



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ARAGON”

**SUPERESTRUCTURAS TIPICAS DE
CONCRETO PARA PUENTES CARRETEROS**

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

MARTIN HERNANDEZ RANGEL

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

San Juan de Aragón, Méx.

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Página
I.- INTRODUCCION	1
II.- CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS PARA PUENTES	6
III.- ALTERNATIVA DE CONCRETO REFORZADO	23
IV.- CRITERIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO PRESFORZADO	45
V.- ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFORZADO (PRETENSADO)	79
VI.- ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFORZADO (POSTENSADO)	114
VII.- COMPARACION DE ALTERNATIVAS Y CONCLUSIONES	148

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

1.1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes está construyendo una nueva carretera entre las poblaciones de Villa Madero y Erendira, en el Estado de Michoacán. Esta carretera tendrá gran importancia puesto que enlazará la zona central del altiplano con la tierra caliente de Michoacán y comunicará a dos municipios importantes, Nocupetaro y Caracuaro, hasta ahora aislados y que tienen gran interés histórico por tratarse de parroquias en las que ofició Don José María Morelos.

Por otra parte, la importancia de la carretera trasciende el ámbito local, ya que al unirse a otros tramos existentes de la red formará un eje norte-sur que comunique a la zona del bajío con la costa del pacífico en la región de Zihuatanejo. Por esta importancia regional de la nueva carretera se ha decidido que ésta tenga especificaciones de proyecto que la clasifiquen como carretera tipo "A". (El ancho de la carpeta para estos caminos es de 7.0 m)

La carretera, con una longitud de aproximadamente 120 km, requerirá de la construcción de doce estructuras, ocho cruces sobre ríos y cuatro pasos a desnivel en la intersección con otras vías de comunicación.

Estas estructuras para ser congruentes con la carretera deberán tener un ancho total de 10 m y ser diseñadas para carga tipo HS-20.

Con el objeto de facilitar la construcción de estas obras se decidió resolverlas mediante proyectos tipo. Esta tesis se refiere al estudio de estos proyectos en relación con las superestructuras

1.2.- IMPORTANCIA DE ESTANDARIZAR LOS PROYECTOS.

En el pasado se acostumbraba estudiar los proyectos en forma aislada y se buscaba optimizar la solución para cada caso, esto a menudo originaba la aplicación de soluciones diferentes, lo que se justificaba por que la rapidez en la construcción de las obras no era un factor muy importante.

Actualmente, debido a la gran demanda de obras, es importante contar con una carretera completa, no con la solución de un cruce determinado.

El país vive una situación inflacionaria, por lo que debemos agilizar la construcción para abatir costos. Por tal motivo, es conveniente que las soluciones sean uniformes, es decir que exista poca diferencia entre una y otra. En un estudio preliminar realizado para los diferentes puentes y pasos a desnivel de esta carretera, se determinó que la mayor parte de ellos podían resolverse con claros de 20.0 m por lo que, se planteó la necesidad de realizar proyectos estandar de superestructura con un ancho total de 10.0 m., ancho de calzada de 9.20 m y claro de 20.0 m.

1.3.- SELECCION DE MATERIALES

Para resolver superestructuras con las características anterior---

mente mencionadas se tienen como alternativas el empleo de concreto y de acero estructural, con las siguientes variantes:

Concreto	}	Concreto reforzado	}	Pretensado
		Concreto presforzado		Postensado
Acero Estructural	}	Piso ortotropo		
		Losa sobre viguetas		
		Tridilosa		

Las soluciones de acero se desecharon con base en los resultados de un análisis preliminar que determinó que eran más costosas que las de concreto. Por otra parte las estructuras de acero son de difícil ejecución, ya que requieren de soldadura calificada y de un mantenimiento constante a base de pintura. Por lo anterior, se decidió estudiar únicamente las alternativas de concreto.

1.4.- OBJETIVO Y DESCRIPCION DE LA TESIS

La presente tesis tiene por objeto estudiar para el problema planteado tres alternativas de solución:

- 1) Losa nervurada de concreto reforzado
- 2) Losa de concreto sobre vigas I presforzada (solución pretensada)
- 3) Losa de concreto sobre vigas I presforzada (solución postensada)

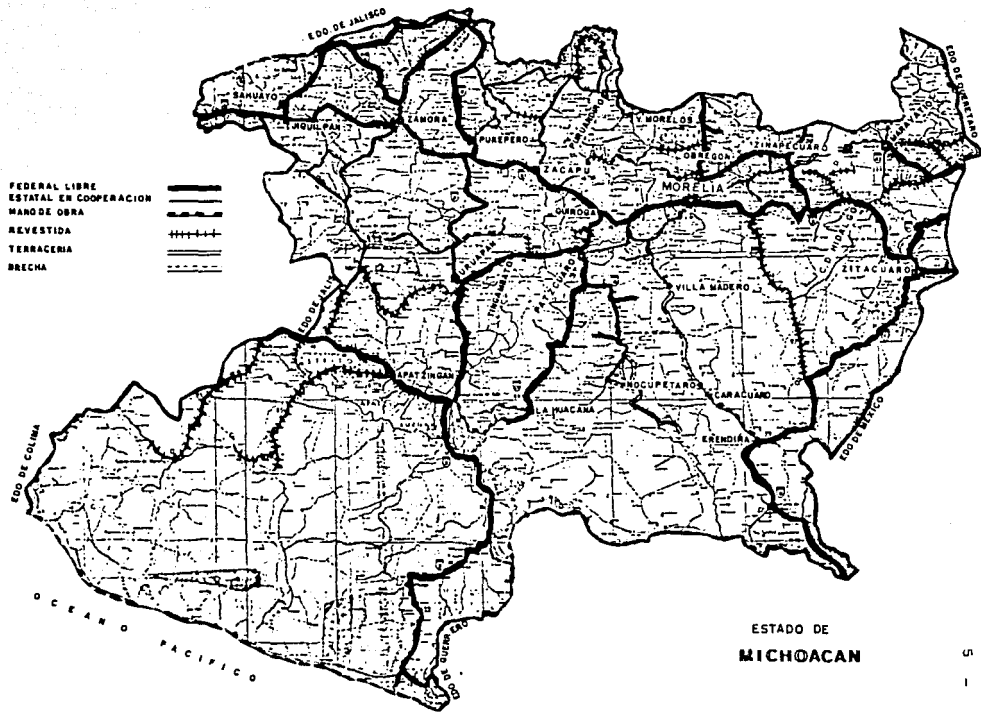
En lo que sigue se diseñará la superestructura de concreto reforzado mediante el método de los esfuerzos de trabajo y se revisará

su capacidad mediante el método de la resistencia última. Previamente se expondrán las hipótesis sobre las cuales se basan estos métodos.

Posteriormente se presentará la teoría general del concreto presforzado y se diseñará la estructura de concreto pretensado, en seguida se discutirá el comportamiento del concreto postensado, marcando diferencias respecto al concreto pretensado y se diseñará la superestructura de concreto postensado.

Finalmente se realizará una evaluación sobre el costo de cada una de las alternativas estudiadas, comparando ventajas y desventajas, señalando además en qué situaciones es conveniente utilizar cada una de ellas.

En el análisis y diseño de cada caso se aplicarán las normas de la AASHTO (Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transportes) de uso común en nuestro país.



C A P I T U L O I I

CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO DE
SUPERESTRUCTURAS PARA PUENTES.

2.1.- EVALUACION DE CARGAS

El primer paso para la realización de cualquier análisis estructural consiste en la evaluación de las cargas que tengan una probabilidad apreciable de actuar sobre la estructura durante su vida útil. Para el caso de estructuras especiales esta evaluación requiere de estudios en modelos y prototipos. En nuestro caso, por tratarse de estructuras comunes, las cargas pueden valuarse siguiendo las normas AASHTO. Por tratarse de estructuras simples libremente apoyadas, las únicas cargas a considerar serán: carga muerta, carga viva e impacto.

2.1.1.- Carga Muerta

Se denomina carga muerta a la que actúa permanentemente sobre la estructura. En nuestro caso esta carga corresponde al peso propio y al peso de elementos accesorios: carpeta asfáltica, banquetas y parapeto.

El peso de cada uno de estos elementos se obtiene multiplicando su volumen por el peso volumétrico. El volumen se determina a partir de dimensiones preliminares fijadas mediante un análisis poco elaborado o mediante adaptaciones de proyectos similares ya resueltos.

Se consideran los siguientes pesos volumétricos:

Concreto simple.....	2 300 kg/m ³
Concreto reforzado.....	2 400 kg/m ³
Asfalto	2 200 kg/m ³
Parapetos tipo	150 kg/m

Cabe aclarar, por lo que se refiere al asfalto, que en proyecto se especifica un espesor de 3.0 cm, pero que con fines de cálculo se considerará de 10.0 cm. Esto se debe a que es frecuente que con el paso del tiempo se coloquen reencarpentadas sobre el puente, para corregir los daños en la superficie de rodamiento.

2.1.2.- Carga Viva

De acuerdo con las normas AASHTO deben considerarse dos tipos de carga:

La carga de camión, en nuestro caso HS-20, considera la aplicación para cada banda de tránsito de un solo camión con las características y pesos que se muestran en la figura 2.1.2A.

La carga de línea que representa el efecto de un convoy de varios camiones, unos con peso mayor o igual al HS-20 y otros de peso menor. Esta carga, de acuerdo con las normas puede igualarse a la llamada carga de línea, consistente en una carga uniformemente distribuida y en una carga concentrada con las características y valores que se muestran en la figura 2.1.2B.

Para el cálculo de cada uno de los elementos mecánicos de diseño - deberán colocarse la carga de camión y la carga de línea en la posición más desfavorable para dicho elemento. Se tomará para dise

ño el valor que resulte mayor.

En puentes de bandas múltiples se considerarán cargadas todas las bandas que resulten desfavorables. Para puentes con dos bandas (como nuestro caso) se tomará el 100% de los efectos de carga en dos bandas. Para puentes con tres bandas, a los efectos de la carga total se les aplicará un factor de reducción de 0.90 y para los de cuatro o más bandas dicho factor será de 0.75. Estos factores tienen por objeto considerar la improbabilidad de que todas las bandas estén simultáneamente cargadas al máximo y se aplicarán solamente en aquellos casos en que el elemento mecánico en cuestión dependa de la carga en varias bandas.

2.1.3.- Impacto

Los efectos de la carga viva en un puente son de carácter dinámico, sin embargo por facilidad de cálculo las cargas vivas se consideran como estáticas. Por esta razón las normas incrementan las cargas vivas considerando un coeficiente de impacto.

Con base en estudios experimentales, la AASHTO recomiendan que este factor se tome como:

$$I = \frac{15.24}{L+38}$$

En esta expresión L es el claro de cálculo en metros. En el caso de losas monolíticas con las nervaduras L es la distancia libre entre los paños de las nervaduras. En el caso de vigas libremente apoyadas L es el claro de cálculo.

2.2.- DISTRIBUCION DE CARGAS

Las cargas vivas aplicadas en la superestructura de un puente inducen efectos internos en los diferentes elementos estructurales que dependen de la rigidez relativa de los mismos. Esta distribución es de carácter tridimensional por lo que intervienen las rigideces a flexión y a torsión de los diferentes elementos. El análisis de la distribución de las cargas considerando los efectos tridimensionales es bastante complejo. Para las estructuras comunes, normales y de dimensiones moderadas, los efectos de la carga pueden estimarse considerando que cada elemento trabaja en forma independiente y como un sistema plano y que a él se aplican fracciones de la carga determinadas según recomendaciones de las normas AASHTO. Estas recomendaciones han sido desarrolladas mediante análisis teóricos y experimentales, tanto en modelos como en prototipos. En lo que sigue describimos las recomendaciones de AASHTO que son aplicables a nuestro caso.

2.2.1.- Distribución de cargas en nervaduras

No se considerará distribución longitudinal de la carga por rueda ni de la carga por eje para el cálculo de los elementos mecánicos.

En el caso del esfuerzo cortante la distribución lateral se hará -- suponiendo que el piso se comporta como una viga simple entre nervaduras.

La distribución lateral para el momento flexionante en las nervaduras exteriores se determinará de la siguiente forma:

La carga muerta que soportan dichas nervaduras corresponde a la parte de la losa que soporta la propia nervadura; si las cargas muertas adicionales se colocan después del fraguado de la losa se considerarán igualmente distribuidas en todas las nervaduras. Para la carga viva se aplicará a la nervadura la reacción de la carga por rueda suponiendo que el piso actúa como vigas simples entre nervaduras. A las nervaduras interiores se les aplicará la fracción de la carga por rueda de la tabla 1.3.1.(B) que aparece en las normas AASHTO, especificando que en ningún caso la capacidad de carga de una nervadura exterior será menor que la de una interior.

2.2.2.- Distribución de cargas en losas

El momento flexionante que actúa en la losa será evaluado de la siguiente forma:

Por carga muerta se considerará que la carga por metro lineal en todo el claro de la losa es constante y que la losa se encuentra semiempotrada entre las nervaduras. Por carga viva se hará uso de las normas AASHTO que para cargas HS-20 especifican la siguiente fórmula:

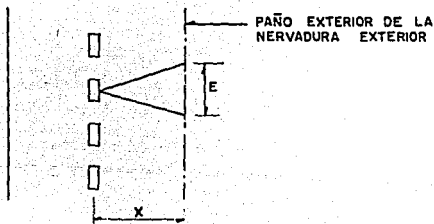
$$\left[\frac{S + 0.61}{9.74} \right] P_{20} (I) = \text{Momento por carga viva e impacto en Ton m/m}$$

Donde: S es el claro libre entre paños de nervaduras (m)

P_{20} es la carga sobre una rueda trasera de camión (Ton).

I es el factor de impacto.

En la losa en voladizo, por carga muerta se considerará como tal y por carga viva la carga por rueda se distribuirá como sigue:



Obteniéndose la siguiente fórmula

$$M = \frac{P_{20}(x)}{E} \quad (\text{Ton m/m})$$

E = . ancho efectivo de distribución = $0.8X + 1.14$ (m)

2.3.- METODOS DE DISEÑO

Es preocupación fundamental del ingeniero civil que las estructuras que crea reúnan características adecuadas de seguridad para prevenir la falla de las mismas ante las acciones a las que probablemente estarán sujetas durante su vida útil.

Para atender esta preocupación, en los comienzos de la ingeniería civil, el ingeniero dependía exclusivamente de su experiencia y de su intuición. Las estructuras se dimensionaban entonces de acuerdo con reglas de arte que se transmitían de generación a generación. El desarrollo de las matemáticas a fines del siglo XVIII permitió el desarrollo de la teoría de la elasticidad que a mediados del siglo XIX permitía a los ingenieros aplicar a las estructuras análisis elásticos que predecían los estados internos de esfuerzos en éstas. El concepto de seguridad pudo entonces racionalizarse comparando los esfuerzos internos máximos con esfuerzos permisibles fijados

dos a partir de esfuerzos de ruptura de probetas de los materiales constituyentes de la estructura en cuestión.

A este método tradicional de diseño se le conoce como método elástico y más propiamente como método de los esfuerzos de trabajo. Este método tradicional tiene algunas incongruencias entre las que cabe señalar las siguientes:

- a).- Las estructuras no son elástico-lineales, es decir, los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones sobre todo en condiciones cercanas a la falla; como se supone en la teoría de la elasticidad.
- b).- Los esfuerzos de ruptura de las probetas son en general difícilmente correlacionables con los esfuerzos de ruptura de los materiales en el seno de elementos reales.
- c).- Al fijar como índice de la seguridad el coeficiente entre el que se dividen los esfuerzos de ruptura para obtener los permisibles no se toma en cuenta la diferente probabilidad de ocurrencia de los diferentes tipos de carga exterior. Para eliminar las incongruencias señaladas se ha desarrollado posteriormente otro método de diseño llamado plástico porque considera el comportamiento elástico-plástico de las estructuras pero llamado en forma más correcta método de la resistencia última porque en él, el diseñador no se preocupa en predecir la distribución interna de los esfuerzos, sino que busca determinar las resistencias nominales últimas de las secciones críticas. La seguridad se garantiza cuando estas resistencias nominales son mayores que los elementos inducidos por las cargas

últimas, que a su vez son iguales a las cargas de servicio incrementadas con un factor de carga, variable según la probabilidad de ocurrencia de cada carga.

El diseño de la resistencia última empezó a aplicarse en los edificios hacia los años cincuenta de este siglo. Las normas para el diseño de edificios del Instituto Americano del Concreto empezaron a introducir el diseño por resistencia última en 1957; en edificaciones posteriores la importancia de este método ha ido creciendo de tal modo que en la actualidad el método de los esfuerzos de trabajo ha sido totalmente remplazado.

No es igual la situación en lo que se refiere al diseño de puentes en los que el método de los esfuerzos de trabajo ha sido el único recomendado hasta muy frecuentemente. Actualmente las normas --- AASHTO más recientes (1983) contienen recomendaciones para el diseño por resistencia última pero le dan a este método la misma importancia que al método de los esfuerzos de trabajo.

La introducción del método de la resistencia última en el diseño de puentes ha sido más lenta que para los edificios porque se ha tropezado con las siguientes dificultades teóricas:

- a).- Las cargas que actúan sobre los puentes son de mayor variabilidad que las aplicadas a los edificios, en consecuencia su dis-

tribución estadística es más dispersa y por lo tanto le dificulta la determinación de un factor de carga adecuado.

- b).- Los elementos estructurales típicos de los puentes son generalmente de dimensiones mucho mayores que las usuales en edificios, las relaciones de claro a peralte suelen ser pequeñas comparadas con las de elementos estructurales de edificios. Por esta razón las expresiones empíricas que permiten valorar las resistencias nominales últimas de una sección no pueden extenderse a los elementos de puentes porque los modelos experimentales empleados en las pruebas en que se apoyan dichas fórmulas empíricas han sido diseñados pensando en elementos para edificios.

Lo anteriormente expuesto explica que en nuestro país se aplique fundamentalmente todavía el diseño de esfuerzos de trabajo en el proyecto estructural de puentes y que solo se hagan verificaciones por resistencia última en casos excepcionales, por ejemplo cuando se trata de estructuras especiales (por ejemplo vigas pretensadas) o cuando se revisa la seguridad de una obra existente bajo la acción de cargas extraordinarias. En esta tesis los cálculos estructurales se realizarán conforme este criterio.

2.3.1.- Fundamentos generales del método de los esfuerzos de trabajo

Se supone que el estado interno de esfuerzos en la estructura puede definirse considerando que ésta tiene un comportamiento elástico lineal, es decir que se cumple la ley de Hooke y los esfuerzos son -

siempre proporcionales a las cargas.

Los esfuerzos máximos deben ser menores que los admisibles:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$$

Los esfuerzos admisibles se obtienen dividiendo los llamados esfuerzos característicos entre un coeficiente de seguridad:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma^1}{C.S.}$$

En el caso del acero σ^1 es el esfuerzo de fluencia y para el caso de esfuerzos de flexión por tensión, el coeficiente de seguridad se toma igual a 2.0 (para puentes)

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma_y}{2} = 0.5 \sigma_y$$

En el caso del concreto σ^1 ES $f'c$, esfuerzo de ruptura a compresión de una prueba cilíndrica estándar de 28 días de edad; el coeficiente de seguridad para puentes se toma igual a 2.5

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{f'c}{2.5} = 0.4 f'c$$

Las razones de que el coeficiente de seguridad sea mayor para el concreto estriban en que este material se fabrica generalmente al pie de obra con un control de calidad inferior al del acero que se produce en una planta; además se considera que las fallas del concreto son de naturaleza frágil en tanto que las del acero son dúctiles.

Se observa además, que los coeficientes de seguridad son mayores --

que para edificios, en los que para el acero se toma $C.S = 1.67$ y para el concreto $C.S = 2.2$. Esta diferencia se justifica porque los puentes se construyen muchas veces en zonas rurales, donde la calidad de la construcción es necesariamente inferior a la que puede obtenerse en un edificio dentro de una ciudad; por otra parte, los edificios tienen en general estructuras altamente hiperestáticas. En las que la falla de una sección aislada es de consecuencias menos graves que un puente.

2.3.1.1.- Hipótesis para el diseño por el método de los esfuerzos de trabajo en concreto reforzado.

En el desarrollo de los cálculos de esta tesis, las revisiones de los elementos de concreto reforzado se basan en procedimientos clásicos que han sido desarrollados bajo la suposición de que el concreto reforzado satisface las siguientes hipótesis:

- a).- Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma. No hay distribuciones por efecto de alabeo. En consecuencia las deformaciones varían linealmente en el peralte y son proporcionales a la distancia de la fibra considerada respecto a la fibra neutra.
- b).- Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones. La constante de proporcionalidad es el módulo elástico: $E = \sigma/\epsilon$, donde σ es igual al esfuerzo y ϵ , es la deformación unitaria. Además, este módulo E se mantiene constante durante todo el rango de aplicación de la carga.
- c).- El concreto no es capaz de resistir tensiones las que son tomadas íntegramente por el acero de refuerzo.

- d).- Existe adherencia perfecta entre el concreto y el acero, es decir ambos materiales experimentan la misma deformación unitaria cuando se consideran fibras ubicadas a la misma distancia del eje neutro, esto permite aplicar el artificio de la sección transformada para homogeneizar virtualmente las secciones de concreto reforzado y facilitar su análisis.
- e).- El conjunto de fuerzas exteriores e interiores constituye un sistema en equilibrio.

2.3.2.- Fundamentos generales del método de la resistencia última.

Para poder utilizar este método es necesario obtener la solución de los siguientes problemas:

- 1.- Establecimiento de una definición clara de los estados de la estructura que van a servir como referencia para el diseño con respecto a los que se desea un cierto margen de seguridad. --- Esos estados de referencia o estados límite, que son diferentes para distintos materiales y tipos de estructuras, deben definirse de una manera inequívoca si se quiere tener una evaluación correcta de los resultados de los cálculos con relación a la seguridad de la estructura.
- 2.- Análisis de carácter aleatorio de todas las magnitudes que intervienen en los cálculos, para establecer bases estadísticas que permitan evaluar la probabilidad de que se alcance un cierto estado límite.

- 3.- Establecimientos de criterios que permitan definir cual debe ser la probabilidad admisible de que se presente cada uno de los estados límites pertinente.
- 4.- Desarrollo de un procedimiento operativo práctico que introduciendo coeficientes en los cálculos, proporcione la seguridad de que la probabilidad de que se alcance un estado límite, no es mayor que el valor permisible.

Se dice que se ha alcanzado un estado límite, o límite de utilidad estructural, cuando la estructura completa o una parte de ella, deja de cumplir satisfactoriamente alguna de las funciones para las que fué diseñada.

Este método se basa en los dos aspectos siguientes:

- 1.- Existen cargas externas aplicadas a la estructura que corresponden a cada uno de los estados límite que deben estudiarse. Si las magnitudes de esas cargas crecen, las estructuras alcanzan eventualmente el estado límite considerado.
- 2.- Puede definirse como función de carga S el efecto producido por las acciones externas que corresponden al estado límite en estudio y como función de resistencia R la respuesta de la estructura a la función de carga. El criterio de diseño se expresa por medio de la fórmula general

$$\phi R \geq \gamma \sum_{i=1}^j Q_i S$$

El lado izquierdo de la fórmula corresponde a la resistencia nominal de la estructura; está formado por el producto de la resistencia última R multiplicado por el factor de resistencia ϕ . La resistencia nominal R está basada en las propiedades físicas y geométricas del material y del elemento estructural y se calcula con expresiones semiempíricas obtenidas de analizar los resultados de pruebas en modelos aplicando las hipótesis del comportamiento a la ruptura. El factor de resistencia que es siempre menor que la unidad, tiene en cuenta las incertidumbres asociadas con la determinación de la resistencia nominal.

El lado derecho corresponde a las acciones que actúan sobre la estructura. γ es un factor de análisis que tiene en cuenta las incertidumbres del análisis estructural, que multiplica la suma de productos $S_i Q_i$; donde S_i es el esfuerzo medio producido por la carga i , dependiendo de la combinación de cargas a que estará sometida la estructura y Q_i es el factor de carga correspondiente que refleja sobrecargas potenciales y las incertidumbres inherentes a la determinación de los efectos de las sobrecargas.

