

Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
ACATLAN



ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE CARRETERO EN CONCRETO PRESFORZADO

T E S I S P R O F E S I O N A L
Que para obtener el Título de :
I N G E N I E R O C I V I L
P r e s e n t a :
MARCO ANTONIO CASTELLANOS ROLDAN

México, D.F.

1982

M-0028631



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta 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.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN-UNAM"
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA Y ACTUARIA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

CAI-C-036-80.

SR. MARCO ANTONIO CASTELLANOS ROLDAN,
Alumno de la carrera de Ingeniero Civil,
P r e s e n t e .

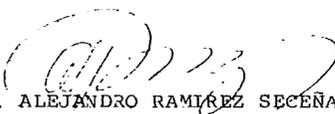
De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 26 de febrero de 1980, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE CARRETERO EN CONCRETO PRESFORZADO" el cual se desarrollará como sigue:

- I. Introducción
- II. Generalidades
- III. Estudios previos
- IV. Análisis y diseño
- V. Conclusiones.

Asimismo fue designado como asesor de tesis el Señor M. en I. VICTOR JOSE PALENCIA GOMEZ, Profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A T E N T A M E N T E
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de México a 24 de Marzo de 1980.


ING. ALEJANDRO RAMÍREZ SECENA
Coordinador del Programa
de Ingeniería y Actuaría

Con cariño y respeto a mis padres Miguel
y Consuelo, que han logrado su objetivo,
con su apoyo y comprensión.

A mis hermanos: Miguel Angel
José Luis
Juan Manuel
Consuelo
Mónica

A mis sobrinos: Osvaldo
Miguel Angel
May Liz
Guillermo

A mis Tios y Primos

Quiero hacer especial reconocimiento a:
M.en I. Victor Palencia Gómez por su pa
ciencia y consejos.

Ing. Baltazar Campos y de la Fuente por
sus atenciones y ayuda técnica.

A mis compañeros: Ma. Elena Rodriguez D.
Elmer Martínez Polito.
Gerardo Rodriguez A.
Javier Figueroa Garcia
Alfonso Valbuena Rivera

A mis Amigos y Maestros.

ANALISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE CARRETERO EN
CONCRETO PRESFORZADO

I N D I C E

INTRODUCCION.	1
CAPITULO I	
GENERALIDADES.	5
CAPITULO II	
ESTUDIOS PREVIOS	29
CAPITULO III	
ANALISIS Y DISEÑO DE LA	
SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA. . .	36
CONCLUSIONES.112
ANEXOS.114
BIBLIOGRAFIA.120

INTRODUCCION

Es evidente que en la actualidad existen necesidades muy especiales en la construcción en el mundo entero, estas necesidades son principalmente de tipo económico, de tiempo y de calidad.

Nuestro país no es una excepción, más aún es uno de los países en los que estas necesidades se hacen más agudas por la crisis actual por la que atravesamos.

En la búsqueda de la solución a estos problemas de la construcción, se ha llegado a técnicas en las que el uso de los materiales se hace en forma racional y con la más alta eficiencia, logrando obtener el equilibrio de los componentes que dan como resultado secciones más esbeltas, que sin menoscabo de la resistencia, nos permiten reducir las cantidades de materiales, controlar su alta calidad y agili

zar el ritmo de construcción ahorrándose tiempo y dinero.

Una de estas técnicas , es la del Concreto Presforzado.

Son tan variados los casos de aplicación y las pie--zas que se fabrican que prácticamente la limitación estriba en la imaginación y capacidad humana.

En México se ha desarrollado un gran número de ele--mentos que se fabrican de línea para resolver los casos más usuales y otros para resolver los casos especiales que so--bre diseño sean aplicables a un proyecto en particular.

Dentro de la técnica del Concreto Presforzado encon--tramos dos sistemas de como llevar a cabo el presfuerzo, esutos son el pretensado y el postensado.

Los elementos pretensandos, comunmente son piezas de concreto prefabricadas en una planta, que trabajarán en las estructuras como piezas aisladas, o como parte de una es---trutura completa cuya liga se hace en obra con juntas debidamente diseñadas, ya sea a base de colados complementarios por juntas con herrajes metálicos o por la aplicación de cables de postensado.

Los elementos postensados normalmente son piezas coladas en el lugar a las que allí se les aplica el prefuerzo para darles su capacidad estructural o para ligar los colados sucesivos de un proceso constructivo, etc.; un ejemplo del primer caso lo tenemos en las trabes de gran claro libremente apoyadas o continuas; un ejemplo del segundo caso lo tenemos en los colados sucesivos de un puente en cantiliver o en la liga de dovelas prefabricadas de un tanque, etc.

En la presente tesis muestro el análisis y diseño de un puente que debido a las condiciones críticas de la convergencia de dos vialidades de gran importancia, presenta un serio problema de fluencia de vehículos, y por este motivo se optó por un método constructivo, más rápido, evitando así el trastorno sobre estas vías.

El método constructivo utilizado en este caso fué el concreto presforzado, usando conjuntamente el pretensado y postensado únicamente en trabes, y que a la vez nos sirvió de cimbra, esto presentó una mayor agilidad constructiva.

En el capítulo uno presento una breve descripción de las variantes de como construir un puente, según sus neces

dades y alcances del mismo, así como también las caracterís-
ticas fundamentales del Concreto Presforzado, en sus elemen-
tos constitutivos principales como lo son el concreto y el-
acero.

El capítulo dos tiene como finalidad proporcionar -
los estudios previos de campo, necesarios para el mejor ---
aprovechamiento de las cualidades, que se presentan en él -
sitio donde se construirá el puente.

En el capítulo tercero se efectua el análisis y dise-
ño de las trabes presforzadas, y como consecuencia los de--
más elementos constitutivos necesarios en la construcción -
del puente.

CAPITULO I

GENERALIDADES.

Los puentes son probablemente, de las estructuras -- más antiguas de las que se tienen noticias. Tienen como finalidad el salvar un obstáculo natural o artificial, tal como un valle, río o carretera, con el fin de comunicar dos - puntos, permitiendo el paso de personas, vehículos o trenes.

Probablemente los primeros puentes, se construyeron- con madera o troncos de árbol. Posteriormente conforme au-mentaba la magnitud de los claros a salvar, fue necesario - utilizar otros materiales, tales como mampostería, concreto armado, concreto presforzado y acero.

La estructura de un puente, en esencia está formada- por un sistema de piso que se apoya o cuelga de los elemen- tos principales encargados de librar el claro y que son los que transmiten la carga a las pilas de cimentación, estri--

bos y columnas.

Por la posición relativa del piso con respecto a los elementos principales de soporte, los puentes pueden ser:

- a).- De paso superior, si el piso se encuentra colocado sobre la parte superior de las vigas o armaduras principales, que es el tipo más usual ya que evita los contraventeos superiores que limitan el espacio del usuario del puente. (ver anexo A)
- b).- De paso inferior, en el que el sistema de piso se encuentra apoyado en la parte inferior de los elementos principales del puente. Tiene la ventaja de que permite una mayor altura en la parte inferior del puente. (ver anexo A)
- c).- De paso a través, en el que el sistema de piso se encuentra en una posición intermedia con respecto a los miembros de soporte. (ver anexo A)

En el análisis y diseño de las estructuras para puentes son muy importantes las cargas móviles y los efectos por impacto que se originan. El tipo de cargas usuales y

dimensiones mínimas necesarias para lograr un funcionamiento adecuado, están indicadas en las especificaciones para puentes de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), y de la American Association of State Highway Officials (AASHO) para puentes carreteros.

Al establecer las solicitaciones que van a actuar sobre el puente es muy importante considerar el proceso constructivo o de montaje, en esta etapa los esfuerzos no solamente pueden ser mayores que los que se puedan presentar durante la etapa de servicio, de la estructura, sino que puede presentarse una condición de inversión de signo. Además habrá que considerar cargas debidas a maquinarias o equipo de construcción que en condiciones normales no deben presentarse, por otra parte un estudio cuidadoso del procedimiento de construcción, puede eliminar en la etapa final, es---fuerzos secundarios que se desarrollan durante el montaje de la estructura. Especial atención se tendrá con las de--formaciones por peso propio o por temperatura que se producen durante la construcción de la estructura.

En los puentes hay que distinguir la superestructura, formada por el sistema de piso, de los elementos estructurales necesarios para resistir las distintas solicitaciones que van a actuar en la estructura y la cimentación o infraestructura destinada a transmitir las cargas a una capa de-

suelo resistente. La cimentación consta de una serie de pilas que a manera de columnas se desplantan a un nivel del terreno capaz de desarrollar las reacciones supuestas en el proyecto, en algunos casos los apoyos extremos además de transmitir fuerzas verticales, tendrán que diseñarse como muros de retención.

En general se puede establecer que los puentes con un claro menor, son más económicos que aquellos que tienen un claro más grande. Sin embargo una vez que se ha establecido la dimensión total del puente hay que escoger el tipo más económico, en esta selección la principal variable que interviene es el claro del puente. Cuando menor sea el claro de la superestructura, ésta será más económica pero en cambio aumentará el número de pilas de apoyo y por lo tanto el costo de la cimentación. Por el contrario a mayor dimensión de la distancia entre pilas, aumenta el claro del puente y por consiguiente su costo, disminuyendo el de la cimentación. Se ve la necesidad, de hacer varios tanteos hasta lograr que la suma del costo de la cimentación y de la estructura sea un valor mínimo. En un análisis de este tipo habrá que considerar además el tipo de suelo, altura de las pilas, efectos de continuidad en el puente, etc.

En el proyecto de puentes hay que considerar otros -

elementos que aunque no son estructurales, son necesarios-- para su funcionamiento, tales como, parapetos de protección, guarniciones, etc.

En los distintos tipos de puentes las vigas principales cuyo objeto primordial es el del salvar el claro, transportando las cargas a los apoyos o pilas, pueden ser vigas-de alma cerrada, en cajón, armaduras, cables colgantes, etc. (vease anexo A)

Las deformaciones forman parte importante en el diseño de las estructuras para puentes tanto en su etapa final - de servicio como durante el montaje. En el proyecto y de - acuerdo con el procedimiento constructivo que se vaya a emplear, se especificará la contraflecha que se le dará a la- estructura.

El puente formado con claros continuos permite aumentar el claro entre apoyos ya que reduce la magnitud del momento flexionante. Esta reducción es muy importante en el- caso de carga muerta y un poco menor para carga viva, los peraltes -- mayores de la viga o armadura se requieren en los apoyos y el incremento de peso propio que esto represente, tiene poco --- efecto en la variación del momento flexionante ya que la -- carga se transmite prácticamente como carga axial. Por este procedimiento se ha logrado claros hasta de 250 mts. --

Las ventajas que presenta la solución de vigas continuas son:

- a).- Se puede obtener un ahorro de 10 a 20% en el peso de material.
- b).- Disminuye el número de apoyos al poder aumentar la dimensión de los claros.
- c).- La carga última en un puente continuo es mayor que uno en el que las armaduras se encuentran simplemente apoyadas, ya que se presentan efectos de redistribución de esfuerzos -- que permiten lograr una mayor eficiencia del conjunto.

Al mismo tiempo éste tipo de puentes presentan los siguientes inconvenientes:

- a).- Son estructuras hiperestáticas exteriormente y por lo tanto es conveniente que se encuentren cimentadas sobre terreno firme y a que de otra manera se pueden producir esfuerzos por desplazamientos diferenciales.

b).- Los efectos ante cargas móviles son más complejas ya que se pueden presentar cambios en el sentido de los esfuerzos lo que representa un aumento de costo.

Para evitar estos inconvenientes se puede proyectar un puente en voladizo o con articulaciones semejantes a una viga gerber. En esta solución las articulaciones se hacen coincidir con los puntos de momento nulo en lo que respecta a la carga muerta ya que en general no coincidirán con las distintas posibilidades de carga viva. Mediante este procedimiento se han logrado claros de 150 a 550 mts.

Para el caso de puentes de armaduras se pueden obtener ciertas ventajas como son:

- 1).- Pueden emplearse en suelos no muy firmes en los que se pueden presentar hundimientos diferenciales.
- 2).- Se facilita el montaje de la estructura.

En cambio se tienen los siguientes inconvenientes:

- 1).- Son menos rígidas que los puentes continuos.
- 2).- La solución de la articulación es complicada.
- 3).- Puede presentarse inversión en la magnitud y dirección de las reacciones que pueden ser muy importantes.

- 4).- Requieren gran precisión en sus dimensiones -- con objeto de que todas las piezas ajusten perfectamente durante el montaje.

El puente más sencillo es el formado por una losa de concreto armado que se apoya en sus extremos en muros de - contención, estribos, etc. El ancho de la losa será el necesario para permitir el paso de personas y vehículos para los que se han proyectado. Los barandales y banquetas -- son elementos secundarios sin ninguna función estructural. Una alternativa a esta solución esta formada por un arco - de mampostería o de concreto con rellenos compactados en - los extremos para lograr una superficie de paso superior-- plana. Cualquiera de estos tipos son económicos para cla- ros hasta de 10 mts.

Al aumentar la magnitud del claro, la solución más - conveniente es el puente formado por dos o más vigas prin- cipales apoyadas en sus extremos y que sirven de soporte - al sistema de piso formado por una losa de concreto y va- rias trabes secundarias en sentido transversal. En algu-- nos casos se han utilizado las vigas en la orilla como parapetos de protección.

Las vigas o trabes principales pueden ser de acero -

fabricadas con perfiles comerciales o con placas, y de concreto armado común o presforzado. En el caso de vigas de acero para puente, las especificaciones AASHO, para este tipo de construcción limitan la relación peralte de la viga con el claro del puente, a valores máximos de $1/25$ con el fin de limitar las deformaciones máximas de la estructura. Se permite una sección con peralte menor siempre que tenga una deformación semejante a la especificada. Esto se puede lograr diseñando una sección mixta en que la losa de concreto trabaje en conjunto con las traveses, o bien -- proyectando vigas continuas. Para las secciones usuales-- en acero, el claro máximo en traveses de acero está comprendido entre 30 y 50 mts.

Las traveses de concreto en claros grandes tienen el inconveniente del alto valor que representa su peso muerto -- aunque puede tener un efecto benéfico en claros cortos para reducir las vibraciones de la estructura. Este tipo de construcción resulta económica para claros de 8 a 25 mts.

Mediante el concreto presforzado se puede aumentar-- el claro máximo empleando elementos de concreto reforzado. Con este tipo de estructuras se han logrado claros de más de 70 mts. y se han realizado proyectos para 260 mts. en -- competencia con puentes de vigas de acero de alma llena. --

El concreto presforzado permite elementos de menor peralte y mayor ligereza que los elementos de concreto común al -- mismo tiempo permite un mejor aprovechamiento mecánico de la viga. Combinando con la prefabricación se puede lograr una mayor economía al poder controlar en mejores condiciones las altas resistencias del concreto. Para los claros pequeños es usual prefabricar y presforzar las vigas en taller y de aquí trasladar al lugar de montaje.

Para claros mayores los sistemas a base de vigas y losas dejan de ser económicos por la influencia que adquiere la carga muerta. Conviene entonces aligerar en lo posible los elementos principales de soporte.

El preforzado se ha definido como la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura con el objeto de mejorar su comportamiento y su resistencia bajo varias condiciones de servicio.

Se ha descrito al concreto presforzado como un concepto estructural que combina las características más convenientes de dos materiales de construcción bien conocidos: concreto y acero. El concreto, que es uno de los materiales estructurales más baratos, es capaz de resistir esfuerzos de compresión relativamente altos. Sin embargo, -

su resistencia a la tensión es únicamente del 10 al 15 por ciento de su resistencia a la compresión. En el acero tenemos un material que es resistente a la tensión. El concreto presforzado combina estos materiales en sus capacidades más efectivas.

Una manera de aumentar la eficiencia consiste en usar materiales básicos de calidad superior. En miembros de concreto presforzado esto se logra utilizando concreto que tenga una resistencia aproximadamente el doble de la usual y acero que es aproximadamente seis veces más resistente que el acero normal de refuerzo. Estos materiales de calidad superior tiene también propiedades que son necesarias para evitar la pérdida de la fuerza de presfuerzo.

El presforzado, además de utilizar materiales de calidad superior, los combina de la manera más eficiente, y además se puede lograr en la práctica con dos sistemas básicos que son: Pretensado y Postensado.

