporte se efectuará en un vehículo formado por un tractocamión con una plataforma baja en la que se apoya un extremo de la trabe y el otro descansa sobre un "diablo" que es un módulo con un mecanismo hidráulico de 18 ruedas, que tienen un motor que acciona un sistema hidráulico que mantiene presión constante dentro de él y permite hacer girar las ruedas a voluntad del operador, que puede nivelar la carga a pesar de que el camino tenga sobreelevación en las curvas y que si una rueda se hunde en un bache, la plataforma y la pieza permanezcan en la misma posición.

Las trabes se transportarán invariablemente en posición vertical y apoyandolas exclusivamente en la zona de sus extremos y sin acuñaar ni introducir apoyo intermedio lo que podría causar una falla completa de la trabe.

Los cables o tirantes para izar las trabes, se conectarán únicamente a los extremos de las trabes.

En síntesis las actividades las podemos enumerar de la siguiente manera:

Las trabes de la superestructura se hacen precoladas, el procedimiento de construcción de cada traba será el siguiente.

- 1.- Colado de las trabes en el taller de prefabricación.
- 2.- Cuando el concreto haya adquirido una resistencia a la ruptura de 340 kg/cm^2 se hará la transferencia del preesfuerzo debido al pretensado.
- 3.- Transporte y Montaje de las trabes a su posición definitiva.
- 4.- Se realiza el postensado y se inyecta la lechada de cemento al ducto.

- 5.- Colado en el lugar de la losa y diafragmas.
- 6.- Construcción de las juntas de dilatación.
- 7.- Construcción de banquetas, parapetos y superficie de rodamiento.
- 8.- El puente se podrá abrir al tránsito a los 28 días de efectuado el ultimo colado y como minimo 15 días después de terminada la inyección de lechada en el ducto y la construcción de la superficie de rodamiento.

CAPITULO V

PROGRAMA DE TRABAJO Y PRESUPUESTO

En seguida aparece un diagrama de barras, con las diferentes actividades y los tiempos estimados en cada una de estas actividades, dichos tiempos estan en semanas. El programa de trabajo cubre todas las actividades que se deben contemplar en la construcción de un puente, desde la instalación de campamentos, construcción de la subestructura, hasta la construcción de la superestructura y limpieza del mismo.

Para el presupuesto, que se muestra a continuación del programa de trabajo, se han tomado las cantidades de obra lo mas aproximadamente posible.

El análisis se efectua con los salarios del grupo A determinados por la Comisión Nacional de los Salarios Mínimos. Este análisis cubre unicamente el costo de la superestructura.

El porcentaje empleado de Costo Indirecto, Utilidad y Cargos adicionales es del 40 % del Costo Directo.

PROGRAMA DE TRABAJO PARA LA SUPERESTRUCTURA

	CONCEPTO	MES 5				MES 6			
		17	18	19	20	21	22	23	24
11	CIMERA ARMADO Y COLADO DE GUARNICION LADO DERECHO	██████████							
12	CIMERA ARMADO Y COLADO DE GUARNICION			██████████					
13	CIMERA ARMADO Y COLADO DE CAMELLON CENTRAL			██████████					
14	FABRICACION Y COLOCACION DE LOSETA PRECOLADA PARA GUARNICION Y CAMELLON			██████████					
15	LIMPIEZA GENERAL					██████████			

PRECIOS UNITARIOS

-138-

CONCRETO HIDRAULICO SIMPLE f'c = 400 kg/cm²

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Cemento Gris Tipo I	Ton.	0.647	315,000	203,805
Grava	m ³	0.616	67,000	41,272
Arena	m ³	0.42	67,000	28,140
Agua	m ³	0.28	750.00	210
Planta de Concreto ELBA KAISER	HORA	0.20	53,771.93	10,754.39
Curacreto	m ²	1.40	15,200.00	21,280.00
GRUA CONVERTIBLE DE 72 TON.	HORA	0.45	294,865.84	128,198.63
CUADRILLA: Albañil + Zavadantes + 2Peones + 1/2Cabo	Jer.	0.20	126,106.12	25,221.24
			COSTO DIRECTO \$	458,881.26
			COSTO INDIRECTO + UTILIDAD \$	163,552.50
			PRECIO UNITARIO \$	642,433.76/m ³

ACERO DE PREESFUERZO TORON 1/2
 $f's = 10,000 \text{ kg/cm}^2$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
-------------	--------	----------	-------	---------

a) Material.