2.3.2.1.- Hipótesis para el diseño por el método

de la resistencia última en concreto reforzado

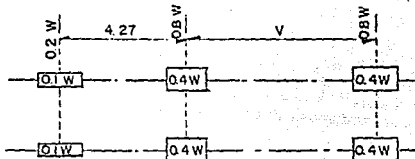
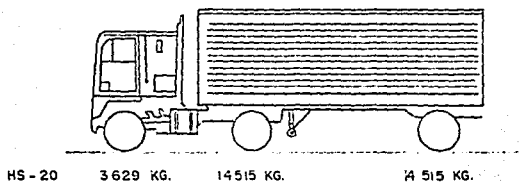
Las hipótesis en que se basan los métodos de diseño último para concreto reforzado son las mismas que se establecen para el método de los esfuerzos de trabajo y que hemos descrito anteriormente, con excepción de la hipótesis b) que se refiere a la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones. En el diseño último por el contrario se considera que al llegar la sección a su capacidad última,

los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones, sino que tienen una ley de variación no lineal. En consecuencia se acepta que los esfuerzos pueden tener cualquier ley de variación, siempre y cuando las resistencias últimas obtenidas a partir de esa ley concuerden con suficiente aproximación con las obtenidas a partir de análisis estadísticos de los resultados de pruebas en modelos.

De acuerdo con lo anterior, para secciones sujetas a flexión pura - AASHTO supone que los esfuerzos en el momento de la falla se distribuyen en forma de bloque con un esfuerzo uniforme igual a $0.85 f'_c$, limitado por los bordes de la sección y por una línea paralela al eje neutro a una profundidad $Q_1 C$ medida desde la fibra de máxima deformación por compresión. Aquí C es la profundidad del eje neutro obtenida por la compatibilidad de deformaciones entre el acero y el concreto y Q_1 vale 0.85 para $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ para valores mayores de f'_c , Q_1 disminuye linealmente en 0.05 para cada 70.0 kg/cm^2 que f'_c rebasa de 280 kg/cm^2 . Sin embargo Q_1 no será menor que 0.65 . Las deformaciones unitarias serán distribuidas linealmente en el peralte y para el concreto se supondrá $\epsilon_u = 0.003$; para el acero se supondrá que el esfuerzo será $\epsilon_s E_s$ pero sin exceder de f_y .

Con el objeto de garantizar que las fallas de las secciones a flexión sean siempre dúctiles AASHTO recomienda que el porcentaje del refuerzo P no sea mayor que 0.75 , veces el porcentaje balanceado, - éste último corresponde a una condición en que simultáneamente el concreto alcanza la deformación última $\epsilon_u = 0.003$ y el acero la -

deformación. $\epsilon_y = \epsilon_y/E_s$. Teóricamente en esta condición balanceada fallan simultáneamente el acero y el concreto de la viga. Si el porcentaje es mayor, fallará primero el concreto y se tendrá una falla frágil indeseable; si es menor se tendrá una falla dúctil por que fallará primero el acero al alcanzar su fluencia.



W = PESO COMBINADO DE LOS DOS PRIMEROS EJES

V = ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 4.27 m. A 9.14 m. INCLUSIVE

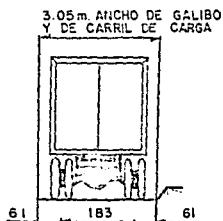


FIG. 2.1.2 A

CARGA CONCENTRADA 8153 Kg. PARA MOMENTO
 1173 Kg. PARA ESFUERZO CORTANTE
 CARGA UNIFORME 952 Kg. POR METRO LINEAL DE CARRIL DE CARGA

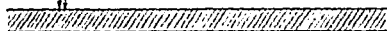


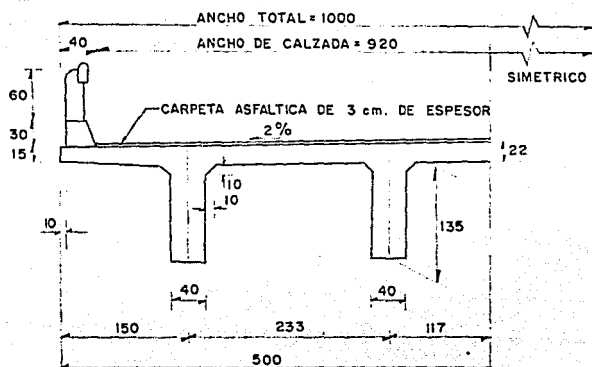
FIG. 2.1.2 B

CAPITULO III

ALTERNATIVA DE CONCRETO REFORZADO

3.1.- DIMENSIONES GENERALES

Se propone la siguiente sección transversal



Datos de proyecto:

Claro	20.0 m
Ancho de calzada	9.20 m
Ancho total	10.00 m
Carga móvil tipo	HS-20
Concreto	2 400 kg/cm ³
Asfalto	2 200 kg/cm ³
Concreto	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
	$f_c = 0.4 f'c$

Acero de refuerzo
Especificaciones

$f_y = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$
AASHTO

3.2.- EVALUACION DE CARGAS

3.2.1.- Carga muerta

a).- Peso propio

$$W_1 = 0.185 (1.30) (2) + 0.22 (7.40) + (0.10)^2 (4) + 0.40 (1.13) (4) = 2.4$$

$$W_1 = 3.957 (2.4) = 9.50\ \text{ton.m}$$

b).- Guarnición, parapeto y carpeta asfáltica

$$W_2 = (0.25 + 0.35) (0.3/2) (24) + 0.15 + 4.6 (0.10) (2.21) = 2.76$$

$$W_2 = 2.76\ \text{ton.m}$$

c).- Carga muerta por nervadura

$$W_{C,M} = \frac{9.50 + 2.76}{4} = 3.06\ \text{ton.m}$$

d).- Elementos mecánicos por carga muerta

$$W_{C.M.} = \frac{3.06 (20)^2}{8} = 153\ \text{ton.m/nervadura}$$

$$V_{C.M. \text{ apoyo}} = \frac{3.06 (20)}{2} = 30.6\ \text{ton/nervadura}$$

$$V_{C.M.} = 0$$

3.2.2.- Carga móvil HS-20 (Según normas AASHTO)

a).- Impacto

$$I = \frac{15.24}{L + 38}$$

L = Longitud del claro entre centros de apoyos en m.

$$I = \frac{15.24}{20 + 38.0} = 0.2627$$

b).- Factor de concentración

La AASHTO especifica que en ningún caso la capacidad de carga de una trabe exterior será menor que la de una interior.

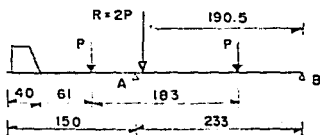
De la tabla 1.3.1(B) de la AASHTO para pisos de concreto sobre vigas T, de concreto

$$F_c = \frac{S}{1.83}$$

S = espaciamiento promedio entre trabes

$$F_c = \frac{2.33}{1.83} = 1.27/\text{rueda} = 0.637/\text{carril}$$

Para las nervaduras exteriores



$$2.33 \text{ RA} - R (1.905)$$

$$\text{RA} = 0.817 \text{ R}$$

$$F_c = 0.817 / \text{carril (rige)}$$

Verificación de la capacidad total

$$0.817 (4 \text{ nerv.}) = 3.3 \text{ carriles} \quad \frac{9.20}{3.05} = 3.0$$

Del apéndice "A" de la AASHTO (Para un claro de 20 m).

$$M_{c.v} = 125.39 \text{ ton.m/carril}$$

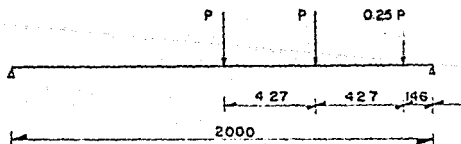
$$V_{c.v} = 28.04 \text{ ton/carril}$$

c).- Elementos mecánicos incluyendo impacto y factor de concentración

$$M_{c.v} + I = 125.39 (1.2627) (0.817) = 129.35 \frac{\text{ton.m}}{\text{nervadura}}$$

$$V_{c.v} + I = 28.04 (1.2627) (0.817) = 28.93 \frac{\text{ton.m}}{\text{nervadura}}$$

Cortante en el centro del claro por carga móvil



P = carga sobre una rueda trasera de camión

$$P_{20} = 7.26 \text{ kg (carga tipo HS-20)}$$

$$R_A = 5.84$$

$$V_{\xi} = 584 (1.2627) (0.817) = 6.02 \text{ ton/nervadura}$$

3.2.3.- Elementos mecánicos totales

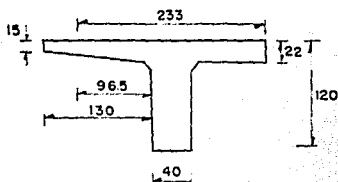
$$MT_{\xi} = 153.0 + 129.35 = 282.35 \text{ ton.m/nervadura}$$

$$VT_{\text{apoyo}} = 30.60 + 28.93 = 59.53 \text{ ton/nervadura}$$

3.3.- DISEÑO DE LAS NERVADURAS

Se revisan como vigas T

Ancho efectivo	$12t + b = 12(18) + 40$	= 2.56 m
del patín	distancia c.a.c. entre nervaduras	= 2.33 m
	longitud del claro/4	= 5.0 m



$$\text{Rige: } b = 2.33 \text{ m}$$

$$b' = 0.40 \text{ m}$$

$$d = 1.20 \text{ m}$$

$$t = 0.18 \text{ m}$$

Cálculo del espesor promedio

$$t = \frac{15 + 22}{2} (130) + 22 (130) / 302 = 17.6 \text{ cm}$$

Para fines de cálculo $t = 18 \text{ cm}$

Constantes del concreto:

$$f_c = 0.4f'_c = 0.4(250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{15000 \sqrt{250}} = 9.0$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nfc}} = \frac{1}{1 + \frac{1800}{9(100)}} = 0.33$$

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.33}{3} = 0.90$$

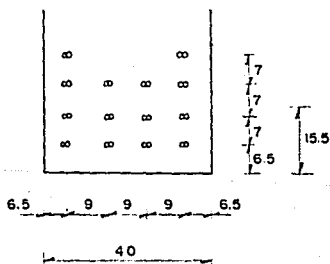
$$K = \frac{1}{2} fc kJ = 0.5 (100) (0.33) (0.90) = 14.8 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo medio en el acero será de 1800 kg/cm^2 y el esfuerzo máximo será de 2000 kg/cm^2 .

3.3.1.- Acero de refuerzo

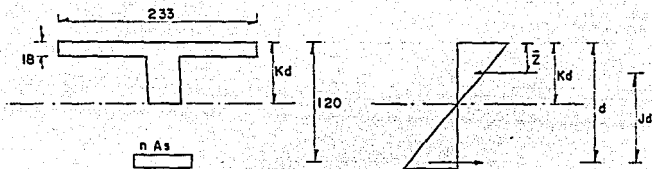
$$A_s = \frac{M_o}{f_s (d - \frac{t}{2})} = \frac{275.15 \times 10^5}{1800 (111)} = 137.7 \text{ cm}^2$$

Se propone reforzar con 28 varillas del # 8 = $A_s = 141.96 \text{ cm}^2$.



$$H = 120 + 155 = 135 \text{ cm.}$$

3.3.2.- Profundidad del eje neutro



$$Kd = \frac{2 \, n d \, A_s + b t^2}{2 \, n a_s + 2 b t} = \frac{2 \, (9) \, (120) \, (141.96) + 233 \, (18)^2}{2 \, (9) \, (141.96) + 2 \, (233) \, (18)} =$$

$$Kd = 34.9 \text{ cm} > 18 \text{ (es viga T)}$$

3.3.3.- Profundidad de la resultante de compresión

$$\bar{z} = \frac{t}{3} \frac{3 \, Kd - 2 \, t}{2 \, Kd - t} = \frac{18}{3} \frac{3 \, (34.9) - 36}{2 \, (34.9) - 18} = 7.96 \text{ cm}$$

$$Jd = 120 - 7.96 = 112.04 \text{ cm.}$$

$$d - Kd = 120 - 34.9 = 85.1$$

3.3.4.- Esfuerzos en la nervadura

$$f_s = \frac{M}{A_s Jd} = \frac{28235000}{141.96(112.04)} = 1775 \text{ kg/cm}^2 \quad 1800 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.5.- Esfuerzos en la fibra más alejada

$$f_{s_{\max}} = \frac{(d - kd) + f_s}{D - kd} = \frac{85.1 + 9.0 \, 1725}{85.1} = 1962 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{n_{\max}} = 1962 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.6.- Esfuerzos en el concreto

$$f_c = \frac{\frac{f_s}{n} (Kd)}{(d - Kd)} = \frac{\frac{1775}{9} (34.9)}{(85.1)} = 81 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 81 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.4 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son aceptables, por lo tanto se aceptan las dimensiones y el refuerzo propuesto.

Se correrá a todo lo largo 1/3 del refuerzo principal, aproximadamente 10 varillas, el resto se doblará por pares a 45° para absorber tensión diagonal.

Cálculo de las distancias mínimas a las que podrán doblarse los pares de varillas (desde el ξ suponiendo variación parabólica del momento flexionante).

$$d = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} \quad \therefore A_t = 28$$

Varillas dobladas	Distancia
2	2.67
4	3.78
6	4.63
8	5.34
10	5.97
12	6.54
14	7.07
16	7.56
18	8.02

3.3.7.- Revisión por cortante

$$V_{\max} = \frac{V_t \text{ apoyos}}{b d} < 1.29 \sqrt{f'c}$$

$$V_{\max} = \frac{59.513}{40 (120)} = 12.4 \text{ kg/cm}^2 < 1.29 \sqrt{250} = 20.4 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.8.- Revisión por adherencia

$$\mu = \frac{V}{\sum_o J c} < \frac{2.29 f'c}{d}$$

$$\mu = \frac{59530}{80 (112.04)} = 6.64 < \frac{2.29 \sqrt{250}}{2.54} = 14.3$$

3.3.9.- Tensión diagonal

Siguiendo el criterio de la S.C.T. todo el cortante se tomará con acero de refuerzo.

El refuerzo estará formado por varillas dobladas a 45° en combinación con estribos verticales.

Refuerzo por cortante

Varillas dobladas

Capacidad de 2 vrs # 8 dobladas a 45° a cada 70 cm

$$V' = \frac{As f_s J d \sqrt{2}}{s}$$

$$V' = \frac{2 (5.07) (2000) (112.04) (\sqrt{2})}{70} = 45.9 \text{ ton}$$

Estribos

Capacidad de estribos # 4 a cada 30 cm

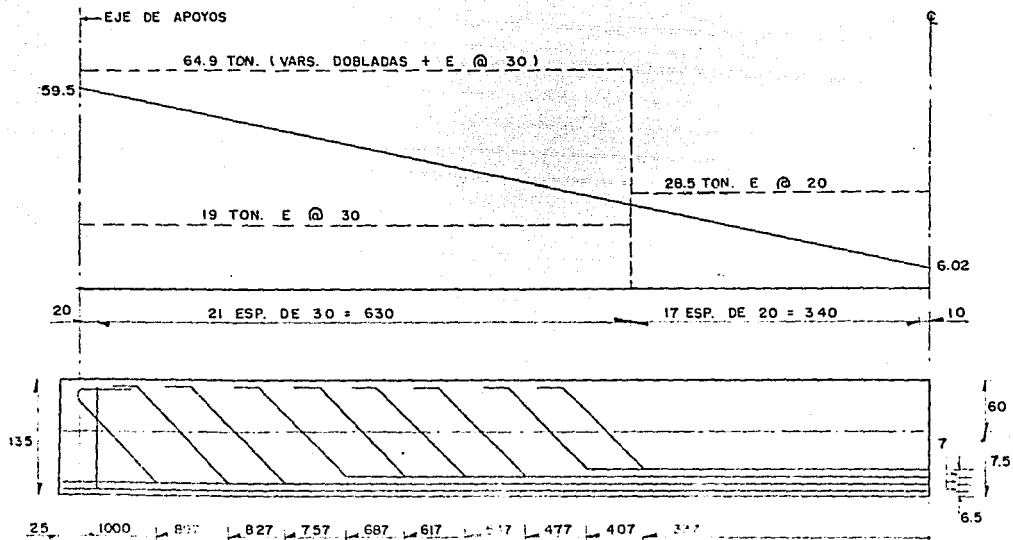
$$v' = \frac{2 A_v f_s j d}{S} = \frac{2 (1.27) (2000) (112.04)}{30} = 19 \text{ ton}$$

Capacidad de estribos # 4 a cada 20 cm

$$v' = \frac{2 (1.27) (2000) (112.04)}{20} = 28.5 \text{ ton}$$

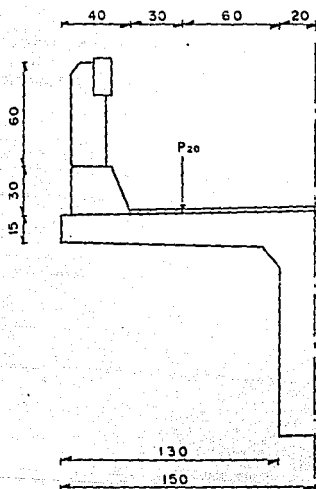
$$\text{Separación máxima} \left\{ \begin{array}{l} d/2 = 0.60 \text{ m} \\ 0.510 \text{ m} \end{array} \right.$$

ENVOLVENTE DE CORTANTES (MEDIO CORTE LONGITUDINAL)



3.4.- DISEÑO DE LA LOSA

3.4.1.- Losa en voladizo



a).- Carga muerta

Parapeto	=	$=0.150 \text{ ton/m} \times 1.20$	$= 0.180 \text{ ton.m/m}$
Guarnición	=	$(0.30)/2(0.30)(2.4)$	$= 0.22 \text{ ton/m} \times 1.10 = 0.242 \text{ ton.m/m}$
Asfalto	=	$(0.90)(0.10)(2.2)$	$= 0.20 \text{ ton/m} \times 0.45 = 0.090 \text{ ton.m/m}$
Losa	=	$(0.185)/2(1.3)(2.4)$	$= 0.58 \text{ ton/m} \times 0.61 = 0.354 \text{ ton.m/m}$
			<u>0.866 ton.m/m</u>

b).- Carga móvil HS-20 (según especificaciones AASHTO)

Para refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito, cada carga por rueda sobre el elemento perpendicular a la dirección del tránsito se distribuirá de la siguiente forma:

$$E = 0.8 + 1.143$$

$$E = 0.8 (0.60) + 1.143 = 1.623$$

Momento por metro de ancho de losa incluyendo impacto

$$M_{cv} + I = \frac{P \cdot X}{E} \quad I$$

donde $P = P_{20}$ = carga sobre una rueda trasera de camión

$$M_{cv} + I = \frac{7.0 (0.60)}{1.623} (1.30) = 3.5 \text{ ton.m/m}$$

c).- Momento total

$$MT (-) = 0.866 + 3.5 + 4.366 \text{ ton.m/m}$$

3.4.2.- Losa entre nervaduras

a).- Carga muerta

$$Wc.M = (0.22) (2.4) + 0.10 (22) = 0.75 \text{ ton/m}$$

$$Mc.M = \frac{0.75 (2.33)^2}{10} = 0.407 \text{ ton.m/m}$$

b).- Carga móvil HS-20 (según especificaciones AASHTO)

$$M_{cv} + I = \frac{S + 0.61}{9.74} P_{20} (I)$$

Donde S = distancia medida a ejes entre trabes

$$M_{cv} + I = \frac{2.33 + 0.61}{9.74} \cdot 7.26 (1.3) = 2.85 \text{ ton.m/m}$$

c).- Momento total

$$MT (+) = 0.407 + 2.85 = 3.26 \text{ ton.m/m}$$

3.4.3.- Diseño

Constantes de cálculo para el concreto

$$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.0$$

$$k = 0.33$$

$$J = 0.90$$

$$K = 14.8 \text{ kg/cm}^2$$

a).- Revisión del peralte

$$dn = \sqrt{\frac{MT}{K}} = \sqrt{\frac{4366}{14.8}} = 17.2 + 4 = 22 \text{ cm}$$

b).- Acero de refuerzo por flexión

$$A_s (-) = \frac{436600}{1600 (0.9) (18)} = 14.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ 1 var # 4 y 1 var # 5 a cada 22 cm

$$A_s (+) = \frac{326000}{1800 (0.9) (18)} = 11.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se conserva el mismo refuerzo que en la losa en voladizo.

c).- Acero de distribución (según AASHTO)

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito

$$\text{Porcentaje} = \frac{121}{\sqrt{2.33}} = 79\% > 67\%$$

$$A_{sd} = 0.67 (11.18) = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ 1 var # 4 a cada 17 cm

d).- Acero por temperatura

$$A_s = 0.0015 bh = 0.0015 (100) (22) = 3.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ 1 var # 4 a cada 30 cm

3.5.- REVISIÓN DE LA SECCIÓN Y EL AGERO DE REFUERZO
CON EL METODO PLASTICO.

3.5.1.- Revisión de las nervaduras

a).- Flexión:

Sección elástica:

$$b = 233 \text{ cm}$$

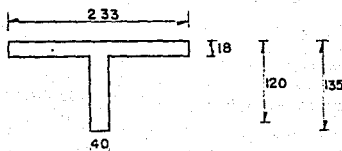
$$b' = 40 \text{ cm}$$

$$t = 18 \text{ cm}$$

$$d = 120 \text{ cm}$$

$$M_t = 282.35 \text{ ton.m}$$

$$A_s = 137.7 \text{ cm}^2$$



Diseño plástico

$$M_R = \phi \left[A_s f_y d \left(1 - 0.6 P \frac{f_y}{f'_c} \right) \right] = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} < t = \text{Considerar la sección como rectangular}$$

$$a = \frac{137.7 (4200)}{0.85 (250) (233)} = 11.68 < 18.0$$

$$M_R = 0.9 (137.7) (4200) \left[120 - \frac{11.68}{2} \right]$$

$$M_R = 594.21 \text{ ton.m} > 282.35 \text{ ton.m}$$

Determinando el tipo de falla

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{137.7}{40 (120)} = 0.028688$$

$$P_b = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \frac{600}{6000 + f_y} = \frac{0.85(0.85)(250)}{4200} \frac{6000}{6000 + 4200}$$

$$P_b = 0.025298$$

$$0.75 P_b = 0.01897 < P$$

Esto implica que la falla es dúctil

Revisión del factor de seguridad por carga viva

$$M_T = 1.3 (M_c.M + 5/3 M_{cv} + I)$$

$$594.21 = 1.3 [153.0 + Fs.c.v. (129.31)]$$

$$Fs.c.v. = 2.35 > 1.66$$

El elemento resistente y el factor de seguridad para carga viva de una sección elástica se incrementa considerablemente con el diseño plástico, por lo que según este diseño, el área de acero propuesta para la sección se tendría que disminuir.

b).- Cortante

Sección elástica

Varillas dobladas

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$S = 70 \text{ cm}$$

$$V = 45.9 \text{ ton}$$

Estribos

$$A_s = 1.27 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm} \Rightarrow 19 \text{ ton}$$

$$S = 20 \text{ cm} \Rightarrow 28.5 \text{ ton}$$

Diseño Plástico

Varillas dobladas

$$V = \frac{\phi A_s f_y d \sqrt{2}}{S} = \frac{0.85 (10.14) (4200) (120) \sqrt{2}}{70}$$

$$V = 87.76 \text{ ton} > 45.9 \text{ ton}$$

Estribos a cada 30 cm

$$V = \frac{\phi 2A_v f_y d}{S} = \frac{0.85 (2) (1.27) (4200) (120)}{30}$$

$$V = 36.27 \text{ ton} > 19 \text{ ton}$$

Estribos a cada 20 cm

$$V = \frac{\phi 2A_v f_y d}{S} = \frac{0.85 (2) (1.27) (4200) (120)}{20}$$

$$V = 54.41 \text{ ton} > 28.5 \text{ ton}$$

Revisión del factor de seguridad para carga viva

$$VT = 1.3 [V.C.M. + 5/3(Vc.v + I)]$$

$$124.03 \text{ ton} = 1.3 [33.36 + F_s.c.v. (31.54)]$$

La capacidad del acero y separaciones propuestas por el diseño elástico, al analizarla por el diseño plástico resulta muy elevada por lo que según este diseño se tendría que disminuir el área de acero o aumentar las separaciones de los estribos.

