

24
98



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería



**“Estudio Comparativo de Superestructuras
para Puentes Pretensados Empleando la
Carga HS-20 y la Carga T3-S3”**

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a :

Fernando Isunza Mohedano





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

- I. INTRODUCCION
 - II. ASPECTOS GENERALES EN LA PLANEACION DE Puentes.
 - II.1 Aspectos Básicos que se deben analizar para la Determinación de la Ubicación del Puente.
 - II.2 Aspectos Fundamentales a considerar en el Diseño de Puentes.
 - III. SOLUCIONES ESTRUCTURALES
 - III.1 Estructuración
 - IV. DISEÑO ESTRUCTURAL
 - IV.1 Solicitaciones
 - IV.2 Especificaciones y Consideraciones
 - IV.3 Análisis Comparativo
 - IV.4 Resultados del Diseño (Tablas y Gráficas)
 - V. TRANSPORTE Y MONTAJE
 - VI. CONCLUSIONES
- Apéndice A, Tablas ' METODO DE ENGESSER-COURBON'

I. INTRODUCCION

En el diseño de toda clase de estructuras, y en el caso particular de los puentes, se incluye la determinación del tamaño y forma de los miembros y de sus conexiones. El requisito principal que deben cumplir, las estructuras, es soportar con seguridad -- todas las cargas que se le apliquen, por lo tanto, para el proceso de diseño es indispensable conocer cada una de ellas, así como sus posibles combinaciones.

Los ingenieros proyectistas deben determinar las combinaciones racionales de carga que puedan producir los esfuerzos o deformaciones máximas en las diferentes partes de la estructura, ya que no es factible diseñar estructuras ordinarias para que resistan todas las combinaciones de carga concebibles, con fuerzas excepcionalmente grandes; por lo tanto el proyecto tiene un rango de incertidumbre. Se puede hacer una evaluación estadística y probabilística de las intensidades de carga, y del funcionamiento estructural, calculando las pérdidas económicas y daños a la sociedad en su conjunto; pero en la actualidad, los ingenieros apenas empiezan a considerar cuantitativamente estos factores.

Por otra parte, para simplificar el proyecto de estructuras comunes los reglamentos de construcción especifican las cargas mínimas de diseño y sus combinaciones críticas por medio de criterios basados en la experiencia, en algunas mediciones, y en la lógica.

Los reglamentos actuales indican las normas encaminadas a la verificación de la resistencia de los elementos de una estructura utilizando hipótesis de dimensionamiento derivadas de un número suficiente de pruebas de laboratorio, con objeto de lograr predecir mecanismos de falla, bajo la acción de uno o varios elementos actuantes, además se preocupan por la respuesta de la estructura bajo condiciones de servicio.

En cuestión de puentes, los reglamentos se han mantenido bajo criterios más conservadores que los correspondientes a edificios, y ésto se debe a que no se conocen con precisión los efectos dinámicos del impacto de la carga viva, así como la fatiga debida a la repetición de cargas, pero a medida que va teniendo mayor información de los ensayos de laboratorio, los reglamentos de puentes van identificándose con los reglamentos de construcción vigentes.

En los reglamentos se distinguen usualmente tres tipos de acciones de tráfico:

- a) Cargas repartidas por vía de circulación.
- b) Cargas concentradas por eje.
- c) Cargas de vehículo.

Para diseñar, en México generalmente se adopta la carga tipo 'H' y la tipo 'HS', especificada por el reglamento del AASHTO. Sin embargo, en virtud del rápido crecimiento en el peso de los vehículos, la carga 'HS' es excedida a menudo por los vehículos actuales.

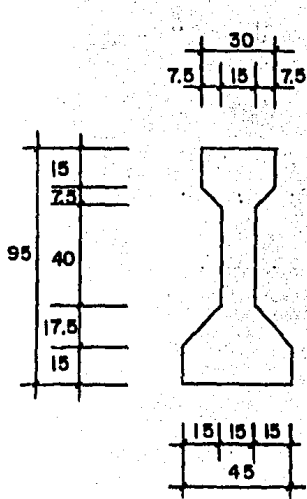
Las nuevas normas de la SCT especifican que la carga viva en puente para caminos tipo A, es decir, para autopistas y caminos troncales; será la denominada T3-S3. ¿Pero, qué diferencia existe entre diseñar con una carga T3-S3 y la carga HS-20? Para disipar un tanto esta duda, es que se ha elaborado el presente trabajo, en el que se incluyen 14 análisis de superestructuras, con dos tipos de sección diferentes; sección cajón y trabes I (AASHTO), ambas de concreto presforzado.

El diseño se efectuó de acuerdo con las normas del AASHTO para 7 claros distintos, que van desde 15 m hasta 30 m, con intervalo de 2.5 m.

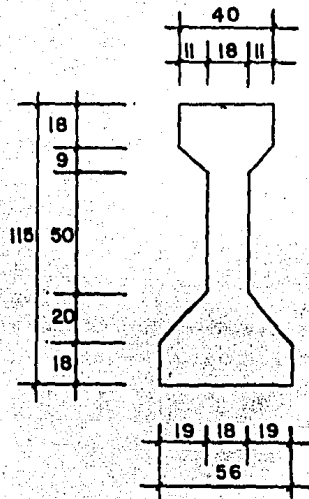
En los primeros capítulos se describen los factores que deben tomarse en cuenta en el diseño de puentes, así como las estructura-

ciones más comunes que se tienen. Por su parte, el capítulo IV, presenta un análisis de solicitaciones comunes en los puentes, así como una descripción de cada sección; su diseño para cada caso y tablas comparativas de funcionamiento estructural. Al final del trabajo se presentan tablas y gráficas comparativas de consumo de materiales, para las cargas consideradas y para los tipos de sección analizadas:

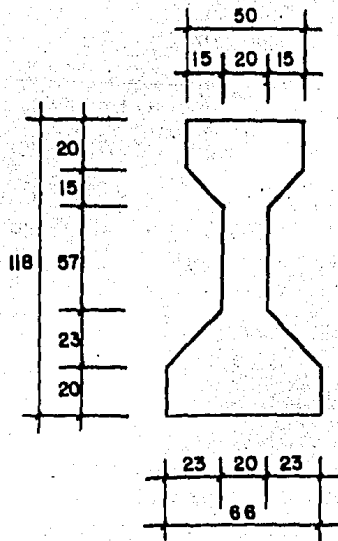
En las siguientes figuras se muestran: La Geometría de las secciones tipo I de A.A.S.H.T.O. y cajón con aletas utilizadas en el diseño de las superestructuras, así como la distribución transversal de las mismas para los diferentes claros en estudio.