Toron 1/2" de Diámetro	kg.	1.05	3,588	3,767.4
Ducto corrugado 40 mm. Ø	m.	0.126	9,100	1,146.6
Anclajes.				
Pretensado	Jgo.	0.064	11,700	7,488
Postensado	Jgo.	0.00783	908,400	7,867.39
Cemento (gris para ducto)	Ton.	0.0005	300,000	150

b) Mano de Obra.

Tensado e inyección
de ducto.

Pretensado 35% a	%	25	11,255.4	2,813.85
Postensado 35% a	%	35	12,931.39	4,525.98

c) Servicio de Presfuerzo.

Pretensado 15% a	%	15	11,255.4	1,688.31
Postensado 25% a	%	25	12,931.39	3,232.85

d) Herramienta.

Pretensado 10% a	%	10	2.613.85	281.38
Postensado 10% b	%	10	4.525.09	452.59

e) Equipo.

Planta Generadora gatos, manómetros, barras, bombas de inyección etc.

Pretensado 15% a	%	15	11.255.40	1.688.31
Postensado 30% a	%	30	12.931.39	3.879.42

COSTO DIRECTO \$ 38,982.08

COSTO INDIRECTO + UTILIDAD \$ 15,592.83

PRECIO UNITARIO \$ 54,574.91/kg.

ACERO DE REFUERZO $\gamma = 4000 \text{ kg/cm}^2$

INCLUYE: Transporte, corte, herrajes, armado, ganchos, traslape y desperdicios.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
VARILLA DE REFUERZO	Ton.	1,500	1,500,000	1,500,000
ALAMBRE ENCAJADO	kg.	50	3,000	105,000
CUADRICULA:				
1.25 x 1.25 m +				
Aspirante + 0.15 de Cabo.	Jor.	5	41,049.20	209,095.1
Pond. 0.2 Ton./Jor.				
REPARTICION MEJOR	%	5	209,096.10	10,454.81
COSTO DIRECTO \$				2,262,050.9
COSTO INDIRECTO + UTILIDAD \$				504,820
PRECIO UNITARIO \$				3,116,971.26/Ton

CIMBRA DE MADERA 6 USOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Alambre Recocido	kg.	0.15	3,000	450
CUADRILLA:				
Carpintero ayudante				
+ 1.5Cabo	Jor.	0.102	57,348.3	5,849.53
Fond. 0.8 m ² /jor.				
Hechura de Cimbra para Trabes, Losa,	m ²	0.817	36,134.25	29,521.68
Rampas, consumo alto en madera.				
Incremento a Cimbra en elementos de con- creto horizontal.	m ²	1.0	3,022.64	3,022.64
			COSTO DIRECTO \$	38,843.85
			COSTO INDIRECTO + UTILIDAD \$	15,537.94
			PRECIO UNITARIO \$	54,381.39/m ²

CONCRETO EN LOSA Y DIAGONAL 1'c = 250 kg/cm²
Promezclado cemento normal curado con curaceto
 Incluye: sombra

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Concreto Promezclado	m ³	1.045	267,026	274,862.17
Formas de Concreto	m ³	1.045	23,345	24,395.53
Madera de pino de Tercera	pt	0.45	2,240	1,008.00
CUADRILLA:				
Albañil + Bayudantes + peones + traslado	Jor.	0.1694	135,363.15	25,637.78
Vibrador de chivete				
MECA motor 4 HP. 3600 rpm.	HORA	0.40	7,576.03	3,030.41
herramienta menor	%	3	25,637.78	700.13
Curaceto	m ²	1.12	10,247.62	11,477.33
COSTO DIRECTO \$				341,180.34
COSTO INDIRECTO + UTILIDAD \$				150,472.14
PRECIO UNITARIO \$				477,652.48 /m³

GUARNICION DE CONCRETO HIDRAULICO f'c = 150 kg/cm²
con fibra metalica

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Agua	m ³	0.04	523.56	47.12
CUADRELLA:				
Albañil + peon + 1/2 cabo	Jor.	0.04	55,448.75	2,217.95
Bomb. Grub. y Bombeo 25 m ³ /Jor.				
Albañil + 2 ayudantes + 2peones + 1/2 cabo	Jor.	0.0009	126,106.12	2,623.00
Vaciado y Pirado 48 m ³ /Jor.				
Albañil + ayudantes + 2peones + 1/2 cabo.	Jor.	0.0033	126,106.12	416.15
afinado 300 m ³ /Jor.				
Herramienta menor	%	3	5,257.10	157.71
Guarnición metálica	m	0.010	25,941.87	259.42
Lechada de cemento	lt.	2	387.22	774.44
Concreto hecho in-situ f'c = 150 kg/cm ² inc. 5% desperdicio	m ³	0.0819	161,584.38	14,847.77
COSTO DIRECTO \$				21,343.56
COSTO INDIRECTO + UTILIDAD \$				8,537.42
PRECIO UNITARIO \$				29,880.98/m