3.5.2.- Revisión de la losa (flexión)

Sección elástica

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$A_s (-) = 14.97 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{MT} = 4.366 \text{ ton.m/m}$$

$$A_s (+) = 11.18 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{MT} = 3.26 \text{ ton.m/m}$$

Diseño plástico

$$M_R = \phi [A_s f_y (d - a/2)]$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Momento negativo

$$a = \frac{14.97 (4200)}{0.85 (250) (100)} = 2.96$$

$$M_R = 0.9 [14.97 (4200) (18 - 2.96/2)]$$

$$M_R = 9.35 \text{ ton.m/m} > 4.366 \text{ ton.m/m}$$

Momento positivo

$$a = \frac{11.18 (4200)}{0.85 (250) (100)} = 2.21$$

$$M_R = 0.9 [11.18 (4200) (18 - 2.21/2)] =$$

$$M_R = 7.14 \text{ ton.m/m} > 3.26 \text{ ton.m/m}$$

Revisión del factor de
Seguridad para carga viva

$$M_T = 1.3 [M_c.M + 5/3 (M_c.v + I)]$$

Momento negativo

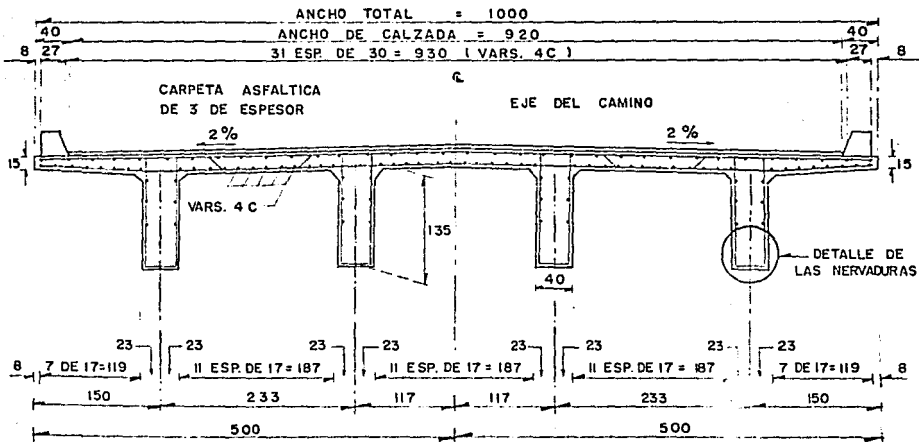
$$9.35 = 1.3 [0.866 + F_s.c.v. (3.5)]$$

$$F_s.c.v. = 1.81 > 1.66$$

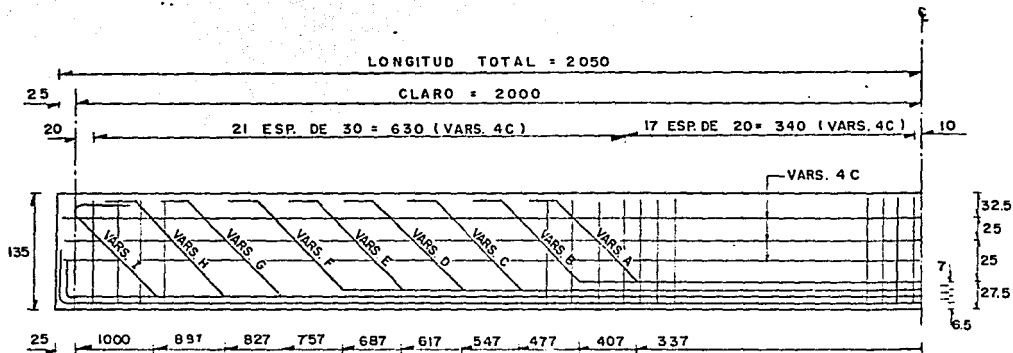
Momento positivo

$$7.14 = 1.3 [0.407 + F_s.c.v. (2.85)]$$

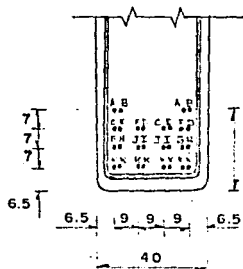
$$F_s.c.v. = 1.78 > 1.66$$



SECCION TRANSVERSAL



MEDIO CORTE LONGITUDINAL



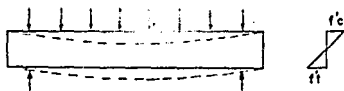
DETALLE DE LAS NERVADURAS

C A P I T U L O I V

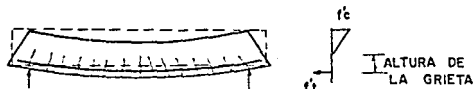
CRITERIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO PRESFORZADO

4.1.- FUNDAMENTOS BASICOS DEL CONCRETO PRESFORZADO

La resistencia a la tensión del concreto representa aproximadamente una décima parte de su resistencia a la compresión, para absorber dichas tensiones se coloca acero de refuerzo en las fibras inferiores. Si las cargas son pequeñas el concreto resiste los esfuerzos de tensión y la viga trabaja como homogénea.



Al crecer las cargas el refuerzo de tensión excede el admitido por el concreto y la viga se agrieta. Las tensiones son transferidas al refuerzo y el equilibrio se mantiene.



De lo anterior se concluye que en una pieza de concreto reforzado, debido a los diferentes módulos de elasticidad de ambos materiales la formación de dichas grietas es necesaria para que el acero trabaje a su esfuerzo admisible. Por lo que el cálculo de los elementos resistentes se realiza considerando que el elemento está agrietado, es decir, se considera únicamente la zona de compresión del concreto y la sección de acero.

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto, se ha creado un nuevo material, el concreto presforzado, el cual se calcula de una manera completamente diferente al concreto reforzado.

El principio básico del concreto presforzado es introducir a la pieza, antes de la aplicación de las cargas, una fuerza previa que produzca en ella esfuerzos de compresión que sumados a los que producen las cargas den esfuerzos totales de compresión que el concreto pueda tomar.

Para introducir estos esfuerzos se considera una viga de sección rectangular con un orificio en el centro para permitir el paso de una barra de acero fijada en ambos extremos de la viga, por medio de un gato hidráulico se le dá una cierta elongación y se fija en la posición indicada en la figura 4.1.

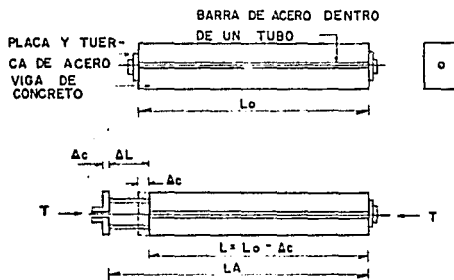
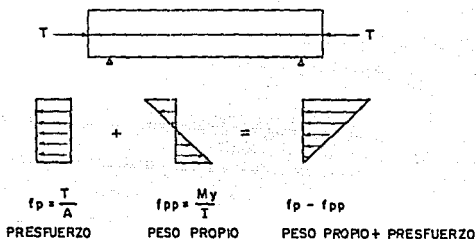


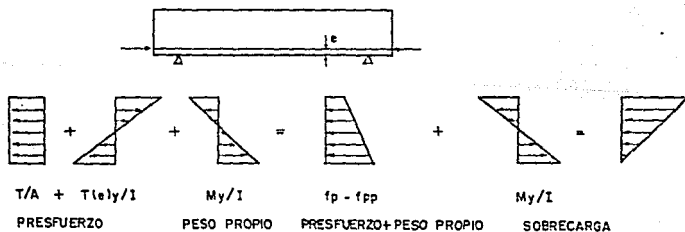
FIG. 4.1

- T = Fuerza de pretensión
 Δc = Acortamiento del concreto
 ΔL = Alargamiento del acero

Si esta pieza se carga como viga y la fuerza de presfuerzo se aplica en el centroide de la sección transversal, los diagramas de esfuerzos resultantes son los siguientes:



Se observa que si la pretensión es lo suficientemente grande se elimina completamente la tensión, pero la compresión puede ser tan grande que el concreto no sea capaz de resistirla. Para poder eliminar este problema la fuerza de presfuerzo se aplica en una posición excéntrica, de esta forma los diagramas de momentos son mucho más favorables.



Si la fuerza de presfuerzo es lo suficientemente grande se obtiene una reserva que impide la formación de tensiones cuando actúe la sobrecarga (carga viva + cargas muertas adicionales).

Lo más importante de todo, es que por medio del presfuerzo se puede controlar las tensiones originadas en la viga y si éste es el adecuado, es decir, que la viga quede sujeta a esfuerzos de compresión o tensión admisibles por el concreto, se elimina el problema del agrietamiento, de esta forma el concreto presforzado se transforma en un material homogéneo.

La idea básica del presfuerzo es muy antigua, se aplica en las bóvedas y los barriles. Los primeros ensayos realizados en 1909, fracasaron, pues además de que se realizaron con acero común y corriente no se conocía el fenómeno de la fluencia del concreto, por eso no se encontró una convincente y completa explicación de la disminución de la fuerza de pretensión hasta su completa eliminación. De la fig. 4.1.

$$L_A + \Delta L + L_0 - \Delta c$$

Esta expresión nos indica que una deformación por fluencia suficientemente grande del concreto puede eliminar completamente la elongación original del acero y con ello la fuerza de pretensión.

$$P_r = \Delta L(A) \frac{E}{L_0}$$

Siendo ΔL una función de la fuerza de presfuerzo.

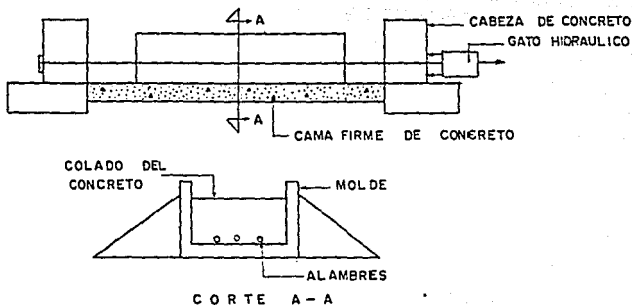
$$\Delta L = \frac{\sigma L_0}{E}$$

Resulta evidente que para la aplicación del presfuerzo en el concreto se requiere utilizar aceros de alta resistencia.

Los avances tecnológicos obtenidos durante la segunda guerra mun-

dial determinaron la aparición de acero y concreto de alta resistencia con lo que fue posible minimizar las pérdidas y presforzar el concreto para aplicaciones prácticas.

Existen dos formas principales de introducir el presfuerzo: el pretensado que es un procedimiento en el cual el presfuerzo se aplica antes del colado del concreto.



Los alambres se tensan antes de colar el concreto apoyándose en las cabezas.

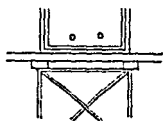
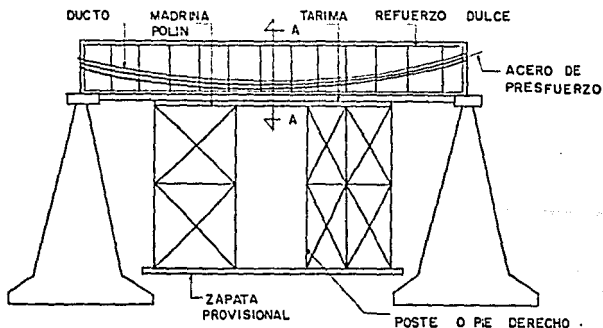
Al alcanzar por fraguado su resistencia el concreto, se cortan los alambres por medios mecánicos. En ese momento los alambres intentan acortarse y el concreto se los impide. La pieza se presfuerza los esfuerzos se transmiten del acero al concreto por adherencia.



Como en el concreto pretensado el cable es recto, el esfuerzo se mantiene constante y en consecuencia ya no se tiene el balance del centro del claro, por lo que es necesario realizar la deshaderencia de determinados cables, mediante el engrasado de los mismos o colocando ductos; de tal manera que se mantenga el equilibrio en toda la trabe entre los esfuerzos producidos por las fuerzas externas y el presfuerzo.

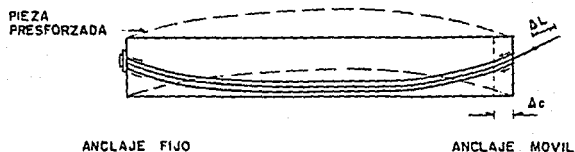
El postensado es un procedimiento en que el presfuerzo se aplica después de que éste fragúa alcanzando su resistencia.

El postensado puede aplicarse en taller o en el sitio definitivo de la pieza. En este caso se requiere cimbra.



CORTE A - A

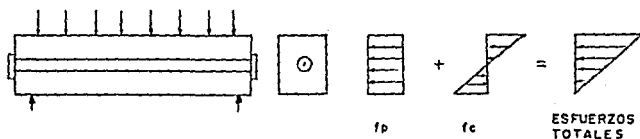
En los moldes se colocan junto con el refuerzo común, ductos que llevan ensartado el acero de presfuerzo suelto, se cuela enseguida el concreto y una vez que éste alcanza su resistencia, se procede a tensar el acero de presfuerzo.



Una vez que el acero de presfuerzo se ha alargado lo necesario, se bloquea el anclaje móvil para impedir que ese acero recupere su dimensión inicial.

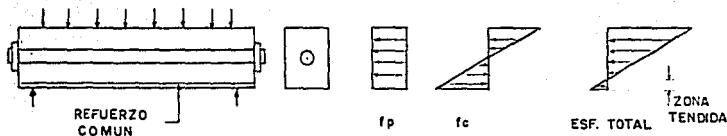
Una de las ventajas del postensado es que el cable toma la forma de una curva con una excentricidad máxima en el centro, disminuyendo ésta en los extremos en la medida en que disminuye el momento de las cargas.

Se llama presfuerzo total al que se tiene cuando la pieza queda totalmente comprimida al aplicar las cargas.



Se llama presfuerzo parcial al que se tiene cuando los esfuerzos previos no compensan totalmente los producidos por las cargas y

aparecen en la pieza tensiones que se toman con acero común.



Por lo que se refiere a la liga entre acero de presfuerzo y concreto tenemos piezas con tendones adheridos y piezas con tendones no adheridos. Todos los elementos pretensados tienen el acero adherido, en los postensados el acero queda adherido si después de tensarlo se inyecta el ducto con un mortero de cemento. Los tendones no adheridos generalmente son externos.

4.2.- MATERIALES

4.2.1.- El concreto.

El concreto utilizado en el presfuerzo no presenta ninguna diferencia esencial con el concreto empleado en las construcciones de concreto reforzado. Todos los estudios relativos a las propiedades del concreto se pueden aplicar tanto para el concreto pretensado - como para el concreto armado, por esta razón los estudios de dichas propiedades se omitirán, sólo se debe tener presente que la resistencia promedio a la compresión axial a los 28 días debe ser igual a 350 kg/cm^2 y que la calidad de éste debe ser óptima para así tener una mayor seguridad de la estructura.

4.2.2.- El acero.

La finalidad primordial del acero de presfuerzo es crear un medio artificial para conseguir una fuerza en la estructura, como esta

fuerza tiene que permanecer en estado activo durante toda la vida de la estructura, es primordial utilizar aceros de alta resistencia y realizar el estudio de las elongaciones en éste originadas por los gatos hidráulicos.

Los diagramas esfuerzo deformación se obtienen estirando una muestra de acero en un dispositivo de ensayo.

Para el acero corriente se pueden distinguir tres zonas (fig. 4.2.2.1), una parte recta que es la zona puramente elástica, en la cual rige la ley de Hooke y está limitada por el límite elástico, un escalón en el cual el esfuerzo no se aumenta a medida que sigue creciendo la deformación, siendo esta la zona de plastificación. Por último, se tiene la zona de fluencia al fin de la cual ocurre la ruptura.

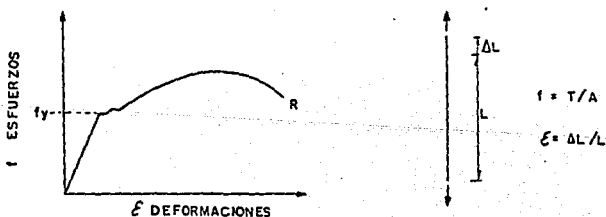


FIG. 4.2.2.1

Para el acero de alta resistencia se puede ver que el diagrama esfuerzo-deformación no tiene un escalón de relajamiento perfectamente definido de la zona elástica se pasa en forma continua a la zo-

na de deformación plástica. Se establece entonces un límite convencional de fluencia de la siguiente forma (Fig. 4.2.2.2).

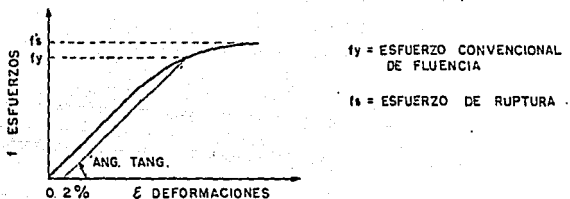


FIG. 4.2.2.2

Un hecho importante de los aceros de alta resistencia es que cuando éste ha sido sometido a un esfuerzo mayor que el esfuerzo de fluencia en una segunda sollicitación, éste no presenta ninguna deformación plástica hasta llegar al mismo esfuerzo, por lo que su límite elástico se eleva, este aumento del esfuerzo está limitado a un 10% como máximo del límite elástico.

Otro hecho importante es el que representa el acero en el estado de ruptura, es importante que tenga un cierto alargamiento para evitar una ruptura violenta sin el aviso de grandes deformaciones, este alargamiento varía en función de la longitud, a mayor longitud el porcentaje de alargamiento disminuye.

En México, la única fábrica que produce acero para presfuerzo es CAMESA (Cables Mexicanos, S.A.).

Tendones disponibles en México	Alambres	2 mm ϕ , 5 mm ϕ , 7 mm ϕ
	Cables	7 ϕ 7 mm, 12 ϕ 7 mm, 18 ϕ 7 mm
	Torones	3/8" ϕ , 1/2" ϕ , 5/8" ϕ

La calidad de los aceros de presfuerzo se establece por dos números separados por una diagonal.

El primero es $f's$ en kg/mm^2

El segundo es f_y en kg/mm^2

CAMESA fábrica establece lo siguiente:

Para alambres:	ϕ 2 mm	220/190
	ϕ 5 mm	150/120
	ϕ 7 mm	
Para torones:	1/2" ϕ	165/150
	3/8" ϕ	
	5/8" ϕ	
Acero "170 K" (Torones)		190/175

Se llama tendón a cualquier elemento que al tensarse introduce compresión en el concreto.

Alambre es un elemento liso de sección circular.

Cable es un conjunto de alambres rectos en torno a un núcleo (fig.

4.2.2.3).

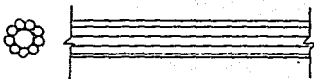


FIG. 4.2.2.3

Torón es un conjunto de alambres trenzados entre sí, con un alambre central de mayor diámetro, los alambres exteriores pueden ser distanciados (torones abiertos), o tocarse (torones cerrados), -- siendo una de las características del torón el ángulo de hélice -- con su paso h correspondiente (fig. 4.2.2.4)

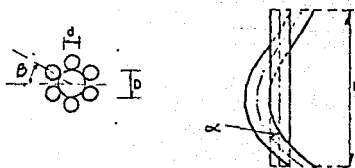


FIG. 4.2.2.4

4.3.- SISTEMAS DE ANCLAJE

Los anclajes son la principal dificultad para aplicar el presfuerzo. Deben ser suficientemente resistentes y con un preciso control de calidad. En la actualidad existen numerosos procedimientos para aplicarlos, sin embargo, los principales sistemas de anclaje se realizan generalmente de la siguiente forma:

- a).- Mediante cuñas que por fricción amordazan los tendones.
- b).- Mediante el apoyo directo de cabezas de los tendones contra una placa que les impide desplazamientos.
- c).- Por adherencia mediante el desarrollo del tendón en forma de

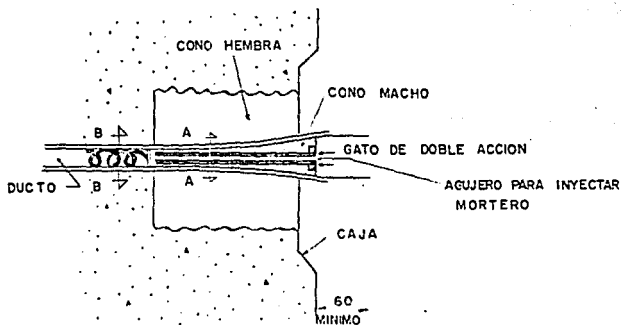
lazos o bucles.

A continuación se mencionarán algunos de los sistemas comerciales disponibles en México.

4.3.1.- Anclajes móviles

4.3.1.1.- Sistema Freyssinet (Francia)

Emplea un cono hembra dentro del cual se acomodan los alambres que se sujetan por un cono macho introducido a presión. Estos alambres están dispuestos alrededor de un resorte de gran paso que tiene por finalidad fijar los alambres entre el cono hembra y el cono macho, esta parte del anclaje es muy importante ya que cuando este sistema se aplica en el postensado, los alambres por tener forma curva tienden a agruparse de un solo lado, siendo necesario que estos se conserven como se indica en la fig. 4.3.1.A., corte B.B, para así facilitar la inyección del mortero.




CORTE A - A


CORTE B - B

FIG. 4.3.1. A

a).- Cono hembra.- Estos conos en un principio eran de acero, ahora son de concreto (mejor adherencia, menor susceptibilidad de corrosión), tiene un hueco central de forma cónica con una pendiente 1:8; la pared interior del hueco lleva un zuncho de pequeño paso de acero de alta resistencia, y la pared exterior lleva otro zuncho de acero menos resistente. La superficie exterior de este cilindro tiene forma ondulada, con el fin de garantizar una buena unión con el concreto vaciado en sitio.

b).- Cono macho.- Formado también de concreto de alta resistencia concéntrico con el cono hembra y dimensionado de tal manera que queda espacio suficiente para que puedan colocarse los -- alambres entre ambos conos. Tiene un orificio longitudinal para realizar la inyección del mortero después de que se han tensado los alambres, las ranuras exteriores que tiene este cono (fig. 4.3.1.A corte A-A) sirven como guías para el acero de presfuerzo.

Estando ya fijados los alambres por medio del cono se puede quitar el gato, se cortan los alambres salientes y por último se doblan para sellar el anclaje (fig. 4.3.1.B).

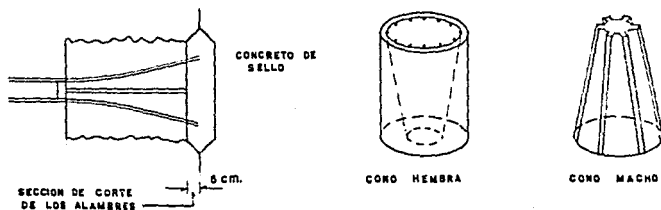


FIG. 4.3.1. B

4.3.1.2.- Sistema B.B.R.V. (Suiza)

En este sistema cada alambre se apoya mediante un botón en el cilindro de anclaje, los hilos son anclados en un cilindro hueco que contiene para cada hilo un orificio, las superficies interior y exterior del cilindro presentan una rosca que abarca toda la altura del elemento. En la rosca interior del cilindro de anclaje se fija una barra de acero. El otro extremo de dicha barra se conecta con el gato hidráulico que mueve el anclaje hacia afuera, tensando de esta manera los alambres (fig. 4.3.1.C).

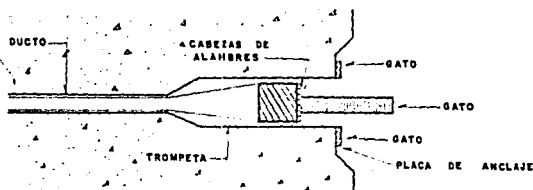


FIG. 4.3.1.C.