El pretensado consiste en tensar los alambres de acero especial de alta resistencia (16.500 Kg/cm². o mayor), antes del colado del concreto con una fuerza y elongación controladas; después realizar este colado con un concreto también de alta calidad y resistencia (300 Kg/cm². en ade-

lante), y después que haya alcanzado la capacidad calculada se suelten los alambres pretensados, provocando con esto una fuerza de compresión al tratar de regresar dichos alambres a su posición original; esta compresión actúa por la fricción del acero y del concreto y por la presión que ejerce la sección del acero que se redujo durante el tensado al tratar de regresar a su dimensión original y actúa en la fibra que en su trabajo final tenderá a trabajar a tensión, provocando por tanto un "Presfuerzo". (vease anexo A)

El postensado consiste en aplicar la fuerza de compresión después de que la pieza haya sido colada y adquirido una resistencia calculada, tensando el cable insertado en un ducto que se dejó ahogado durante dicho colado. La fuerza de compresión se logra en este caso por transmisión de los anclajes y en menor grado por el efecto del trazo del cable y por la inyección que se realiza en los ductos después de efectuar el postensado. (vease anexo B)

Por lo tanto se habrán utilizado estos materiales en su forma más eficiente y se habrá logrado un miembro presforzado. Para estos dos materiales tan importantes para la elaboración de un elemento presforzado, hay que determinar sus principales características físicas.

El concreto es una mezcla heterogénea de arena, grava, cemento y agua, más aire, sales, materiales inertes, -- finos y otros aditivos o adicionantes que modifican sus -- características. Las propiedades del agregado pueden variar en un intervalo muy grande y producir un concreto -- utilizable para propósitos estructurales. El cemento puede ser fabricado de una gran variedad de arcillas combinadas con numerosos tipos de materiales calcáreos. Es inevitable, por lo consiguiente, que las propiedades físicas -- del concreto varíen en un intervalo muy grande en comparación con las de otros materiales estructurales. Por ejemplo, el módulo de la elasticidad del acero es aproximadamente igual a 2×10^6 Kg/cm², tanto si se tratara de acero de bajo contenido de carbón laminado en caliente o si se tratara de un acero de alta resistencia laminado en frío, -- o de un acero de aleación. Por otra parte el módulo de -- elasticidad del concreto puede variar desde 105 000 hasta 490 000 Kg/cm².

La economía es la ventaja principal del concreto, -- porque tanto la grava como la arena u otros agregados, así como el cemento están disponibles en forma abundante en casi todas las localidades.

Las propiedades del concreto que deben conocerse an-

tes de intentar hacer un diseño de concreto presforzado --
son las siguientes:

- a).- Resistencia a compresión. Es necesario esta--
blecer la resistencia a compresión en el dise--
ño para que puedan fijarse los valores límites
y los esfuerzos de trabajo y, con menor impor--
tancia, para que pueda predecirse la capacidad
de carga de las unidades presforzadas.

La fabricación del concreto, particularmente en
el caso de producción de concreto presforzado, -
debe controlarse de una manera adecuada que ase--
gure no solamente la calidad sino también la u--
niformidad del producto. Puesto que las propie--
dades mecánicas del concreto están relacionadas
con la resistencia a compresión, esta caracte--
rística es la que recibe consideración princi--
pal en el control del producto terminado. Excep--
to en circunstancias poco usuales, la resisten--
cia del concreto para presforzado no deberá ser
inferior a 300 Kg/cm^2 .

- b).- Relación esfuerzo-deformación. En años recien--
tes se ha desarrollado una consideración preci--
sa de la curva esfuerzo-deformación para el --
concreto la que ha sido corroborada por prue--

bas de laboratorio. Aunque investigaciones futuras pueden modificar o afinar el trabajo reciente, lo que se conoce ahora proporciona una base amplia para el diseño.

- c).- Módulo de elasticidad. Puesto que el concreto no es un material elástico, esto es, la curva-esfuerzo-deformación se aleja de una relación lineal a esfuerzos relativamente bajos, no puede establecerse un módulo de elasticidad que sea una relación lineal. La figura 1, indica 2 módulos, el módulo tangente y el módulo secante (determinado generalmente a un esfuerzo de $0.50 f'_c$ tal como se muestra). La curva esfuerzo-deformación para concretos de alta resistencia tiende acercarse a la relación lineal en un rango de esfuerzos más grandes de manera que los dos módulos llegan a hacer aproximadamente iguales. Este es generalmente, el caso de los concretos usados en concreto presforzado.

Para diseños se usa normalmente el módulo secante determinado al $0.50 f'_c$. Se han propuesto varias ecuaciones para estimar el módulo de elasticidad como son:

1.- $E_c = w^{1.5} 4270 \sqrt{f'_c}$ (Reglamento de las construcciones de concreto reforzado ACI 318-77)

2.- $E_c = \frac{0.42 \times 10^6 f_c}{f'_c + 140}$ (Ecuación de Jensen)

3.- $E_c = 0.126 \times 10^6 + 460 f'_c$ (Ecuación de Lyse)

4.- $E_c = 0.126 \times 10^6 + 500 f'_c$ (Práctica recomendada ACI 323)

5.- $E_c = 4270 \sqrt{w^3 f'_c}$ (Adrian Pauw)

6.- $E_c = 10\,000 \sqrt{f'_c}$ (Reglamento del Distrito Federal)

Donde W = peso unitario del concreto, ton/m^3 .

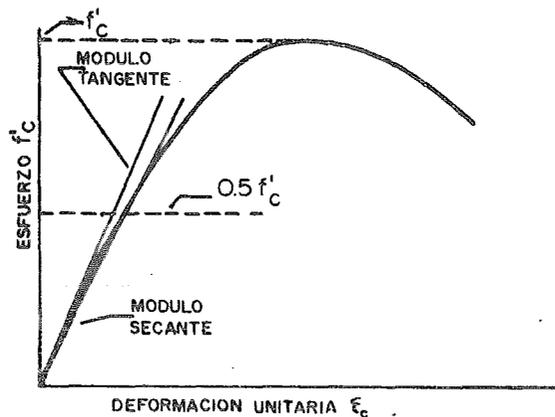


FIG. 1

d).- Flujo plástico y contracción. Constituyen una-
 ventaja y una desventaja para el concreto ---
 presforzado. Ambas tienden a reducir la fuerza
 de presfuerzo. Por otra parte el flujo plásti-
 co evita que el concreto sea un material frágil
 el cual fallaría súbitamente cuando estuviese--
 sujeto a una concentración de esfuerzos en cual-
 quier punto. El flujo plástico permite que los-
 esfuerzos altos en algún punto se distribuyan -
 a las áreas cercanas reduciendo así las concen-
 traciones. La ventaja de este alivio en los es-
 fuerzos compensa concreces la desventaja de la
 pérdida de presfuerzo con tal que el flujo plás-
 tico no produzca contraflechas, deflexiones o -
 esfuerzos indeseables en miembros total o par--
 cialmente restringidos.

Las deformaciones de contracción por secado se-
 definen como las deformaciones resultantes de -
 los cambios de volumen que se originan con el -
 tiempo debido a la pérdida de agua en el concre-
 to. La contracción ocurre sin producir esfuer--
 zos a menos que el mismo miembro esté restringi-
 do contra el movimiento.

e).- Resistencia a tensión. La resistencia del con-

creto a tensión es una propiedad que usualmente se desprecia en concreto reforzado convencional con la excepción notable de pavimentos y presas. Por consiguiente no ha recibido tanta atención en los laboratorios como otras propiedades. Por ejemplo la curva esfuerzo-deformación en tensión del concreto no ha sido establecida, aunque análisis indirectos indican -- que la relación sigue aproximadamente una línea recta.

La resistencia a tensión es una propiedad importante en concreto presforzado.

El concreto presforzado es simplemente una aplicación del concreto reforzado y no un sistema estructural diferente. La diferencia básica entre el comportamiento del concreto presforzado y del concreto reforzado convencional estriba en la manera en que las propiedades del acero difieren y son usadas y en la medida en que estos dos materiales actúan entre sí.

Las relaciones esfuerzo-deformación típica para distintos aceros usados comúnmente en estructuras se muestran en las figuras 2 y 3. Son obvias tres diferencias básicas

entre las relaciones esfuerzo-deformación de los aceros de de presfuerzo y aquellas de otros aceros usados normalmente por el ingeniero estructural. Estas son:

- 1.- La alta resistencia a tensión del acero de --- presfuerzo .
- 2.- La ausencia de un punto de fluencia bien definidos en la curva del acero de alta resistencia, y
- 3.- Módulo de elasticidad reducido del alambre --- torcido.

Las propiedades físicas del acero que tienen importancia en el diseño y en la producción del concreto presforzados son:

- a.- La resistencia a tensión.
- b.- La carga correspondiente a una deformación unitaria del uno por ciento (ASTM A 416 y A 421).
- c.- Módulo de elasticidad.
- d.- Propiedades de adherencias.

Resistencia a tensión.

Las curvas de la figura 3 muestran las características esfuerzo-deformación del alambre torcido que es muy usado en concreto pretensado, del alambre recto que es usado en algunos casos de pretensado y muy frecuentemente en postensado, y de las barras de acero de aleación de alta resistencia a la tensión que son usadas en concreto presforzado postensado. Todos estos aceros tienen una alta resistencia a la tensión y muestran una desviación gradual de la línea recta sin un punto de fluencia definido.

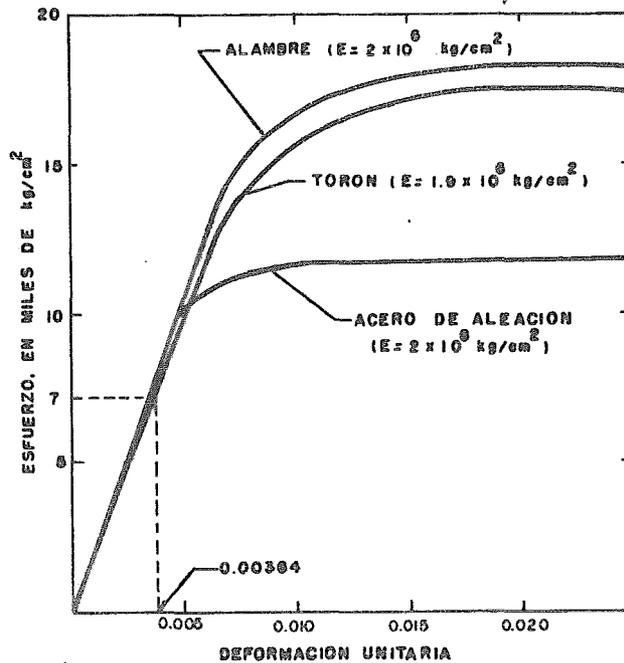


FIG 3

Esfuerzo de fluencia.

Como se muestra en la figura 2, los aceros usados normalmente en el diseño estructural tienen puntos de fluencia definidos. El alambre de alta resistencia, sin embargo, no lo tiene y el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del uno por ciento ha sido elegido arbitrariamente como el esfuerzo de fluencia para usos de diseños.

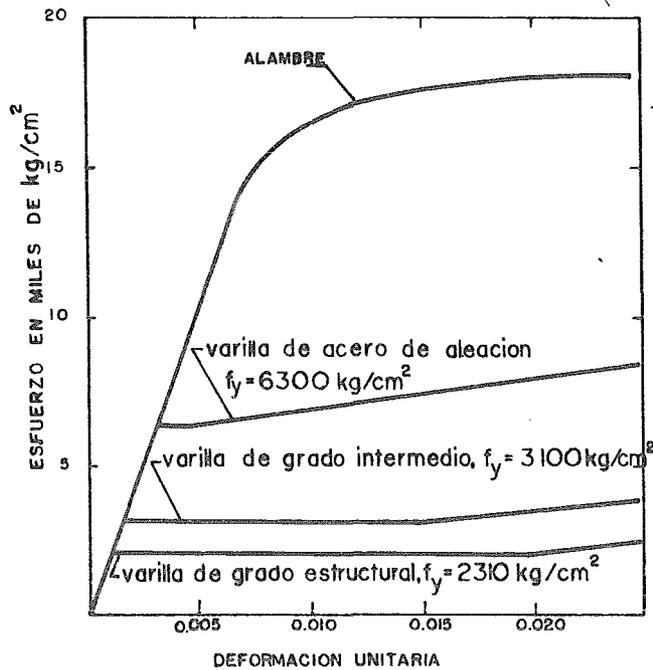


FIG. 2

Módulo de elasticidad.

Pruebas en alambre torcido dan valores del módulo de elasticidad que difieren de los valores obtenidos para otros aceros. La razón de esta desviación se explica cuando se tiene en cuenta el hecho de que un cierto número de alambres torcidos en conjunto actúan como una unidad cuando son tensados. El torón para presfuerzo se fabrica combinando alambres de diferentes carretes después de que han sido estirados en frío, torciéndoles juntos en una máquina especial. Este grupo de alambres que han sido torcidos juntos y estirados como una unidad y aunque el módulo de elasticidad de las piezas individuales de acero no cambia, el grupo que ha sido torcido junto tenderá a estirarse más que el acero sólido porque los alambres tienden a destorcerse. Si se coloca un medidor de deformaciones a lo largo del eje de un sólo alambre en un torón bajo carga, se encuentra que las propiedades esfuerzo-deformación del alambre son muy similares a las obtenidas de un ensaye en una pieza de alambre recto. Sin embargo, si el medidor de deformaciones es colocado en una cierta longitud del torón se obtendrá que el módulo de elasticidad aparente resultante de una prueba de tensión será menor.

Este módulo de elasticidad aparente del alambre torcido es un tanto inconsistente, y puede variar de uno a dos por ciento en un mismo carrete de cualquier fabricante. Esta inconsistencia se origina de las variaciones de la fuerza con que se tuercen los alambres que forman el torón. Esta variación es aún mayor de un carrete a otro.

La adherencia tiene una función doble en el concreto presforzado pretensado. La primera de estas funciones es transferir la carga del acero al concreto para obtener el presfuerzo. Esta función se designa como "adherencia en la transmisión del presfuerzo". La segunda función es similar a la requerida en el refuerzo convencional: distribuir el esfuerzo en el acero que corresponde a la magnitud del cambio de momento en cualquier sección transversal. Esta es designada como "adherencia por flexión".

Cuando un tendón es esforzado, no solamente se alarga sino que también reduce su diámetro. Si se coloca con concreto alrededor del alambre estirado, se deja endurecer, y después se libera el esfuerzo, el acero dentro del concreto tiende a regresar a su diámetro original sin esfuerzo. Como el diámetro del tendón tiende a aumentar, una fuerza radial de gran magnitud se aplica al concreto que rodea al alambre. Esta fuerza es tan grande que se -

desarrolla una fuerza de fricción muy alta que evita el movimiento relativo del acero en el concreto. Así, la adherencia para la transferencia del presfuerzo se alcanza más bien por fricción que por adhesión o anclaje mecánico.

CAPITULO II

ESTUDIOS PREVIOS.

En el programa de la elaboración de un proyecto, es necesario realizar estudios previos los cuales nos servirán para identificar el proyecto, así como sus características. Dentro de las características del proyecto, nos deben dar un conocimiento claro de todos los factores que van a intervenir en el mismo, ya que son muy importantes para poder determinar que tipo de construcción es la óptima.

Se necesitan dos tipos de datos; los de localización y los estudios de campo.

Datos de localización:

- 1).- Nombre del puente: PI Km 3+732.60
- 2).- Camino en que se hará la estructura: Viali--

dad Teotihuacán, sobre el Viaducto Poniente o Nopaltepec.

- 3).- Tramo en que se localiza el puente: El proyecto es un paso a desnivel en la intersección de la vialidad Teotihuacán y el Viaducto Poniente, también denominado Nopaltepec.- El cruce está ubicado en el fraccionamiento Cuautitlán-Izcalli, y esta a cargo de la residencia de Tepetzotlán, de la junta Local de Caminos del Estado de México.

Datos de los estudios de campo:

- 1).- Topográficos: Para realizar estos estudios se hizo un recorrido de inspección en la zona del cruce y se observó que este paso a desnivel está proyectado en una zona que topográficamente puede considerarse como de lo merios.