PAVIMENTO DE BANQUETAS Y CAMILLON DE CONCRETO HIDRAULICO

f'c = 150 kg/cm² con espesor 20 cm. incluye obra.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Madera de pino de tercera	pl.	9.40	3.200	1.280
Celotex	m ²	0.934	12.099.52	48.39
Agua	m ³	0.10	523.56	52.36
CUADRILLA:				
Albañil + peón + 1/5 de capo	Jor.	0.15	55.448.75	8.317.30
Vibrador de chicote MECSA motor 4 hp. 3000 rpm.	HORA	0.075	7.576.03	568.20
Herramienta menor	%	1	8.317.3	349.52
Concreto hecho in-situ f'c = 150 kg/cm ²	m ³	0.105	161.454	16.954.21
COSTO DIRECTO \$				37.479.94
COSTO INDIRECTO + UTILIDAD \$				10.991.99
PRECIO UNITARIO \$				38.471.98/m.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Tractor Cargón 50 Ton.	Hora	10	204,190.73	2'090,312.76
Plataforma de cama baja	Hora	10	34,287.50	411,447.60
Grúa de 72 Ton.	Hora	24	264,885.84	6'337,260.16
			COSTO DIRECTO \$	9'839,020.16
			COSTO INDIRECTO + UTILIDAD \$	3'975,608.21
			PRECIO UNITARIO \$	13'914,628.72/pza

LIMPIEZA Y RESANES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Agua	m ³	0.15	523.50	28.534
Mano de Obra Peón	Jor.	1.0	11,900	11,600
			COSTO DIRECTO \$	11,978.53
			COSTO INDIRECTO + UTILIDAD \$	4,791.40
			PRECIO UNITARIO \$	16'769.94

MONTADA SOBRE GRUAS

.....			
VALOR DE ADQUISICION HRS ANUALES DE USO VIDA ECONOMICA TASA DE SEGURO			
S MANTENIMIENTO	S RENDAD	S ALMACENAJE	TASA INTERES
.....			
1,047,770.49	20%	8	4
89	20	0	21

CARGOS FIJOS:

Depreciacion D =	$\frac{C.Va + V.L.}{V.L.}$	=	77,385.28
Inversion I =	$\frac{C.Va + V.L.}{Zna}$	=	102,142.57
Seguros S =	$\frac{C.Va + V.L.}{Cha}$	=	13,953.45
Mantenimiento M =	U.D	=	85,777.49
Almacenaje A =	K.D	=	0.00

TOTAL CARGOS FIJOS \$ 259,240.69

CONSUMO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	PRECIO
Gasol	LT	25.65	6.0	15,390.00
Acido de... ..	LT	0.2042	7400	1,511.04

TOTAL CONSUMOS \$ 17,524.04

OPERACION

Operacion de equipo mayor	Jor.	0.15	32,500	4,875.00
Ayudante	Jor.	0.15	21,040.5	3,246.07

TOTAL OPERACION \$ 6,121.07

TOTAL COSTO HOPELLO \$ 294,995.84

CAMION CAL. TOPIC MOTOR 1400 DE 450 HP.
CCAP. 50 Ton.

-148-

VALOR DE ADQUISICION	HRS ANUALES DE USO	VIDA ECONOMICA	TASA DE SEGURO
% MANTENIMIENTO	% RESCATE	% ALMACENAJE	TASA INTERES
670'500,000	1.750	7	3
34,50	20	0	22

CARGOS FIJOS:

$$\begin{aligned} \text{Depreciación: } D &= \frac{C(V_a - V_r)}{V_w} = 64,369.14 \\ \text{Inversión: } I &= \frac{1(CV_a + V_r)}{2Ha} = 73,191.36 \\ \text{Seguro: } S &= \frac{s(CV_a + V_r)}{2Ha} = 9'980.64 \\ \text{Mantenimiento } M &= Q \cdot D = 21,228.68 \end{aligned}$$