Una vez movido el cilindro de anclaje, éste queda fijado en su posición correcta por medio de una tuerca atornillada por el lado exterior de la cabeza móvil y apoyada sobre una placa de acero, teniendo la función de distribuir la presión alta entre tuerca y placa, para tener una menor compresión entre placa y concreto, posteriormente se inyecta mortero y se sella con concreto (fig.4.3.1.D)

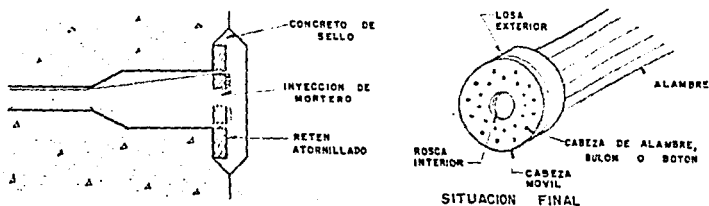
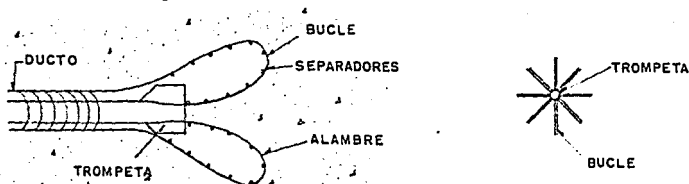


FIG. 4.3.1.D

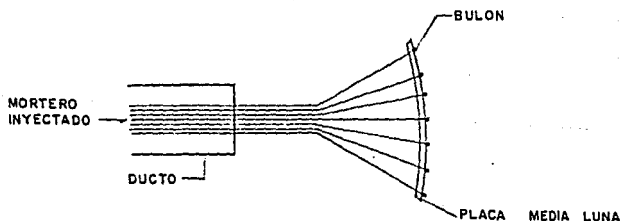
4.3.2.- Anclajes fijos

Por razones constructivas, es necesario en muchas ocasiones pretensar el cable de un solo lado, anclando el otro extremo (extremo fijo), en el concreto ya endurecido. Los anclajes fijos pueden ser igual a los móviles pero bloqueados de antemano, y pueden también trabajar por adherencia.

4.3.2.1.- Anclaje de bucle



4.3.2.2.- Anclaje media luna.



4.4.- PERDIDAS EN EL PRESFUERZO

Llamamos presfuerzo inicial al que se introduce al tensar los tendones.

Presfuerzo efectivo es el que actúa en la sección de concreto a un largo plazo.

Presfuerzo efectivo = presfuerzo inicial - pérdidas.

Las pérdidas en el presfuerzo son de 2 tipos, las instantáneas y las diferidas a largo plazo.

Pérdidas	Instantáneas	Acortamiento elástico
		Fricción
		Deslizamiento de anclaje
	Diferidas	Contracción del concreto
		Escurrimiento plástico del concreto
		Relajación del acero

Es importante realizar una correcta valuación de las pérdidas ya que:

- a).- Subestimar pérdidas conduce a una posibilidad de agrietamiento no prevista y a flechas excesivas.
- b).- Sobreestimar pérdidas conduce a contraflechas excesivas. Para ello nos apoyaremos en las normas AASHTO 1977.

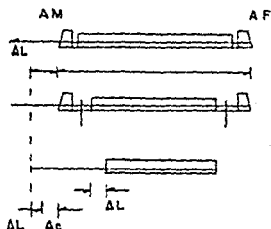
4.4.1.- Pérdidas de tensión por deformación en el concreto

4.4.1.1.- Pérdida por acortamiento elástico.

El concreto se acorta por efecto de la precompresión, el acorta---

miento disminuye el alargamiento de los tendones y reduce la tensión en éstos.

a).- Elementos pretensados



L = Alargamiento inicial del acero

c = Pérdida de esfuerzo en el tendón

$\Delta L - \Delta c$ = alargamiento efectivo del tendón

Para valorar estas pérdidas las normas AASHTO especifica la siguiente fórmula:

$$AE = \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cr}$$

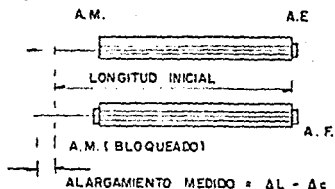
Donde: AE = Pérdida por acortamiento elástico en MPa.

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

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

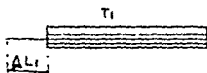
f_{cr} = Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia. En kg/cm^2 .

b)- Elemento postensado

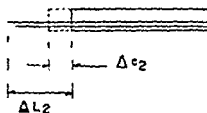


La tensión en el tendón se controla midiendo el alargamiento de dicho tendón. Este alargamiento ya incluye el acortamiento del concreto, por lo que si tenemos un solo tendón, no debemos considerar la pérdida de acortamiento elástico si tensamos varios tendones:

Tensamos el primero

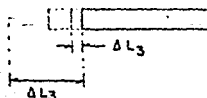


Tensamos el segundo



Al tensar el segundo producimos un acortamiento en el concreto $\Delta \epsilon_2$ que afloja al primero y le produce una caída de esfuerzo.

Tensamos el tercero



ΔL_3 representa el acortamiento en el concreto que afloja a los tendones 1 y 2.

Los tendones se siguen tensando sucesivamente hasta llegar al nten don (último), que produce un acortamiento ΔC_n que afloja el 1, 2, 3, ... $n-1$ tendones.

Se observa que al primer tendón se le acumulan $(n-1)$ pérdidas y - al último cero, sino se retensa (como es lo más frecuente). La - pérdida por acortamiento elástico se valúa según las normas AASHTO por:

$$AE = \frac{n-1}{2n} \frac{E_s}{E_c} f_{cr}$$

Donde: AE = pérdida promedio en MPa

n = número de tendones iguales tensados uno tras otro

f_{cr}/n = esfuerzo que causa cada cable

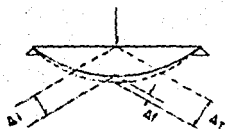
La pérdida en el primer tendón será:

$$AE_1 = (n-1) \frac{f_{cr}}{n} \frac{E_s}{E_{c1}}$$

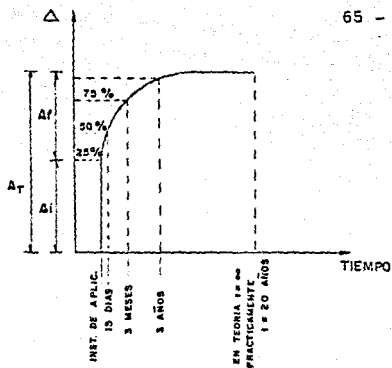
y en el último igual a cero.

4.4.1.2.- Pérdida por deformación diferida.

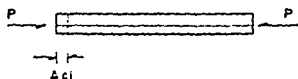
La deformación diferida obedece al escurrimiento plástico del concreto (CREEP).



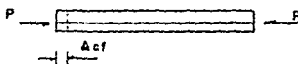
- Δ_i = DEFORMACION INSTANTANEA
 Δ_f = DEFORMACION DIFERIDA
 Δ_t = DEFORMACION TOTAL



En un elemento presfuerzo aplicamos al concreto una carga que lo comprime



Al aplicar la carga el elemento se acorta en una deformación Δ_{ci} (instantánea) al actuar la carga mucho tiempo la deformación aumenta Δ_{cf} (deformación diferida).



Δ_{cf} produce en todos los tendones una pérdida de presfuerzo. La pérdida por escurrimiento plástico es función de f'_c , del tipo de agregado, del procedimiento de carga, etc.

En condiciones normales y para $f'_c \approx 300 \text{ kg/cm}^2$, las pérdidas pueden valuarse según las normas AASHTO por:

$$CR_c = 12 f_{cr} - 7 f_{cd}$$

donde: U_{1c} = pérdida por escurrimiento plástico del concreto en MPa

f_{cd} = esfuerzo de compresión del concreto en el centro de seguridad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total, excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.

4.4.1.3.- Pérdida por contracción de fraguado (Shrinkage)

Al fraguar el concreto se produce una reacción química entre el agua y el concreto, el concreto pierde agua y se enjuta. El acortamiento resultante produce una pérdida de tensión en los cables que se valúa según AASHTO por:

$$C_c = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$$

b).- Elementos postensados

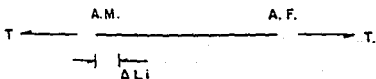
$$C_c = 0.8C (117.21 - 1.034 \text{ HR})$$

donde: C_c = pérdida por contracción de fraguado en MPa

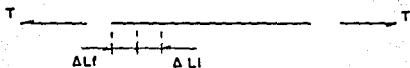
HR = promedio de la humedad relativa anual en por ciento (fig. 1.6.7 de las normas AASHTO).

4.4.1.4.- Pérdida por relajación del acero

Esta pérdida obedece a la deformación diferida del acero, si le aplicamos a un alambre una tensión obtenemos de inmediato una deformación



Si T actúa por largo tiempo la deformación crece



ΔT = deformación total = $\Delta L_f + \Delta L_i$

ΔL_i = deformación instantánea

ΔL_f = deformación diferida

En un elemento presforzado



Al alargarse el tendón en ΔL_f como los anclajes están fijos (A.M. y A.F.), el tendón se cuelga, aflojándose y perdiendo esfuerzo. Esta pérdida es pequeña y ocurre en unas cuantas horas, para valorarla, la AASHTO especifica:

a).- Elementos pretensados (torones de 1724 a 1862 MPa).

$$CR_S = 137.9 - 0.4 AE - 0.2 (CC - CR_C)$$

b).- Elementos postensados (torones de 1724 a 1862 MPa)

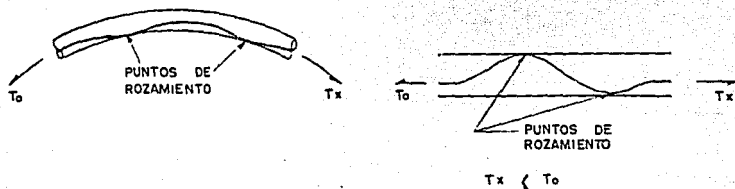
$$CR_S = 137.9 - 0.3 FR - 0.4 AE - 0.2 (CC + CR_C)$$

4.4.2.- Pérdidas en el acero

4.4.2.1.- Pérdidas por fricción

La tensión que se aplica en los tendones se pierde parcialmente a lo largo de ellos por efecto de la fricción.

La fricción se desarrolla por efectos de curvatura y por efecto, de desalineamiento longitudinal.

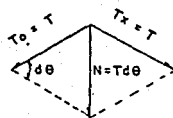
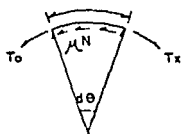


T_0 = esfuerzo en el extremo en que se jala el tendón.

T_x = esfuerzo en el extremo opuesto (cualquier punto del cable).

Fricción por curvatura

Llamando μ a la pérdida de fricción unitaria cuando el cambio de curvatura es 1 radial



$$dT = \mu N$$

$$dT = \mu T d\theta$$

$$dr/r = \mu d\theta; \int_{T_0}^{T_x} \frac{dT}{T} = \int_{T_0}^{T_x} \mu d\theta$$

$$\log T_x - \log T_0 = \mu \theta$$

$$T_x/T_0 = e^{-\mu \theta}$$

$$T_x = T_0 e^{-\mu \theta}$$

En forma análoga llamando K a la fricción por unidad de longitud y L a la distancia entre T_0 y T .

$$T_x = T_0 e^{-KL}$$

Combinando los dos efectos

$$T_x = T_0 e^{-(\mu\theta + KL)}$$

Si el valor de $-(\mu\theta + KL) < 0.30$, la AASHTO especifica la siguiente fórmula:

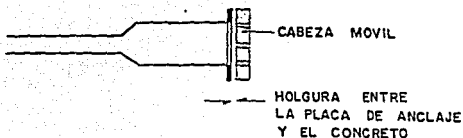
$$T_x = \frac{T_0}{1 + \mu\theta + KL}$$

Los valores de μ y K se determinan en forma experimental. Para obras importantes hay que comprobarlos en el sitio. Para fines de diseño la AASHTO especifica los siguientes valores dependiendo del tipo de acero y ducto.

Tipo de Acero	Tipo de ducto	μ	k/m
Alambre o torones sin galvanizar	Forro de metal pulido	0.30	0.0066
	Forro de metal galvanizado	0.25	0.0049
	Engrasado o recubierto con asfalto y forrado	0.30	0.0066
	Rígido galvanizado	0.25	0.0007
Barras de alta Resistencia	Forro de metal pulido	0.20	0.0010
	Forro de metal galvanizado	0.15	0.0007

Pérdidas por deslizamiento de anclaje

Al retirar el gato de anclaje móvil el dispositivo de anclaje que bloqueará a los tendones experimenta un pequeño desplazamiento - que ocasiona una pérdida de tensión en el acero.



Valores promedio para el desplazamiento de anclaje

Sistema Freyssinet	=	7 mm.
Sistema Stronghold	=	4 mm
Sistema B.B.R.V.	=	2 mm

4.5.- Diseño por flexión

Se han desarrollado dos métodos de diseño estructural:

- a).- Por esfuerzos admisibles.
- b).- Por resistencia última.

El primero considera que los materiales tienen un comportamiento elástico. El segundo toma en cuenta su comportamiento inelástico.

En concreto presforzado es usual diseñar con los dos métodos.

Con el primer método se revisa la seguridad de cada una de las etapas de construcción, con el segundo la seguridad final.

Diseño por esfuerzos admisibles



I = momento de inercia

Y_s = distancia de la fibra superior del
C. de G.

Y_i = distancia de la fibra inferior del
C. de G.

$S_s = I/Y_i$ = módulo de sección inferior

- F_1 = esfuerzo producido por el momento flexionante debido a cargas gravitacionales cuando se aplica el presfuerzo.
- f_2 = esfuerzo producido por el momento flexionante debido a cargas permanentes (sin incluir el peso propio) + carga viva.

Etapas de carga

- 1.- Presfuerzo inicial + peso propio
- 2.- Presfuerzo efectivo + peso propio + total de carga permanente.
- 3.- Presfuerzo efectivo + peso propio + total de carga permanente + carga viva.

Requerimientos (en la sección)

1.- Fibra superior

Presfuerzo inicial + $f_1 \leq$ esfuerzo de tensión inicial permisible

2.- Fibra inferior

Presfuerzo inicial + $f_1 \leq$ esfuerzo de compresión inicial permisible

3.- Fibra superior

Presfuerzo en efectivo + $f_1 + f_2 \leq$ esfuerzo de compresión permanente permisible.

4.- Presfuerzo en efectivo + $f_1 + f_2 \leq$ esfuerzo de tensión permanente permisible.

Esfuerzos admisibles en el concreto (según AASHTO)

Esfuerzos de compresión admisibles

	Pretensados	Postensados
Iniciales	0.60 f'_{ci}	0.55 f'_{ci}
permanentes	0.4 f'_c	0.4 f'_c

Esfuerzos de tensión admisibles

	Pretensados	Postensados
Iniciales	1.99 f'_{ci}	1.99 f'_{ci}
permanentes	1.6 f'_c	1.6 f'_c

Esfuerzos admisibles en el acero de presfuerzo

Al tensar = 0.8 f'_s

Al anclar = 0.7 f'_s

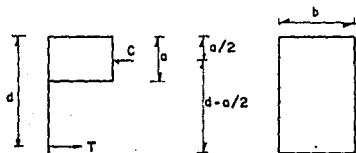
Efectivo = 0.6 f'_s

4.6.- Esfuerzo de agrietamiento

Este esfuerzo define la aparición de la primera grieta, momento en el que la sección deja de ser homogénea y en el que empieza a comportarse como una sección de concreto reforzado para concretos de peso común, este esfuerzo vale $2 \sqrt{f'c}$; para concretos ligeros $1.4 \sqrt{f'c}$.

4.7.- Método de resistencia a la ruptura

En este método se considera que no hay proporcionalidad entre esfuerzo y deformación, la distribución de esfuerzos en la zona comprimida de la viga se considera rectangular, al igual que para el concreto reforzado.



Por equilibrio de fuerzas

$$C = T$$

$$0.85 f'c a b = A_s f_s ; a = A_s f_s / b 0.85 f'c$$

$$MUR = C \cdot \text{Brazo} = T \cdot \text{brazo} \therefore \text{Brazo} = d - a/2$$

$$MUR = A_s f_s (d - a/2) = A_s f_s d (1 - A_s f_s / 1.7 b d f'c)$$

$$\text{Como: } P = A_s / b d \text{ y } q = P f_s / f'c$$

$$MUR = A_s f_s d (1 - 0.59 q)$$

De lo anterior se deduce la fórmula especificada por las normas

ASISTO para valuar el momento último resistente:

$$MUR = A*s f's d (1 - 0.59 q)$$

Para secciones con patín, el momento resistente se calculará por:

$$MUR = Asr f'su d (1 - 0.6 Asr f'su / b'df'c) + 0.85 f'c (b - b') t (d - 0.5t)$$

Siempre $t < 1.4 dp * f'su / f'c$

Para tendones adheridos

$$f'su = f's (1 - 0.5 p * f's / f'c)$$

Para tendones no adheridos:

$$f'su = f_{sc} + 1060 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Donde: $p*$ = porcentaje de acero de refuerzo

$A*s$ = área de acero de presfuerzo

$Asr = A*s - Asf =$ área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión del alma de una sección con patín

$Asf = 0.85 f'c (b - b') t / f'su =$ área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión de la parte del patín sobresaliente

$f's$ = resistencia última del acero de presfuerzo

$f'su$ = esfuerzo medio en el acero de presfuerzo en la carga última

Las expresiones anteriores para valuar el momento último resistente consideran que en la sección la ruptura ocurre por falla del

acero, esto se cumple si:

$$q = \frac{P^* f^* s_u}{f'c} \leq 0.30 \text{ (secciones rectangulares)}$$

$$q = A_s r \frac{f^* s_u}{b' d f'c} \leq 0.30 \text{ (secciones con patín)}$$

Si q es mayor que 0.30 la ruptura ocurre por falla del concreto y el momento de diseño por flexión, no será mayor que:

$MUR = 0.25 f'c b d^2$ para secciones rectangulares ó

$MUR = 0.25 b' d^2 f'c + 0.85 f'c (b - b') t (d - 0.5t)$ para secciones con patín

La falla del acero, por ser dúctil es preferible a la del concreto que es frágil.

El momento último resistente debe ser mayor que el momento último que producen las cargas. Este momento último se obtiene incrementando las cargas de servicio en factores de carga.

Los factores de carga están proporcionados por la tabla 1.2.22 de las normas AASHTO y varían según:

- La certidumbre del conocimiento del valor de la carga
- La probabilidad de la ocurrencia de una combinación de carga que para nuestro caso es la siguiente:

$$M_u = \gamma \left[\rho_{r,m} (M_{c,m}) + \rho_{c,v} (M_{c,v} + I) \right]$$

Donde: M_u = momento último actuante

$M_{c,m}$ = momento por carga muerta

$M_{c.v}$ = momento por carga viva

γ = factor de carga

$\beta_{c.m}$ = coeficiente por carga muerta

$\beta_{c.v}$ = coeficiente por carga viva

4.8.- Esfuerzo cortante

Para resistir los esfuerzos por tensión diagonal se colocará acero de refuerzo, perpendicular al eje del elemento. El área de refuerzo en el alma según AASHTO será:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2 f_y J_d} > 7 b' s / f_y$$

Donde: V_u = cortante último actuante

$$V_u = \frac{\gamma}{\phi} \left[\beta_{c.m} (V_{c.m}) + \beta_{c.v} (V_{c.v} + I) \right]$$

La resistencia al cortante del concreto se calculará como:

$$V_c = 0.06 f'c b' J_d < 12.6 b' J_d$$

Donde: b' = ancho del alma de un elemento con patines

j = relación de la distancia entre los centroides de compresión y tensión al peralte d

El presfuerzo del alma podrá consistir de:

- a) Estribos perpendiculares al eje del elemento.
- b) Malla soldada con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.

El espaciamiento del refuerzo del alma no excederá de 3/4 del pe--

ralte del elemento.

Al diseñar el refuerzo del alma de una viga simplemente apoyada -- que soporte cargas móviles, se recomienda analizar también el cortante en el centro del claro.

4.9.- Cortante horizontal

Para evitar la separación entre trabe y losa y para transmitir el cortante a lo largo de la superficie de contacto entre estos dos elementos, la AASHTO especifica las siguientes normas:

a).- Transferencia del cortante

Puede considerarse que la transferencia del cortante último horizontal es completa cuando las superficies de contacto están limpias y artificialmente rugosas, y cuentan con un mínimo de estribos conectores verticales que cumplen con los requisitos del inciso (C).

b).- Capacidad por cortante

En lugar de aplicar los requisitos del inciso (C), el esfuerzo cortante último horizontal puede calcularse por medio de la fórmula $v = V_u Q / I_b$. Para garantizar la resistencia por esfuerzo cortante calculado, a continuación se dan los valores de capacidad por cortante que deben considerarse en las superficies de contacto:

Cuando el estribo de acero cumpla con los requisitos del inciso (C) 5 kg/cm²

Cuando además de cumplir con los requisitos del inciso (C), las superficies de los elementos precolados, sean limpias e intencionalmente rugosas 21 kg/cm²

En adición a los valores anteriores, un porcentaje de la superficie de contacto de cada estribo que cruce la junta y que exceda las limitaciones mínimas del inciso (b) 10.5 kg/cm²

c).- Conectores o estribos verticales

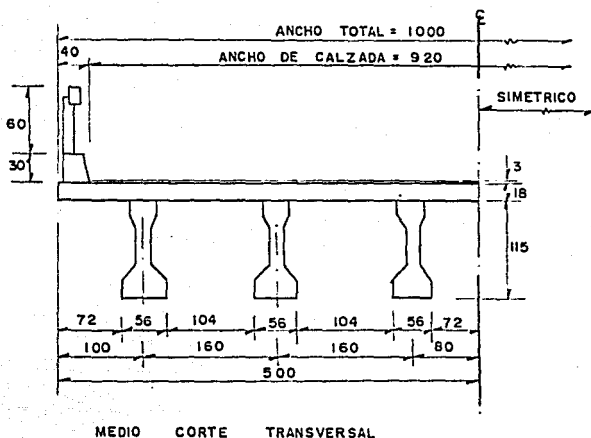
Todo el refuerzo del alma de la viga deberá prolongarse dentro de la losa de piso colada en el lugar. El área mínima de refuerzo vertical no será menor que el área de dos varillas del No. 3, espaciadas a cada 30 cm. El espaciamiento de los estribos verticales no deberá ser mayor que cuatro veces el espesor medio del patín de la losa que forma la sección compuesta y en ningún caso mayor que 61 cm.

C A P I T U L O V

ALTERNATIVA DE CONCRETO PRESFORZADO (PRETENSADO)

5.1.- DIMENSIONES GENERALES

Se propone la siguiente sección transversal.