Durante el recorrido pudo observarse también una trinchera que se abrió para colocar un tubo de agua potable, que atraviesa el Viaducto a Nopaltepec mediante un sifón invertido. En ésta trinchera pudo observarse la estratigrafía del sitio del cruce hasta una profundidad del orden

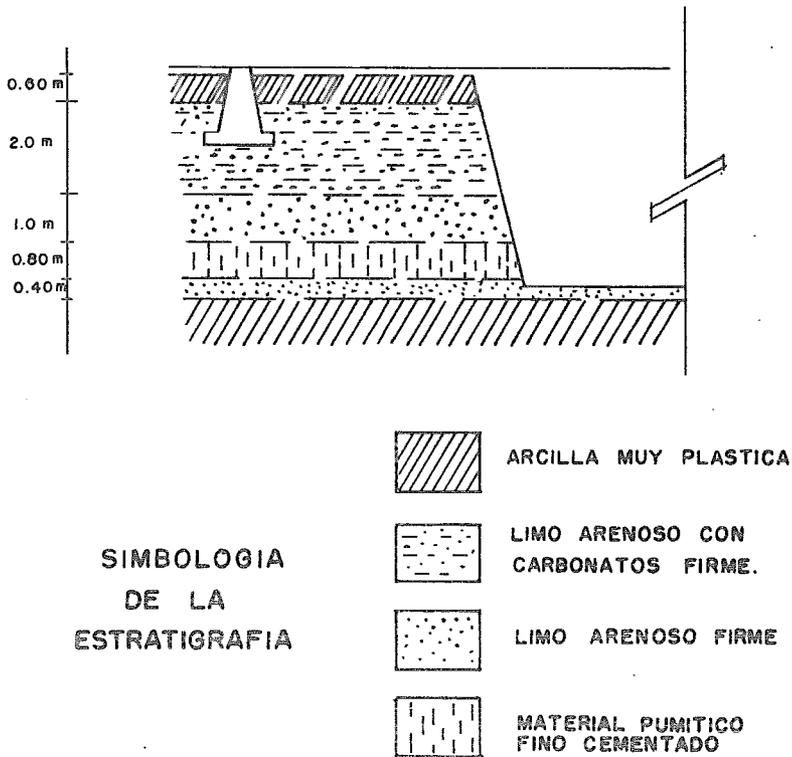
de 5.0 mts. En el sitio se observó también una falla geológica muy antigua cercana al sitio de cruce que corta en parte al Viaducto a Nopaltepec; en base a la observación del estado de la falla se presume que se ha estabilizado y no afectará al comportamiento del paso a desnivel proyectado.

- 2).- Geologicos: De acuerdo con el reconocimiento geológico y de mecánica de suelos y en especial a las observaciones que se realizaron en la trinchera que se menciona en el inciso anterior, se infiere que la estratigrafía -- que se describe a continuación, es válida en toda la zona donde se construirá el paso a desnivel, ya que se trata de un terreno bastante homogéneo desde el punto de vista geológico.

El terreno en el sitio estudiado está formado por una cobertura de arcilla con restos de materia orgánica, con un espesor del orden de 0.60 m., subyaciendo al estrato anterior se encuentra un limo arenoso que acusa horizontes de caliche (carbonato de calcio) que le proporciona una cementación al estrato, el cual tiene un espesor aproximado de 2.0 mts, inmediatamente a éste se tiene en un -

espesor del orden de 1.0 m, un limo arenoso muy firme, al que le subyace una capa de 0.08 m, de un material pumítico, fino cementado; de bajo - de esta capa se encontró en 0.40 m, de espesor - un limo arenoso muy firme; y por último se observó una arcilla medianamente consolidada hasta el final de la excavación de la trinchera.

La estratigrafía descrita anteriormente se presenta en forma gráfica a continuación.



En base al reconocimiento geológico y a las características mecánicas de los estratos observados en el campo, así como a que el paso a desnivel tendrá una longitud del orden de 55.0 mts. solucionado en dos claros iguales, se recomienda lo siguiente:

- a).- La cimentación de la estructura podrá ser -- por superficie mediante zapatas aisladas.
- b).- La profundidad de desplante recomendada es - de 1.50 mts. medidos a partir del nivel ac-- tual del terreno, es decir deberá desplantar se precisamente en el estrato de limo arenoso con carbonato de calcio.
- c).- A la profundidad de desplante recomendada se le consideró al terreno, una capacidad de -- carga de 20 ton/m² para fines de cálculo.
- d).- Para ubicar la zapata de los estribos se con sidera necesario que entre la arista próxima al talud y éste, se tenga una distancia míni ma de tres veces al ancho de la zapata.
- e).- Deberán protegerse los taludes con un zampea do, cuando menos en las zonas correspondien-- tes a los estratos propensos a la erosión.

- f).- Se estima que los asentamientos diferencia--
les serán mínimos y ocurrirán durante la etapa
de construcción de la cimentación, por lo
que no afectará a la estructura de la obra.
- g).- Probablemente al excavar los cortes para ubicar
los carriles inferiores del paso a desnivel, la estructura del pavimento quede ubicada
dentro del estrato de arcilla medianamente
consolidada. En este caso, consideramos que
el pavimento pudiera tener problemas durante
su operación, si no se proyecta en forma ade-
cuada y se construye las obras de protección
necesarias.
- 3).- Tránsito: Como ya se menciona anteriormente,
la causa principal por la que se determinó -
construir este paso a desnivel, fué el entronque
de dos vialidades y que producían un ---
constante congestionamiento sobre las mismas
como también un alto índice de accidentes --
tanto peatonal, como coalición de vehículos.
Por lo cual después de los estudios de Inge-
niería de Tránsito, se pudo determinar los -
factores más importantes que influyen en el-

proyecto de un puente, como son: Carga viva, Número de carriles y ancho de calzada.

Para el tipo de tránsito que circula sobre esta zona, se decidió tomar la carga viva -- máxima recomendada por S.A.H.O.P. que es la H-20-S16, la cual en las especificaciones de la misma dependencia la definen como un camión tractor con semirremolque o la carga uniforme correspondiente sobre un carril, las cargas H-S se designan por la letra H seguida por un número que indica el peso bruto -- (en toneladas inglesas de 2000 Lb.) del camión tractor y la letra S seguida por el peso bruto (en toneladas de 2000 Lb.) del eje-sencillo del semirremolque.

Para el número de carriles, se determinó por el flujo vehicular en esta zona y además la vía sobre la que se va a construir es de dos carriles.

El ancho de calzada se determinó en función de los incisos anteriores, porque para una carga -- tipo H-S las dimensiones mínimas son de 3.05 -- mts. para un carril , por lo que el ancho total de calzada será de 7.60 mts.

CAPITULO III

ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA.

En este capítulo se procedera al cálculo de la su--
perestructura y subestructura, que independientemente de
que debe estar perfectamente construída, debe de parecer-
estética, funcional, segura y agradable a la vista de los
usuarios.

La superestructura estará formada por dos tramos de
losas de concreto reforzado, y seis trabes prefabricadas-
de concreto presforzado. La subestructura estará compues-
ta por dos estribos y una pila.

Análisis y diseño de la losa.

Datos de proyecto:

Claro =	26.00 m.
Ancho de calzada =	7.60 m.
Banquetas =	1.75 m.

De las especificaciones del A.A.S.H.O.

$$M = \frac{S+2}{32} W ; \text{ Para momento positivo y negativo.}$$

Donde: s = Espaciamiento entre ejes, en pies.

w = Carga viva (lb/ft)

$$M = \frac{4.69 + 2}{32} \times 16\ 000 = 3345 \text{ ft-lb/ft.}$$

Transformando a unidades de Kg. y Mts.

$$M = 1517.26 \text{ Kg.-m/m} = 1520 \text{ Kg-m/m}$$

El impacto según las especificaciones del A.A.S.H.O. se tomará en cuenta incrementando, el momento debido a la carga móvil en un porcentaje no mayor que el 30% y se calcula con la siguiente formula:

$$I = \frac{15.24}{X + 38.10} \leq 30\%$$

Donde: X = es la longitud medida en metros, de la porción del claro que debe ser cargado para producir el máximo esfuerzo en el miembro. Para nuestro caso x = ---
1.80 m.

$$I = \frac{15.24}{1.80 + 38.10} = 0.3810 > 30\%$$

Por lo tanto se tomará el máximo porcentaje de impacto que es el 30%.

$$M_{c.v.} = 1.30 \times 1520 = 1976 \text{ Kg-m/m.}$$

Pero el Departamento de Puentes de S.A.H.O.P. establece que para consideraciones eventuales, se debe tomar el 80% del momento actuante:

$$M_{c.v.} = 0.8 \times 1976 = 1580.8 \text{ Kg-m/m.}$$

El momento de diseño será: 1581 Kg-m/m.

El peralte se determinará:

$$d = C \sqrt{M_{c.v.}}$$

Según especificaciones de S.A.H.O.P. para un concreto de $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, se tomará el valor de la constante $n = 10$.

$$f_s = 0.5 f_y = 2000 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{10 \times 100}} = 0.333$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.333}{3} = 0.889$$

$$R = \frac{f_c K J}{2} = \frac{100 \times 0.333 \times 0.889}{2} = 14.80$$

$$C = \frac{1}{\sqrt{R}} = \frac{1}{\sqrt{14.80}} = 0.259$$

$$d = 0.259 \sqrt{1581} = 10.298 \doteq 12 \text{ cm.}$$

Si se considera un recubrimiento de 3 cm. por lo --
tanto el peralte quedará:

$$h = 12 + 3 = 15 \text{ cms.}$$

Acero en la losa.

$$A_s = \frac{M}{f_s J d}$$

Acero negativo:

$$A_s = \frac{158 \ 100}{2000 \times 0.889 \times 20} = 4.45 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usando varillas de $1/2''$, No. 4; $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$\text{No. de var.} = \frac{4.45}{1.27} = 3.5 \doteq 4$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \times 1.27}{4.45} = 28.54 \text{ cms.}$$

Se pondrán @ 25 cm. (Consultar Plano No. 5).

Acero positivo:

$$A_s = \frac{158 \ 100}{2000 \times 0.889 \times 12} = 7.41 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usando varillas de 5/8", o No. 5; $A_s = 1.98 \text{ cm}^2$.

$$\text{No. de var.} = \frac{7.41}{1.98} = 3.74 \doteq 4$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \times 1.98}{7.41} = 26.72 \text{ cm.}$$

Se pondrán @ 25 cms. (Consultar Plano No. 5)

Refuerzo por temperatura.

$$A_{st} = 0.0025 \text{ bd}$$

$$A_{st} = 0.0025 \times 21.4 \times 100 = 5.35 \text{ cm}^2$$

Este valor calculado es para dos lechos, por lo tanto para cada lecho será:

$$A_{st} = \frac{5.35}{2} = 2.675 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de 3/8", o No. 3; $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{No. de var.} = \frac{2.675}{0.71} = 4$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \times 0.71}{2.675} = 26.54 \text{ cms.}$$

Se pondrán \odot 25 cms. (Consultar Plano No. 5).

Acero de refuerzo de distribución. De acuerdo con las especificaciones de la S.A.H.O.P. en el lecho inferior de la losa se pondrá acero de refuerzo transversalmente a la dirección del refuerzo principal para realizar una distribución, lateral de las cargas concentradas, que no debe ser mayor del 67 %, del esfuerzo principal y se calculará:

$$\% A_{sd} = \frac{220}{s}$$

Donde: s = separación entre nervaduras, en pies (ft).

$$\% A_{sd} = \frac{220}{4.69} = 101.59$$

como $101.59 > 67$ se tomará el 67%

$$A_{sd} = 0.67 \times 7.41 = 4.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas del No. 4: $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\text{No. de var.} = \frac{4.96}{1.27} = 3.9 \doteq 4$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \times 1.27}{4.96} = 25.6 \text{ cms.}$$

Se pondrán @ 25 cms. (Consultar Plano No. 5).

Análisis y diseño de las trabes.

Datos de proyectos:

Análisis y Diseño de las Trabes.

Datos de Proyectos:

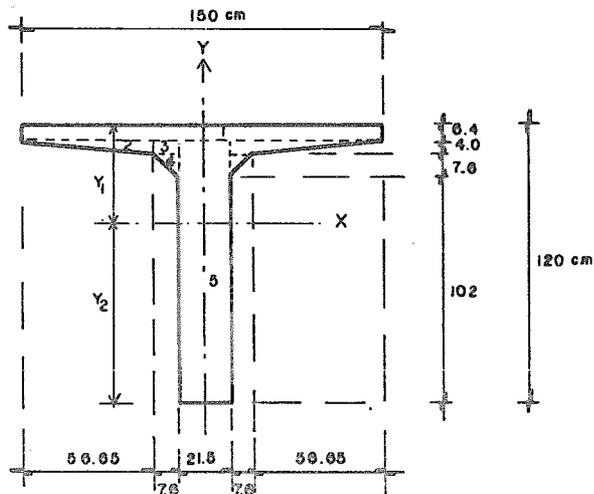
Claro = 26.00 m.
 longitud total = 26.50 m.
 No.de nervaduras = 6

Las trabes serán prefabricadas de concreto presforzado, utilizando los sistemas de pretensado y postensado. El concreto a usarse será de $f'_c = 380 \text{ Hg/cm}^2$.

Acero de presfuerzo:

- a) Pretensado, 22 toronés de 1/2"; $f_y = 18\,730 \text{ Kg/cm}^2$.
 b) Postensado, 2 cables de 12 ϕ 7 mm; $f_y = 15\,000 \text{ Kg/cm}^2$.

Se propone la siguiente sección, la cual se revisará:



CORTE TRANSVERSAL

Propiedades geométricas de la viga sola:

$$A_1 = 1.50 \times 0.064 = 0.096 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.04 \times 0.5665 = 0.02266 \text{ m}^2$$

$$A_3 = (0.04 \times 0.076)2 = 0.00608 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 0.076 \times 0.076 = 0.00578 \text{ m}^2$$

$$A_5 = 1.136 \times 0.215 = \frac{0.24424 \text{ m}^2}{}$$

$$\underline{\text{Area total}} + 0.37476 \text{ m}^2$$

Centroides:

$$y_1 = \frac{0.16044}{0.37476} = 0.428 \text{ m}$$

$$y_2 = 1.20 - 0.428 = 0.772 \text{ m.}$$

Momento de inercia:

$$I = 0.055547 \text{ m}^4.$$

Resumen de las propiedades geométricas de la viga -
sola:

$$A = 0.3748 \text{ m}^2 ; I = 0.055547 \text{ m}^4 ;$$

$$R^2 = \frac{I}{A} = \frac{0.055547}{0.376} = 0.15$$

$$y_1 = 0.428 \text{ m}; \quad y_2 = 0.7772 \text{ m};$$

$$\frac{y_1}{I} = \frac{0.428}{0.055547} = 7.71; \quad \frac{y_2}{I} = \frac{0.772}{0.055547} = 13.90$$

$$\frac{y_1}{R^2} = \frac{0.428}{0.15} = 2.89; \quad \frac{y_2}{R^2} = \frac{0.772}{0.15} = 5.21$$

Peso de las traves:

$$P = 0.3748 \times 6 \times 26.50 \times 2400 = 143\,482 \text{ Kg.}$$

Viga compuesta:

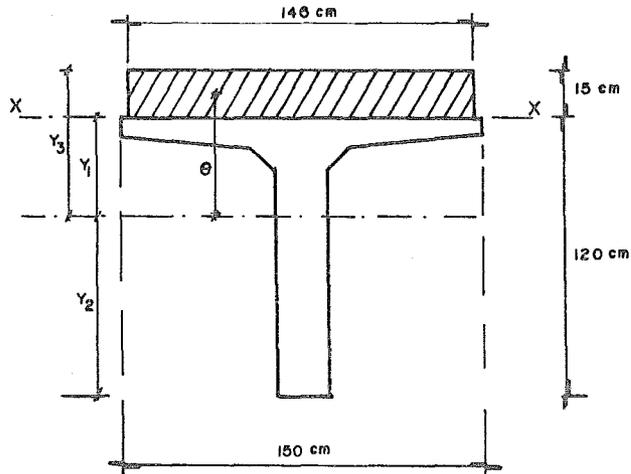
Se debe tomar en cuenta que la losa va a trabajar--
con las traves y por lo consiguiente se van analizar en--
conjunto.

Propiedades geométricas de la viga compuesta:

La losa colada sobre las traves será en promedio de
15 cm. de espesor, con un $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, y las traves -
se fabricarán con un concreto $f'_c = 380 \text{ Kg/cm}^2$.