TOTAL CARGOS FIJOS \$ 167,769.80

CONSUMO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	PRECIO
Diesel	lt.	67.5	620	41,850.00
Acete brio	lt.	0.54	7900	4,268.00
4 Llantas	Jqo.	0.0003	18'106.419	5,431.93

TOTAL CONSUMO \$ 51,547.93

OPERACION

Operador de equipo mayor	Jor.	0.15	32,500	4,875.00
--------------------------	------	------	--------	----------

TOTAL OPERACION \$ 4,875.00

TOTAL COSTO HORARIO \$ 224,192.73

PLATAFORMA DE CAMA BAJA

-149-

VALOR DE ADQUISICION	HRS ANUALES DE USO VIDA ECONOMICA	TASA DE SFURO	TASA DE INTERES
% MANTENIMIENTO	% RESCATE	% ALMACENAJE	
41'185,950	1,500	10	3
30,00	15	0	22

CARGOS FIJOS:

$$\text{Depreciación: } D = \frac{(V_a - V_r)}{V_e} = 23,339.70$$

$$\text{Inversión: } I = \frac{i(V_a + V_r)}{CIta} = 3,473.35$$

$$\text{Seguros: } S = \frac{st(V_a + V_r)}{CIta} = 473.64$$

$$\text{Mantenimiento } M = Q \cdot D = 77,001.61$$

TOTAL CARGOS FIJOS \$ 84,287.3

TOTAL COSTO HORARIO \$ 84,287.3

-150-

PLANTA DE CONCRETO ELBA FAISER KM# - 750
 DOSTIFICADORA MEZCLADORA PRODUCCION EFECTIVA 20 - 22 m³/Hr.
 CONCRETO VIBRADO

.....
 VALOR DE ADQUISICION IRS ANUALES DE USO VIDA ECONOMICA TASA DE SEGURO
 = MANTENIMIENTO % RESCATE % ALMACENAJE TASA INTERES

2751.000,000	2,000	8	3
8%	50	0	22

CARGOS FIJOS:

Depreciacion: $D = \frac{(V_a - V_r)}{V_e} = 11,250.00$

Inversion: $I = \frac{1(V_a + V_r)}{2Ha} = 14,850.00$

Seguro: $S = \frac{5(V_a + V_r)}{2Ha} = 2,025.00$

Mantenimiento $M = Q. D = \underline{9,562.50}$

TOTAL CARGOS FIJOS \$ 37,687.50

CONSUMO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	PRECIO
Acete brio	LT	0.8	7,900	6,320
TOTAL CONSUMO \$				6,320

OPERACION

Operador de Planta de primera	Jor.	0.15	24,494	3,734.00
3 Ayudantes	Jor.	0.15	20,094.75	3,014.21
1 Peon	Jor.	0.15	20,094.75	3,014.21
TOTAL OPERACION \$				9,764.43

TOTAL COSTO HORARIO \$ 53,771.93

VIBRADOR DE CHICOTIL MECESA, MOTOR 4HP,
H a 10 Vibras/ min.

-191-

VALOR DE ADQUISICION HRS ANUALES DE USO VIDA ECONOMICA TASA DE SEGURO			
% MANTENIMIENTO	% RESCATE	% ALMACENAJE	TASA INTERES
4.00%	1.00%	3	3
100	20	0	22

CARGOS FIJOS:

$$\text{Depreciación } D = \frac{(CVA - VV)}{Vn} = 801.21$$

$$\text{Inversión } I = \frac{(CVA + VV)}{2Hn} = 396.60$$

$$\text{Seguros } S = \frac{(CVA + VV)}{2Hn} = 54.08$$

$$\text{Mantenimiento } M = Q \cdot D = 1,201.82$$

TOTAL CARGOS FIJOS \$ 2,453.71

CONSUMO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	PRECIO
Gasolina	Lt	0.60	700	4.00
Acete	Lt	0.005	7,400	291.50
TOTAL CONSUMO \$				450.50

OPERACION

Operación de equipo menor	Jor.	0.15	31,065.4	4,662.80
---------------------------	------	------	----------	----------