**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Datos de proyecto

Claro

20.0 ,

Ancho de calzada

9.20 m

Ancho total

10.00 m

Garga móvil tipo

HS-20

Concreto en trabes

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

Concreto en losa

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

Acero de presfuerzo

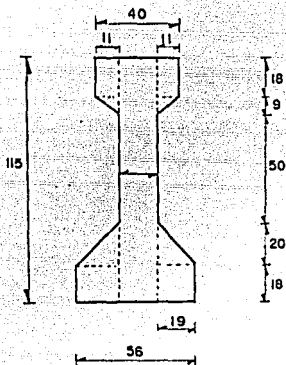
torones 1.27 ϕ de L.R. $\geq 19000 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo
Especificaciones

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
AASHTO

Trábes

Se tendrán las siguientes dimensiones



5.2.- CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

a)- Sección sola

Parte	Area	y	A·y	d ²	A·d ²	I _o
1	396	106	41976.0	3002	1188769.9	10692
2	99	94	9306.0	1831	181267.4	445.5
3	2070	57.5	119025.0	39.5	81897.7	2281312
4	380	24.667	9373.33	704.4	267728.4	8444
5	684	9	6156.0	1781	1218671.9	18468
	3629		185836.33		2938335.3	2319361.5

$$\gamma_1 = 51.21 \text{ cm}$$

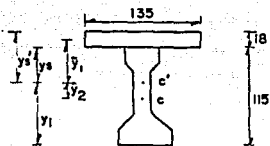
$$\gamma_s = 63.79 \text{ cm}$$

$$I = A \cdot d + \sum I_o = 5257697 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = I / \gamma_1 = 102670 \text{ cm}^3$$

$$S_s = I / \gamma_s = 82422 \text{ cm}^3$$

b).- Sección compuesta



b =
(la menor
dimensión
de)

Longitud c.a.c. entre
trabes = 160

Claro/4 = 2000/4 = 500

b' + 12t = 40 + 12 (18)
= 256

Rige b = 160 cm

Por ser el módulo de elasticidad de la losa y la trabe diferentes, se tomará una longitud ficticia para el cálculo del momento de inercia.

$$b = 160 \sqrt{\frac{250}{350}} = 135 \text{ cm}$$

Sección	Area (m ²)	γ_s (m)	A γ_s (m ³)	$\bar{\gamma}$ (cm)	A $\bar{\gamma}^2$ (m ⁴)	I _o (m ⁴)
1	0.243	-0.09	- 0.02187	0.436	0.0461933	0.0006501
2	0.3629	0.6379	0.23149	0.2919	0.0309211	0.0525770
	0.6059		0.20962		0.0771144	0.0532331

$$Y_s = A \cdot Y_s / Y_s = 0.20962 / 0.6059 = 0.346 \text{ m}$$

$$Y_1 = 1.15 - Y_s = 1.15 - 0.346 = 0.806 \text{ m}$$

$$Y'_s = Y_s + t = 0.346 + 0.18 + 0.526 \text{ m}$$

$$I \text{ total} = A^2 + \sum I_o = 0.0771144 + 0.0532331 + 0.1303475 \text{ m}^4$$

$$S_s = I \text{ total} / Y_s = 0.3767269 \text{ m}^3$$

$$S_1 = I \text{ total} / Y_e = 0.1617215 \text{ m}^3$$

$$S'_s = I \text{ total} / Y'_s = 0.2478089 \text{ m}^3$$

5.3.- EVALUACION DE CARGAS

5.3.1.- Carga muerta

a).- Peso propio

$$W_1 = A \cdot W_{\text{concreto}} = 0.3629 (2.4) = 0.871 \text{ ton/m}$$

$$M_1 = \frac{W L^2}{8} = \frac{0.871 (20)^2}{8} = 43.55 \text{ ton.m/trabe}$$

$$V_1 = \frac{W L}{2} = 0.871 (10) = 8.71 \text{ ton/trabe}$$

b).- Peso de la losa

$$W_2 = 1.60 (0.18) (2.4) = 0.6912 \text{ ton/m}$$

$$M_2 = \frac{W L^2}{8} = \frac{0.6912 (20)^2}{8} = 34.56 \text{ ton.m/trabe}$$

$$V_2 = \frac{W L}{2} = 0.6912 (10) = 6.912 \text{ ton/trabe}$$

c).- Carga muerta adicional

$$\text{Guarnición} \quad (0.30) (0.30) (2.4) (2) = 0.432$$

$$\text{Parapeto} \quad (0.15) (2) = 0.30$$

$$\text{Carpeta asfáltica} \quad 9.2 (0.10) (2.2) = 2.024$$

$$2.756 \text{ ton/m}$$

$$W3 = \frac{2.756}{6} = 0.459 \text{ ton/m/trabe}$$

$$M3 = \frac{WL^2}{8} = \frac{0.459 (20)^2}{8} = 22.95 \text{ ton.m/trabe}$$

$$V3 = \frac{WL}{2} = 0.459 (10) = 4.59 \text{ ton/trabe}$$

5.3.2.- Carga móvil HS-20 (según normas AASHTO)

a).- Impacto. Es un incremento de la carga viva y se da en porcentaje. (Máximo 30%) y se determina con la fórmula siguiente:

$$I = \frac{15.24}{L+38}$$

L = Longitud del claro entre centros de apoyo en metros.

$$I = \frac{15.24}{20+38} = 0.2027 < 30\%$$

b).- Factor de concentración (F.C.)

Representa una distribución de las cargas por ruedas en las traves.

La AASHTO especifica que en ningún caso la capacidad de carga de una trabe exterior será menor que la de una interior.

De la tabla 1.3.1(B) de la AASHTO para pisos de concreto y traves de concreto presforzado:

$$F.C. = \frac{S}{1.68}$$

S = espaciamento promedio entre traves

$$F.O. = \frac{1.60}{1.68} = 0.9524/\text{rueda} = 0.4762/\text{carril}$$

Delapéndice "A" de la AASHTO

Para un claro de 20 m

$$M.C.v = 125.39 \text{ ton.m/carril}$$

$$V.C.v = 28.04 \text{ ton/carril}$$

De donde:

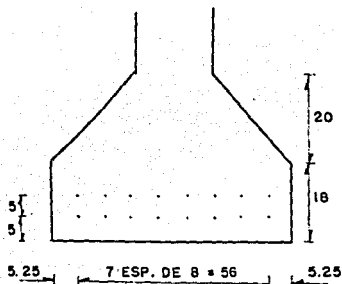
$$M.C.v+I = 125.39 (1.2623) (0.4762) = 75.4 \text{ ton.m/trabe}$$

$$V.C.v+I = 28.04 (1.2623) (0.4762) = 16.86 \text{ ton/trabe}$$

5.4.- PRESFUERZO

Se propone presforzar cada trabe con 16 torones de 1/2" ϕ
($f's = 19000 \text{ kg/cm}^2$) tensados a una fuerza de 0.6 $f's$ efectiva.

$$T = 0.60 (f_y) (A_s) = 0.60 (19) (0.987) = 11.2518 \text{ ton/torón}$$



CARGA TOTAL DE PRESFUERZO

$$T = 11.2518 (16) = 180.03 \text{ ton}$$

$$e = Y_1 - Y = 0.5121 - 0.075 = 0.4371 \text{ m}$$

Esfuerzos por presfuerzo permanente

$$f_s = \frac{T}{A} - \frac{T(e)}{-I} = 18003 \frac{1}{0.3629} - \frac{0.4371}{0.082422} = 458.64 \text{ ton/m}$$

$$f_i = \frac{T}{A} + \frac{T(e)}{I} = 180.03 \left[\frac{1}{0.3629} + \frac{0.4371}{0.102670} \right] = 1262.5 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

Se suponen pérdidas por un 25%

$$f_{s1} = 458.64 (1.25) = - 573.3 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{i1} = 1262.5 (1.25) = 1578.1 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de esfuerzos en el centro del claro

Considerando los momentos por cargas calculados y las características geométricas de la trabe, se tendrá:

Esfuerzos permanentes

Carga	f _s (ton/m ²)		f _i (ton/m ²)		f' _s (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso propio	528.4		-424.4			
Presfuerzo	-458.6	69.8	1262.5	838.1		
Losa	419.7	489.1	-336.6	501.5		
C.M.nelle.	60.9	550.0	-141.9	359.6	92.6	
C.V.I	200.1	750.1	-466.0	-106.4	304.1	396.7

Esfuerzos permisibles según las normas AASHTO

$$\text{Tensión } 1.6 \sqrt{f'c} = 1.6 \sqrt{350} = 299 \text{ ton/m}^2 > 106.4 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Compresión } 0.4 f'c = 0.4 (350) = 1400 \text{ ton/m}^2 > 750.1 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos temporales previos a las pérdidas

$$f_{s1} = 528.4 - 573.3 = - 44.9 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{i1} = 424.4 + 1578.1 = 1153.7 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos admisibles según las normas AASHTO

Las trabes pueden tensarse cuando la resistencia del concreto es $0.75 f'c$, por lo que:

$$f_{c1} = 0.75 (350) = 263 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Compresión} = 0.60 f'c_1 = 0.60 (263) = 2578 \text{ ton/m}^2 > 1153.7 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tensión} = 1.99 \sqrt{f'c} = 1.99 (\sqrt{263}) = 322.7 \text{ ton/m}^2 > 44.9 \text{ ton/m}^2$$

5.5.- PERDIDAS DE TENSION POR DEFORMACION EN EL CONCRETO

"Según las especificaciones AASHTO"

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s$$

Donde:

Δf_s = Pérdida total de tensión por deformación en el concreto en MPa

CC = Pérdida por contracción del concreto en MPa

AE = Pérdida por acortamiento elástico en MPa

CR_c = Pérdida debida al escurrimiento plástico del concreto en MPa

CR_s = Pérdida por relajación del acero en MPa

5.5.1.- Pérdidas por contracción de fraguado

$$C_e = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$$

HR = promedio de la humedad relativa anual en porciento = 50%

$$CC = 117.21 - 1.034 (50) = 65.5 \text{ MPa}$$

$$CC = 643 \text{ kg/cm}^2$$

5.5.2.- Pérdida por acortamiento elástico

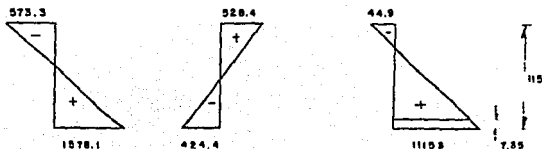
$$AE = \frac{E_s}{E_{c1}} f_{cr}$$

E_s = módulo de elasticidad del acero = $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

E_{c1} = módulo de elasticidad del concreto en la transferencia del esfuerzo

$$E_{c1} = 15000 \sqrt{f'_{c1}} = 15000 \sqrt{262.5} = 243028 \text{ kg/cm}^2$$

F_{cr} = esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.



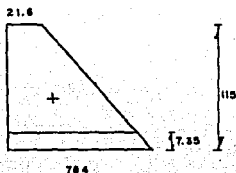
$$f_{cr} = \left[\frac{\left[\frac{1153.0 (1.15)}{1153.0 + 44.9} \right] - 0.0735}{\frac{1153.0 (1.15)}{1153.0 + 44.9}} \right] 1153.0 = 1076.4 \text{ ton/m}^2$$

$$AE = \frac{2.1 \times 10^6}{243028} (1076.4) = 930.1 \text{ kg/cm}^2$$

5.5.3.- Pérdida por escurrimiento plástico del concreto

$$CRc = 12 fcr - 7 fcd$$

Donde: fcd = esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.



$$fcd = 21.6 + \frac{(784 - 21.6) (1.15 - 0.0735)}{1.15}$$

$$fcd = 735 \text{ ton/m}^2$$

$$CRc = 12 (1076.4) - 7 (735.3) = 7769.9 \text{ ton/m}^2 = 777 \text{ kg/cm}^2$$

5.5.4.- Pérdida por relajación del acero

$$CRs = 137.9 - 0.4 AE - 0.2 (CC + CRc)$$

$$CRs = 137.9 - 0.4 (94.81) - 0.2 (65.5 + 79.2) = 71.0 \text{ MPa}$$

$$CRs = 697.0 \text{ kg/cm}^2$$

5.5.5.- Pérdida total

$$\Delta f_s = 643 + 930.1 + 777 + 697 = 30.47 \text{ kg/cm}^2 = 30.47 \text{ kg/mm}^2$$

5.5.6.- Revisión de esfuerzos y pérdidas de tensión en el acero de presfuerzo.

ESFUERZO PERMANENTE:

$$= \frac{11.2518 (10)}{0.987} = 114 \text{ kg/mm}^2$$

ESFUERZO INICIAL:

$$= 114 + 30.47 = 144.47 \text{ kg/mm}^2$$

ESFUERZO INICIAL ADMISIBLE SEGUN LAS NORMAS AASHTO:

$$= 0.80 (f'_s) = 0.80 (190) = 152 \text{ kg/mm}^2 \\ > 144.47 \text{ kg/mm}^2$$

PORCENTAJE DE PÉRDIDAS:

$$\frac{144.47}{114.0} = 1.267 \approx 1.25 \text{ (supuesta)}$$

5.6.- REVISION POR MOMENTO FLEXIONANTE ULTIMO

(Según las especificaciones AASHTO)

Si el espesor del patín es mayor que $1.4 d_p \cdot f'_{su} / f'_c$

El eje neutro queda contenido dentro del espesor de dicho patín y la sección no considera rectangular.

d = distancia de la fibra más alejada a compresión al centroide de la fuerza de presfuerzo = $133 - 7,35 = 125,65 \text{ cm}$

P^* = porcentaje de acero de presfuerzo

$$P^* = A^*s/bd$$

$$A^*s = \text{área de acero para presfuerzo} = 17 (0.987) = 16.779 \text{ cm}^2$$

$$P^* = 16.779/135 (125.65) = 0.0009892$$

f^*_{su} = Esfuerzo medio en el acero de presfuerzo en la carga última

$$f^*_{su} = f's (1 - 0.5 \frac{P^* f's}{f'c}) = 19000 \left[1 - 0.5 \frac{(0.0009892)(19000)}{350} \right]$$

$$f^*_{su} = 18490 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1.4 d P^* f^*_{su}}{f'c} = \frac{1.4 (125.65) (0.0009892) (18490)}{350} = 9.20 \text{ cm} > 18 \text{ cm}$$

⇒ es viga rectangular

Momento último resistente

$$\text{Mur} = A^*s f^*_{su} d \left[1 - 0.06 \frac{P^* f^*_{su}}{f'c} \right]$$

$$\text{Mur} = 16.779 (18490) (125.65) \left[1 - \frac{0.06(0.0009872)(18490)}{350} \right] =$$

$$\text{Mur} = 388.6 \text{ ton.m}$$

Momento último actuante

(según las especificaciones AASHTO)

$$M_u = \gamma [Q_{cm}(M_{cn}) + Q_{cv}(M_{cv})]$$

De la tabla 12.11 de las especificaciones AASHTO

$$M_u = 1.3 [101.06 + 5/3 (75.37)] = 294.68 \text{ ton.m} < 388.6 \text{ ton.m}$$

"Bien" se aceptan las traveses con el presfuerzo propuesto.

5.7.- LONGITUDES DE DESADHERENCIA DE TORONES

Se considera que el momento por cargas varía parabolicamente y se propone desadherir

- a) 2 torones a 2.8 m a partir del ζ
- b) 2 torones a 4.5 m a partir del ζ
- c) 2 torones a 5.6 m a partir del ζ
- d) 2 torones a 6.6 m a partir del ζ
- e) 2 torones a 7.5 m a partir del ζ

Los seis torones restantes se tensarán en toda la longitud del claro.

5.7.1.- Revisión de la sección a 2.8 m del ζ

$$T = 0.6 (19) (0.987) (14) = 157.5 \text{ ton}$$

$$e = 0.5121 - 0.071 = 0.4407 \text{ m}$$

Esfuerzo permanente para presfuerzo

$$f_s = 157.5 \left[\frac{1}{0.3629} - \frac{0.4407}{0.082422} \right] = 408.1 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 157.5 \left[\frac{1}{0.3629} + \frac{0.4407}{0.10267} \right] = 1110.1 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

$$f_{si} = 1.25 (408.1) = 510.1 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = 1.25 (1110.1) = 1387.6 \text{ ton/m}^2$$

CARGA	A LA DERECHA				A LA IZQUIERDA			
	f_s (ton/m ²)		f_i (ton/m ²)		f_s (ton/m ²)		f_i (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso propio	484.0		- 388.7		484.0		- 388.7	
Presfuerzo	-458.6	25.4	1262.5	873.8	-408.1	75.9	1110.1	721.4
Lcsa	384.0	409.4	- 308.3	565.5	384.0	459.9	- 308.3	413.1
C.M.adic.	55.8	465.2	- 130.0	435.5	55.8	515.7	- 130.0	283.1
C.V. + I	183.3	648.5	- 426.8	8.7	183.3	699.0	- 426.8	-143.7

A la derecha:

$$f_s = 648.5 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 8.7 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

$$f_s = 699 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 143.7 \text{ ton/m}^2 < 299 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales

A la derecha:

$$f_{si} = 484.0 - 573.3 = 89.0 \text{ ton/m}^2 < 322.7 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = -388.7 + 1578.1 = 1189.4 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

$$f_{si} = 484.0 - 510.1 = 26.1 \text{ ton/m}^2 < 322.7 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = -388.7 + 1387.6 = 998.9 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

5.7.2.- Revisión de la sección a 4.5 m del ζ

$$T = 0.6 (19) (0.987) (12) = 135.02 \text{ ton}$$

$$e = 0.5121 - 0.067 = 0.4454$$

Esfuerzo permanente por presfuerzo

$$f_s = 135.02 \left[\frac{1}{0.3629} - \frac{0.4454}{0.082422} \right] = 357.6 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = 135.02 \left[\frac{1}{0.3629} + \frac{0.4454}{0.102670} \right] = 957.8 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

$$f_{si} = 1.25 (- 357.6) = - 447.0 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{li} = 1.25 (957.8) = 1197.2 \text{ ton/m}^2$$

CARGA	A LA DERECHA				A LA IZQUIERDA			
	f_s (ton/m ²)		f_l (ton/m ²)		f_s (ton/m ²)		f_l (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Faso propio	421.4		- 338.5		421.4		- 338.5	
Fresfuerzo	-408.1	13.3	1110.1	771.6	-357.6	63.5	957.8	619.3
Leesa	334.4	347.7	- 268.4	503.2	334.4	398.2	- 268.4	350.9
F.N.adic.	48.6	396.3	- 113.2	390.0	48.6	446.8	- 113.2	237.7
F.V. + I	159.6	555.9	- 371.6	18.4	159.6	606.4	- 371.6	-133.9

A la derecha:

$$f_s = 555.9 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 18.4 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

$$f_s = 606.4 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 133.9 \text{ ton/m}^2 < 299 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales

A la derecha:

$$f_{s1} = 421.4 - 510.1 = -88.7 \text{ ton/m}^2 < 322.7 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{i1} = 338.5 - 1387.6 = 1049.1 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

$$f_{s1} = 421.4 - 447.0 = -25.6 \text{ ton/m}^2 < 322.7 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{i1} = 338.5 + 1197.2 = 858.7 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

5.7.3.- Revisión de la sección a 5.6 m del \bar{c}

$$T = 0.6 (19) (0.987) (10) = 112.5 \text{ ton/m}^2$$

$$e = 0.5121 - 0.06 = 0.4521 \text{ m}$$

Esfuerzo permanente por presfuerzo

$$f_s = 112.5 \left[\frac{1}{0.3629} - \frac{0.4521}{0.082422} \right] = 307.1 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 112.5 \left[\frac{1}{0.3629} + \frac{0.4521}{0.102670} \right] = 805.4 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

$$f_{si} = 1.25 (307.1) = 383.9 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{li} = 1.25 (805.4) = 1006.8 \text{ ton/m}^2$$

CARGA	A LA DERECHA				A LA IZQUIERDA			
	f_s (ton/m ²)		f_i (ton/m ²)		f_s (ton/m ²)		f_i (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso propio	362.7		- 291.3		362.7		- 291.3	
Presfuerzo	- 357.6	5.1	957.8	666.5	- 307.1	55.6	805.4	514.1
Losa	287.8	292.9	- 231.0	435.5	287.8	343.4	- 231.0	283.1
C.N.adic.	41.8	334.7	- 97.4	338.1	41.8	385.2	- 97.4	185.7
C.V. + I	137.3	472.0	- 319.9	18.2	137.3	522.5	- 319.9	- 134.2

A la derecha:

$$f_s = 472.0 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 18.2 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

$$f_s = 522.5 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 134.2 \text{ ton/m}^2 < 299 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales

A la derecha:

$$f_{si} = 362.7 - 447.0 = -84.3 \text{ ton/m}^2 < 322 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = 291.3 + 1197.2 = 905.9 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

$$f_{si} = 362.7 - 383.9 = -21.2 \text{ ton/m}^2 < 322.7 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = 291.3 + 1006.8 = -715.5 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

5.7.4.- REvisión de la sección a 6.6 m del \bar{c}

$$T = 0.6 (19) (8) (0.987) = 90.01 \text{ ton}$$

$$e = 0.5121 - 0.05 = 0.4621 \text{ m}$$

Esfuerzo permanente por presfuerzo

$$f_s = 90.01 \left[\frac{1}{0.3629} - \frac{0.4621}{0.082422} \right] = 256.6 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 90.01 \left[\frac{1}{0.329} + \frac{0.4621}{0.102670} \right] = 653.1 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

$$f_{s1} = 1.25 (-256.6) = 320.8 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{s2} = 1.25 (653.1) = 816.4 \text{ ton/m}^2$$

CARGA	A LA DERECHA				A LA IZQUIERDA			
	f_s (ton/m ²)		f_i (ton/m ²)		f_s (ton/m ²)		f_i (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso propio	298,2		- 239,5		298,2		- 239,5	
Presfuerzo	- 301,7	- 3,5	805,4	511,9	- 256,6	41,6	653,1	413,6
Losa	236,7	233,2	- 190,0	321,9	236,7	278,3	- 190,0	223,6
C.M.adic.	34,4	267,6	- 80,1	241,8	34,4	312,7	- 80,1	143,5
C.V. + I	112,9	380,5	- 263,0	- 21,2	112,9	425,6	- 263,0	- 119,5

A la derecha:

$$f_s = 380.5 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 21.2 \text{ ton/m}^2 < 149.7 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

$$f_s = 425.6 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 119.5 \text{ ton/m}^2 < 299 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales:

A la derecha:

$$f_{si} = 298.2 - 383.9 = - 85.7 \text{ ton/m}^2 < 322.7 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = 239.5 + 1006.8 = 767.3 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

$$f_{si} = 298.2 - 320.8 = - 22.6 \text{ ton/m}^2 < 322.7 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = 239.5 + 816.4 = 576.9 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

5.7.5.- Revisión de la Sección A 7.5 m del ϕ

$$T = 0.6 (19) (0.987) (6) = 67.5 \text{ ton}$$

$$e = 0.5121 - 0.05 = 0.4621 \text{ m}$$

Esfuerzo permanente por presfuerzo

$$f_s = 67.5 \left[\frac{1}{0.3629} - \frac{0.4621}{0.082422} \right] = 192.4 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 67.5 \left[\frac{1}{0.3629} + \frac{0.4621}{0.10267} \right] = 489.8 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

$$f_{si} = 1.25 (- 192.4) = - 240.5$$

$$f_{ii} = 1.25 (489.8) = 612.3$$

CARGA	A LA DERECHA				A LA IZQUIERDA			
	f_s (ton/m ²)		f_i (ton/m ²)		f_s (ton/m ²)		f_i (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso propio	231.2		- 185.7		231.2		- 185.7	
Presfuerzo	- 256.6	- 25.4	653.1	467.4	- 192.4	38.8	489.8	304.1
Losa	183.4	158.0	- 147.3	320.1	183.4	222.2	- 147.3	156.8
C.M.adic.	26.6	184.6	- 62.1	258.0	26.6	248.8	- 62.1	94.7
C.V. + I	87.5	272.1	- 203.9	54.1	87.5	336.3	- 203.9	-109.2

A la derecha:

$$f_B = 272.1 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 54.1 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

$$f_B = 336.3 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 109.2 \text{ ton/m}^2 < 299 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales

A la derecha:

$$f_{Si} = 231.2 - 320.8 = -89.6 \text{ ton/m}^2 < 322.7 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = -185.7 + 816.4 = 630.7 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

A la izquierda:

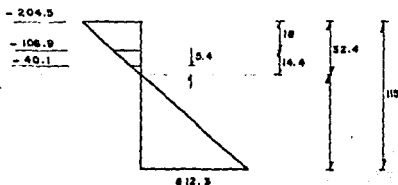
$$f_{Si} = 231.2 - 240.5 = 9.3 \text{ ton/m}^2 < 322.7 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = -185.7 + 612.3 = 426 \text{ ton/m}^2 < 1578 \text{ ton/m}^2$$

5.8.- ACERO DE REFUERZO PARA TOMAR TENSIONES

EN EL PATIN SUPERIOR.