TIPO II

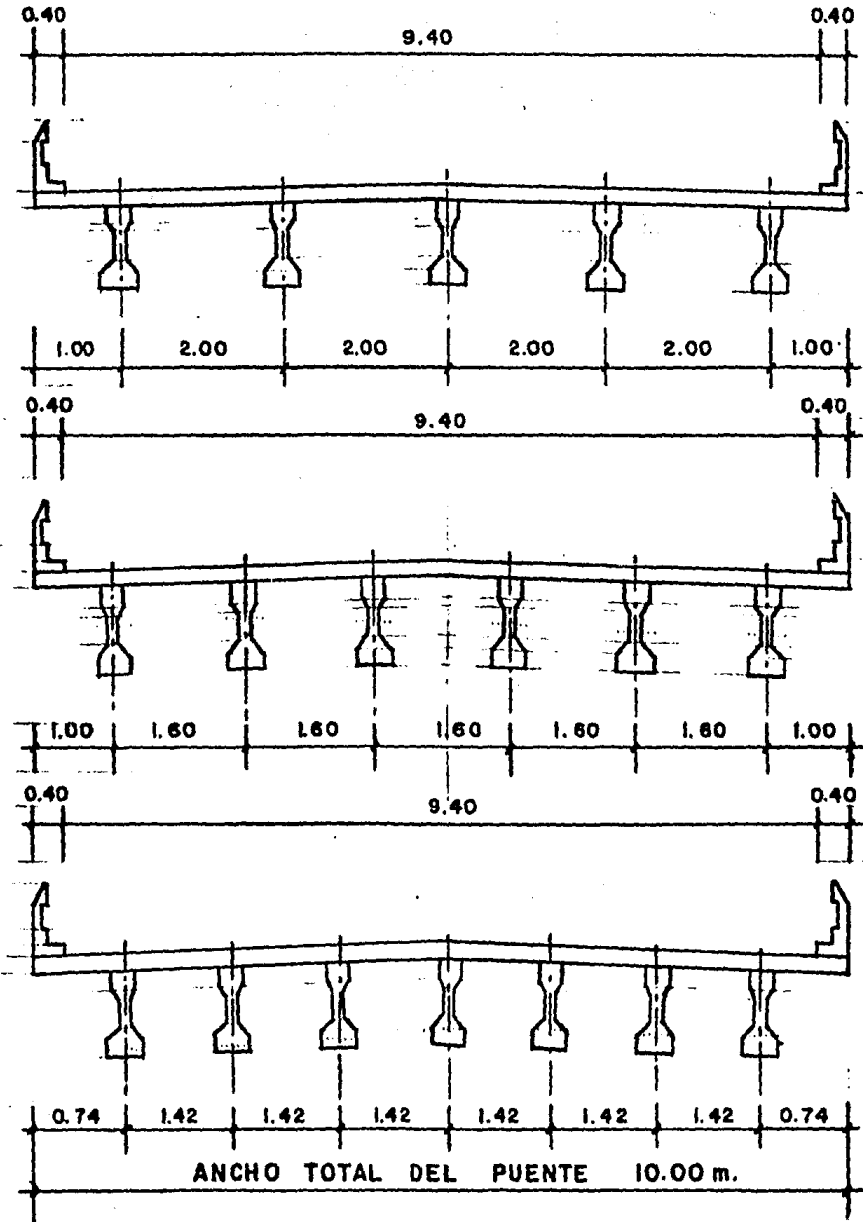


TIPO III

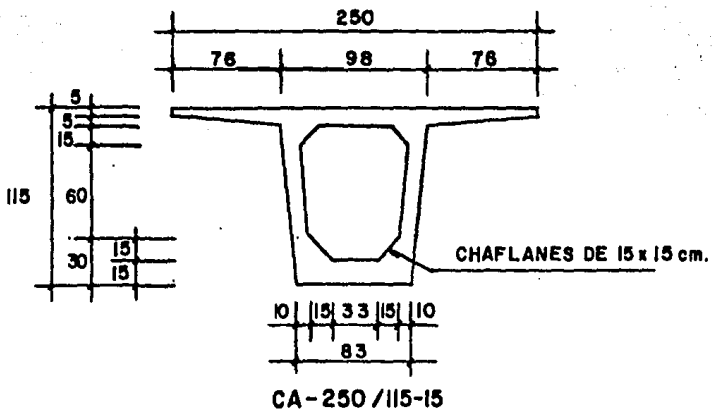
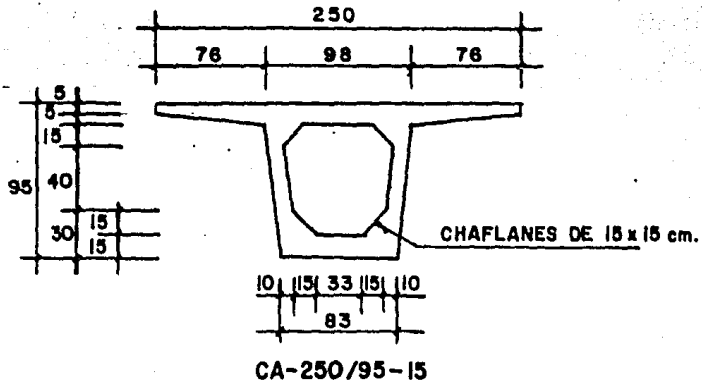
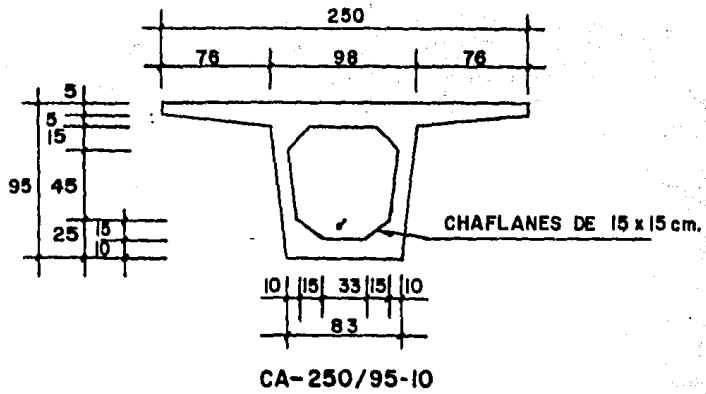