Tomando en cuenta la diferencia de resistencias de concreto entre losas y traves, y tomando el claro libre de losa, se puede obtener un ancho efectivo de losa.

$$A_{e.1} = s \sqrt{\frac{f'_c \text{ losa}}{f'_c \text{ trabe}}} ; \quad A_{e.1} = 180 \sqrt{\frac{250}{380}} = 146 \text{ cm.}$$



Trabe Compuesta

Centro de gravedad, con respecto al eje X.

$$\begin{aligned} \text{Areas: Losa } 146 \times 15 &= 2190.0 \text{ cm}^2 \\ \text{Trabe} &= \underline{3748.0 \text{ cm}^2} \\ \text{Area total} &+ 5938.0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{Losa } 2190.0 \text{ cm}^2 \times -7.5 \text{ cm} = -16425 \text{ cm}^3 \\
 \text{Trabe } 3748.0 \text{ cm}^2 \times 42.8 \text{ cm} = \frac{160\,441 \text{ cm}^3}{+ 144\,016 \text{ cm}^3}
 \end{array}$$

$$Y_1 = \frac{144\,016}{5\,938} = 24.25 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = 120 - 24.25 = 95.75 \text{ cm.}$$

$$Y_3 = 24.25 + 15 = 39.25 \text{ cm.}$$

Momento de inercia de la trabe compuesta.

$$I_t = 9\,093\,106 \text{ cm}^4.$$

Radio de giro:

$$R = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{9093106}{5938}} = 39.13 \text{ cm.}$$

$$R^2 = 1531.0 \text{ cm}^2$$

Resumen de las propiedades de la viga compuesta

$$A = 0.5938 \text{ m}^2; I = 0.099093 \text{ m}^4; R^2 = 0.1531 \text{ m}^2;$$

$$Y_1 = 0.243 \text{ m}; Y_2 = 0.957 \text{ m}; Y_3 = 0.393 \text{ m};$$

$$\frac{Y_1}{I} = 2.45; \frac{Y_2}{I} = 9.67; \frac{Y_3}{I} = 3.97;$$

$$\frac{Y_1}{R^2} = 1.59 ; \quad \frac{Y_2}{R^2} = 6.26 ; \quad \frac{Y_3}{R^2} = 2.57$$

Cargas y elementos mecánicos.

$$M = \frac{wL^2}{8} = 84.5 \text{ w} ; \quad V = \frac{wL}{2} = 13.0 \text{ w}$$

Cargas	M (T-m)	V (T)
p.p. Trabes = $0.3748 \times 2.4 = 0.9 \text{ T/m}$	76.05	11.70
Losa = $1.85 \times 0.15 \times 2.4 = 0.66 \text{ T/m}$	56.28	8.66
Asfalto = $1.27 \times 0.05 \times 2.2 = 0.14 \text{ T/m}$	11.80	1.82
guar. + parapetos = $((0.15 \times 2) +$ $(0.23 \times 1.20 \times 2 \times 0.65) +$ $(0.05 \times 1.20 \times 4) +$ $(0.55 \times 0.28 \times 4.8))/6$	= 0.27 T/m	23.07
peatones = $\frac{1.5 \times 0.293 \times 2}{6} = 0.14 \text{ T/m}$	12.38	1.90

Carga viva + Impacto.

Del manual de la S.A.H.O.P.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

Donde: L = es el claro de puente.

$$I = \frac{15.24}{26 + 38.10} = 0.24$$

Pero además según la S.A.H.O.P. Deberá considerarse un -- factor, de concentración por eje en el sentido perpendicular al eje del puente, y se obtiene:

$$F.C. = \frac{s \cdot 3.28}{n} =$$

Donde: s = claro entre nervaduras en mts.
n = No. de nervaduras.

$$F.C. = \frac{1.80 \times 3.28}{6} = 0.98$$

Pero como un eje está compuesto por dos llantas se dividen entre dos.

$$\frac{F.C.}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

Del apendice "A" de S.A.H.O.P. para una carga tipo H 20-S, se pueden obtener los Momentos, Cortantes y -- Reacciones máximas, que vienen en función del claro.

M-0028631

Claro	M (Kg-m)	V(Kg)
25.91	173 475	29 075
<u>27.43</u>	<u>185 877</u>	<u>29 257</u>
1.52	12 402	182

Como nuestro caso el claro es de 26.00 m. se hará --
una interpolación de estos valores.

26.00
-
25.91
00.09

$$M_{26.0} = 173\ 475 + \frac{12\ 402 \times 0.09}{1.52} = 174\ 209 \text{ Kg - m}$$

$$V_{26.0} = 29\ 075 + \frac{182 \times 0.09}{1.52} = 29\ 086 \text{ Kg.}$$

Ahora, a estos valores se le aumentarán los porcentajes de impacto y el factor de concentración.

$$M_{c.v.i} = 0.49 \times 1.24 \times 174.209 = 105.85 \text{ Ton - m.}$$

$$V_{c.v.i} = 0.49 \times 1.24 \times 29.086 = 17.67 \text{ Ton}$$

La contracción que sufre la losa se calcula con un

coeficiente de 0.0002 (según S.A.H.O.P.), pero en este caso en el cual las trabes son prefabricadas hace que la contracción sea menor, por consiguiente se tomará un coeficiente diferencial entre el concreto de toda la losa y el de la trabe de 0.0001. Esto nos producirá un momento que debe ser tomado en cuenta, para el diseño de las trabes.

$$P = A \cdot E_C \cdot \xi$$

$$\text{Donde: } \xi = 0.0001$$

A = área de la sección de la losa.

$$E_C = 15\,000 \sqrt{f'_C}$$

$$A = 180 \times 15 = 2700 \text{ cm}^2.$$

$$E_C = 15 \sqrt{250} = 237.17 \text{ Ton/cm}^2$$

$$P = 0.0001 \times 2700 \times 237.17 = 64.0 \text{ ton.}$$

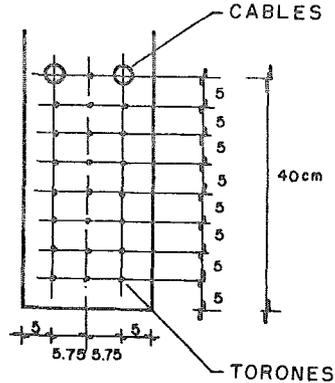
Aplicada en el centro de gravedad de la losa:

$$e = 0.243 + 0.075 = 0.32 \text{ m.}$$

$$P \cdot e = 64.0 \times 0.32 = 20.35 \text{ Ton - m.}$$

A continuación se propone la colocación de los cables y torones, los cuales nos darán el presfuerzo, la siguiente proposición se revisará para que los esfuerzos que se-

presenten en la viga, sean menores que los permisibles.



PROPOSICION DE LA COLOCACION DE LOS CABLES AL CENTRO DEL CLARO.

Para el pretensado se proponen 22 torones de $1/2"$, -
y para el postensado, se proponen 2 cables de $12 \phi 7$ mm.

El motivo, por el cual se usarán juntos estos dos -
sistemas es el siguiente:

El pretensado se calculará para soportar el peso... -
propio, y carga muerta de la super estructura, sin consi-
derar carga viva y el postensado, ayudará a soportar las-
cargas vivas, cuando el puente ya este en servicio.

El presfuerzo se dará en dos etapas.

a).- Pretensado.

$$T_1 = 18\ 730 \times 0.6 \times 1.00 \times 22 = 247.2 \text{ Ton.}$$

Obteniendo el centroide de los torones.

$$y = \frac{1(40) + 3(35 + 30 + 25 + 20 + 15 + 10 + 5)}{22} = 0.21 \text{ m}$$

$$e = 0.772 - 0.21 = 0.562 \text{ m. (viga sola).}$$

b).- Postensado.

$$T_2 = 15\ 000 \times 0.6 \times 4.61 \times 2 = 83.0 \text{ Ton.}$$

El centroide de los cables será:

$$y = \frac{4.61 \times 2 \times 40}{4.61 \times 2} = 0.40 \text{ m.}$$

$$e = 0.958 - 0.40 = 0.558 \text{ m. (Viga compuesta).}$$

Esfuerzos por cargas externas:

Carga	M Ton -m/m
Peso propio (Trabes)	= 76.05

Losa	= 56.28
Asfalto + guar + parap. (11.8 + 23.07)	= 34.87
Contracción	= 20.35
C. V. + peatones (12.39 + 105.85)	=118.23

Con estos momentos se obtendrán esfuerzos para la vi
ga sola, usando la formula de la escuadría.

$$\text{Trabes: } f_1 = 76.05 \times 7.71 = 586.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_2 = 76.05 \times -13.90 = - 1\ 057.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_3 = 0.0$$

$$\text{Losa: } f_1 = 56.28 \times 7.71 = 434.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_2 = 56.28 \times -13.90 = - 782.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_3 = 0.0$$

Ahora para la viga compuesta:

$$\text{Asf + guar + parap.: } f_1 = 34.87 \times 2.45 = 85.4 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_2 = 34.87 \times 9.67 = -337.2 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_3 = 34.87 \times 3.97 = 138.4 \text{ Ton/m}^2.$$

Contracción: $f_1 = \frac{64}{0.5938} + (20.35 \times 2.45) = 158.0 \text{ T/m}^2$

$$f_2 = \frac{64}{0.5938} - (20.35 \times 9.67) = -89.0 \text{ T/m}^2$$

$$f_3 = \frac{64}{0.5938} + (20.35 \times 3.97) = 189.0 \text{ T/m}^2$$

C.V. + peatonos: $f_1 = 118.23 \times 2.45 = 290 \text{ Ton/m}^2.$

$$f_2 = 118.23 \times 9.67 = -1143.0 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_3 = 118.23 \times 3.97 = 469.0 \text{ Ton/m}^2.$$

Esfuerzos producidos por el presfuerzo a la mitad --
del claro de la viga, respecto al eje neutro (viga sola)

1).- Pretensado. 22 torones de 1/2".

$$T_1 = 247.2 \text{ Ton.}$$

$$e = 0.562 \text{ m.}$$

$$M = 247.2 \times 0.562 = 138.93 \text{ Ton - m.}$$

$$f_1 = \frac{247.2}{0.3748} + 138.93 \times 7.71 = -411.6 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_2 = \frac{247.2}{0.3748} + 138.93 \times 13.90 = 2590.7 \text{ Ton/m}^2$$

2).- Postensado. 2 cables de $12\phi 7$ mm.

$$T_2 = 83.0 \text{ Ton.}$$

$$e = 0.558 \text{ m.}$$

$$M = 83.0 \times 0.558 = 46.3 \text{ Ton-m.}$$

$$f_1 = \frac{83.0}{0.5938} - 46.3 \times 2.45 = 26.3 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_2 = \frac{83.0}{0.5938} + 46.3 \times 9.67 = 587.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_3 = \frac{83.0}{0.5938} - 46.3 \times 3.97 = -44.0 \text{ Ton/m}^2$$

Haciendo una combinación de esfuerzos, para comprobar que están dentro de lo permisible.

Puente vacío	f_1 (Ton/m ²)
Peso propio (trabes)	= 586.00
Losa	= 434.00
Asf + guar + parapeto	= 85.40

$$\text{Contracción} = \frac{158.00}{\Sigma 1 \ 263.40} \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Pretensado} - 411.6$$

$$\text{Postensado} + \frac{26.3}{\Sigma 878.1} \text{ Ton/m}^2$$

Total de f_1

$$f_2 \text{ (Ton/m}^2\text{)}$$

$$\text{Peso Propio (trabes)} - 1,057.00$$

$$\text{Losa} - 782.00$$

$$\text{Asf. + guar. + para} - 337.2$$

peto

$$\text{Contracción} - \frac{89.0}{\Sigma 2 \ 265.2} \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Pretensado} + 2 \ 590.7$$

$$\text{Postensado} + \frac{587.5}{\Sigma 913.0} \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Total de } f_2 = \Sigma 913.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_3 \text{ (Ton/m}^2\text{)}$$

$$\text{Asfalto + guar. + para} - 138.4$$

peto

$$\text{Contracción} - \frac{189.0}{\Sigma 327.4}$$

$$\text{Postensado} - \frac{44.0}{\Sigma 283.4} \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Total de } f_3 = \Sigma 283.4 \text{ Ton/m}^2$$

Esfuerzo cuando el puente esta cargado.

	f_1 (ton/m ²)
Puente vacio	878.1
C.V. + peatones	290.0
	1 168.1 Ton/m ²
	f_2 (ton/m ²)
Puente vacio	913.0
C.V. peatones	- 1 143.0
	- 230.0 Ton/m ² .

Estos esfuerzos no deben rebasar los esfuerzos permisibles del concreto tanto en compresión como a tensión.

$$f_1 = 1168.1 \text{ Ton/m}^2 < 0.4 \times 3\ 800 = 1520 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_2 = -230.0 \text{ Ton/m}^2 < 1.6 \sqrt{380} = 312 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo tanto se aceptan los esfuerzos resultantes.

Los valores de los esfuerzos calculados anteriormente, son los que se consideran permanentes, pero no hay -- que olvidar que deberán darse a los cables valores superiores, para absorber las pérdidas debidas al presfuerzo,

que lógicamente existen en este tipo de piezas.

Por lo anterior se deberá hacer una estimación de -- las pérdidas por el presfuerzo, las cuales pueden subdividirse en dos grupos, y son:

- a).- Pérdidas por deformaciones del concreto y del acero.
- b).- Pérdidas por fricción debida al desalojamiento de los cables al tensarse, dentro de los ductos, en todo su desarrollo lineal y por las -- curvaturas en sus trayectorias.

Pérdidas debidas al presfuerzo.

a).- Pérdidas por el pretensado.

- 1).- Acortamiento elástico: Cuando el pres--- fuerzo se transfiere al concreto, el --- miembro se acorta y el acero presforzado se acorta junto con él. Por lo tanto, - hay una pérdida de presfuerzo en el ace- ro.

$$\Delta_1 = \frac{n-1}{2} \cdot \frac{1.2 f_g E_a (2)^*}{n E_i}$$

(2) Véase ref. Bibliográfica no. 5

Donde: Δ_1 = Pérdida por deformación instantánea del concreto.

n = Números de cables (22)

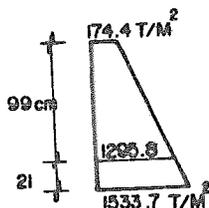
E_a = Módulo de elasticidad del acero.

E_i = Módulo de elasticidad instantáneo del concreto.

f_g = Esfuerzos al nivel del centro de gravedad de los cables.

$$f_1 = 586.00 - 411.6 = 174.4 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = -1057.00 + 2\,590.7 = 1\,533.7 \text{ T/m}^2$$



$$E_i = 20\,000 \sqrt{380} = 389\,871.77 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos en el centro del claro (pretensado)

$$\Delta_1 = \frac{22-1}{2} \frac{1.2 \times 129.58 \times 2.1 \times 10^6}{22 \times 389\,871.77} = 399.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_1 = 3\,997.4 \text{ T/m}^2$$

2).- Contracción diferida del concreto: Debido a la pérdida de volumen del concreto durante los primeros meses de vida de la estructura, y según S.A.H.O.P se tiene:

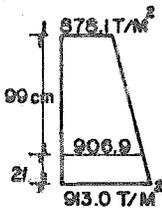
$$\Delta_2 = dc \cdot Ec \quad (1)^*$$

Donde: dc = contracción unitaria (0.0002)

$$\Delta_2 = 0.0002 \times 21 \times 10^6 = 4200 \text{ T/m}^2$$

3).- Esgurrimiento plástico del concreto: esta pérdida de presfuerzo se realiza a través del tiempo, producida por cargas permanentes, y se calcula:

$$\Delta_3 = \frac{2 f_g E_a}{E_i} \quad (2)^*$$



$$\Delta_3 = \frac{2 \times 90.69 \times 2.1 \times 10^6}{389 \ 871.77} = 976.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_3 = 9769.8 \text{ Ton/m}^2$$

Esfuerzos al centro del claro (pretensado)

4).- Relajación del acero: es la pérdida de sus esfuerzos, cuando es presforzado y mantenido en una deformación constante por un período de tiempo, y se calculará de la forma siguiente:

$$\Delta_4 = 0.04 f_a \quad (2)^*$$

(1) Véase ref. bibliográfica no. 7

(2) Véase ref. bibliográfica no 5

Donde: f_a = Esfuerzo medio en el acero de presfuerzo al anclar, donde el esfuerzo máximo-permisible al anclar es de 0.75 L_r (Límite de ruptura)

$$f_a = 0.75 \times 18730 = 14047.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_4 = 0.04 \times 14\ 047.5 = 561.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_4 = 5619.0 \text{ Ton/m}^2.$$

b).- Pérdidas por el postensado.