Colocado a 2.5 m a partir de cada extremo de la trabe usando ace ro de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Tomando el esfuerzo al - que trabaje el acero igual $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$ aumentando este es fuerzo en el momento de tensar hasta 3000 kg/cm^2 .



$$T = \frac{240.5 + 106.9}{2} (0.18).4 + \frac{106.9 + 40.1}{2} (0.09) (0.29) + \frac{40.1}{2} (0.054) (0.18)$$

$$T = 14.6 \text{ ton}$$

Area de acero necesaria

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{14.6}{3.0} = 4.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ vrs. } \# 4 = 5.08 \text{ cm}$$

5.9.- RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

5.9.1.- Refuerzo por tensión diagonal

Cortante último actuante (según especificaciones AASHTO)

$$V_u = \frac{V}{\phi} \left[Q \text{ C.M. } (V_{CM}) + Q_{cv} (V_{cv} + I) \right]$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.90} \left[20.21 + 5/3 (16.68) \right] = 69.35 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto

$$V_c = 0.06 f'c b' j d < 12.6 b' j d$$

Donde b' = ancho del alma de un elemento con patines

j = relación de la distancia entre los centroides de compresión y tensión al peralte d

$$V_c = 12.6 (18) (0.9) (1076.65) (10^{-3}) = 21.97 \text{ ton}$$

$$\frac{AV}{S} = \frac{V_u - V_c}{2 f_y j d} = \frac{(69.35 - 21.97) \times 10^3}{2 (4200) (0.9) (1076.65)} = 0.05822 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{AV_{min}}{S} = \frac{V b^3}{f_y} = \frac{V (18)}{4200} = 0.03 \text{ (no rige)}$$

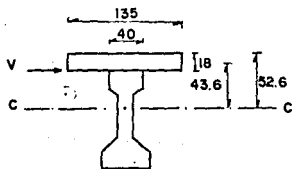
Utilizando estribos # 3 con 3/8" ϕ

$$SEP = \frac{2 (0.71)}{0.05822} = 24 \text{ cm}$$

Se colocarán los estribos centro a centro 20 cm en una longitud de 3.60 m. medida a partir de los ejes de apoyo. Los estribos restantes se colocarán a cada 40 cm.

5.9.2.- Cortante horizontal

Todo el refuerzo del alma de la viga se prolongará dentro de la losa de piso, cumpliendo con los requisitos mínimos especificados por las normas AASHTO. Además las superficies de los elementos precolados serán limpias e intencionalmente rugosas.



Calculando el cortante horizontal en la unión entre losa y trabe

$V = VU Q/Ib$ siendo Q el momento estático del área que se encuentra por encima o por debajo del corte en consideración.

$$Q = 18 (135) (43.6) = 105948 \text{ cm}^3$$

$$VU = 63.35 \times 10^3 \text{ kg}$$

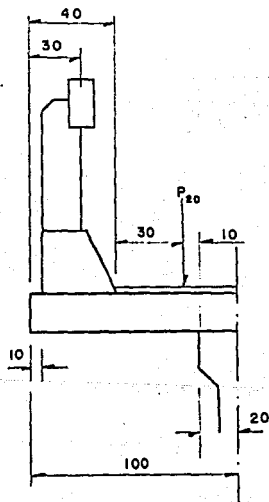
$$I = 13034750 \text{ cm}^4$$

$$V = \frac{(0.35 \times 10^3) (105948)}{(130344750) (40)} = 12.87 \text{ kg/cm}^2$$

Si las superficies entre los elementos están limpias y rugosas
la capacidad por cortante es: $21 \text{ kg/cm}^2 > 12.87 \text{ kg/cm}^2$.

5.10.- DISEÑO DE LA LOSA

5.10.1.- Losa en voladizo



a).- Carga muerta

Parapeto:		$= 0.15 \times 0.70 = 0.105 \text{ ton.m/m}$
Guarnición:	$(0.30) (0.30) (2.4)$	$= 0.22 \times 0.60 = 0.132 \text{ ton.m/m}$
Asfalto:	$(0.40) (0.10) (2.2)$	$= 0.09 \times 0.20 = 0.018 \text{ ton.m/m}$
Losa:	$(0.80) (0.18) (2.4)$	$= 0.35 \times 0.4 = 0.14 \text{ ton.m/m}$
		<u>0.395 ton.m/m</u>

$$\text{MCM} = 0.395 \text{ ton/m}$$

b).- Carga móvil HS-20 (según especificaciones AASHTO)

Para refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito cada carga por rueda sobre el elemento perpendicular a la dirección del tránsito se distribuirá de la siguiente forma:

$$E = 0.8 x + 1.143$$

$$E = 0.8 (0.10) + 1.143 = 1.223$$

Momento por metro de ancho de losa incluyendo impacto

$$M_{cv} + I = \frac{P \cdot X}{E} \cdot I =$$

$$M_{cv} + I = \frac{7.25 \times 0.10}{1.223} (1.30) = 0.77 \text{ ton.m/m}$$

c).- Momento total

$$M_t (-) = 0.395 + 0.77 = 1.17 \text{ ton.m/m}$$

5.10.3.- Losa entre nervaduras

a).- Carga muerta

$$W_{c.m} = 0.18 (2.4) + 0.10 (22) = 0.652 \text{ ton/m}$$

$$M_{cm} = \frac{0.652 (1.60)^2}{10} = 0.167 \text{ ton.m/m}$$

b).- Carga móvil HS-20 (según especificaciones AASHTO)

$$M_{cv} + I = \frac{S + 0.61}{9.74} P_{20} (I)$$

Donde ℓ = distancia medida a ejes entre trabes

P_{20} = Carga sobre una rueda trasera de camión = 7.26

$$M_{cv} + I = \frac{1.6 + 0.61}{9.74} (7.26) (1.3) = 214 \text{ ton.m/m}$$

c).- Momento total

$$M_{T1} (+) = 0.167 + 2.14 = 2.31 \text{ ton.m/m}$$

5.10.4.- Diseño

Constantes de cálculo para el concreto

$$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.0$$

$$k = 0.33$$

$$J = 0.90$$

$$K = 14.8 \text{ kg/cm}^2$$

a).- Revisión del peralte

$$d_n = \sqrt{\frac{M_T}{K}} = \sqrt{\frac{2310}{14.8}} = 12.5$$

$$H = 12.5 + 5 = 18 \text{ cm}$$

b).- Acero de refuerzo por flexión

$$A_s (+) = \frac{M_T}{f_s J d} = \frac{231000}{1800 (0.9) (13)} = 10.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ 2 var # 4 a cada 23 cm

$$A_s (-) = \frac{117000}{1800 (0.9) (13)} = 5.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ 1 var # 4 a cada 23 cm

c).- Acero de distribución (según AASHTO)

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito.

$$\text{Porcentaje} = \frac{121}{S} \leq 67\%$$

$$\text{Porcentaje} = \frac{121}{160} = 96\% > 67\%$$

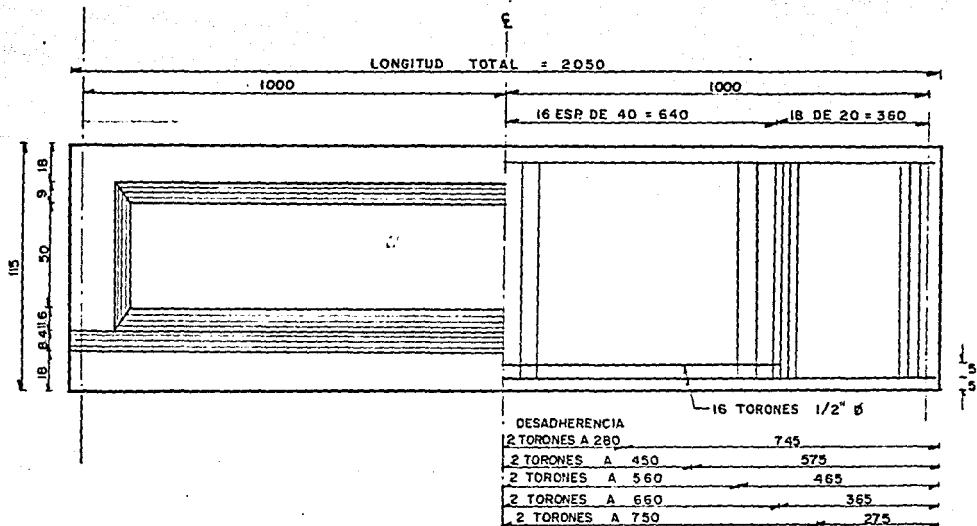
$$A_{SD} = 0.67 (10.97) = 7.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

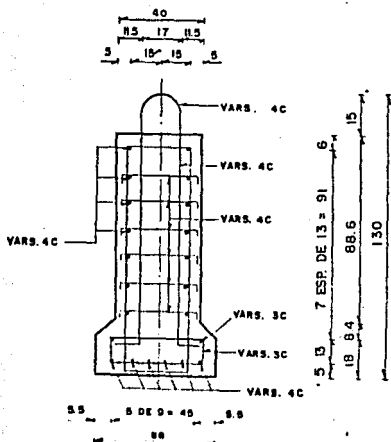
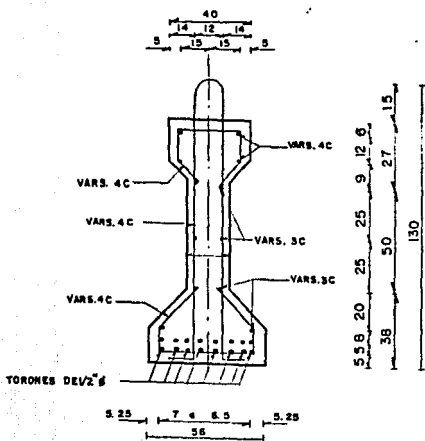
⇒ 1 var # 4 a cada 17 cm.

d).- Acero por temperatura

$$A_{St} = 0.0015 b h = 0.0015 (100) (18) = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ 1 var # 4 a cada 30 cm.



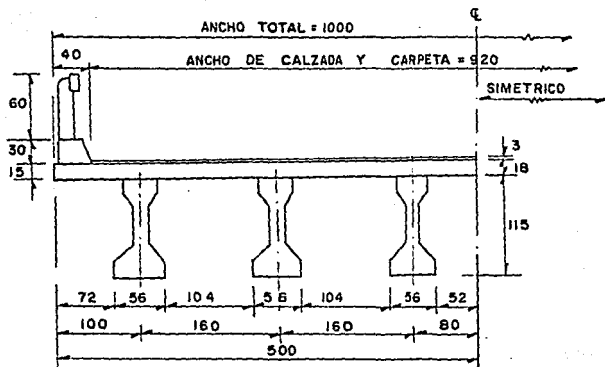


CAPITULO VI

ALTERNATIVA DE CONCRETO PREESFORZADO (POSTENSADO)

6.1.- DIMENSIONES GENERALES

Se propone la siguiente sección transversal



M E D I O C O R T E T R A N S V E R S A L

DATOS DE PROYECTO

Claro	20.0 m
Ancho de calzada	9.20 m
Ancho total	10.0 m
Carga móvil tipo	HS-20
Concreto en traves	$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en losa	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Acero de presfuerzo	Torones 1.27 ϕ de L.R. $\geq 19000 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo

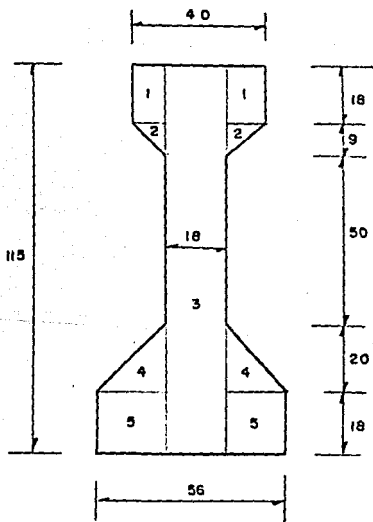
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Especificaciones

AASHTO

Trabes

Se tendrán las siguientes dimensiones:



6.2.- CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

a).- Trabe sola sin ductos (en el ξ)

Parte	Area(cm ²)	Y(cm)	A·Y(cm ³)	d ² (cm ²)	A·d ² (cm ⁴)	Io(cm ⁴)
1	396	106	41976.0	3002	1188769.9	10692
2	99	94	9306.0	1831	181267.4	445.5
3	2070	57.5	119025.0	39.5	81897.7	2281312
4	380	24.667	9373.33	704.4	267728.4	8444
5	684	9	6156.0	1781	1218671.9	18468
	3629		185836.33		2938335.3	2219361.5

$$Y_1 = 51.21 \text{ cm}$$

$$Y_s = 63.79 \text{ cm}$$

$$I_{\text{total}} = A \cdot d + I_o = 5257697 \text{ cm}^4$$

$$S_i = I_T / Y_1 = 102670 \text{ cm}^3$$

$$S_s = I_T / Y_s = 82422 \text{ cm}^3$$

b).- Trabe sola con ductos (en el ξ)

Se proponen dos cables colocados como se muestra en la Fig.



Características geométricas

Parte	Area(cm ²)	Y(cm)	A·Y(cm ³)	d ² (cm ²)	A·d ² (cm ⁴)	Io(cm ⁴)
1	396	106	41976.0	2916	1154736	10692
2	99	94	9306.0	1764	174636	445.5
3	2070	57.5	119025.0	30.3	62721	2281312
4	380	24.667	9373.33	747.1	283898	8444
5	684	9.0	6156.0	1849	1264716	18468
6	- 64	7.0	-448.0	2025	-129600	- 165
	3565		185388.33		2822207	2319196.5

$$Y_1 = 52.00 \text{ cm}$$

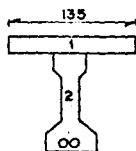
$$Y_s = 63.00 \text{ cm}$$

$$I_{\text{total}} = A \cdot d + I_o = 5130303 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = I_T / Y_1 = 98659 \text{ cm}^3$$

$$S_s = I_T / Y_s = 81433 \text{ cm}^3$$

c).- Sección compuesta



b =
(la menor di
mención de)

Longitud centro a cen-
tro entre traves = 160

$$\text{Claro}/4 = 200/4 = 500$$

$$b' + 12t = 40 + 12(18) = 256$$

$$\text{Rige } b = 160$$

Por ser el módulo de elasticidad de la losa y la trabe diferentes, se tomará una longitud ficticia para el cálculo del momento de inercia

$$b = 160 \sqrt{\frac{250}{350}} = 135 \text{ cm}$$

Sección	Area(m ²)	Y _S (m)	A Y _S (m ³)	(m)	A Y ² (m ⁴)	Io(m ⁴)
1	0.243	-0.09	-0.02187	0.428	0.0445137	0.0006561
2	0.3565	0.63	0.22460	0.292	0.0303966	0.05130303
	0.5994		0.20273		0.0749103	0.0519591

$$Y_s = A \cdot s / Y_s = 0.2027 / 0.5995 = 0.338 \text{ m}$$

$$Y_i = 115 - Y_s = 1.15 - 0.338 = 0.812 \text{ m}$$

$$Y'_s = Y_s + t = 0.338 + 0.18 = 0.512 \text{ m}$$

$$I \text{ total} = A Y^2 + I_o = 0.0749103 + 0.0519591 = 0.1268694 \text{ m}^4$$

$$S_s = I \text{ total} / Y_s = 0.3753532 \text{ m}^3$$

$$S_i = I \text{ total} / Y_i = 0.1562431 \text{ m}^3$$

$$S'_s = I \text{ total} / Y'_s = 0.2477918 \text{ m}^3$$

6.3.- EVALUACION DE CARGAS

6.3.1.- Carga muerta

a).- Peso propio

$$W_1 = A \cdot W \text{ concreto} = 0.362(2.4) = 0.87096 \text{ ton/m}$$

$$M_1 = \frac{W L^2}{8} = \frac{0.87096 (20)^2}{8} = 43.55 \text{ ton.m/trabe}$$

$$V_1 = \frac{W L}{2} = 0.87096 (10) = 8.71 \text{ ton/trabe}$$

b).- Peso de la losa

$$W_2 = 1.60 (0.18) (2.4) = 0.6912 \text{ ton/m}$$

$$M_2 = \frac{W L^2}{8} = \frac{0.6912 (20)^2}{8} = 34.56 \text{ ton.m/trabe}$$

$$V_2 = \frac{W L}{2} = 0.6912 (10) = 6.91 \text{ ton/trabe}$$

c).- Carga muerta adicional

Guarnición	(0.35 + 0.25)/2 (0.30) (2.4) (2)	= 0.432
Parapeto	(0.15) (2)	= 0.30
Carpeta asfáltica	(9.2) (0.10) (2.2)	= 2.024
		<u>2.756</u>

$$W_3 = \frac{2.756}{6} = 0.459 \text{ ton.m/trabe}$$

$$M_3 = \frac{W L^2}{8} = \frac{0.459 (20)^2}{8} = 22.95 \text{ ton.m/trabe}$$

$$V_3 = \frac{W L}{2} = \frac{0.459 (10)}{2} = 4.59 \text{ ton/trabe}$$

6.3.2.- Carga móvil HS-20

a).- Impacto

$$I = \frac{15.24}{L + 38} =$$

$$I = \frac{15.24}{20 + 38} = 0.2627 < 30\%$$

b). Factor de concentración

La AASHTO especifica que en ningún caso la capacidad de carga de una trabe exterior será menor que la de una interior.

De la Tabla 1.3.1.(B) de la AASHTO para pisos de concreto y trabes de concreto presforzado

$$F_c = \frac{S}{1.68}$$

$$F_c = \frac{1.60}{1.68} = 0.9524/\text{rueda} = 0.4762/\text{carril}$$

Del apéndice "A" de la AASHTO

Para un claro de 20 m

$$M_{c.v} = 12339 \text{ ton.m/carril}$$

$$V_{c.v} = 28.04 \text{ ton/carril}$$

De donde:

$$M_{c.v} + I = 125.39 (1.2623) (0.4762) = 75.4 \text{ ton.m/trabe}$$

$$V_{c.v} + I = 28.04 (1.2623) (0.4762) = 16.86 \text{ ton/trabe}$$

6.4.- PRESFUERZO

Se propone presforzar cada trabe con 2 cables de 8 torones de $\frac{1}{2}$ " ϕ ($f_y = 19000 \text{ kg/cm}^2$) tensados a una fuerza de 0.6 f_y efectiva.

$$t = 0.6 (f_y) (A_s) = 0.60 (19) (0.987) (8) = 90.014 \text{ ton/cable}$$

Carga total de presfuerzo

$$T = 90.014 (2) = 180 \text{ ton}$$

$$e = Y_1 - r = 0.52 - 0.07 = 0.45 \text{ m}$$

Esfuerzo por presfuerzo permanente

$$f_s = \frac{T}{A} - \frac{T(e) y}{I} = 180 \left[\frac{1}{0.3565} - \frac{0.45}{0.081433} \right] = -489.8 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{T}{A} + \frac{T(e) y}{I} = 180 \left[\frac{1}{0.3565} + \frac{0.45}{0.098659} \right] = 1326.0 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

Se suponen pérdidas por un 20%

$$f_{s_1} = 489.8 (1.20) = -587.8 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{i_1} = 1326 (1.20) = 1591.2 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de esfuerzos en el centro del claro

Considerando los momentos por cargas calculados y las características geométricas de la trabe se tendrá

Esfuerzos permanentes

Carga	f _s (ton/m ²)		f _i (ton/m ²)		f's (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso propio	534.8		-441.4			
Presfuerzo	-489.8	45	1326	884.6		
Losa	424.5	469.5	-350.3	534.3		
C.M. adicional	61.6	530.6	-146.9	387.4	92.6	
C.V. + I	200.9	731.5	-476.2	-888		269.9

Enfuerzas permitidas según las normas AASHTO

$$\text{Tensión } 1.6 \sqrt{f'c} = 1.6 \sqrt{350} = 299 \text{ ton/m}^2 > 88.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Compresión } 0.4 f'c = 0.4 (350) = 1400 \text{ ton/m}^2 > 731.5 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos temporales previos a las pérdidas

$$f_{s1} = 534.8 - 587.8 = -53.0 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{i1} = -441.4 + 1591.2 = 1149.8 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos admisibles según las normas AASHTO

Las trabes pueden tensarse cuando la resistencia del concreto es $0.75 f'c$ por lo que:

$$f'c_1 = 0.75 (350) = 263 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Compresión } 0.55 f'c_1 = 0.55 (263) = 1446 \text{ ton/m}^2 > 1149.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tensión } 1.99 \sqrt{f'c_1} = 1.99 \sqrt{263} = 322.7 \text{ ton/m}^2 > 53.0 \text{ ton/m}^2$$

6.5.- PERDIDAS DE TENSION POR DEFORMACION EN EL CONCRETO

Según especificaciones AASHTO

$$\Delta f_s = CC + AE + CRc + CRs$$

Donde:

Δf_s = pérdida total de tensión por deformación en el concreto
en MPa

CC = pérdida por contracción del concreto en MPa

AE = pérdida por contracción del concreto en MPa

CRc = pérdida debida al escurrimiento plástico del concreto en
MPa

CRs = pérdida por relajación del acero en MPa

6.5.1.- Pérdida por contracción de fraguado

$$CC = 0.80 (117.21 - 1.034 \text{ HR})$$

HR = Promedio de la humedad relativa anual en porciento=50%

$$CC = 0.80 [117.21 - 1.034 (50)] = 52.4 \text{ MPa}$$

$$CC = 514 \text{ kg/cm}^2$$

6.5.2.- Pérdidas por acortamiento elástico

$$AE = \frac{n-1}{2h} \frac{E_s}{E_c} F_{cr}$$

Donde:

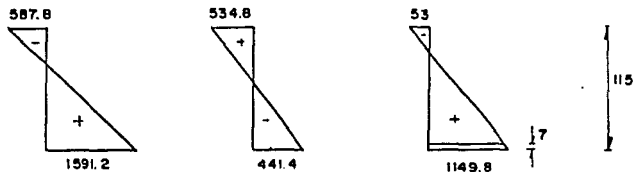
n = número de cables iguales, tensados uno tras otro = 2

E_s = módulo de elasticidad del acero = $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

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

$$E_{ci} = 15000 \sqrt{f'_{ci}} = 15000 \sqrt{263} = 243028 \text{ kg/cm}^2$$

f_{cr} = esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.



$$\frac{1149.8(1.15) / ((1149.8 + 53.0) / 2) + 1149.8}{1149.8(1.15) / (1149.8 + 53)} = 1076.6 \text{ ton/m}^2$$

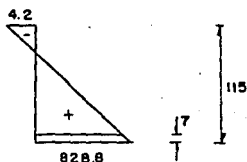
$$AE = \frac{1}{4} \frac{2.1 \times 10^6}{243028} (1076.6) = 233 \text{ kg/cm}^2$$

6.5.3.- Pérdida por escurrimiento plástico del concreto

$$CRc = 12 fcr - fcd$$

Donde:

fcd = esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.



$$fcd = \frac{\left[\frac{828.8 (1.15)}{828.8 + 4.2} - 0.07 \right] 828.8}{\frac{828.8 (1.15)}{828.8 + 4.2}}$$

$$fcd = 778 \text{ ton/m}^2$$

$$CRc = 12 (1076.6) - 7 (778) = 747.0 \text{ kg/cm}^2$$

6.5.4.- Pérdida por relajación del acero

$$CRs = 124.10 - 0.3 FR - 0.4 AE - 0.2 (CC + CRc)$$

Donde:

FR = reducción del esfuerzo por pérdidas por fricción en
MPa abajo del valor 0.70 f's

Con FR = 0 (en el centro del caro)

$$CRs = 124.10 - 0.3 (0) - 0.4 (23.75) - 0.2 (52.4 + 76.15) =$$

$$= 88.89 \text{ MPa}$$

$$CRs = 872 \text{ kg/cm}^2$$

6.5.5.- Pérdida total

$$\Delta fs = 514 + 233 + 747 + 872 = 2366.0 \text{ kg/cm}^2 = 23.66 \text{ kg/mm}^2$$

6.5.6.- Revisión de esfuerzos y

pérdidas de tensión en el acero de presfuerzo

Esfuerzo permanente

$$= \frac{90.014 (10)}{(0.987) (8)} = 114 \text{ kg/mm}^2$$

$$0.6 f_y = 0.6 (190) = 114 \text{ kg/mm}^2 \text{ (Límite de esfuerzo efectivo)}$$

$$\text{Esfuerzo inicial} = 114 + 23.66 = 137.66 \text{ kg/mm}^2$$

Esfuerzo inicial admisible según las normas AASHTO

$$= 0.70 f's = 0.70 (190) = 133 \text{ kg/mm}^2 \doteq 137.66 \text{ kg/mm}^2$$

Porcentaje de pérdidas

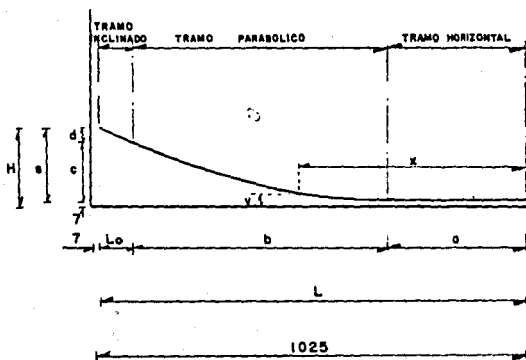
$$\frac{137.66}{114} = 1.20 = 1.20 \text{ (supuesta)}$$

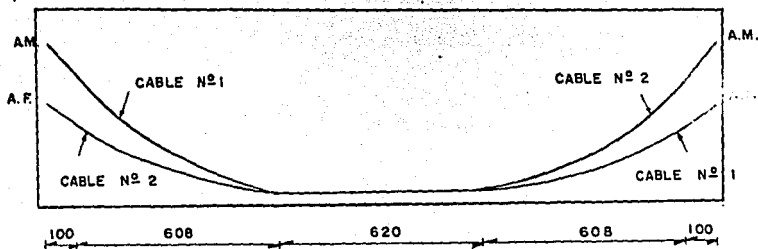
n.o.- TRAYECTORIA DE LOS CABLES

Se propone para los cables una trayectoria con las características siguientes:

Un tramo horizontal de 6.20 m; tramos parabólicos a continuación con una longitud de 6.08 m y tramos rectos inclinados en las salidas de 1.0 m de longitud.