TIPO IV

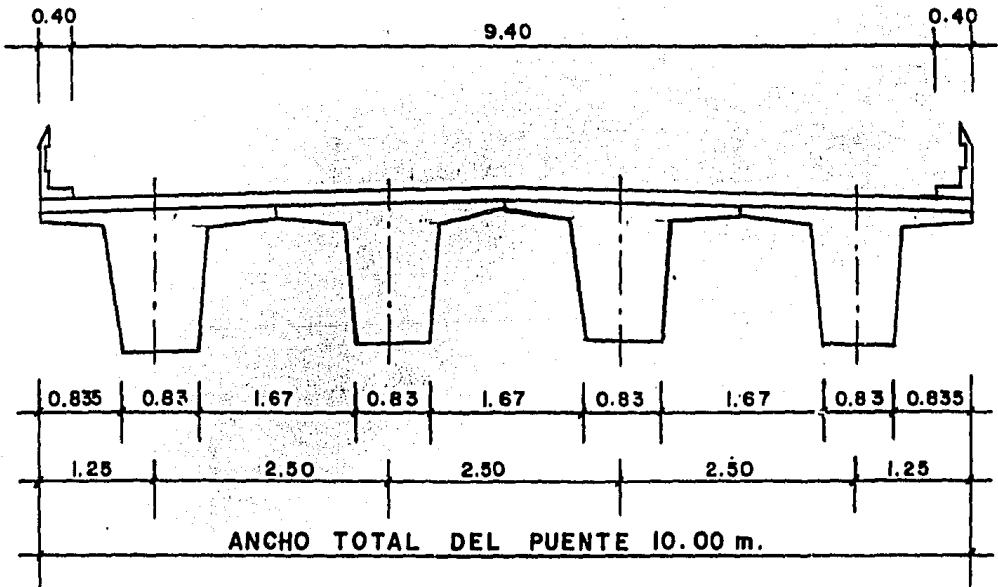
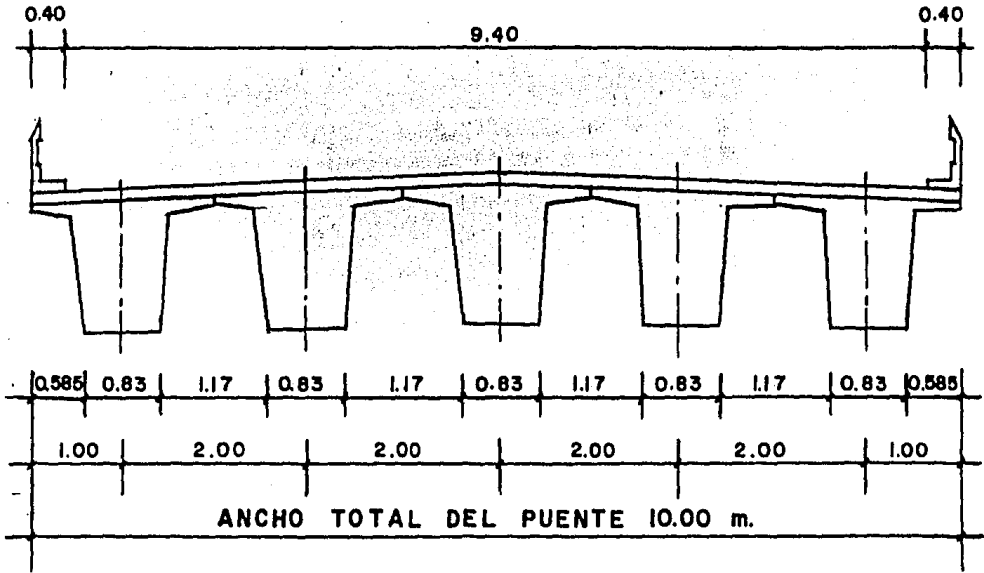
GEOMETRIA DE LA SECCION I (AASHTO)



DISTRIBUCION DE VIGAS I (AASHTO)



GEOMETRIA DE LA SECCION CAJON



DISTRIBUCION DE VIGAS CAJON

II. ASPECTOS GENERALES EN LA PLANEACION DE PUENTES

La planeación surge como respuesta a una necesidad: la necesidad de optimizar recursos económicos, por tal motivo en todo proyecto de Ingeniería es necesario realizar estudios de planeación que permitan prever la situación económica y social que se derivará de él, con el fin de establecer si su realización es justificable.

En el caso concreto de proyecto de puentes, existen una serie de aspectos que influyen determinantemente en la planeación del mismo, es por tanto, necesario hacer un análisis de cada uno de estos aspectos, pero sin olvidar que la conjunción de todos ellos nos llevará a tener la solución acorde con los requerimientos del lugar.

Uno de los puntos más importantes en el proyecto de puentes es -- sin duda alguna la elección del tipo adecuado, ya que una buena elección repercutirá directamente en la economía del proyecto. No es posible pensar en un proyecto económico ni aún empleando los métodos más refinados de diseño, si la elección del tipo de puente no ha sido la adecuada.

Para elegir el tipo de estructura más conveniente para el proyecto de puentes, es necesario disponer de información detallada y completa de todos los factores y elementos que se requieren para su construcción y funcionamiento.

Dada la importancia que representa la información requerida, a continuación se citan los aspectos generales que se deben tomar en cuenta para obtener la mejor información posible.

II.1 ASPECTOS BASICOS QUE SE DEBEN ANALIZAR PARA LA DETERMINACION DE LA UBICACION DEL PUENTE.

Generalmente en un problema de Ingeniería hay que atender a dos puntos fundamentales: el técnico y el económico. Este principio es aplicable al estudio y construcción de puentes.

Técnicamente, un sitio ideal para el cruce sería aquél que presente un buen alineamiento general de trazo en las proximidades del puente, las condiciones de cimentación para la estructura satisfactorias, y si el obstáculo por salvar es un río, siempre es conveniente que el cauce sea bien definido, alejado de curvas horizontales y caídas o rápidas.

Los aspectos que influyen primordialmente en la elección del sitio del cruce son:

a) Aspectos Topográficos.