1).- Acortamiento elástico: para el postensado es diferente. Si tenemos dos tendones que serán esforzados al mismo tiempo. El concreto se acorta mientras se aplica el gato a los tendones contra el mismo. Puesto que la fuerza en el cable se mide una vez que ha tenido lugar el acortamiento elástico del concreto. No es necesario tomar en cuenta la pérdida del presfuerzo debido al acortamiento del concreto.

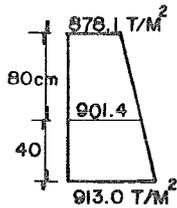
2).- Contracción diferida del concreto: ocurre lo mismo que en el pretensado y se calculará ----

igual:

$$\Delta_2 = dc \cdot Ec$$

$$\Delta_2 = 0.0002 \times 21. \times 10^6 = 4\ 200 \text{ Ton/m}^2$$

- 3).- Esgurrimiento plástico del concreto: se obtendrá igual que el pretensado, pero el centroide del acero varía, por lo tanto se tomará en cuenta.



$$\Delta_3 = \frac{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 90.14}{389\ 871.77} = 971.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_3 = 9710.0 \text{ Ton/m}^2$$

Esfuerzos al Centro del Claro (Postensado)

- 4).- Relajación del acero: Sucede lo mismo que en el Pretensado, pero la resistencia del acero es otra.

$$f_a = 0.75 \times 15\ 000 = 11\ 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_4 = 0.04 \times 11\ 250 = 450 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_4 = 4\ 500 \text{ Ton/m}^2.$$

Resumen de pérdidas.

	Pretensado (T/M ²)	Potensado (T/M ²)
1.- Acortamiento Elástico	3 997.4	0.0
2.- Contracción	4 200.0	4 200.0
3.- Escurrimiento plástico	9 769.8	9 710.0
4.- Relajación del acero	5 619.0	4 500.0
	<u>Σ 23 586.2 T/M²</u>	<u>Σ 18 410.0 T/M²</u>

Pérdida total pretensado 2 358.6 Kg/cm²

Pérdida total Postensado 1 841.0 Kg/cm²

Para el Pretensado se le suma el esfuerzo permanente más pérdidas, y este valor no debe pasarse del esfuerzo permisible al tensar.

Esfuerzo máximo al tensar = $0.8 f_y$

$$0.8 \times 18.730 = 14\,984 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo en servicio: = $0.6 f'_s$

$$0.6 \times 18\,730 = 11\,238 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego, sumando pérdidas y esfuerzo en servicio.

$$11\,238 + 2\,358.6 = 13\,596.6 \text{ Kg/cm}^2 < 14\,984 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora se revisaran los esfuerzos al transferirle el-
presfuerzo.

Esfuerzo al transferir:

$$11\ 238 + 420 + 976.98 = 12\ 635 \text{ Kg/cm}^2.$$

Debe ser menor que: $0.7 f'_s$

$$0.7 \times 18\ 730 = 13\ 111 \text{ Kg/cm}^2.$$

Por lo tanto se acepta.

Se tratará de ver si el concreto resiste los esfuer-
zos a una edad más temprana. Esto es para hacer más rápi-
do las piezas.

Suponiendo una resistencia de 310 Kg/cm^2 del concre-
to, se tiene:

$$0.6 \times 310 = 186 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Esfuerzo que soporta el con-}$$

creto.

$$\text{Esfuerzo al transferir} = 12\ 635 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo en servicio = 11 238 Kg/cm².

De estos esfuerzos se puede obtener un factor.

$$\frac{12\ 635}{11\ 238} = 1.12$$

Luego:

$$f_1 \text{ inicial} = 586 - 1.12 \times 411.6 = 125 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_2 \text{ inicial} = -1057 + 1.12 \times 2590.9 = 1844.8 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo tanto:

$$f_2 \text{ inicial} < 0.6 f'_c \text{ (supuesto)}$$

Y se podría transferir el presfuerzo cuando el concreto haya alcanzado una resistencia = 310 Kg/cm².

Revisión del postensado. Alas pérdidas obtenidas para el postensado habrá que aumentarle las pérdidas por --- fricción y anclaje.

$$\text{Esfuerzo permanente} = 0.6 f'_y$$

$$0.6 \times 15\,000 = 9\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego:

Esfuerzo permanente más pérdidas.

$$9\,000 + 1841 = 10\,841 \text{ Kg/cm}^2$$

Esto debe ser menor al esfuerzo al tensar que es =

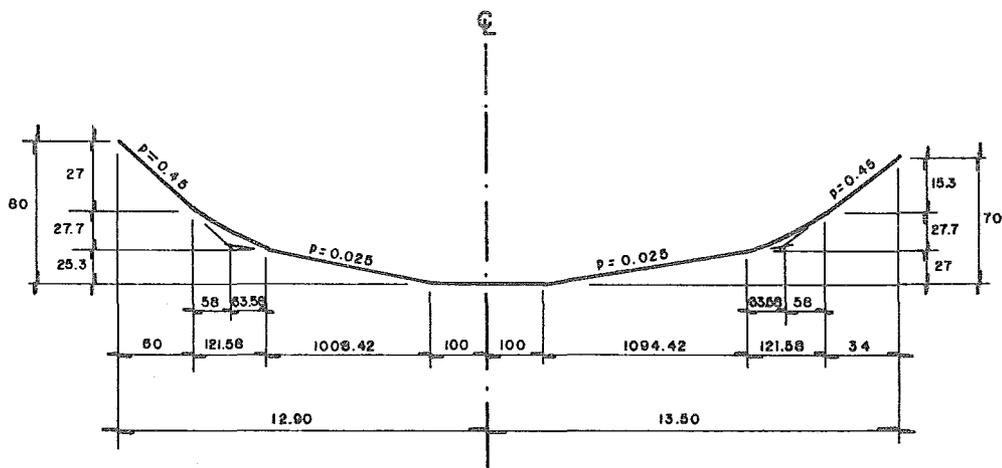
$$0.8 f_y$$

$$0.8 \times 15\,000 = 12\,000$$

10 841 < 12 000; Esta bien.

A continuación se propone un trazo de los cables de 12 ϕ 7 mm. Para poder evaluar las pérdidas por fricción y anclaje, así como la revisión por flexión al cuarto del claro.

Trazo de los cables.



Cálculo de las pérdidas por fricción y anclaje.

Tomando en consideración las siguientes constantes- las cuales tienen como fin, considerar el rozamiento de -- los cables con el ducto, al estar en una posición curva, - y el ángulo que forma dicha curva.

$$K = 0.006/M.$$

$$\mu = 0.25 /rad.$$

Los cables serán tensados de un solo lado con un es fuerza al tensar de $10\ 841.0\ Kg/cm^2$ al centro del claro.

La formula para evaluar dichas pérdidas esta dado -
por :

$$f_t = (f_y + \Sigma \text{pérdidas}) (1 + (0.006 \times L + 0.25\theta))^*$$

Se calculará a lo largo del claro.

1.- A 11.084 mts. del centro del claro (lado iz---
quierdo).

$$f_t = (90.0 + 18.41) (1 + (0.006 \times 11.08 + 0.25 \times --
0.025)) = 116.31 \text{ Kg/mm}^2$$

2.- A 12.90 mts del centro del claro (lado Izquier
do).

$$f_t = (108.41) (1 + (0.006 \times 12.90 + 0.25 \times 0.42286))
= 128.26 \text{ Kg/mm}^2.$$

3.- A 11.9442 mts. del centro del claro (lado dere-
cho).

$$f_t = (108.41) (1 + (0.006 \times 11.9442 + 0.25 \times ----
0.025)) = 116.86 \text{ Kg/mm}^2.$$

* Vease referencia bibliográfica No. 7

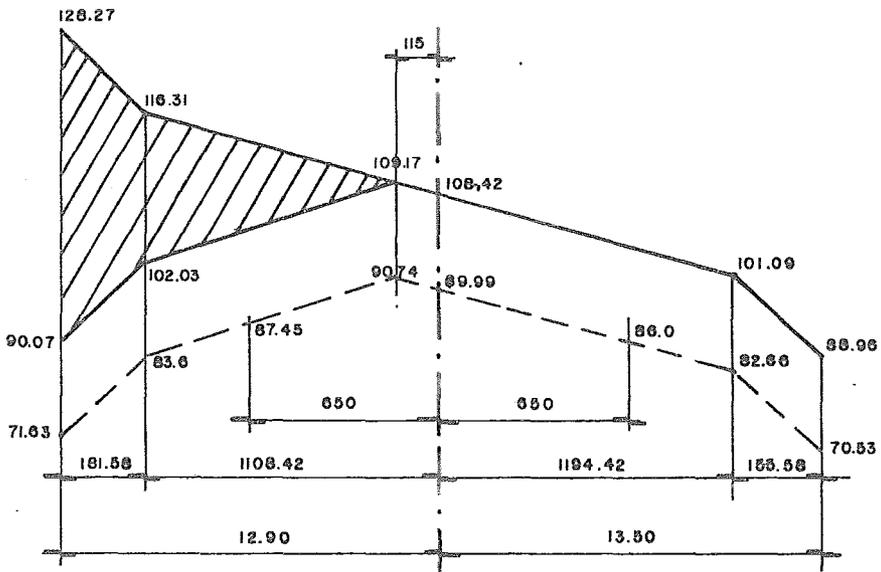
Pero como nada más se va anclar de un solo lado hay que restarle las pérdidas por anclaje del lado derecho y - se tiene finalmente.

$$f_t = 116.86 - 15.78 = 101.08 \text{ Kg/mm}^2$$

4.- A 13.50 del centro del claro (lado derecho).

$$f_t = (108.41) (1 + (0.006 \times 13.50 + 0.25 \times 0.42286)) \\ = 128.61 \text{ Kg/mm}^2$$

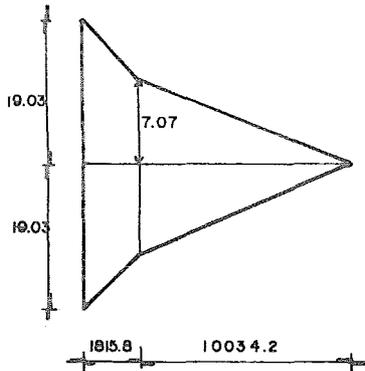
$$f_t = 128.61 - 39.7 = 88.95 \text{ kg/mm}^2$$



ESFUERZOS DEBIDOS AL POSTENSADO Y AL ANCLAJE*

*(Véase sobre anclaje anexo B)

Por lo tanto el área de pérdidas por fricción y anclaje es:



$$A_1 = \frac{19.03 + 7.071}{2} \times 1815.2 = 23827.98$$

$$A_2 = \frac{7.14 \times 10034.2}{2} = \frac{35\ 822.09}{59\ 650.08}$$

$$A_{\text{total}} = 59\ 650.08 \times 2 = 119\ 300.16$$

Kg/mm².

$$\text{Luego: } 119\ 300.16 \text{ Kg/mm}^2 < 120\ 000 \text{ Kg/mm}^2.$$

Que permiten los fabricantes para pérdidas por fricción y anclaje para el sistema Freyssinet

Ahora revisaremos los esfuerzos al cuarto del claro

Para el cable 1.

$$T = 462 \text{ mm}^2 \times 87.45 \text{ Kg/mm}^2 = 40401.9 \text{ Kg.}$$

El ángulo que forma el cable es de $\alpha = 1.4321$

Por lo tanto

$$T_{\text{Horizontal}} = 40.402 T (\cos \alpha) = 40.39 \text{ Ton.}$$

$$T_{\text{Vertical}} = 40.402 T (\sin \alpha) = 1.009 \text{ Ton.}$$

A una excentricidad de

$$y = 0.025 \times 5.50 + 0.40 = 0.538 \text{ m.}$$

De la viga compuesta será (ya que cuando se efectúe el postensado ya se habrá colado la losa).

$$e = 0.958 - 0.538 = 0.421 \text{ Mts.}$$

$$\frac{T_h}{A_{\text{compuesta}}} = \frac{40.39}{0.5938} = 68.02 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = 0.334 \quad f_1 = 21.51 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 3.633 \quad f_2 = 234.58 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_3}{R^2} = -0.079 \quad f_3 = -5.37 \text{ T/m}^2$$

Para el cable No. 2

$$T = 462 \times 86.0 = 39\,732 \text{ Kg} = 39.73 \text{ Ton.}$$

Donde $\alpha = 1.4132$

$$T_h = 39.73 \cos \alpha = 39.72 \text{ Ton.}$$

$$T_v = 39.73 \sin \alpha = 0.98 \text{ Ton.}$$

$$y = 0.538 \text{ m.}$$

$$e = 0.958 - 0.538 = 0.421 \text{ Mts.}$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{39.72}{0.5938} = 66.89 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = 0.334 \quad f_1 = 22.11$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 3.633 \quad f_2 = 243.18$$

$$1 - \frac{ey_3}{R^2} = -0.079 \quad f_3 = -5.28$$

Esfuerzos totales por presfuerzo.

$$f_1 = -411.6 + 21.51 + 22.34 = -367.75 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = 2590.7 + 234.58 + 243.01 = 3068.29 \text{ Ton/m}^2$$

Combinación de esfuerzos al cuarto del claro.

Puente vacío:

$$f_1 = 0.75 (586 + 434 + 85.4 + 158) - 367.75 = 579.8 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = 0.75 (-1057 - 782 - 337.2 - 89) + 3068.29 = -- \\ 1369.4 \text{ T/m}^2$$

$$f_3 = 0.75 (138.4 + 189) = 245.6 \text{ T/m}^2$$

Puente cargado.

$$f_1 = 0.75 (290) + 579.8 = 797.3 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = 0.75 (-1143) + 1369.4 = 512.15 \text{ T/m}^2$$

$$f_3 = 0.75 (469) + 245.6 = 597.35 \text{ T/m}^2$$

∴ Todos los esfuerzos son aceptados.

Ahora se revisarán los esfuerzos por flexión en la-
sección a 12.9 m del centro del claro

Para el cable No. 1

$$T = 462 \times 71.63 = 33.09 \text{ Ton.}$$

$$\text{Donde } \alpha = 24.2277$$

$$T_h = 33.09 \cos \alpha = 30.18 \text{ Ton.}$$

$$T_v = 33.09 \sin \alpha = 13.58 \text{ Ton.}$$

$$Y = 1.20 \text{ m.}$$

$$e = 0.958 - 1.20 = -0.242 \text{ m.}$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{30.18}{0.5938} = 50.83 \text{ T/m}^2.$$

$$1 + \frac{ey_1}{R^2} = 1.385$$

$$f_1 = 70.39 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_2}{R^2} = -0.5149$$

$$f_2 = -26.17 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_3}{R^2} = 1.6219$$

$$f_3 = 82.44 \text{ T/m}^2$$

Para el cable No. 2

$$T = 462 \times 75.21 = 34\,746.08 \text{ Kg} \doteq 34.75 \text{ ton}$$

$$\alpha = 24.2277$$

$$T_h = 34.75 \cos \alpha = 31.69 \text{ ton}$$

$$T_v = 34.75 \sin \alpha = 14.26 \text{ ton}$$

$$Y = 0.40 + 0.70 - 0.212 = 0.888 \text{ m}$$

$$e = 0.958 - 0.888 = 0.07 \text{ mts}$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{31.69}{0.5938} = 53.37 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = 0.8887 \quad f_1 = 47.43 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 1.4382 \quad f_2 = 76.76 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_3}{R^2} = 0.8201 \quad f_3 = 43.77 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzos totales por el prefuerzo a 12.90 del σ_c

$$f_1 = -411.6 + 70.39 + 47.43 = -293.78 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = 2590.7 - 26.17 + 76.76 = 2640.6 \text{ T/m}^2$$

$$f_3 = 82.44 + 43.77 = 126.21 \text{ T/m}^2$$

Combinación de esfuerzos a 12.90 del G_L

$$K = 1 - \left(\frac{12.90}{13.50} \right)^2 = 0.09$$

Puente vacío.

$$f_1 = 0.09 (586 + 434 + 85.4 + 158) - 293.78 = -180.07 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = 0.09 (-1057 - 782 - 337.2 - 89) + 2640.6 = 2436.7 > 1520 \text{ T/m}^2$$

Como se pasa se tendra que poner refuerzo

$$f_3 = 0.09 (138.4 + 189) + 126.21 = 155.7 \text{ T/m}^2$$

Puente Cargado.

$$f_1 = 0.09 (290) - 180.07 = -153.97 \text{ T/m}^2$$

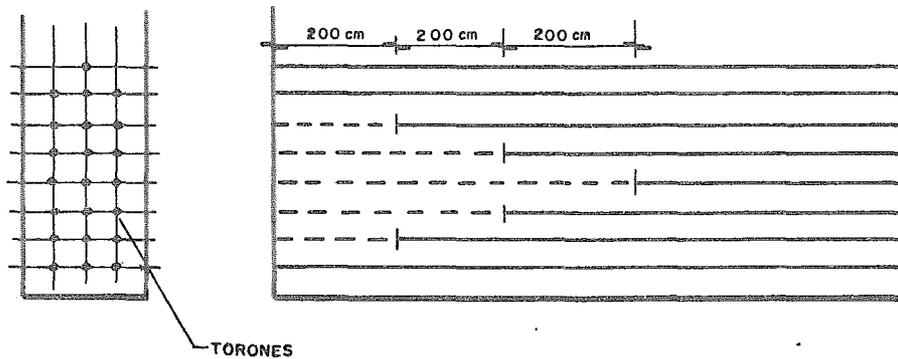
$$f_2 = 0.09 (-1143) + 2436.7 = 2333.83 \text{ T/m}^2 > 1520 \text{ T/m}^2$$

Como se pasa se tendra que poner refuerzo

$$f_3 = 0.09 (469) + 155.7 = 197.91 \text{ T/m}^2$$

Longitudes sin adherencia en los torones.