Tanto el cable No. 1 y el No. 2 tendrán las mismas trayectorias, pero con apoyos fijos y móviles, opuestos.





APOYOS MOVILES

Cable No. 1 izquierda = cable No. 2 derecha

$H = 95$ cm; $r = 7$ cm; $h = 88$ cm; $a = 310$ cm; $b = 608$ cm

$TANG \theta = h / (b/2 + 100) = 88 / 404 = 0.2178$

$\theta = 12.2883^\circ = 12^\circ 17' 18''$

$c = 88 - 100 TANG \theta = 88 - 21.78 = 66.22$ cm

$d = h - c = 88 - 66.22 = 21.78$ cm

ABSCISAS

ORDENADAS

$x = 0$ A $x = 3.10$

$Y = 7.0$ cm

$x_1 = 4.00$ m

$Y_1 = (90/608)^2 66.22 + 7 = 8.45$ cm

$x_2 = 5.00$ m

$Y_2 = (190/608)^2 66.22 + 7 = 13.47$ cm

$x_3 = 6.00$ m

$Y_3 = (290/608)^2 66.22 + 7 = 22.07$ cm

$x_4 = 7.00$ m

$Y_4 = (390/608)^2 66.22 + 7 = 34.25$ cm

$x_5 = 8.00$ m

$Y_5 = (490/608)^2 66.22 + 7 = 50.01$ cm

$x_6 = 9.18$ m

$Y_6 = (608/608)^2 66.22 + 7 = 73.22$ cm

$x_7 = 10.18$ m

$Y_7 = 73.22 + 21.78 = 95$ cm

APROYAMIENTOS

Cable No. 2 izquierda = cable No. 1 derecha

H = 60 cm; $\Gamma = 7$ cm; h = 53 cm; a = 310 cm; b = 608 cmTANG $\theta = 53 / 404 = 0.1312$ $e = 7.4738 = 7^\circ 28' 26''$ c = 53 - 100 TANG $\theta = 53 - 13.12 = 39.88$ cm

ABSCISAS

ORDENADAS

x = O A X = 3.10

Y = 7 cm

x1 = 4.00 m

Y1 = $(90/608)^2 39.88 + 7 = 7.87$ cm

x2 = 5.00 m

Y2 = $(190/608)^2 39.88 + 7 = 10.89$ cm

x3 = 6.00 m

Y3 = $(290/608)^2 39.88 + 7 = 16.07$ cm

x4 = 7.00 m

Y4 = $(390/608)^2 39.88 + 7 = 23.41$ cm

x5 = 8.00 m

Y5 = $(490/608)^2 39.88 + 7 = 32.90$ cm

x6 = 9.18 m

Y6 = $(608/608)^2 39.88 + 7 = 46.88$ cm

x7 = 10.18 m

Y7 = $46.88 + 13.12 = 60.00$ cm

LONGITUD DE CABLES

Extremo recto

LR = $100 / \cos \theta_1 = 100 / 0.9771 = 102$ cm

Tramo parabólico

LP = $b \left[1 + \frac{8}{3} (c/2b)^2 - \frac{32}{5} (c/2b)^4 \right]$ LP = $608 \left[1 + \frac{8}{3} (66.22/1216)^2 - \frac{32}{5} (66.22/1216)^4 \right] = 613$ cm

Tramo horizontal

LH = 620 cm

Tramo parabólico

$$LP = 608 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{39.88}{1216} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{39.88}{1216} \right)^4 \right] = 610 \text{ cm}$$

Extremo recto

$$LR = 100 / \cos \theta^2 = 100 / 0.9915 = 101 \text{ cm}$$

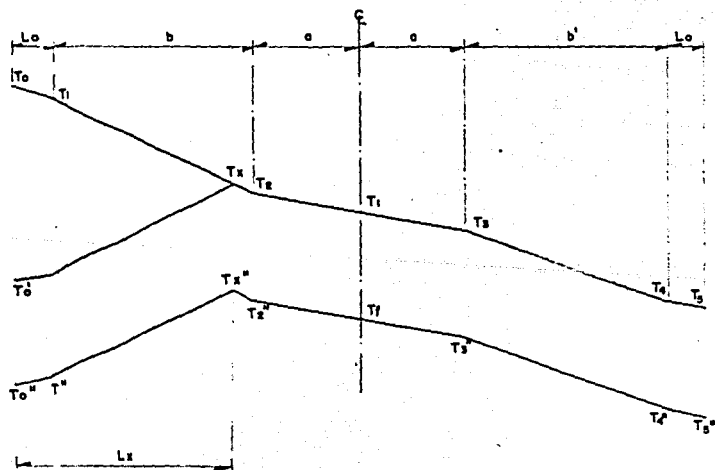
LONGITUD POR CABLE = 20.46 m

Longitud total por dos cables = 40.92 m

6.7.- PERDIDAS EN EL ACERO

Diagrama de esfuerzos

(Se tensarán los dos cables por un extremo)



El esfuerzo requerido en el ξ por cable

$$f = f \text{ permanente} + \Delta f_s = 114 + 23.66 = 137.66 \text{ kg/mm}^2$$

6.7.1.- Fórmulas por fricción y cambio de dirección
(Según normas AASHTO)

$$T_o = T_x (1 + KL + \mu \theta)$$

Donde:

T_o = esfuerzo del acero en el extremo donde se aplica el gato

T_x = esfuerzo en el acero en cualquier punto "x"

K = coeficiente de fricción por metro de acero de presfuerzo

L = longitud del elemento de acero de presfuerzo medido del extremo del gato a cualquier punto "x"

μ = coeficiente de fricción por curvatura

θ = cambio o variación angular total del perfil del acero de presfuerzo medido en radiales desde el extremo donde se aplica la tensión del gato hasta cualquier punto "x".

La AASHTO especifica que para un ducto de forro de metal galvanizado se tomen los siguientes valores:

$$\mu = 0.25$$

$$K = 0.0049$$

$$T_o = 137.66 [1 + 0.0049 (10.18) + 0.25 (0.2145)] = 151.91 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_1 = 137.66 [1 + 0.0049 (9.18) + 0.25 (0.2145)] = 151.23 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_2 = 137.66 [1 + 0.0049 (3.10)] = 139.75 \text{ kg/mm}^2$$

$$T \cdot = 137.66 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_3 = 137.66 [1 - 0.0049 (3.10)] = 135.57 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_4 = 137.66 [1 - 0.0049 (9.18) - 0.25 (0.1304)] = 126.98 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_5 = 137.66 [1 - 0.0049 (10.18) - 0.25 (0.1304)] = 126.31 \text{ kg/mm}^2$$

6.7.2.- Pérdidas por deslizamiento de anclaje

Cálculo de Lx:

Suponiendo un deslizamiento de anclaje de 4 mm y con $E = 21000 \text{ kg/mm}^2$, se tiene:

$$Lx = \sqrt{\frac{A - Lo (To - T1 - PLo)}{P}}$$

$$A = \Delta Es = 4 (21000) = 84000 \text{ kg/mm}^2$$

$$P = \frac{T1 - T2}{b} = \frac{151.23 - 139.75}{6080} = 0.00189$$

$$Lx = \sqrt{\frac{84000 - 1000 [151.91 - 151.23 - 0.00189 (1000)]}{0.00189}}$$

$$Lx = 6618 \text{ mm} =$$

Cálculo de Tx

$$Tx = T1 - P (Lx - Lo)$$

$$Tx = 151.23 - 0.00189 (6618 - 1000) = 140.61 \text{ kg/mm}^2$$

$$To' = 151.91 - 22.6 = 129.31 \text{ kg/mm}^2$$

$$T1' = 151.23 - 21.24 = 129.99 \text{ kg/mm}^2$$

$$To'' = 129.31 - 23.66 = 105.65 \text{ kg/mm}^2$$

$$T1'' = 129.99 - 23.66 = 106.33 \text{ kg/mm}^2$$

$$Tx'' = 140.61 - 23.66 = 116.95 \text{ kg/mm}^2$$

$$T2'' = 139.75 - 23.66 = 116.09 \text{ kg/mm}^2$$

$$T = 137.66 - 23.66 = 114.0 \text{ kg/mm}^2$$

$$T3'' = 135.57 - 23.66 = 111.91 \text{ kg/mm}^2$$

$$T4'' = 126.98 - 23.66 = 103.32 \text{ kg/mm}^2$$

$$T5'' = 126.31 - 23.66 = 102.65 \text{ kg/mm}^2$$

RESUMEN DE DATOS EN EL TENSADO DEL CABLE			
CONCEPTO	UNIDAD	C A B L E	
		1	2
2a	cm	620	620
b + 100	"	708	708
b'' + 100	"	708	708
e1	Radiales	0.2145	
e2	"	0.1304	0.1304
Lx	cm	661.8	661.8
To	kg/mm2	151.91	151.91
T1	"	151.23	151.23
Tx	"	140.61	140.61
T2	"	139.75	139.75
T	"	137.66	137.66
T3	"	135.57	135.57
T4	"	126.98	126.98
T5	"	126.31	126.31
To'	"	129.31	129.31
T1'	"	129.99	129.99
To''	"	105.65	105.65
T1''	"	106.33	106.33
Tx''	"	116.95	116.95
T2''	"	116.09	116.09
Tf	"	114.0	114.0
T3''	"	111.91	111.91
T4''	"	103.32	103.32
T5''	"	102.65	102.65

6.8.- REVISION POR MOMENTO FLEXIONANTE ULTIMO
(Según especificaciones AASHTO)

Si el espesor del patín es mayor que $1.4 dp^* f^*su/f^*c$, el eje neutro queda contenido dentro del espesor de dicho patín y la sección se considera rectangular

Donde:

P^* = porcentaje de acero de presfuerzo

P^* = A^*s/bd

A^*s = área de acero para presfuerzo = $16 (0.987) = 15.792 \text{ cm}^2$

P^* = $15.792/135 (126) = 0.0009284$

f^*su = esfuerzo medio en el acero de presfuerzo en la carga última.

$$f^*su = f^*s \left[\frac{1 - 0.5 P^* f^*s}{f^*c} \right] = 19000 \left[1 - \frac{0.5 (0.0009284)(19000)}{350} \right]$$

$f^*su = 18521 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{1.4dp^* f^*su}{f^*c} = \frac{1.4(126)(0.0009284)(18521)}{350} = 8.67 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$$

⇒ Es viga rectangular

Momento último resistente

$$MUR = A^*s f^*su d \left[\frac{1 - 0.06 P^* f^*su}{f^*c} \right]$$

$$MUR = 15.792 (18521) (126) \left[1 - \frac{0.06 (0.0009284)}{350} \right]$$

$MUR = 368.5 \text{ ton.m}$

Momento último actuante

Según las especificaciones AASHTO

$$MU = \gamma \left[Q_{c.m} (Mc.m) + Q_{c.v.} (Mcv + I) \right]$$

De la tabla 1.2.22 de las especificaciones AASHTO

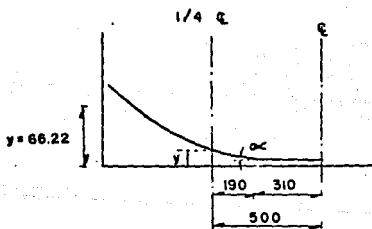
$$Mu = 1.3 \left[101.06 + 5/3 (75.4) \right] = 294.68 \text{ ton.m} < 368.5 \text{ ton.m}$$

Bien: se aceptan las traveses con el presfuerzo propuesto

6.9.- REVISION DE ESFUERZOS

6.9.1.- Revisión de esfuerzos en el 1/4 del claro

a).- Cable No. 1



De:

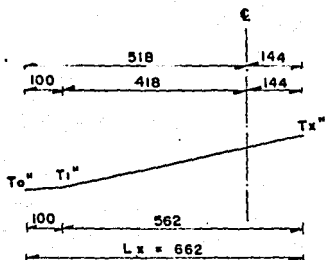
$$-y = Kx^2 \rightarrow K = \frac{y}{x^2} = \frac{66.22}{(608)^2}$$

$$y = \frac{66.22}{608} x^2$$

$$\frac{dx}{dy} = \frac{2(66.22)}{608} x = \text{tg } \alpha$$

$$\text{ANG } \text{tg} \left[\frac{132.44}{(608)^2} (190) \right] = 3.90^\circ = 3^\circ 54'$$

$$\text{COS } \alpha = \text{COS} (3^\circ 54') = 0.9977$$



$$T''_x - T''_1 = 116.95 - 106.33 = 10.62 \text{ kg/mm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\frac{1}{4} \text{ del claro}} = T''_1 + \frac{4.18 (10.62)}{5.62} = 106.33 + \frac{4.18 (10.62)}{5.62} = 114.23 \text{ k}$$

Esfuerzo en el $\frac{1}{4}$ del claro

$$\bar{\sigma}_{\frac{1}{4} \text{ del claro}} = 114.23 \text{ kg/mm}^2$$

Fuerza producida por efecto del presfuerzo

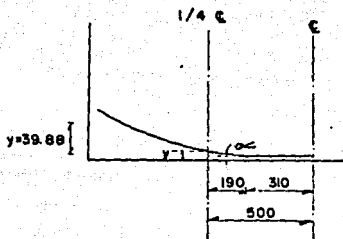
$$F_1 = \bar{\sigma}_{\frac{1}{4} \text{ del claro}} A_s \text{ COS } \alpha = 114.23 (789.6) (0.9977) = 90 \text{ ton}$$

$$F_1 = 90 \text{ ton}$$

$$e_1 = y_1 - y_{\frac{1}{4} \text{ del claro}} = 0.52 - 0.1347 = 0.3853 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.3853 \text{ m}$$

b).- Cable No. 2



DE:

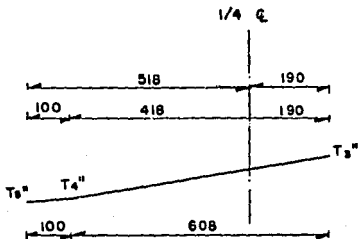
$$y = KX^2 \quad K = \frac{y}{X^2} = \frac{39.88}{(608)^2}$$

$$y = \frac{39.88}{(608)^2} X^2$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2(39.88)}{(608)^2} X = \text{mtg } \alpha$$

$$\text{ANG } \text{tg} \left[\frac{79.76}{(608)^2} (190) \right] = 2.35^\circ = 2^\circ 21'$$

$$\text{COS } \alpha = \text{COS} (2^\circ 21') = 0.9992$$



$$T''3 - T''4 = 111.91 - 103.32 = 8.59$$

$$\sigma_{\% \text{ t}} = T''4 + \frac{4.18 (8.59)}{6.08} = 103.32 + \frac{4.18 (8.59)}{6.08} = 109.23 \text{ kg/m}$$

Esfuerzo en el % del claro

$$\sigma_{\% \text{ t}} = 109.23 \text{ kg/mm}^2$$

Fuerza producida por efecto del presfuerzo

$$F_2 = \sigma_{\% \text{ t}} \text{ As } \cos \alpha = 109.23 (789.6) (0.9992) = 87.2 \text{ ton}$$

$$F_2 = 87.2 \text{ ton}$$

$$e_1 = \gamma_1 - \gamma_{\% \text{ t}} = 0.52 - 0.1089 = 0.411 \text{ m}$$

Esfuerzos por presfuerzo permanente en % t

Fuerza (ton)	Excentricidad (m)	Momento (ton.m)
F ₁ = 90	0.3853	34.68
F ₂ = 87.2	0.4111	35.85
= 177.2		70.53

$$f_s = \frac{T}{A} - \frac{T (e) y}{I} = \frac{177.2}{0.3565} - \frac{70.53}{0.081453} = - 368.8 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{T}{A} + \frac{T (e) y}{I} = \frac{177.2}{0.3565} + \frac{70.53}{0.098659} = 1211.9 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo en %

$$f_{s1} = - 368.8 (1.20) = 442.6 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{i1} = 1211.9 (1.20) = 1454.3 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos permanentes (en el $\frac{1}{2}$ del claro)

Carga	f _s (ton/m ²)		f _i (ton/m ²)		f' _c (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso propio	401.1		- 331.1			
Presfuerzo	- 368.8	32.3	1211.9	880.8		
Losa	318.4	350.7	- 262.7	618.1		
C.M.adicional	46.2	396.9	- 110.2	507.9	59.5'	
C.V. + I	150.7	547.6	- 357.2	150.7	228.2	297.7

Esfuerzos permisibles según las Normas AASHTO

Compresión $0.4 f'_c = 0.4 (350) = 1400 \text{ ton/m}^2 > 547.6$

Esfuerzos temporales previos a las pérdidas

$$f_{si} = 401.1 - 442.6 = - 41.5$$

$$f_{i1} = -331.1 + 1454.3 = 1123.2$$

Esfuerzos admisibles según las normas AASHTO

Compresión $0.55 f'_{cm} = 0.55 (263) = 1446. \text{ ton/m}^2 > 1123.2 \text{ ton/m}^2$ Tensión $1.88 \sqrt{f'_{ci}} = 1.99 \sqrt{263} = 322.7 \text{ ton/m}^2 > 41.5 \text{ ton/m}^2$

6.9.2.- Revisión de esfuerzos en el extremo de la trabe

Cable No. 1

$$F_1 = A_s T''_o \cos \alpha = 789.6 (105.65) \cos (12^\circ 17' 18'')$$

$$F_1 = 81.5 \text{ ton}$$

$$e = 0.52 - 0.95 = - 0.43 \text{ m}$$

Cable No. 2

$$F2 = As T^2 \cos \alpha = 789.6 (102.65) \cos (7^\circ 28' 26'')$$

$$F2 = 80.4 \text{ ton}$$

$$e = 0.52 - 0.60 = 0.08$$

Esfuerzos por presfuerzo permanente (en el extremo)

Fuerza (ton)	Excentricidad (m)	Momento (ton.m)
F1 = 81.5	- 0.43	- 35.05
F2 = 80.4	- 0.08	- 6.43
=162		- 41.48

$$f_s = \frac{T}{A} - \frac{T(e)Y}{I} = \frac{162}{0.3565} + \frac{162}{0.081453} = 963.7 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{T}{A} + \frac{T(e)Y}{I} = \frac{162}{0.3565} - \frac{41.48}{0.098659} = 34 \text{ ton/m}^2 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

$$f_{s_i} = 963.7 (1.20) = 1156.4 \text{ ton/m}^2 < 1446 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{i_i} = 34 (1.20) = 40.8 \text{ ton/m}^2 < 1446 \text{ ton/m}^2$$

6.10.- REVISION POR TENSION DIAGONAL

(Según las normas AASHTO)

Cortante último actuante

$$V_u = \frac{V}{\phi} \left[3C.M + VC.M + Q C.V (VCV + I) \right]$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.00} \left[20.21 + 5/3 (16.86) \right] = 69.35 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto

$$V_c = 0.06 f'c b' j d < 12.6 b' j d$$

$$V_c = 0.06(350)(18)(0.9)(107.7)(10^{-3}) = 36.64 \text{ ton}$$

$$V_c = 12.6 (18)(0.9)(107.7)(10^{-3}) = 21.97 \text{ ton (rige)}$$

Acero necesario

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - V_c}{2 f_y j d} = \frac{(69.35 - 21.97) \times 10^3}{2(4200)(0.9)(107.7)} = 0.05822 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_v \text{ min}}{s} = \frac{7b'}{f_y} = \frac{7(18)}{4200} = 0.03 \text{ cm}^2/\text{m (no rige)}$$

Utilizando estribos # 3 con 3/8" ϕ

$$SEP = \frac{2 \times 0.71}{0.05822} = 24 \text{ cm}$$

Se colocarán los estribos a cada 20 cm en una longitud de 3.6 m medida a partir de los ejes de apoyo. Los estribos restantes se colocarán a cada 40 cm.