Para la ubicación del puente se deben de tomar en cuenta las características del terreno, en las proximidades y el sitio en donde se desea construir. Es necesario que la localización de los accesos y del puente sea realmente la más ventajosa desde el punto de vista de alineamiento general del camino.

El sitio del cruce resultará más ventajoso si reúne las siguientes características:

- i) El cruce no presenta curvas horizontales a la entrada y salida que sean muy forzadas.
- ii) La sección transversal angosta, tratando que la longitud del puente sea la menor posible.

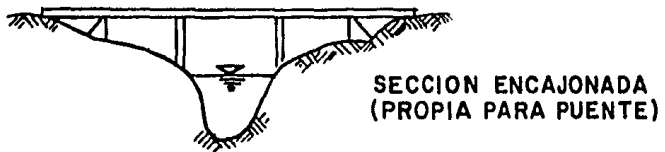
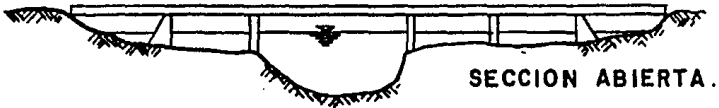
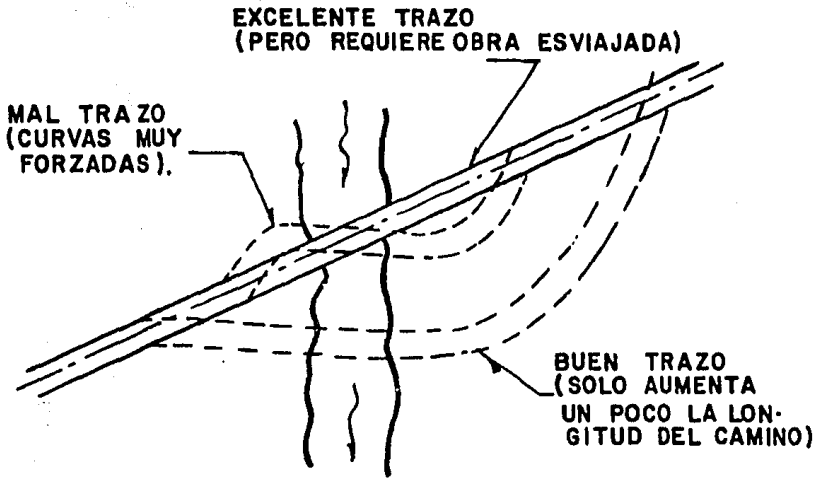
b) Aspectos Hidráulicos.

Si el puente funciona como una obra de drenaje, habrá que tomar en cuenta todas aquellas variables indispensables para proyectar un puente congruente con las características hidráulicas de la corriente, aparte de que la subestructura del puente deberá de alterar lo menor posible las condiciones naturales del escurrimiento. Por lo cual es necesario tomar en cuenta los siguientes factores al elegir el cruce.

- i) Sección transversal tal que, sea mínima o nula la reducción del ancho del cauce, ya que con ésto se evitará el aumento en la velocidad de la corriente y de la erosión.
- ii) El tramo del río sensiblemente recto, lo más alejado posible de las curvas tanto aguas arriba como aguas abajo, ésto es con el fin de que la estructura no quede en zonas que puedan ser erosionadas con el cambio de dirección de la corriente.
- iii) Cauce estable, es decir, que no cambie de ubicación o bien que sufra erosiones laterales.
- iv) Tramo del río que no tenga desbordamientos o llanuras de inundación.
- v) Tramo del río sin rápidas ni remansos, para que no se presenten erosiones o depósitos bajo la estructura.

c) Aspectos Hidrológicos.

El tomar en cuenta la hidrología del lugar nos ayuda a ratificar los datos topohidráulicos recabados en el campo, teniendo como base las características fisiográficas y de precipitación de la cuenca en donde se ubica el cruce.



Las características hidrológicas que se deberán de analizar son: el área de la cuenca, su precipitación media anual, pendiente media, distribución y tipo de vegetación, permeabilidad media, gasto de crecientes máximas extraordinarias y datos de las estaciones hidrométricas cercanas al lugar del cruce.

La importancia de tomar en cuenta las características hidrológicas del lugar, radica en que en base a éstas, se determinará el gasto de diseño.

El punto anterior es muy importante ya que, el gasto del diseño tiene efecto directo en el costo del puente y de sus obras de protección. Debido a que, para cada gasto se requerirá de una obra distinta, cuyas características satisfaga los requerimientos de elevación y longitud, así como las obras de protección a la socavación, empuje hidrostático y demás efectos asociados con la velocidad del agua.

d) Aspecto Geotécnico.

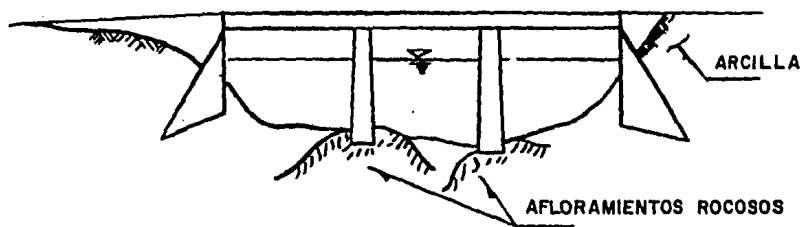
Las características geológicas de la zona del cruce, así como la capacidad de carga y deformabilidad del suelo, el nivel de socavación probable en el fondo del río, la estabilidad de las márgenes del río, etc., son factores fundamentales a considerar en la elección del tipo de cimentación, que además influirán en algunos aspectos del puente, como lo son:

- i) La longitud de los claros parciales del puente.
- ii) El tipo de superestructura, puesto que para diferentes claros conviene, en general, emplear diferentes superestructuras.

Por otra parte, las características de la cimentación deberán de ser tales que, permitan un comportamiento adecuado de la estructura, para lo cual uno de los puntos más importantes que hay que tomar en cuenta es la socavación, ya que es el principal peligro de fracaso de un puente. Sin embargo, si se desconoce la profundidad de socavación, no es recomendable profundizar demasiado la cimentación, ya que aumenta considerablemente su costo.

En resumen, los aspectos geotécnicos que se deben de considerar son:

- i) El tipo de material que forma la sección es conveniente que sea un material con capacidad de carga relativamente alta, sin que se produzcan hundimientos excesivos.
- ii) Sección que presente el mínimo de problemas de socavación.
- iii) Sección que permita desplantar los apoyos en un solo tipo de material, para evitar asentamientos diferenciales.