TOTAL OPERACION \$ 4,662.8

TOTAL COSTO HORARIO \$ 7,576.03

COSTO TOTAL

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
Concreto Hidráulico f'c = 400 kg/cm ²	m ³	167.94	642,433.78	107'890,325.60
Cimbra de Madera	m ²	615.44	54,381.39	33'468,482.68
Acero de Preesfuerzo	kg.	280.50	54,574.91	15'308,262.25
Acero de Refuerzo	Ton.	9.73	3'166,871.26	30'813,657.35
Concreto en losa y Diafragmas f'c = 250 kg/cm ²	m ³	135.82	477,652.48	64'874,759.83
Guarnición de Concreto Hidráulico f'c = 150 kg/cm ²	m	85	29,880.98	2'539,883.30
Pavimento de Banquetas y Camellón de concreto f'c = 150 kg/cm ²	m	85	38,471.98	3'270,118.30
Transporte y Montaje	Pza.	6	13'914,628.72	83'487,772.32
Limpieza	m ³	90	16,769.94	1'509,294.60
			PRECIO TOTAL \$	343'162,556.00

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Las ventajas que se presentan al hacer las trabes pretensadas en planta y pretensadas en campo son las siguientes:

- a) La proza se hizo más ligera conservando su capacidad y reduciendo el peso de la superestructura.
- b) Se elaboró en planta la mínima sección resistente con un mejor control de calidad en la producción dejando para realizar en obra concretos de resistencia menores y que serán colocados directamente en la obra sin influir sobre las operaciones de montaje, dichas cargas serán tomadas por el postensado.
- c) Se puede reducir el tiempo de ejecución debido a que se pueden realizar paralelas las actividades de fabricación en planta y de cimentación, pilas y cabezales en obra.

2.- Una de las desventajas que presenta el concreto pretensado es que no puede emplearse para todas las condiciones, porque los materiales de alta resistencia que requiere tendrían un mayor precio y requerirán más equipo auxiliar, más atención en el diseño y es necesaria más supervisión. Por lo tanto el concreto pretensado puede ser una buena solución cuando se van a repetir muchas veces la misma sección o cuando se encuentran cargas muy pesadas en grandes claros.

3.- Es posible obtener grandes ahorros en el costo, cuando se utilizan secciones estándar que pueden ser producidas en forma masiva en plantas, usándose a menudo sistemas de líneas fijas y cimbras metálicas reusables, en comparación con la construcción que

requiere de cámara especial, ya sea en plantas de precolado o en construcciones coladas in situ.

Consecuentemente, se usan las secciones estándar, aun cuando sus propiedades puedan no ser las óptimas, y aun cuando la sección pudiera mejorarse mediante modificaciones de la forma de la sección.

- 4.- Las formas más comunes para los claros desde 12 a 37 m. están, aproximadamente, en el siguiente orden: Secciones I, Caja, en T, núcleos huecos, y en canal. Mientras que hay ventajas implícitas para cada sección, su disponibilidad y los factores económicos locales determinan, a menudo, la elección de un tipo u otro de sección.
- 5.- Aunque el concreto preesforzado puede no ser el material más económico para todos los puentes, ha tomado su lugar entre la familia de los materiales de construcción importantes. Pero debe quedar claro que la resistencia del concreto supuesta en los cálculos del diseño, deberán lograrse con certeza, ya que los altos esfuerzos debidos a la fuerza de preesfuerzo ocurrirán realmente.
- 6.- Los costos de construcción son de carácter aleatorio, en donde inciden un gran número de elementos de alto grado de incertidumbre. Por lo anterior, los análisis que se presentan en esta tesis fueron estudiados para este caso en particular, tomando en cuenta las circunstancias que se esperan prevalezcan en la obra, tales como tipo de materiales, distancias, rendimiento del personal, climatología, mercado, situación laboral, organización y gastos administrativos, costo financiero y eficiencia del equipo, entre otros aspectos.

BIBLIOGRAFIA

1. - Lin, T. Y. Diseño de Estructuras de Concreto Preeforzado.
C. E. C. A.; México. 1962.
2. - Milson, H. Arthur.
Diseño de Estructuras de Concreto Preeforzado.
Limusa; México. 1962.
3. - Narbey Khachaturian y German Garfinkel.
Concreto Preeforzado. Diana; México. 1962.
4. - Allen, H. A. Introducción al Concreto Preeforzado.
IMCYC; México. 1965.
5. - Branson, E. Dan. Diseño de Vigas de Concreto Preeforzado.
IMCYC; México. 1965.
6. - Dr. Ing. Fritz de la Cruz, Otto Gustavo.
Curso en Concreto Preeforzado.
Escuela Militar de Ingenieros.
7. - ANIPPAC CAMESA. Curso de Concreto Preeforzado.
México. 1966.
8. - SAPH. Diseño de Puentes para Vehículos.
Tomos I y II; México 1969.
9. - Especificaciones A. A. S. H. T. O
Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Caminos.
Edition Washington, D. C.; 1961.