Con objeto de reducir los esfuerzos de tensión y --
compresión excesivos, se romperá la adherencia en los to-
rones indicados, en la longitud indicada.



Proposición de Corte de la Adherencia en los Torones del Pretensado

Por consiguiente, se volverá a revisar los esfuerzos
cerca del apoyo, y deben ser menor que los permisibles.

Dist.	No. de Cables	Pretensado		Pretensado		Cargas		Est. Mínimos	
		f ₁	f ₂						
1300	7	-119.5	803.7	57.18	35.62	0.0	0.0	-62.32	839.32
1100	13	-239.7	1521.38	66.04	381.04	441.2	-967.9	269.54	934.52
900	19	-354.01	2235.2	56.89	428.09	809.1	-1775.7	511.98	887.58
700	22	-416.6	2590.9	47.20	477.57	1102.6	-2419.8	738.2	648.66

Esfuerzos debidos al pretensado: (Viga sola).

Para la distancia $D = 1300$ cm.

$$T = (18730 \times 0.6) \times 7 = 78.666 \text{ ton.}$$

$$y = \frac{1(40) + 35(3) + 5(3)}{7} = 0.229 \text{ m.}$$

$$e = 0.772 - 0.229 = 0.543$$

$$\frac{T}{A} = \frac{78.666}{0.3748} = 209.9 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = -0.569 \quad f_1 = -119.49 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 3.829 \quad f_2 = 803.71 \text{ T/m}^2$$

Para la distancia $D = 1100$ cm.

$$T = (18.730 \times 0.6) \times 13 = 146.09 \text{ ton.}$$

$$y = \frac{(1 \times 40) + (3 \times 35) + (3 \times 30) + (3 \times 10) + (3 \times 5)}{13} = 0.215 \text{ m.}$$

$$e = 0.772 - 0.215 = 0.557$$

$$\frac{T}{A} = \frac{146.09}{0.3748} = 389.9 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = -0.6097 \quad f_1 = -237.7 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 3.902 \quad f_2 = 1521.38 \text{ T/m}^2$$

Para la distancia $D = 900 \text{ cm}$.

$$T = (18.730 \times 0.6) \times 19 = 213.56 \text{ Ton.}$$

$$Y = \frac{(40 \times 1) + (35 \times 3) + (3 \times 30) + (3 \times 25) + (3 \times 15) + (3 \times 10) + (3 \times 5)}{19} = 0.211 \text{ m.}$$

$$e = 0.772 - 0.211 = 0.561 \text{ m.}$$

$$\frac{T}{A} = \frac{213.56}{0.3748} = 569.80 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = -0.6213 \quad f_1 = -354.01 \text{ T/M}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 3.9228 \quad f_2 = 2 \ 235.22 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzo debidos al postensado.

Para $D = 1300$ cm.

Cable No. 2

$$T = 462 \times 74.43 = 34386.66 = 34.90 \text{ Ton}$$

$$\alpha = 24.228$$

$$T_h = (34.39) \cos \alpha = 31.36 \text{ Ton.}$$

$$T_v = (34.39) \text{ sen } \alpha = 14.11 \text{ Ton.}$$

$$Y = 1.20 - 0.19 = 1.01 \text{ m}$$

$$e = 0.958 - 1.01 = -0.052 \text{ m.}$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{31.36}{0.5938} = 52.81 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_1}{R^2} = 1.08268$$

$$f_1 = 57.18 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_2}{R^2} = 0.67448$$

$$f_2 = 35.62 \text{ T/m}^2$$

Para el cable No. 1.

$$f_1 = 0.0 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = 0.0 \text{ T/m}^2$$

Para D = 1100 cm

Cable No. 1.

$$T = 462 \times 83.67 = 38\,655.87 \text{ kg} = 38.66 \text{ Ton}$$

$$\alpha = 1.4371$$

$$T_h = (38.66) \cos \alpha = 38.65$$

$$T_v = (38.66) \text{ sen } \alpha = 0.97$$

$$Y = 0.40 + 0.25 = 0.651 \text{ M}$$

$$e = 0.958 - 0.651 = 0.307 \text{ M.}$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{38.65}{0.5938} = 65.09 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = 0.512$$

$$f_1 = 33.31 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 2.923$$

$$f_2 = 190.23 \text{ T/m}^2$$

Cable No. 2

$$T = 462 \times 83.24 = 38\,456.57 \text{ Kg} = 38.46 \text{ Ton}$$

$$\alpha = 1.432$$

$$T_h = (38.46) \cos \alpha = 38.45 \text{ Ton.}$$

$$T_v = (38.46) \text{ sen } \alpha = 0.96 \text{ Ton}$$

$$y = 0.40 + 0.247 = 0.647 \text{ m.}$$

$$e = 0.958 - 0.647 = 0.311 \text{ m.}$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{38.45}{0.5938} = 64.75 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = 0.506$$

$$f_1 = 32.73$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 2.947$$

$$f_2 = 190.81$$

Para D = 900 cm.

Cable No. 1

$$T = 462 \times 85.35 = 39\,431.88 \text{ Kg} = 39.43 \text{ Ton.}$$

$$\alpha = 1.432$$

$$T_h = (39.43) \cos \alpha = 39.42 \text{ Ton}$$

$$T_v = (39.43) \text{ sen } \alpha = 0.985 \text{ Ton}$$

$$y = 0.40 + 0.20 = 0.60 \text{ mts.}$$

$$e = 0.958 - 0.60 = 0.358 \text{ mts.}$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{39.43}{0.5938} = 66.40 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = 0.43078$$

$$f_1 = 28.60 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 3.24108$$

$$f_2 = 215.21 \text{ T/m}^2$$

Cable No. 2.

$$T = 462 \times 84.47 = 39023.41 \text{ Kg} = 39.02 \text{ Ton.}$$

$$\alpha = 1.432$$

$$T_h = (39.02) \cos \alpha = 39.0 \text{ Ton.}$$

$$T_v = (39.02) \text{ sen } \alpha = 0.975 \text{ Ton.}$$

$$Y = 0.40 + 0.20 = 0.60 \text{ mts.}$$

$$e = 0.958 - 0.60 = 0.358 \text{ mts.}$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{39.0}{0.5938} = 65.68 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = 0.43078$$

$$f_1 = 28.29 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 3.24108$$

$$f_2 = 212.87 \text{ T/m}^2$$

Para D = 700 cm.

Cable No. 1

$$T = 462 \times 87.03 = 40\,207.9 \text{ Kg} = 40.21 \text{ Ton.}$$

$$\alpha = 1.432$$

$$T_h = (40.21) \cos \alpha = 40.20 \text{ Ton.}$$

$$T_v = (40.21) \text{ sen } \alpha = 1.00 \text{ Ton.}$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{40.20}{0.5938} = 67.70 \text{ T/m}^2$$

$$Y = 0.40 + 0.15 = 0.55 \text{ mts.}$$

$$e = 0.958 - 0.55 = 0.408 \text{ mts.}$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = 0.35128$$

$$f_1 = 23.78 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 3.55408$$

$$f_2 = 240.61 \text{ T/m}^2$$

Cable No. 2

$$T = 462 \times 85.69 = 39\,590.28 \text{ Kg.} = 39.59 \text{ Ton.}$$

$$\alpha = 1.432$$

$$T_h = (39.59) \cos \alpha = 39.58 \text{ Ton.}$$

$$T_v = (39.59) \text{ sen } \alpha = 0.99 \text{ Ton.}$$

$$y = 0.40 + 0.15 = 0.55 \text{ mts.}$$

$$e = 0.958 - 0.55 = 0.408$$

$$\frac{T_h}{A} = \frac{39.58}{0.5938} = 66.67 \text{ T/m}^2$$

$$1 - \frac{ey_1}{R^2} = 0.35128$$

$$f_1 = 23.42 \text{ T/m}^2$$

$$1 + \frac{ey_2}{R^2} = 3.55408$$

$$f_2 = 236.95 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzos por cargas:

Para $D = 1300 \text{ cm.}$

$$f_1 = 0.0$$

$$f_2 = 0.0$$

Para $D = 1100 \text{ cm.}$

$$k = 1 - \left(\frac{1100}{1300}\right)^2 = 0.284$$

$$f_1 = 0.284 (1553) = 441.2 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = 0.284 (-3408.2) = -967.9 \text{ T/m}^2$$

Para D = 900 cm.

$$k = 1 - \left(\frac{900}{1300}\right)^2 = 0.521$$

$$f_1 = 0.521 (1553) = 809.1 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = 0.521 (-3408.2) = -1775.7 \text{ T/m}^2$$

Para D = 700 cm

$$k = 1 - \left(\frac{700}{1300}\right)^2 = 0.71$$

$$f_1 = 0.71 (1553) = 1102.6 \text{ T/m}^2$$

$$f_2 = 0.71 (-3408.2) = -2419.8 \text{ T/m}^2$$

A continuación se revisará a cortante.

En la sección del apoyo y tomando en cuenta los siguientes factores:

$$V_u = \frac{1.30}{\phi} (C.M. + \frac{5}{3} (C.V. + I))$$

Donde $\phi = 0.90$

C.M. = Carga muerta

C.V. = Carga viva

I = Impacto.

$$V_u = \frac{1.30}{0.90} 25.73 + \frac{5}{3}(17.67 + 1.9) = 84.28 \text{ Ton}$$

$$V_c = 12.6 \text{ b j d}$$

$$V_c = 12.6 \times 21.5 \times 0.889 \times 97.0 = 23.36 \text{ Ton.}$$

$$V_u - V_c = 84.28 - 23.36 = 60.92 \text{ Ton}$$

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2(f_y J d)}$$

$$A_v = \frac{(60.92 \times 10^3) 100}{2(4000 \times 0.889 \times 97.0)} = 8.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas del No. 3

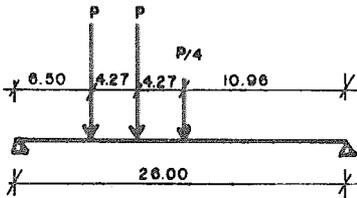
$$\text{No. de varillas} = \frac{8.83}{1.42} = 6.22 \doteq 7 \text{ varillas}$$

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 0.71 \times 2}{8.83} = 16.08 \text{ cm.}$$

Se pondrán estribos del No. 3 (a) 15 cm.

(Consultar Plano No. 4).

revisión al cuarto del claro.



Donde: $P = 7.26 \text{ Ton.}$

$$\text{Luego } R_A = \frac{7.26 (19.5 + 15.23 + (10.96/4))}{26} = 10.46 \text{ Ton.}$$

C.V. + Impacto.

$$V_{cui} = 1.24 \times 0.98 \times 10.46 = 12.7 \text{ Ton.}$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.90} (12.87 + \frac{5}{3} (12.71)) = 49.19 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 23.36 \text{ Ton.}$$

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2 f_y J d}$$

$$A_v = \frac{(49.19 - 23.36) \times 10^5}{2 \times 4000 \times 0.889 \times 97.0} = 3.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_v \text{ m\u00edn} = 0.0025 \times 100 \times 21.5 = 5.375 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Luego } 5.375 \text{ cm}^2/\text{m} > 3.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas del No. 3.

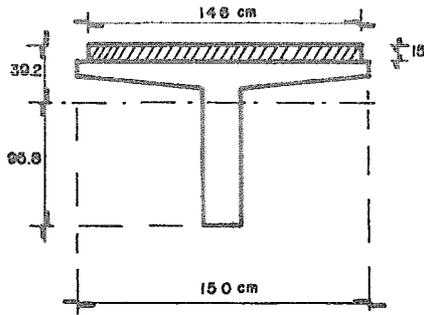
$$\text{No. de varillas} = \frac{5.38}{1.42} = 3.78 \doteq 4 \text{ varillas.}$$

$$\text{Separaci\u00f3n} = \frac{100 \times 1.42}{5.38} = 26.4 \text{ cms.}$$

Se pondr\u00e1n estribos del No. 3 @ 30 cms.

(Consultar Plano No. 4).

Cortante horizontal entre losa y trabe.



$$V_h = \frac{Vu Q}{I b}$$

$$Q = 146 \times 15 \times 31.7 = 69\,423 \text{ cm}^3$$

$$I = 9\,093\,106 \text{ cm}^4$$

$$b = 150 \text{ cm.}$$

$$V_h = \frac{84\,280 \times 69\,423}{9\,093\,106 \times 150} = 4.28 \text{ Kg/cm}^2 < 5.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Nota: Se pondra a cero mínimo

Cortante entre alma y patín

$$Q = 21.5 \times 102 (95.8 - 51) = 98\,246.4 \text{ cm}^3$$

$$V_h = \frac{84\,280 (98\,246.4)}{9\,093\,106 \times 21.5} = 42.35 \text{ Kg/cm}^2$$

Debe ser menor que: $0.15 f'_c$.

$$42.35 \text{ Kg/cm}^2 < 57 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Por lo tanto se ecepta.}$$

Debido a los cables del postensado se producen unos esfuerzos a tensión en la parte superior de la trabe, los cuales se tomarán con acero de refuerzo.

Acero de refuerzo en el patín superior.



$$V_1 = 0.5 (62.32 + 14.28) \times 0.064 \times 1.5 = 3.68 \text{ Ton}$$

$$V_2 = 0.5 \times 14.28 \times 0.019 \times 1.5 = \frac{0.20}{3.88} \text{ Ton}$$

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

$$A_s = \frac{3.88}{2} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se pondrán:

Varillas del No. 3 @ 30 cm.

Diafragmas.

Son piezas transversales que conviene colocar simétricamente en los extremos de cada tramo de losa y en puntos intermedios.

Los diafragmas extremos tienen por objeto prever -- los efectos que produce el hecho de que el ancho de dis-- tribución, que cada rueda con su peso ejerce sobre la trabe se reduzca considerablemente si una de las ruedas se aproxima al borde de la losa.

Las diafragmas intermedios conectan transversalmente las dos nervaduras por lo que se aumenta la resistencia a la torsión.

Para nuestro caso y, por las causas anteriormente estudiadas, la práctica nos recomienda que para tramos de losa de 26.0 m, de longitud, tres diafragmas, son suficientes para el perfecto funcionamiento de la estructura.

Se considerará una rueda en el centro del claro entre dos trabes.

$$P = 1.30 \times 7.26 = 9.44 \text{ Ton.}$$

Peso propio:

$$W_{pp} = 0.20 \times 1.35 \times 2.4 = 0.65 \text{ T/m.}$$

L = 1.80 mts. claro entre dos nervaduras.

$$M = \frac{0.65 \times 1.8^2}{8} + \frac{9.44 \times 1.8}{4} = 4.51 \text{ T.M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{451\ 000}{14.8 \times 20}} = 39 \text{ cm} < 135 - 6 = 129 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{451000}{2000 \times 0.889 \times 129} = 1.94 \text{ cm}^2$$

Usando varillas del No. 5

Se pondrán 2 varillas del No. 5

CORTANTE:

$$V = 0.6 \times 0.9 + 9.44 = 10.2 \text{ Ton.}$$

Usando varillas del No. 4 $A_s = 1.27$

La separación será:

$$S = \frac{2 A_v f_s Jd}{V}$$

$$S = \frac{2 (1.27) (1800) (0.889) (129)}{10\ 200} = 51.40 \text{ cm.}$$

Pero se pondrán, estribos del No. 4 @ 25 cm.