II.2 ASPECTOS FUNDAMENTALES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE PUENTES,

Ya elegido el sitio en donde se ubicará el puente, se procederá al diseño del mismo, sin embargo es necesario que se consideren los siguientes aspectos fundamentales.

a) Vialidad.

El principio básico en la localización de cualquier puente, es cumplir con los requisitos generados por los estudios de Ingeniería de Tránsito a un costo mínimo.

Previamente a la decisión de la construcción de un puente, se han estudiado y fijado sus características básicas a partir de los requisitos de funcionalidad referentes al tránsito para el que se proyectará.

Con el fin de tener un tránsito fluído a lo largo del camino, es recomendable que el número de vehículos que puedan circular por el puente en un periodo de tiempo determinado bajo ciertas condiciones, sea el mismo que el del camino; teniendo en cuenta que el ancho de calzada obedece siempre a un mismo número cerrado de bandas de circulación.

b) Disponibilidad de Materiales.

Se requiere con datos fidedignos acerca de la existencia de bancos de material que puedan ser explotados en forma económica para la construcción del puente. Por ejemplo, para la elaboración del concreto, es indispensable que se analicen los agregados en algún laboratorio, con el fin de investigar si poseen las propiedades mecánicas adecuadas y fijar, en caso de que lo sean, las dosificaciones para obtener concretos de diferentes resistencias. Además, se deben tomar algunas muestras del agua disponible, para verificar si puede utilizarse en la elaboración del concreto.

Por lo regular en obras de esta naturaleza, el cemento y el acero de refuerzo son adquiridos por el contratista directamente en las fábricas, sin embargo, es conveniente que se recaben los datos del comercio más próximo al lugar donde se va a construir el puente: cantidades disponibles y precios locales, así como la procedencia del material.

No solamente los agregados, el acero de refuerzo y el cemento son los materiales cuyo suministro y costo debe analizarse. El herraje (clavos, tornillos y pernos) es indispensable para la construcción de obras falsas y para la fabricación de moldes; por lo tanto, se deben averiguar precios y existencia de este tipo de material.

c) Mano de Obra.

En este aspecto, es necesario recabar información acerca de los sueldos y las jornadas de trabajo, costumbres y festividades de la región, así como del número de obreros calificados y peones, que en un momento dado están disponibles, ya que en muchas ocasiones es necesario traer personal calificado de lugares que se encuentran un tanto retirados del lugar en donde se efectúa la construcción, implicando estos gastos extras en hospedaje y alimentación para este personal.

Es importante que dentro de los programas de trabajo, sean consideradas las condiciones climatológicas del lugar, ya que pueden ser determinantes en las condiciones de trabajo y por ende, afectar seriamente dichos programas.

d) Social.

Toda obra de Ingeniería trae implícita una serie de cambios que afectan directamente las relaciones sociales de los habitantes del lugar en donde se construye la obra. En términos generales puede decirse que un puente, en el caso de una carretera o vía férrea, provocará una mayor fluidez de habitan-

tes y mercancías, tanto al exterior como al interior de la comunidad, ya que evidentemente el puente ha sido proyectado para salvar un obstáculo, que hasta cierto punto impedía el tráfico antes mencionado.

El impacto social de una obra dependerá principalmente del medio económico en donde se localice, éste será muy distinto si la obra se realiza en una zona con cierto grado de desarrollo, o en otra, en la cual apenas da inicio la incorporación a la economía de mercado.

e) Económico.

Como ya se ha mencionado anteriormente, un punto fundamental en la economía de puentes, es la elección del tipo adecuado.

Desde el punto de vista económico, no hay que olvidar que el puente es parte integrante de un camino. Es decir, que para un problema en particular existirá más de un lugar viable para construir el puente, y no debe juzgarse que el cruce más económico sea aquel cruce que exija el puente más económico, sino que debe efectuarse un análisis incluyendo todos los aspectos que influyen en el proyecto.

Sin embargo, hay que reconocer que no siempre es posible encontrar un lugar que resulte óptimo en todos los aspectos considerados, por lo que regularmente es necesario sacrificar alguno de los aspectos favorables en la elección del cruce, de tal forma que encaje de una manera más completa en el plan general de localización.

Hasta el momento se han mencionado los aspectos a considerar en la planeación y construcción de puentes carreteros, sin embargo, debido al crecimiento acelerado y muchas veces anárquicos de las ciudades, hace necesario el salvar una serie de obstáculos mediante pasos a desnivel o puentes. Es por lo tanto necesario con

siderar una serie de aspectos adicionales a los ya mencionados, como lo son:

- Espacio.- Es sabido que dentro de una ciudad una de las principales limitantes es el espacio, por lo que toda construcción deberá de ocupar una cantidad mínima de terreno, tanto durante su construcción como durante su operación.

En el caso particular de puentes, algunas soluciones son rechazadas debido a que el proceso constructivo a emplear, requiere de una extensión grande de terreno para maniobras.

- Tiempo.- Muchas veces hay que montar los puentes en el tiempo más breve, sin interrupciones de tráfico o durante pausas exactamente determinadas. Este problema se soluciona generalmente utilizando elementos prefabricados, sin embargo, surge otra serie de inconvenientes que deberán de superarse, como lo son el tamaño de los elementos y en forma más específica la dimensión de las calles por la cual circulará el elemento desde la planta de prefabricación hasta el lugar en donde quedará colocado definitivamente.

Los puentes isostáticos pueden ser:

- 1.1 Librementemente apoyado
- 1.2 Continuo (Gerber)
- 1.3 Armadura
- 1.4 Arco
- 1.5 Colgante
- 1.6 Marco triarticulado

Los puentes hiperestáticos pueden ser:

- 2.1 Continuo
- 2.2 Armadura hiperestática
- 2.3 Marco cerrado

ii) La subestructura, es la parte del puente que transmite las acciones de la superestructura a la cimentación, estando integrada por pilas, estribos y caballetes.