6.11.- CORTANTE HORIZONTAL

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

$$v = V_u Q/Ib$$

$$Q = 18 (135) (43.6) = 105948 \text{ cm}^3$$

$$V_u = 63.35 \times 10^3 \text{ kg}$$

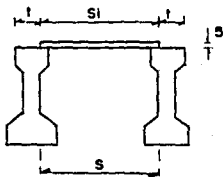
$$I = 13034750 \text{ cm}^4$$

$$v = \frac{(63.35 \times 10^3) (105948)}{(13034750) (40)} = 12.87 \text{ kg/cm}^2$$

Por ser las superficies entre los elementos limpias y rugosas la capacidad por cortante es: $21 \text{ kg/cm}^2 > 12.87 \text{ kg/cm}^2$

6.12.- LOSETAS PRETENSADAS

Con el propósito de evitar la cimbra para la losa en las superestructuras de concreto pretensado y postensado la que resulta muy laboriosa, se proponen losetas pretensadas de 5 cm de espesor y un metro de largo.



$$S = S_1 + 2 \left[\frac{t}{4} \right] = 104 + 2 \left[\frac{40}{4} \right] = 124 \text{ cm}$$

6.12.1.- Características geométricas

a).- Sección sola

$$y_1 = y_s = 0.025 \text{ m}$$

$$I = \frac{1.00 (0.05)^3}{12} = 1.0417 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$S_i = S_s = \frac{I}{y} = 4.167 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

b).- Sección compuesta

$$y_s = - 0.05 + 0.09 = - 0.04$$

$$y_i = 0.05 + 0.04 = 0.09$$

$$I = \frac{1.00 (0.18)^3}{12} = 4.86 \times 10^{-4}$$

$$S = \frac{I}{y} = 0.0054 \text{ m}^3$$

6.12.2.- Evaluación de cargas

a).- Peso propio

$$W_1 = AW \text{ concreto} = 0.05 (24) = 0.12 \text{ ton/m}$$

$$M_1 = \frac{0.12 (1.24)^2}{8} = 0.023 \text{ ton.m/m}$$

b).- Peso de losa

$$W_1 = 0.13 (2.4) = 0.312 \text{ ton/m}$$

$$M_2 = \frac{0.312 (1.24)^2}{8} = 0.060 \text{ ton.m/m}$$

c).- Carga móvil HS-20 (Según especificaciones AASHTO)

$$M_{cv} + I = \left[\frac{S + 0.61}{9.74} \right] P_{20} (I)$$

$$M_{cv} + I = \left[\frac{1.24 + 0.61}{9.74} \right] 7.26 (1.3) = 1.793 \text{ ton.m/m}$$

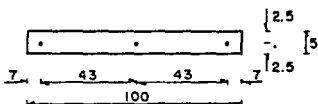
6.12.3.- Presfuerzo

Se propone presforzar cada loseta con 3 torones de $\frac{1}{2}$ " ϕ
($f_y = 1900$) tensados a una fuerza de 0.6 f_y efectiva.

$$t = 0.60 f_y A_s = 0.6 (19) (0.887) = 11.2518 \text{ ton/torón}$$

Carga total de presfuerzo

$$T = 11.2518 (3) = 33.76 \text{ ton}$$



Esfuerzos por presfuerzo permanente

$$f_s = f_i \frac{T}{A} = \frac{33.76}{0.05} = 675.2 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

Se suponen pérdidas por un 25%

$$f_{s1} = f_{i1} = 675.2 (125) = 844 \text{ ton/m}^2$$

REVISION DE ESFUERZOS

Esfuerzos permanentes

Carga	f_s (ton/m ²)		f_i (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso propio	55.2		55.2	
Presfuerzo	-675.2	730.4	675.2	620.0
Peso losa	144.0	874.4	-144.0	476.0
C.V. + I	147.6	1022.0	332.0	808.0

Esfuerzos permisibles (según Normas AASHTO)

$$\text{Tensión } 1.6 \sqrt{350} = 299 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Compresión } 0.4 (350) = 1400 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos remporales previos a las pérdidas

$$f_{si} = 55.2 + 844 = 899.2 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = -55.2 + 844 = 788.8 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales admisibles (según las normas AASHTO)

$$\text{Compresión} = 0.60 f'_{ci} = 0.60 (263) = 1578 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tensión} = 1.99 \sqrt{f'_{ci}} = 199 \sqrt{263} = 322.7 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos son aceptables

6.12.4.- Acero de refuerzo para momento negativo

a).- Carga muerta

$$\text{Parapeto } 0.15 \times 0.70 = 0.105 \text{ ton.m/m}$$

$$\text{Guarnición } 0.22 \times 0.60 = 0.132 \text{ ton.m/m}$$

$$\text{Asfalto } 0.09 \times 0.20 = 0.018 \text{ ton.m/m}$$

$$\text{Losa } 0.35 \times 0.40 = 0.14 \text{ ton.m/m}$$

$$0.395 \text{ ton.m/m}$$

$$\text{M.C.M.} = 0.395 \text{ ton.m/m}$$

b).- Carga móvil HS-20 (según especificaciones AASHTO)

$$E = 0.8 X + 1.143$$

$$E = 0.8 (0.10) + 1.143 = 1.223$$

Momento por metro de ancho de losa

$$M.C.V. + I = \frac{P \times I}{E} \quad I$$

$$M.C.V. + I = \frac{7.26 (0.10)}{1.223} (1.30) = 0.77 \text{ ton.m./m}$$

c).- Momento total

$$MT (-) = 0.395 + 0.77 = 1.17 \text{ ton.m/m}$$

d).- Acero de refuerzo por flexión

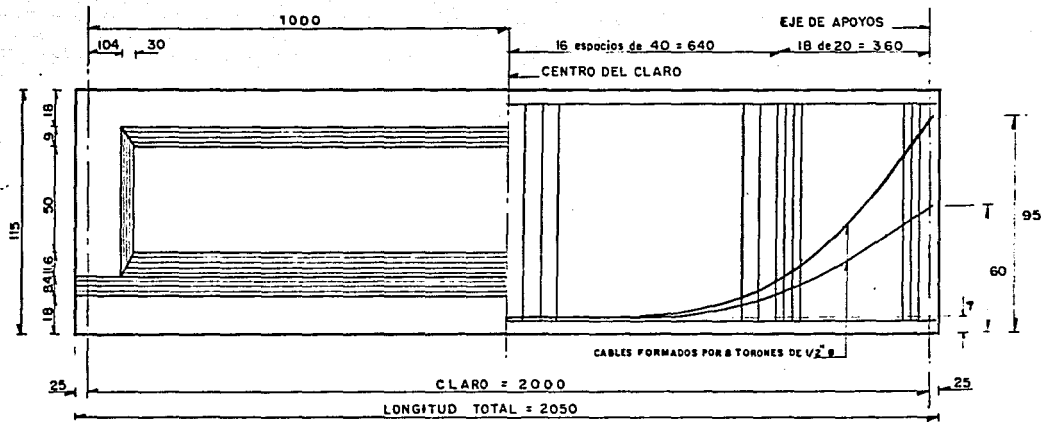
$$As (-) = \frac{117000}{1800 (0.9) (13)} = 5.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ 1 var # 4 a cada 23 cm

e).- Acero por temperatura

$$As_t = 0.0015 bh = 0.0015 (100) (18) = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ 1 var # 4 a cada 30 cm



C A P I T U L O VII

COMPARACION DE ALTERNATIVAS Y CONCLUSIONES

7.1.- ANALISIS DE COSTOS BASICOS

(Datos proporcionados por la S.C.T., septiembre de 1987)

Estos datos se utilizarán con fines comparativos.

7.1.2.- Concreto hidráulico simple f'c = 250 kg/cm², unidad m³

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Materiales/m ³					
Cemento gris normal tipo 1 en obra	ton	0.42		118,990.80	49,976.10
Plastiment	litro	2.1		2,400.00	5,040.00
Arena de río	m ³	0.5		6,588.00	3,294.00
Grava	m ³	1.0		13,549.70	13,549.70
Agua	m ³	0.3		677.40	203.20
b).- Revolvedora de 3½ S					
Revolvedora	hora	1	1.4	3,206.30	2,290.20
c).- Mano de obra					
Fabricación a pie de revolvedora rendimiento de 11.2 m ³ /jornada					
Cuadrilla:					
Cabo	jor.	1	11.2	7,888.00	704.30
Peón	jor	10	11.2	5,963.00	5,324.10

Costo directo	80,381.40
42.00% indirectos y utilidad	33,760.20
Precio unitario	114,141.60

7.1.3.- Concreto hidráulico simple $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, unidad m^3

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Materiales/ m^3					
Cemento gris normal tipo 1 en obra	ton.	0.56		118,990.80	66,634.80
Plastiment	litro	2.8		2,400.00	6,720.00
Arena de río	m^3	0.5		6,588.00	3,294.00
Grava	m^3	1.0		13,549.70	13,549.70
Agua	m^3	0.3		677.40	203.20
b).- Equipo: Revolvedora $3\frac{1}{2}$ S					
Revolvedora	hora	1	1.4	3,206.30	2,290.20
c).- Mano de obra					
Fabricación a pie de revolvedora rendimiento de $11.2 \text{ m}^3/\text{jor}$.					
Cuadrilla:					
Cabo	jor.	1	11.2	7,888.00	704.30
Peón	jor	10	11.2	5,963.00	5,324.10

Costo directo 98,720.30

42.00% indirectos y utilidad 41,476.50

Costo directo 140,182.80

7.1.4.- Cimbra de contacto: forro de triplay de $5/8$ ", barros de 2×4 " que le dan forma y cargadores que lo soportan o lo arman, unidad m^2

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Materiales/ m^2					
Madera y usos					
Triplay cimbra $5/8$ "	m^2	1	6	16,271.60	2,711.90

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
Madera; polines, barrotes, duela.	P.T.	12	6	398.80	797.60
Clavo de 2½" a 4"	kg	0.3		919.00	275.70
Alambre recocido # 16	kg	0.3		832.00	249.60
Chaflanes, cuñas y aceite	\$/m ³	1		300.00	300.00
b).- Mano de obra:					
1.Habilitación					
Rendimiento (considerando reparación y reclavado para dar 6 usos) 40 m ² /jor. x 6 usos = 240 m ² /jor.					
Maestro carpintero	jor.	0.5	240	11,115.00	23.20
Carpintero de 1a.	jor.	1	240	9,595.00	40.00
Carpintero de 2a.	jor.	4	240	8,655.00	144.30
Peón	jor	5	240	5,963.00	124.20
2.Cimbrado:					
Rendimiento de cuadrilla: 35 m ² /jor.					
Maestro carpintero	jor.	0.5	35	11,115.00	159.80
Carpintero de 1a.	jor.	1	35	9,595.00	274.10
Carpintero de 2a.	jor.	4	35	8,655.00	983.10
Peón	jor.	5	35	5,963.00	851.90
c).- Descimbrado y limpieza					
Rendimiento 35 m ² /jor.					
Carpintero de 2a.	jor.	1	35	8,655.00	247.30
Peón	jor.	2	35	5,963.00	340.70

Costo directo	7,523.40
42.00% indirectos y utilidad	3,159.80
Precio unitario	10,683.20

7.1.5.- Colado sin considerar elevación, unidad m³

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Mano de obra					
Rendimiento 33.6 m ³ /jor.					
Maestro albañil	jor.	1	33.6	10,768.00	320.50
Albañil de 1a/	jor.	1	33.6	9,031.00	268.80
Albañil de 2a.	jor.	1	33.6	7,989.00	237.80
Carpintero de 2a.	jor.	1	33.6	8,655.00	257.60
Ferrero de 2a.	jor.	1	33.6	7,931.00	236.00
Cabo	jor.	1	33.6	7,888.00	234.80
Peón	jor.	12	33.6	5,963.00	2,129.60
Vibradorista	jor.	2	33.6	7,294.00	434.20
b).- Equipo: Vibrador MECSA	hora	16	33.6	3,876.10	1,854.80
c).- Herramienta:					
Carretillas, palas, botes, etc. 20% del equipo	hora	20%		1,845.80	369.20

Costo directo	6,234.30
42.00% indirectos y utilidad	2,618.40
Precio unitario	
Losa nervurada (rendimiento 33.6 m ³ /jornada).....	8,852.70
Precio unitario	
Trabes presforzadas (rendimiento 28.0 m ³ /jornada)...	10,806.60

7.1.6.- Obra falsa (por m³ de concreto), unidad m³

Obra falsa de madera con una altura promedio de 6.0 m considerando que se necesitan 140 P.T. por m³ de concreto.

CONCEPTO	UDIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Materiales:					
Madera 6 usos 140/6 = 23.333 madera: polines, barreros, duela.	P.T.	23.333		398.80	9,305.20
Clavo: (0.15 kg/m ²)(140 P.T./m ³) 11 P.T./m ² = 1,909					
Clavo de 2½" a 4"	kg	1.909		919.99	1,754.40
b).- Mano de obra: habilitado, colocación y remoción Rendimiento = 700 P.T./jor/140 P.T./m ³ 5 m ³ /jor.					
Maestro carpintero	jor	0.5	5	11,115.00	1,111.50
Carpintero de 1a.	jor.	1	5	9,595.00	1,919.00
Carpintero de 2a.	jor.	4	5	8,655.00	6,924.00
Peón	jor.	5	5	5,963.00	5,963.00

Costo directo 26,977.10

42.00% indirectos y utilidad 11,330.40

Precio unitario

Losa nervurada, traveses presforzadas coladas in situ,

losa en voladizo de concreto reforzado.

140 P.T. por m³ de concreto 38,307.50

Precio unitario

Losa entre traveses de concreto reforzado.

70 P.T. por m³ de concreto 19,153.70

7.1.7.- Curado, resanés y limpieza, unidad m³

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Materiales/m ³					
Agua	m ³	0.15		677.40	101.60
b).- Mano de obra					
Peón	jor.	1	45	5,963.00	132.50

Costo directo	234.10
42.00% indirectos y utilidad	98.30
Precio unitario	332.40

7.1.8.- Acero para concreto hidráulico, unidad kg.
(fy = 4200 kg/cm²)

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Materiales/kg					
Acero de refuerzo corrugado (considerando desperdicios y traslapos).	kg	1.1		525.00	577.50
Alambre recocido # 16	kg	0.02		832.00	16.64
Oxígeno y acetileno para cortes. Se considerará el 15% del alambre	kg	15%		16.64	2.50
b).- Herramienta:					
Bancos, dobladoras, cortadoras, etc. 15% de material		1.5%		596.64	8.90
c).- Equipo:					
Tanques para gas y boquillas (1 vez costo herramienta)		100%		8.90	8.90
d).- Mano de obra:					
1. Habilitación y maniobras					
Maestro herrero	jor	1	2100	10,420.00	5.00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
Ferrero de 1a.	jor.	2	2100	8,770.00	8.40
Ferrero de 2a.	jor.	4	2100	7,931.00	15.10
Peón	jor.	6	2100	5,963.00	17.00
2. Colocación, maniobras y armado					
Maestro herrero	jor.	1	2100	10,420.00	5.00
Ferrero de 1a.	jor	2	2100	8,770.00	8.40
Ferrero de 2a.	jor.	4	2100	7,931.00	15.10
Peón	jor	6	2100	5,963.00	17.00

Costo directo	705.40
42.00% indirectos y utilidad	296.30
Precio unitario	1,001.70

7.1.9.- Acero de presfuerzo torón $\frac{1}{2}$ ", unidad kg

(f's = 19000 kg/cm²)

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Materiales/kg					
Torón $\frac{1}{2}$ " diámetro	kg	1.05		1,380.00	1,449.00
Ducto corrugado de lámina 64 mm diam. 1.20(0.05 m/kg) = 0.126 m/kg.	m	0.126		3,500.00	441.00
Anclajes:					
Pretensado: 96/ 1496.94=0.064 juegos/kg Jgo.		0.064		45,000.00	2,880.00
Postensado: 12/1522.22 = 0.00788 jgo/kg.	jgo.	0.00788		384,000.00	3,025.92
Cemento gris normal tipo I 0.5 kg/kg para ducto de 6 cm diámetro	ton	0.0005		118,990.80	59.50
Aceite soluble (protección del cable) 70 m/l x 0.9 kg/m = 63 kg/l = 0.01587 l/kg lt		0.01587		1,410.00	22.40

	UNIDAD	CANTIDAD	REND.	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
b).- Mano de obra:					
Tensado e inyección de ductos:					
Pretensado (25% de a)		25%		4,351.40	1,087.85
Postensado (35% de a)		35%		4,997.82	1,749.24
c).- Servicio de presfuerzo					
Pretensado (15% de a)		15%		4,351.40	625.71
Postensado (25% de a)		25%		4,997.82	1,249.46
d).- Herramienta					
Pretensado (10% de b)		10%		1,087.85	108.79
Postensado (10% de b)		10%		1,749.24	174.92
e).- Equipo: Planta generadora, gajos, manómetros, barras, bombas de inyección, - agitadores, etc.					
Pretensado (15% de a)		15%		4,351.40	652.71
Postensado (30% de a)		30%		4,997.82	1,499.35

Pretensado

Costo directo	6,853.50
42.00% indirectos y utilidad	2,878.50
Precio unitario	9,732.00

Postensado

Costo directo	9,670.80
42.00% indirectos y utilidad	4,061.70
Precio unitario	13,732.50

Traslado y montaje (incluye mano de obra), por pieza.

1.- Tractocamión de 40.0 ton = 3.2 hr x 20,000.00 =	64,000.00
2.- Grúa autopropulsado 90.0 ton=3.2 hr.x145,000.00=	464,000.00
Costo directo	528,000.00
42.00% indirectos y utilidad	221,760.00
Precio unitario	749,760.00

7.2.- COSTO TOTAL DE CADA ALTERNATIVA

7.2.1.- Alternativa de concreto reforzado

	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
Losa nervurada				
a).- Concreto hidráulico simple f'c = 250				
81.12(1.03)=83.55 m ³ .	m ³	83.55	114,141.60	9,536,940.80
b).- Cimbra de contacto	m ³	204.26	10,683.23	2,182,199.30
c).- Colado: 81.12 (1.20)=97.34 m ³	m ³	97.34	8,852.71	861,758.20
d).- Obra falsa	m ³	97.34	38,307.48	3,729,003.30
e).- Curado, resanes y limpieza	m ³	83.55	332.42	27,773.70
f).- Acero de refuerzo	kg	17,712.44	1,001.71	17,742,905.00

Costo total34,080,580.00

7.3.2.- Alternativa de concreto reforzado (pretensado)

Se consideran dos soluciones:

1.- Trabes pretensadas y losa de concreto reforzado de 18 cm de espesor.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Concreto hidráulico simple.				
Trabes sección I f'c=350 kg/cm ² 46.14(1.03) = 47.53 m ³	m ³	47.52	140,182.80	6,662,076.80
Losa f'c = 350 kg/cm ² 36.9 (1.03) = 38.0 m ³	m ³	38.00	114,141.60	4,338,179.40
b).- Cimbra de contacto.	m ²	555.23	10,683.20	5,931,633.10
c).- Colado:				
Concreto reforzado 46.14 (1.2) = 55.37 m ³	m ³	55.37	10,808.60	598,472.20
Concreto reforzado 36.9 (1.2) = 44.28 m ³	m ³	44.28	8,852.70	391,997.60
d).- Obra falsa				
70 P.T. por m ³	m ³	33.66	19,153.70	644,713.50
140 P.T. por m ³	m ³	7.08	38,307.50	271,217.10
e).- Curado, resanes y limpieza	m ³	85.53	332.40	28,430.20
f).- Acero de refuerzo	kg	4,431.20	1,001.70	8,445,533.00
g).- Acero de presfuerzo	kg	250.5	9,732.00	2,437,866.00
h).- Traslado y montaje	pza.	6.0	799,760.00	4,498,560.00

Cuenta total

2.- Trabes pretensadas y losetas pretensadas de 5 cm de espesor

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
a).- Concreto hidráulico simple				
Trabes sección I + losetas f'c=350 kg/cm ² = 52.34(1.03) = 53.9 m ³	m ³	53.90	140,182.80	7,663,652.90
Losa f'c=250/cm ² 30.7(1.03) = 31.62 m ³	m ³	31.62	114,141.60	3,609,157.10
b).- Cimbra de contacto	m ²	542.78	10,683.20	5,798,627.30
c).- Colado:				
Concreto presforzado 52.34 (1.2) = 62.81 m ³	m ³	62.81	10,808.60	678,888.20
Concreto reforzado 30.7 (1.2) = 36.84 m ³	m ³	36.84	8,852.70	326,133.50
d).- Obra falsa 140 P.T. por m ³	m ³	7.08	38,307.70	271,218.50
e).- Curado, resanes y limpieza	m ³	85.53	332.40	28,430.20
f).- Acero de refuerzo	kg	5,445.57	1,001.70	5,454,827.50
g).- Acero de presfuerzo.	kg	538.80	9,732.00	5,243,601.60
h).- Traslado y montaje 6 (1.2) = 7.2 pza.	pza.	7.2	749,760.00	5,398,272.00

Costo total 34,472,809.00

7.2.3.- Alternativa de concreto presforzado (Postensado)

Se consideran dos soluciones:

- 1.- Trabes postensadas coladas in situ y losa de concreto reforzado de 18 cm de espesor.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE(\$)
a).- Concreto hidráulico simple				
Trabes sección I f'c = 350 kg/cm ²	m ³	47.52	140,182.80	6,662,076.80
Losa f'c = 150 kg/cm ²	m ³	38.00	114,141.60	4,338,179.40
b).- Cimbra de concreto	m ²	555.23	10,683.20	5,931,633.10
c).- Colado				
Concreto presforzado	m ³	55.87	10,808.60	598,472.20
Concreto reforzado	m ³	44.28	8,852.70	391,997.60
d).- Obra falsa:				
140 P.T. por m ³	m ³	52.04	38,307.50	1,993,522.30
70 P.T. por m ³	m ³	33.66	19,153.70	644,713.50
e).- Curado, resanes y limpieza	m ³	85.53	332.40	28,430.20
f).- Acero de refuerzo	kg	8,431.20	1,001.70	8,445,533.00
g).- Acero de presfuerzo.	kg	253.70	13,732.50	3,483,953.30

Costo total 32,518,511.00

2.- Trabes postensadas coladas en planta y losetas pretensadas -
de 5 cm de espesor.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE(\$)
a).- Concreto hidráulico simple				
Trabes sección I+losetas. f'c = 350 kg/cm ²	m ³	53.90	140,182.80	7,663,652.90
Losa.f'c = 250 kg/cm ²	m ³	31.62	114,141.60	3,609,157.10
b).- Cimbra de contacto	m ²	542.78	10,683.20	5,798,627.30
c).- Colado				
Concreto presforzado	m ³	62.18	10,808.60	678,888.20
Concreto reforzado	m ³	36.84	8,852.70	326,133.50

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
d).- Obra falsa 140 P.T. por m ³	m ³	7.08	38,307.70	271,218.50
e).- Curado, resane y limpieza	m ³	85.53	332.40	28,430.20
f).- Acero de refuer- zo	kg	5,445.57	1,001.70	5,454,827.50
g).- Acero de pres- fuerzo	kg	542.00	13,732.50	7,443,015.00
h).- Traslado y montaje 6 (1.2) = 7.2	pza.	7.20	749,760.00	5,398,272.00

Costo total 36,672,222.00

7.4.- CONCLUSIONES

Se observa en los presupuestos anteriores presentados, que para cualquiera de las tres alternativas estudiadas en esta tesis se tiene sensiblemente el mismo costo. Esto significa que las condiciones que se consideraron para definir el presupuesto en cada uno de los casos corresponden a las de equilibrio.

Algunas de las condiciones consideradas son las siguientes:

- a).- La altura del colado de concreto en el sitio es de 6.00 m sobre el nivel del terreno y no existe ningun obstáculo para la colocación de la obra falsa en el sitio. Existe además disponibilidad suficiente e inmediata de los materiales y mano de obra necesaria para la construcción de cimbras.

- b).- Para elementos prefabricados se consideró que la distancia de acarreo desde la planta de producción hasta el sitio era de aproximadamente 40 km, que existía un camino transitable en todo el tiempo entre esa planta y el sitio y que se contaba con los equipos necesarios para las maniobras de flete y montaje, así como los equipos y mano de obra especializada que se requirieron para la aplicación del presfuerzo.

De lo anterior, se deduce que si alguna de las condiciones no se cumple, se estará inclinando la decisión en favor de una de las alternativas que no incluya dicha condición incumplida.

Ante por ejemplo, si el cruce tiene altura superior a 6.0 m, la obra falsa se encarecerá y será por tanto más conveniente emplear vigas prefabricadas lanzadas. Otro ejemplo se tiene en el caso de los pasos a desnivel en zonas urbanas, para los cuales en general no se dispone de área suficiente para alojar la obra falsa o bien ésta representa un obstáculo para el tránsito de vehículos. En estos casos la mejor solución será también la de vigas lanzadas prefabricadas.

Por el contrario, si el cruce se encontrara en una distancia mayor de 40 km respecto al patio de prefabricación, o si el camino de acceso a la obra fuese un sendero en malas condiciones, sería más conveniente emplear una estructura colada en sitio en vez de una estructura prefabricada. También se indicará esta solución de concreto colado en sitio, cuando exista dificultad para la aplicación de patentes del método de presfuerzo y anclaje o para la consecución de mano de obra especializada.

Los presupuestos presentados tienen el gran interés de que se basan en casos reales de contratos otorgados por licitación pública y contravienen una idea muy difundida en los medios técnicos en el sentido de que las soluciones prefabricadas y presforzadas son necesariamente más caras. Creemos que con estos presupuestos se demuestra que para ciertas condiciones, estas últimas soluciones resultan más económicas y más convenientes por las ventajas que involucran en relación con rapidez de ejecución, control de calidad, estandarización de la construcción y limpieza de ejecución.

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

S.C.T.- Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, Tomos I y II, México, 1984.

State of California, Departamento of Transportation, Manual of Bridge Design Practice, Third Edition, Sacramento, 1971.

American Association of State Highway and Transportation Officials, Standard Specifications for Highway Bridges, Thirteenth Edition. Washington, D.C., 1983.

Lin, T.Y. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado, CECSA, México, 1982.

Johannson, J. Diseño y Cálculo de Estructuras Pretensadas, Marcombo, S.A., Barcelona, 1975.