Revisión del esfuerzo cortante.

$$V = \frac{10\ 200}{20 \times 129} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2$$

Debe ser menor que $1.33 \sqrt{f'_c}$

$$3.95 \text{ Kg/cm}^2 < 20.39 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{esta bien}$$

(Consultar Plano No. 5)

Placas de apoyo tipo "Neogar"

Deformación térmica.

$$0.000011 \times 2600 \times 20 = 0.57 \times 2 = 1.14 \text{ cm.}$$

La tabla recomienda para esa deformación 2 placas --
intermedias de neopreno.

Descarga total sobre el estribo.

Del analisis de cargas para estribos tenemos:

C.M	153 251 Kg.
C.V	58 172 Kg.
C.T	<u>211 423 Kg.</u>

Reacción por trabe.

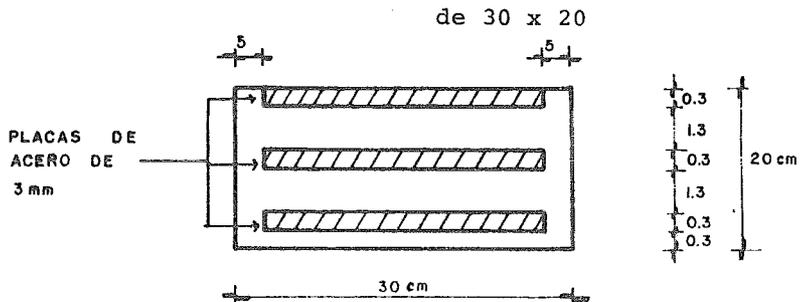
$$R_t = \frac{211\ 423}{6} = 35\ 237\ \text{Kg.}$$

Para esta descarga se recomienda placas de 20 x 30,- según el manual del proveedor.

Revisión de esfuerzos en el concreto.

$$f = \frac{35237}{20 \times 30} = 59\ \text{Kg/cm}^2 < 100\ \text{Kg/cm}^2$$

Las placas quedarán;



Estribos No. 1 y No. 3.

Niveles .

Rasante:

Rasante viaducto	2 305.60
Galibo	5.00
Peralte superestructura	1.35
Carpeta asfáltica	<u>0.03</u>
Rasante puente elevación	2 311.98 m

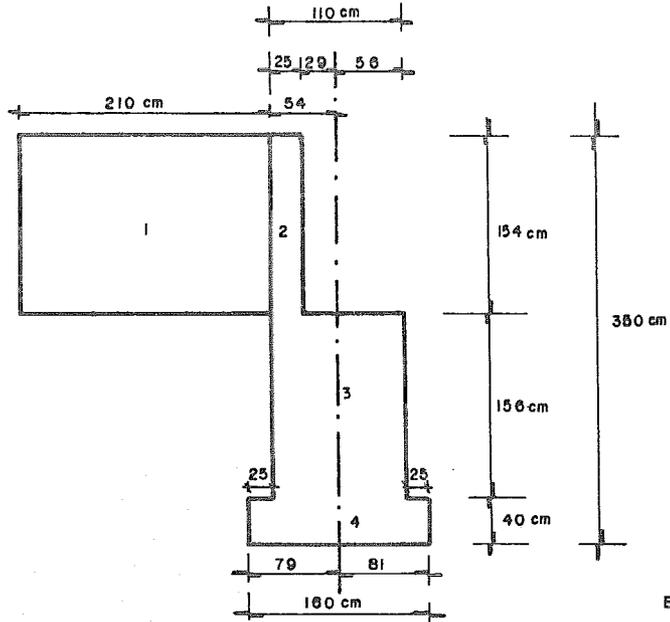
Elevación de corona:

Rasante Elevación	2 312.00
Carpeta asfáltica	- 0.03
Bombeo	- 0.10
Peralte superestructura	- 1.35
Placas de apoyo (Neogar)	- 0.03
Banco de apoyo	- 0.03
Corona elevación	<u>2 310.46 M</u>

Altura del estribo

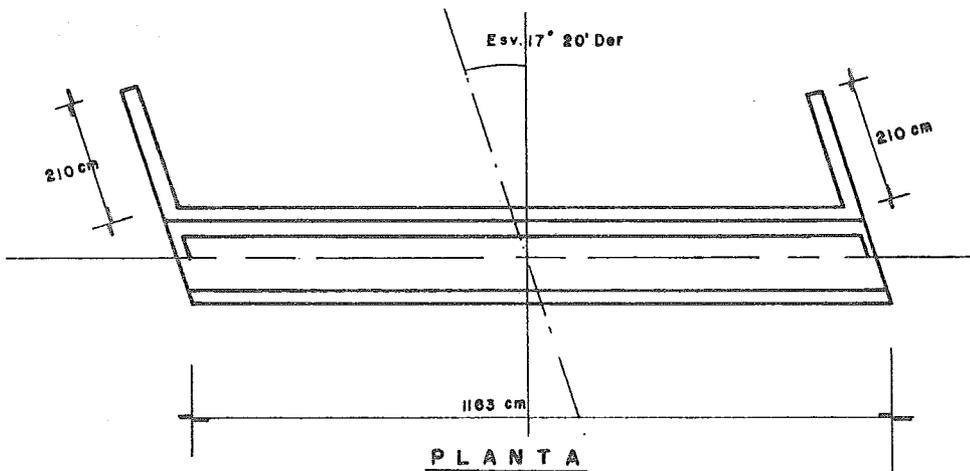
Rasante Elevación	2 312.00
Desplante Elevación	<u>2 308.50</u>
	3.50 mts.

Se propone la sig. sección.



Esc. 1:50

ELEVACION



PLANTA

Diseño del estribo.

Análisis de cargas.

Carga muerta:

Peso de trabes

$$P_{\text{trab}} = 0.374756 \times 6 \times 26.50 \times 2400 = 143\ 007 \text{ Kg}$$

Peso de la losa.

$$P_{\text{Losa}} = 0.15 \times 11.10 \times 26.50 \times 2400 = 105\ 894 \text{ Kg}$$

Peso de asfalto:

$$P_{\text{Asf}} = 0.03 \times 7.60 \times 26.50 \times 2200 = 13\ 292 \text{ Kg.}$$

Peso de Parapeto:

$$P_{\text{parapeto}} = 300 \times 26.50 = 7950 \text{ Kg.}$$

Peso de Banquetas:

$$P_{\text{Ban}} = 1.75 \times 0.28 \times 2 \times 1400 \times 26.5 = 36\ 358 \text{ Kg}$$

$$CM_{\text{total}} = 143\ 007 + 105\ 894 + 13\ 292 + 7950 + \\ 36358 = 306\ 501 \text{ Kg.}$$

Reacción en el estribo:

$$R_{\text{CM estribo}} = \frac{306\ 501}{2} = 153\ 251 \text{ Kg}$$

Carga Viva.

Según las especificaciones, del AASHO, y como ya fué calculado.

$$V_{cu} = 29086 \text{ Kg / carril}$$

$$V_{tcu} = 29086 \times 2 = 58\,172 \text{ Kg/ dos Carriles.}$$

$$P_{cu} \text{ en el estribo} = 58\,172 \text{ Kg}$$

Peso propio del estribo.

$$P_1 = .25 \times 2.10 \times 1.54 \times 2 \times 2400 = 3\,881 \text{ Kg/11.63} = 333.7 \text{ Kg/m}$$

$$P_2 = 0.25 \times 11.63 \times 1.54 \times 2400 = 10\,746 \text{ Kg/11.63} = 924.0 \text{ Kg/m}$$

$$P_3 = 1.10 \times 11.63 \times 1.56 \times 1400 = 47\,897 \text{ Kg/11.63} = 4118.4 \text{ Kg/m}$$

$$P_4 = 1.60 \times 11.63 \times 0.4 \times 2400 = \underline{17\,864 \text{ Kg/11.63}} = 1536.0 \text{ Kg/m}$$

$$80\,388 \text{ Kg.}$$

Descarga Total

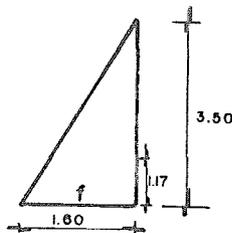
$$P_T = 153\,251 + 58\,172 + 80\,388 = 291\,811 \text{ Kg.}$$

$$p/\text{metro} = \frac{291\,811}{11.63} = 25\,091.2 \text{ Kg}$$

$$\gamma = 1.6 \text{ T/m}^3 \text{ (peso volumétrico del terreno)}$$

Empuje de tierra.

k = coeficiente de empuje activo.*



$$f = k \cdot \gamma \cdot h$$

$$f = 0.289 \times 1.6 \times 3.5 = 1.62 \text{ T/m}^2$$

$$E = 1.62 \times 3.5 \times 0.5 = 2.8 \text{ T/r}$$

$$b = \frac{3.5}{3} = 1.17 \text{ mts.}$$

Esfuerzos en el terreno.

* Se determina en el estudio de mecánica de suelos

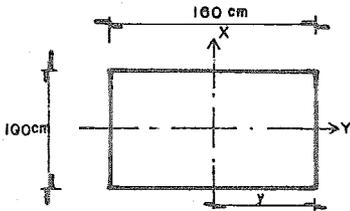
Resumen de Momentos.

Tomando momentos con respecto al eje del estribo.

Carga (Kg/m)	Brazo..(m)	Momentos (Kg-m/m)
1). 333.7	- 1.56	- 520.6
2). 924.0	- 0.415	- 383.5
3). 4118.4	0.01	41.2
4). 1536.0	0.01	15.4
ET). 2800.0	1.17	3276.0
		2428.5 Kg-M/M

Tomando un ancho unitario de estribo (1m)

Características geométricas de la sección.



$$A = 1.0 \times 1.6 = 1.60 \text{ m}^2$$

$$Y = \frac{1.6}{2} = 0.80$$

$$I_{xx} = \frac{1.0 \times 1.6^3}{12} = 0.341 \text{ m}^4$$

Esfuerzos.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot Y}{I}$$

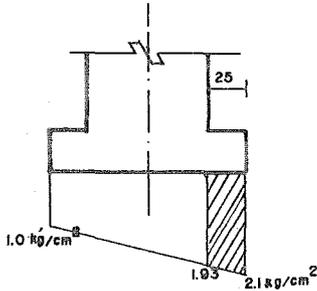
$$f_1 = 21379.36 \text{ Kg/m}^2 = 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f = \frac{25091.2}{1.60} \pm \frac{2428.5 \times 0.8}{0.341}$$

$$f_2 = 9984.6 \text{ Kg/m}^2 = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Como los esfuerzos son menores de 2.0 Kg/cm^2 , las --
dimensiones de la zapata se consideran aceptables.

Diseño de la zapata.



$$E = \frac{21\,379.4 + 19\,300}{2} \times 0.25 =$$

$$5\,084.9 \text{ Kg/m}$$

$$b = \left(\frac{1.93 + 2 \times 2.1}{1.93 + 2.1} \right) \frac{0.25}{3} = 0.13 \text{ m}$$

$$M = 5084.9 \times 0.13 = 661 \text{ Kg-m/m}$$

Revisión del peralte.

$$d = \sqrt{\frac{661}{14.8}} = 6.7 \text{ cm} < 35 \text{ cm} \therefore \text{Se tomará } d = 35 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{66100}{2000 (0.89) (35)} = 1.06 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Se pondrán varillas del No. 4 (a) 30 cm. en los 2 sen-
tidos.

(Consultar Plano No. 2)

Diseño del cuerpo (Como columna).

$$M = 2156 + 15.4 + 41.2 - 383.5 - 520.6 = 1309 \text{ Kg-m/m}$$

$$P = 25091.2 - 1536 = 23555.2 \text{ Kg/m.}$$

$$e = \frac{1309}{23 \ 555.2} = 0.6 \text{ m.}$$

Usando diagrama 3 del SUTHERLANDO AND REESE.

(Véase anexo c)

$$\frac{d'}{h} = \frac{6}{110} = 0.054 = 0.05$$

$$\frac{e}{h} = \frac{6}{110} = 0.055$$

$$\rho = 0.25 \% \quad 0.0025$$

$$P_n = 0.025$$

$$C = 1.22$$

Esfuerzos.

$$f_c = 1.22 \cdot \frac{23 \ 555.2}{50 \times 110} = 5.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.55 \times 5.2 = 2.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 52 \left(\frac{2.86}{5.2} + 0.05 \left(1 - \frac{2.86}{5.2} \right) \right) = 30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_s = 52 \left(1 - 0.05 \left(1 - \frac{2.86}{5.2} \right) \right) = 51 \text{ Kg/cm}^2$$

Como los esfuerzos estan muy sobrados, se pondrá ---
acero por distribución y por temperatura.

Distribución: usando varillas del No. 6.

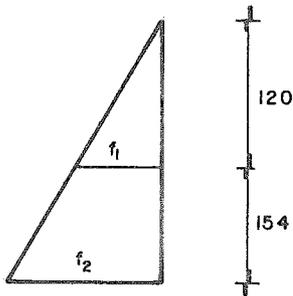
Varillas del No. 6 @ 20 cm.

Temperatura:

Varillas del No. 4 @ 30 cm.

Diseño de los Aleros.

Empuje de la tierra.



$$f_1 = 0.289 \times 1.6 \times 1.20 = 0.55 \text{ Ton/m}$$

$$f_2 = 0.289 \times 1.6 \times 2.74 = 1.27 \text{ Ton/m}$$

$$E = \frac{1270 + 550}{2} \times 1.54 = 1401.4 \text{ Kg.}$$

$$E = 1401.4 \times 2.1 = 2943 \text{ Kg.}$$

$$b = 1.05 \text{ m.}$$

$$M = 2943 \times 1.05 = 3090 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{309\ 000}{14.8 \times 154}} = 12\ \text{cm} < 20\ \text{cm. Se tomará } d = 20\ \text{cm.}$$

$$A_s = \frac{309\ 000}{2000 \times 0.89 \times 20} = 8.7\ \text{cm}^2$$

Usando del No. 4 $A_s = 1.27\ \text{cm}^2$

No. de varillas $\frac{8.7}{1.27} = 7\ \text{varillas}$

Se pondrán varillas del No. 4 @ 25 cm.

y 2 ramas del No. 4 @ 30 cm.

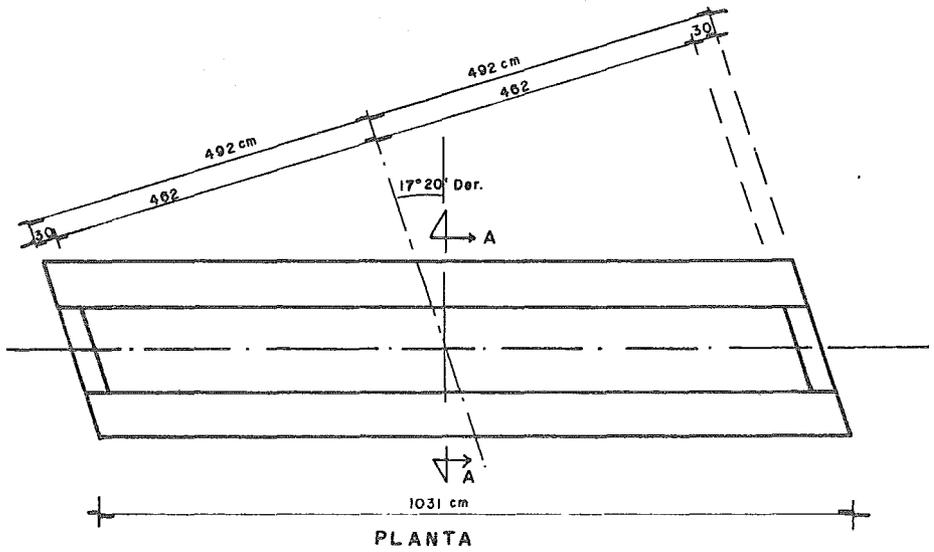
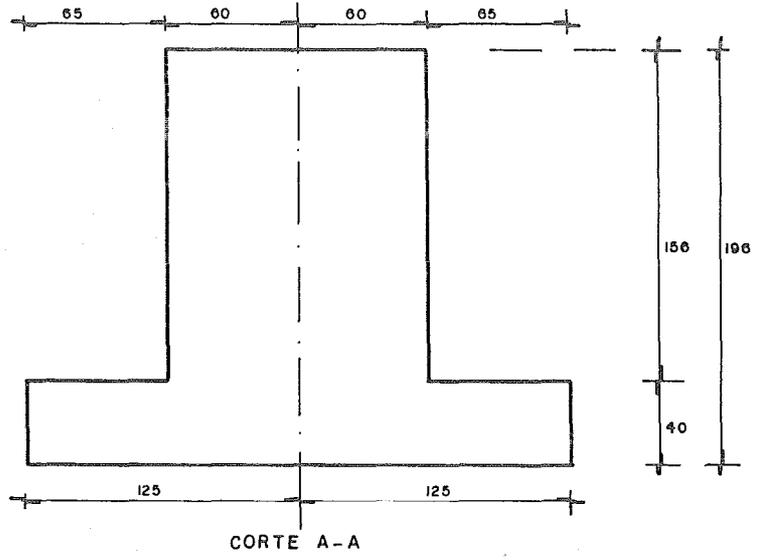
(Consultar Plano No. 2).