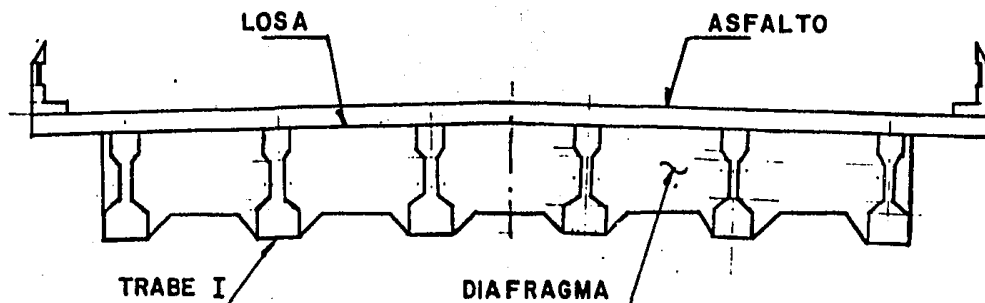
iii) La infraestructura o cimentación, es la parte del puente que queda en contacto con el terreno y que le transmite a éste todas las acciones generadas por el puente. La cimentación puede ser superficial o profunda.

III.1 ESTRUCTURACION

La estructuración de un puente es función de muchas variables, pero sin duda las más importantes son: la carga viva, la dimensión del claro a cubrir y el tipo de materiales a emplear.

De acuerdo al tipo de carga rodante en los puentes una solución muy empleada para claros que se encuentran entre 4 y 40 m es el empleo de traveses longitudinales paralelas al tránsito, soportando una losa cuyo espesor mínimo es de 15 cm; con este criterio el número de traveses y su separación dependerá del claro máximo que pueda aceptar la losa. El refuerzo de la losa será en sentido perpendicular al tránsito.

Las traveses longitudinales se ligan entre sí por medio de diafragmas que se ubican en sentido perpendicular al tránsito, generalmente se colocan en el centro del claro del puente y en los extremos, y dependiendo de la longitud se pueden añadir diafragmas intermedios.

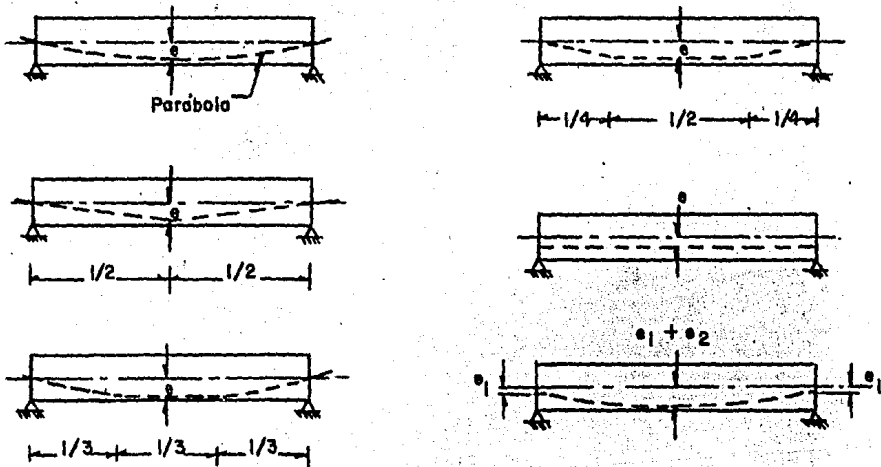


La función de los diafragmas es repartir las cargas concentradas en las traveses longitudinales y reducir los momentos torsionantes producidos por la deformación de la losa de piso, así como lograr una mayor rigidez de conjunto.

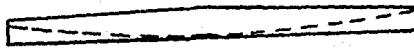
Cuando el claro del puente es mayor de 12 m es económico el empleo de concreto presforzado. El concreto presforzado ha demostrado ser ventajoso y económicamente competitivo, actualmente se le emplea desde claros relativamente cortos, en los cuales es usual la utilización de elementos precolados estándar, hasta las traveses atirantadas con cables y las traveses de sección cajón continuas en claros de gran longitud. Se ha generalizado de tal manera la utilización del concreto presforzado que casi todos los puentes de concreto son ahora presforzados; empleándose tanto el pretensado como el postensado, y con frecuencia una combinación de ambos.

Otro punto a favor del concreto presforzado, es la diversidad de formas que puede adoptar la sección, tanto longitudinal como transversalmente.

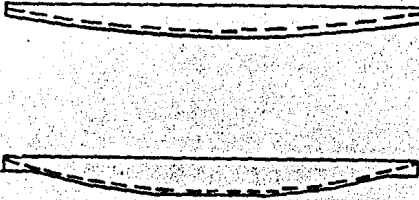
Longitudinalmente, la sección puede ser de contorno rectangular, teniendo como variante la trayectoria de los tendones de presfuerzo, la cual puede adoptar formas como trapecial, parabólica, triangular, recta, etc.



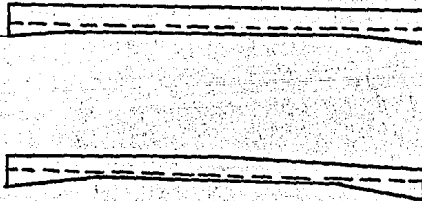
Si se trata de un solo claro, una forma sencilla que va bien con las exigencias estructurales y funcionales es la de contorno superior con quiebro de rasantes. Funcionalmente se consigue así un buen desagüe longitudinal y estructuralmente la sección de mayor área y mayor excentricidad de los cables de presfuerzo queda al centro del claro.



Se pueden lograr condiciones favorables similares a la anterior, si el perfil inferior es acartelado o arqueado hacia abajo, pero dicha solución no es muy estética, ya que da la impresión de haber cedido ante la acción de las cargas, además de que puede provocar problemas de drenaje.



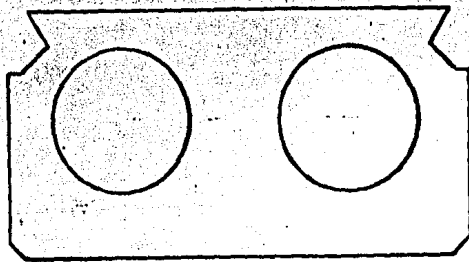
En el caso de que únicamente se busque la buena disposición de los cables, resulta conveniente la solución con perfil inferior acartelado o arqueado hacia arriba, ya que entonces con cables rectos podríamos conseguir tener excentricidad máxima en el centro y nula en los anclajes.



En sección transversal tenemos también un margen de mayor amplitud de formas, que en concreto armado; ya que el concreto de la parte inferior entra en actividad, por lo cual resultan racionales las formas de vigas en cajón e incluso las aligeradas. Aunque existen vigas de sección rectangular, lo característico de las vigas pretensadas es el pequeño espesor del alma, como es el caso de la sección T e I, en donde el alma es relativamente delgada en comparación con el ancho del patín.

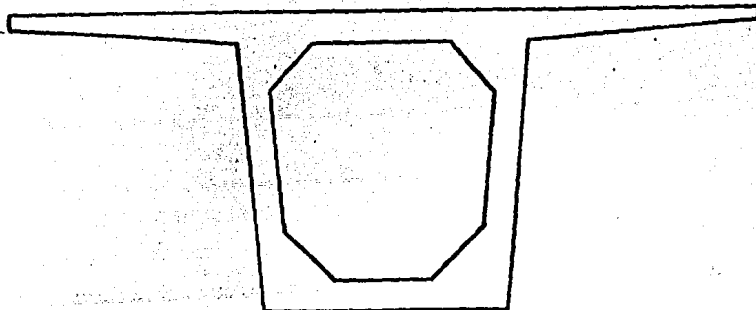
En puentes donde la separación entre apoyos es de alrededor de 30 m, se pueden utilizar con grandes ventajas unidades precoladas. Estas unidades ofrecen un bajo costo inicial, un mantenimiento mínimo y una construcción rápida y fácil, con interrupción mínima de tránsito. Dichas traveses son por lo general pretensadas.

Las secciones de uso común son: las losas aligeradas, que se recomiendan para cubrir claros alrededor de 15 m.



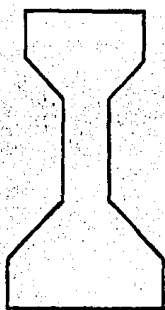
TABLETA O LOSA ALIGERADA

Las vigas cajón resultan ser altamente eficientes en claros mayores de 20 m.

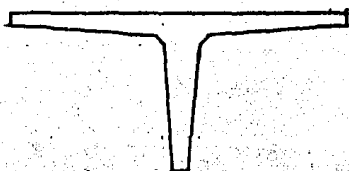


SECCION CAJON

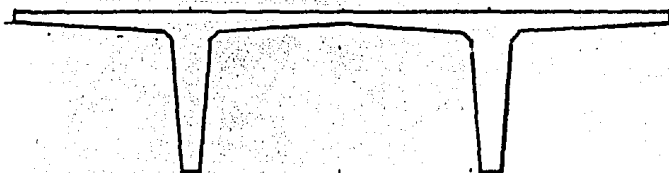
Para claros de 20 a 35 m son utilizados generalmente las traves I, T y doble T.



V I G A I



V I G A T

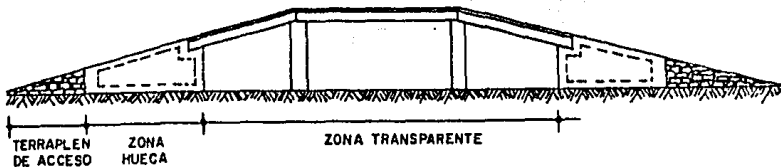


V I G A T T

Cuando la ubicación del puente es dentro de una ciudad, deberán hacerse consideraciones adicionales en el proyecto. Por ejemplo, la cuestión del derecho de vía, que generalmente impide pensar en terraplén continuo, porque los taludes de la tierra invaden terrenos con anchuras de una y media a tres veces su altura para que tengan el grado necesario de estabilidad.

Utilizando muros de contención, se pueden adoptar taludes casi verticales, por lo que el problema de estabilidad quede solucionado. Pero cuando las condiciones del terreno no permiten terraplenes de gran altura, de debe pensar en otra forma de solucionar el problema. Para ello, en el presente trabajo se enuncia una de las soluciones más empleadas en nuestro medio.

En la Fig. se muestra la alternativa a la cual se hizo mención, la cual tiene un pequeño terraplén de acceso, seguido por una zona llamada "hueca", en esta zona se colocan los elementos que transmiten las cargas al terreno como mejor convenga, ya que no existe restricción de espacio. En la zona central o zona transparente se colocarán los elementos seleccionados, pero en este caso sí hay restricción en la ubicación de los apoyos, ya que por esta zona circulará el tráfico y por lo tanto debe de estar libre de obstáculos.



IV DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el desarrollo del presente trabajo se tomarán en cuenta las siguientes especificaciones:

- Standard Specifications for Highway Bridges adoptado por:
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) 13a. Edición; 1983.

En el caso de que se hiciera uso de otra especificación que no pertenezca a las enunciadas, se mencionará oportunamente durante el capítulo o artículo en que sea utilizada.

IV.1 Solicitaciones.-

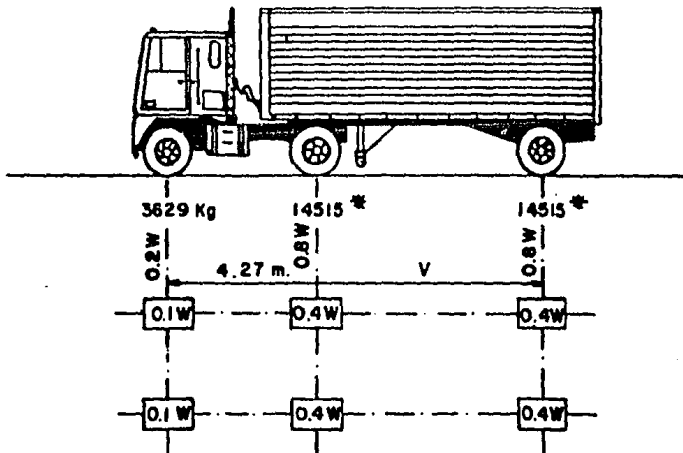
De acuerdo con el A.A.S.H.T.O., los elementos estructurales de un puente deben ser diseñados para soportar ciertas cargas o acciones, como lo son:

1) Cargas Muertas.

Se considerará carga muerta a toda solicitud que permanezca fija en un solo lugar y que actúe permanentemente en el puente, sin estar sujetas a variaciones. Como carga muerta podemos considerar el peso propio de la estructura, incluyendo las superficies de rodamiento, banquetas, parapetos, vías, conductos, cables y otras instalaciones para servicios públicos.