Pila No. 2

Rasante Elevación	2 312.04
Carpeta asfáltica	- 0.03
Bombeo	- 0.10
Peralte superestructura	- 1.35
R_s de apoyo (Neogar)	- 0.03
Banco de apoyo	- 0.03
	<hr/>
Corona Elevación	2 310.46
Desplante Elevación	2 308.50
	<hr/>

1.96 Mts.

Se propone una sección semejante a los estribos.



Análisis de cargas.

a) Carga muerta

$$R_{CM \text{ en pila}} = 153\,251 \times 2 = 306\,501 \text{ Kg}$$

b) Carga viva.

$$R_{CV \text{ en pila}} = 58\,172 \times 2 = 116\,344 \text{ Kg}$$

c) Peso propio.

$$P_p = (2.50 \times 0.40 + 1.20 \times 1.56) 10.31 \times 2400 \\ = 71065 \text{ Kg.}$$

d) Descarga total.

$$P_T = 306\,501 + 116\,344 + 71065 = 493\,910 \text{ Kg.}$$

$$P_{\text{por metro}} = \frac{493\,910}{10.31} = 47\,906 \text{ Kg/m}$$

e) Esfuerzos en el terreno.

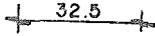
$$f = \frac{47906}{100 \times 250} = 1.916 = 1.9 \text{ Kg/cm}^2 < 2.0 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ Se acepta la sección.

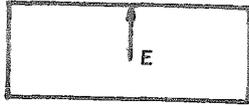
Diseño del cuerpo de la pila.

Se armará igual que el cuerpo de los estribos.

Diseño de la zapata.



$$E = 19\ 000 \times 0.65 = 12350 \text{ - Kg/m}$$



$$b = 0.325 \text{ m}$$

$$m = 12\ 350 \times 0.325 = 4014 \text{ - Kg-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{4014}{14.8}} = 16 \text{ cm} < 30 \text{ cm se dejará } d = 30 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{401\ 400}{2000 \times 0.89 \times 30} = 7.52 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usando varillas del No. 5; $A_s = 1.98 \text{ cm}^2$

$$\text{separación } \frac{198}{7.52} = 26 \text{ cm}$$

Se pondrán del No. 5 @ 25 cm.

Por temperatura y por distribución se pondrán del No 4 @ 30 cm. (Consultar Plano No. 3).

CONCLUSIONES.

El estudio realizado en el capítulo III, en el cual se analizó una sección T para lograr soportar los esfuerzos a los cuales va a ser sometida esta sección, se debió determinar por tanteos, pero la experiencia es un factor determinante para la elección de la misma, y como se vió, la sección si satisface los requerimientos del proyecto.

Las pérdidas por el presfuerzo, tanto en el pretensado como en el postensado, se han tratado de evaluar con formulas obtenidas experimentalmente ya que es muy difícil evaluarlas teóricamente, debido a los factores que intervienen que como ya sabemos en el caso específico del concreto, --- aún no esta totalmente aclarado su comportamiento ante esfuerzos y durante su fraguado en edades muy tempranas, sin embargo, las formulas obtenidas hasta la fecha, nos pueden dar una idea con un cierto rango de seguridad sobre su comportamiento en concretos de alta resistencia.

El colocado de cables dentro de la trabe para lograr el presfuerzo, también se realiza por tanteos, de manera que produzcan la fuerza necesaria para soportar las cargas del proyecto, pero que a la vez no produzcan esfuerzos mayores que los esfuerzos permisibles tanto en el concreto como en el acero.

El hecho de tensar y anclar es un paso muy importante en el presforzado y es que saber elegir el tipo de anclaje indicado es fundamental ya que nos puede ayudar a no -- perder presfuerzo en este proyecto se escogió el anclaje de Freyssinet, el cual se encuentra muy facilmente en el mercado nacional y además que es muy efectivo.

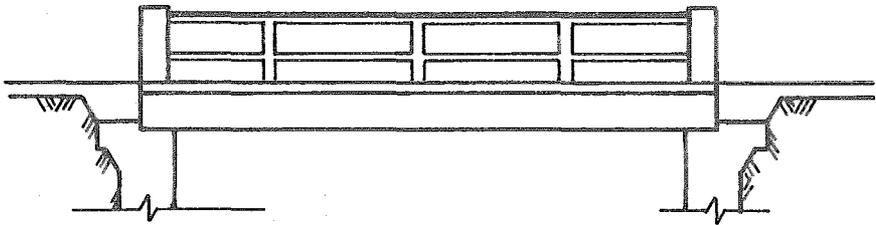
El utilizar trabes presforzadas también se debió a que ayudaba enormemente al procedimiento constructivo ya que -- permitía, colocar las trabes sin tener que retener por mucho tiempo el flujo de vehículos, consecuentemente las mismas trabes servirían como parte de la cimbra.

Todos estos factores hicieron que el paso a desnivel se construyera más rápido y a menor costo en un tiempo mínimo, lo cual vino a beneficiar a los usuarios de estas vías de comunicación.

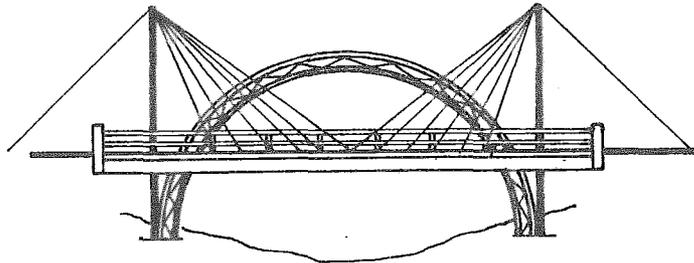
A N E X O S

ANEXO "A"

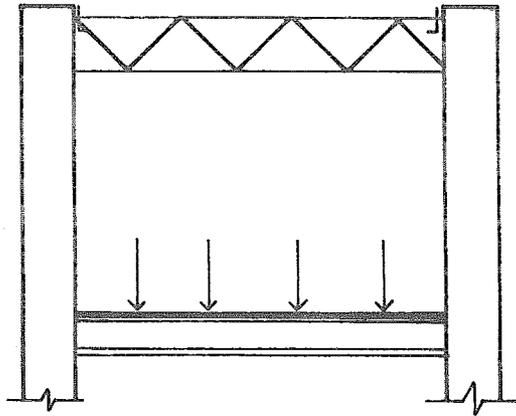
Diferentes tipos de puentes, según la posición relativa de piso con respecto a los elementos principales de soporte.



PASO SUPERIOR

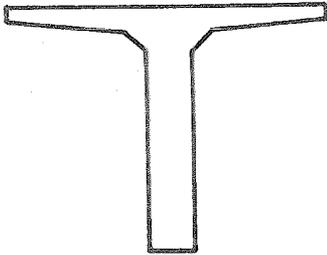


PASO INTERMEDIO

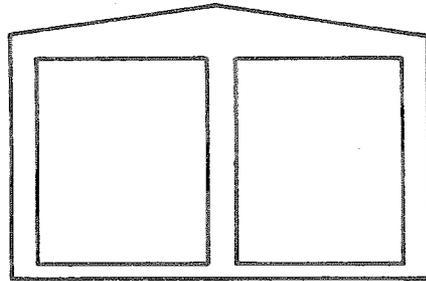


PASO INFERIOR

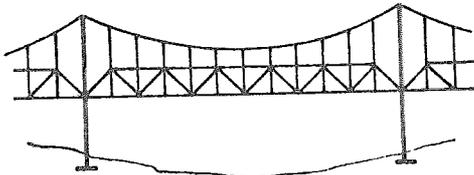
Dentro de la clasificación, de diferentes tipos de puentes las vigas principales, que son las que transmiten las cargas a los apoyos, pueden ser:



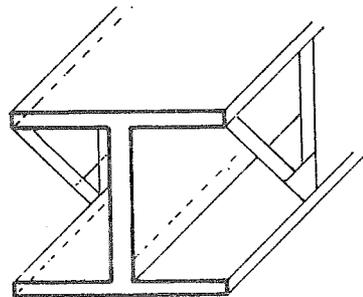
VIGA DE ALMA CERRADA



VIGA DOBLE CAJON



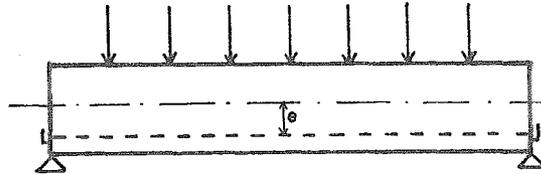
PUENTE COLGANTE



VIGA PARA ARMADURA

ANEXO " B "

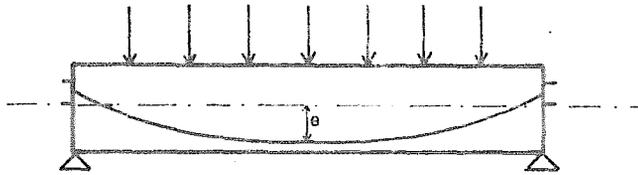
a) Pretensado . El término pretensado se emplea para describir cualquier método de preesfuerzo en el cual se tensan los tendones antes de vaciar el concreto. Es evidente -- que los tendones deberán estar anclados temporalmente contra algunos cabezales o plataformas de esfuerzo en donde son tensados y se transfiere el preesfuerzo al concreto después de que ha fraguado. Este procedimiento se utiliza en plantas de precolado o en laboratorios en donde existen plataformas permanentes para tal tensado; también se aplica en el campo don de puede ser construidos económicamente dichos cabezales o - contrafuertes. (referencia bibliográfica núm. 8) Fig. 1B



VIGA PRETENSADA

b) Postensado. Es un método de preesfuerzo en el - cual se tensa el tendón después de que ha endurecido el concreto, así el preesfuerzo se produce casi siempre contra el concreto endurecido y los tendones se anclan contra él inme-- diatamente después del preesfuerzo. Este método puede apli--

carse a miembros precolados o colados en el lugar (in situ).
Fig. 2B (Véase ref, bibliográfica No. 8)

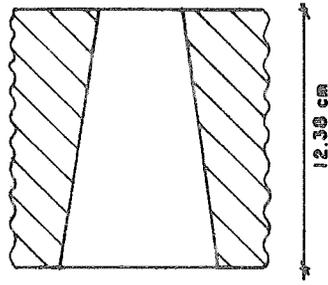
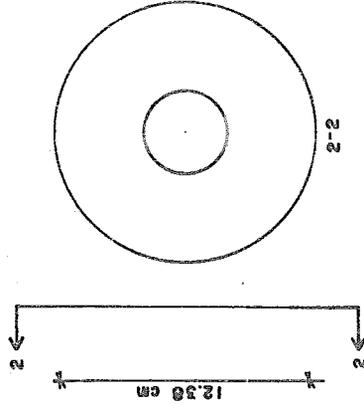


VIGA POSTENSADA

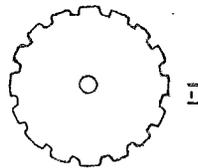
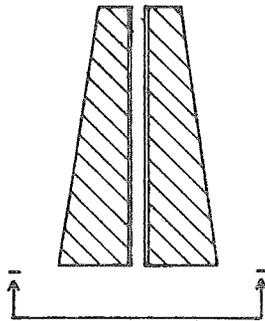
ANCLAJE.

Para realizar el tensado de los cables tanto como para el pretensado y postensado se realiza generalmente con un gato hidráulico, por la facilidad que presenta este instrumento, el sistema Freyssinet y el sistema Magnel. El sistema Freyssinet emplea cilindros y conos de concreto reforzados con alambres de acero, cada unidad de anclaje consiste de un cilindro con un interior cónico a través del cual pasan los alambres, y contra sus paredes se acúan los alambres por un tapón cónico estriado longitudinalmente para recibir a los mismos. El cilindro se ahoga en el concreto en la misma línea de la cara del concreto y sirve para transmitir la reacción del gato así como el preesfuerzo de los alambres al concreto. Después que se completa el preesforzado, se inyecta el mortero a través de una perforación en el centro del tapón cónico. Y se fabrican conos para alambres de 7 mm. con 12 alambres por cable. Fig. 3B (Véase ref, bibliográfica no. 8)

118



SISTEMA FREYSSINET



DIMENSIONES DE ANCLAJE

ANEXO "C"

Gráfica 3 del Sutherland and Reese, para el diseño de columnas robustas, por diseño elástico.

414

TABLES AND DIAGRAMS

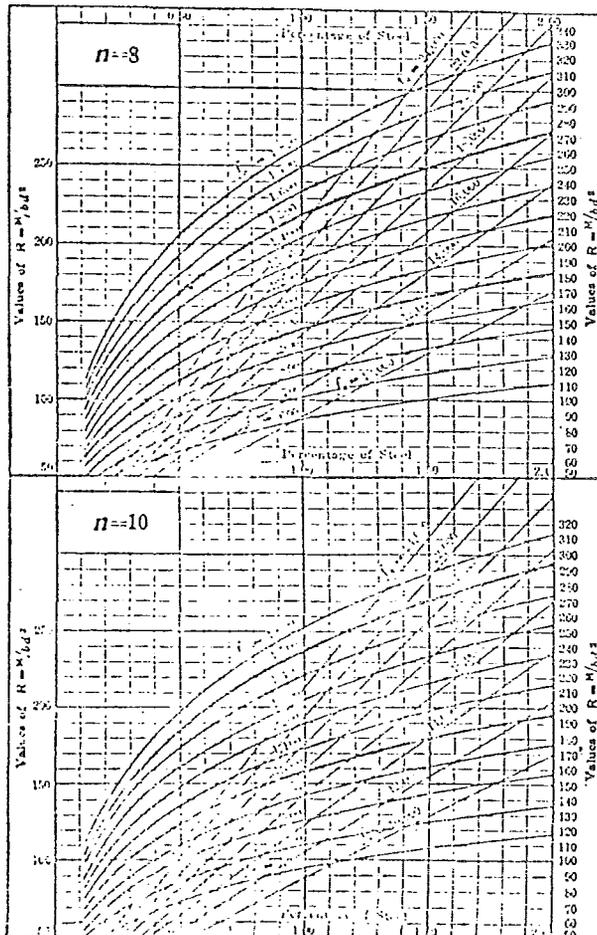


DIAGRAM 3.—Coefficients of Resistance of Rectangular Beams. $M = R b d^2$

B I B L I O G R A F I A.

1. Allen, A.H., Introducción al Concreto Presforzado, - Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México, D.F., 1979. 98 p.
2. Branson, Dan E., Deflexiones de Estructuras de Concreto Reforzado y Presforzado, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, D.F. 1978 130 p.
3. Dominguez Meneses Enrique, III Congreso Nacional del Presfuerzo y Prefabricación, Tomo I, AIPPAC 1977, -- México , D.F.
4. Esteba Maraboto, Luis y de Buen L.de Heredia, Oscar- Diseño Estructural, Capítulos I, II, III, Facultad - de Ingeniería, México, D.F. 187 p.
5. Heinen Treviño, Carlos, Concreto Presforzado, Instituto Politecnico Nacional, México, D.F., 1971.

6. Khachaturian, Narbey y Gurfinkel, German, Concreto - Presforzado, Diana , México, D.F., 1981. 506 p.
7. Landa G. Gerán, Especificaciones para Proyecto de -- Puentes para Caminos de Acero o Concreto Reforzado, - SAHOP, México, D.F., 1968. 200 p.
8. Lin T.Y., Diseño de Estructuras de Concreto Presfor- zado, C.E.C.S.A., México, D.F., 1974. 700 p.
9. Nilson ArthurH., Desing of Prestressed Concrete, John Wiley & Sons, Inc., EE.UU., 1978. 526 p.
10. Park R, Paulay T., Estructuras de Concreto Reforzado, Limusa , México, D.F., 1980, 796 p.

M-6028631