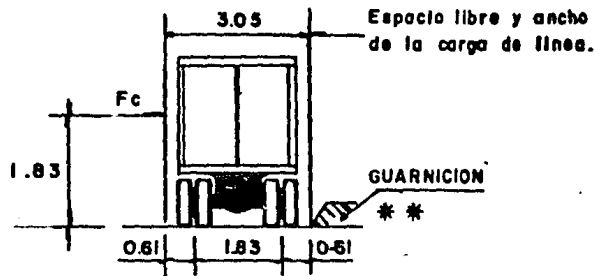
2) Carga Viva

Corresponde al peso de la carga móvil aplicada, como lo son: camiones, coches o peatones. La carga viva se define mediante camiones tipo, en el caso de la carga móvil denominada T3-S3, para la carga tipo HS, la carga viva se define mediante camiones tipo o bien, mediante una carga uniformemente distribuida sobre un carril que equivale a un convoy de camiones, más una carga concentrada.



W= Combinación de pesos en el primer y segundo eje de rueda

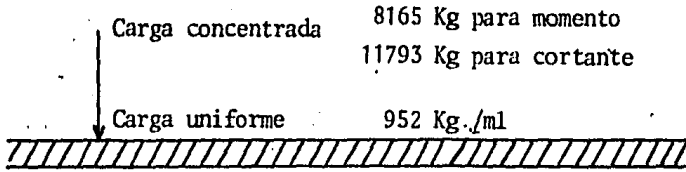
V= Distancia variable de 4.27 a 9.14 m. Se debe usar el valor que produzca las máximas acciones



* En el diseño de losas de acero ortotrópicas (excluyendo traveses transversales), se seleccionará cualquiera de las dos cargas siguientes, la que produzca las máximas acciones: una carga de eje igual a 10 886 Kg. o dos cargas de ejes iguales a 7 258 Kg. separadas entre sí 1.22 m.

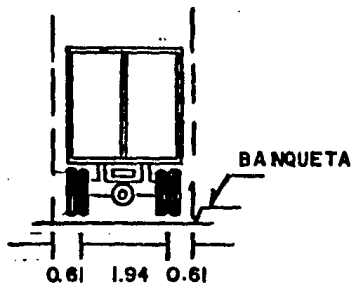
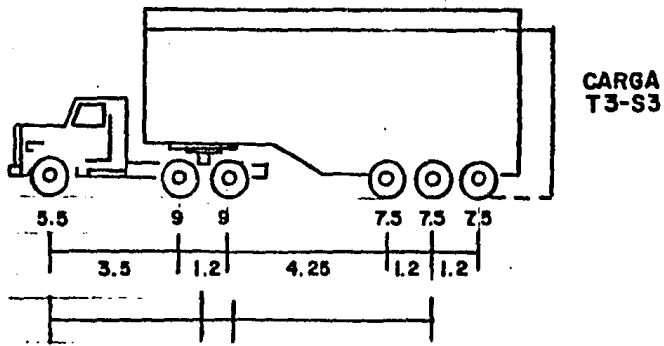
** Para el diseño de losas, el centro de las ruedas debe suponerse a 0.305 m. de la cara de la guarnición

. CARACTERISTICAS DE LA CARGA DE CAMION HS-20



Carga H20-44
 Carga HS20-44

CARGA DE LINEA



TIPOS DE CARGA MOVIL CONSIDERADA .

3) Impacto

La estructura debe diseñarse de tal manera que resista los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto producidos por la carga viva o cualquier otra carga.

4) Otras fuerzas

Hay casos en los cuales actúan fuerzas longitudinales, de viento, fuerza centrífuga, fuerzas por cambios de temperatura, empuje de tierras, etc., que deben tomarse en cuenta al diseñar la estructura.

IV.2 ESPECIFICACIONES Y CONSIDERACIONES

a) Trabes Presforzadas

El diseño de las trabes presforzadas se efectuará de acuerdo con el capítulo 9 del reglamento A.A.S.H.T.O.

1) Factores de Carga

Los factores de carga a utilizar serán los siguientes:

Acción última = $1.3/\phi$ (C.M. + $5/3$ (C.V. + I))

donde $\phi = 0.9$ para cortante

$\phi = 1.0$ para momento flexionante

2) Esfuerzos Permisibles

- Acero de Presfuerzo

Debido a la fuerza aplicada por el gato $0.8 f_{sr}$

Inmediatamente después de la transferencia ... $0.7 f_{sr}$

- Concreto

* Temporales, antes de las pérdidas

Compresión $0.6 f'_{ci}$

Tensión (sin refuerzo de adherencia) $0.8 \sqrt{f'_{ci}}$

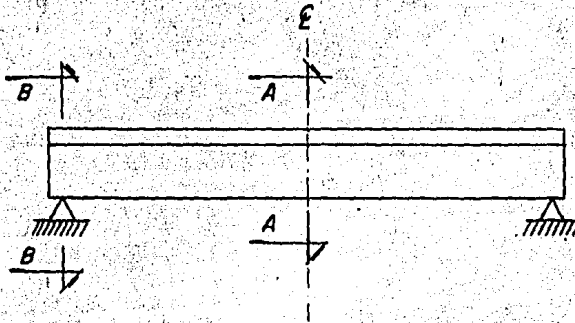
Tensión (con refuerzo de adherencia)hasta $1.99 \sqrt{f'_{ci}}$

En condiciones de servicio, después de las pérdidas

Compresión	$0.45 f'_c$
Tensión	$1.6 \sqrt{f'_c}$

3) Flexión

En elementos pretensados de acuerdo con el procedimiento constructivo se definen dos etapas principales, con las siguientes características de sección y carga.



En la sección A-A (al centro del claro), la etapa crítica corresponde a los esfuerzos bajo cargas muertas y vivas en condiciones de servicio; sección compuesta.

La sección B-B (en el apoyo de la viga), la etapa crítica se presenta inmediatamente después de la transferencia pero antes de que ocurran las pérdidas diferidas, sección simple.

Para la etapa de transferencia (sección B-B)

$$f_{ip} = \frac{P_o}{A_{ss}} + \frac{P_o e}{I_{ss}} Y_{iss}$$

$$f_{sp} = \frac{P_o}{A_{ss}} - \frac{P_o e}{I_{ss}} Y_{sss}$$

Para cargas de servicio (después de las pérdidas)

$$f_{is} = \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P_e}{I_{ss}} Y_{iss} - \frac{M_{cm}}{I_{sc}} Y_{isc} - \frac{M_{cv}}{I_{sc}} Y_{isc}$$

$$f_{ss} = \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P_e}{I_{ss}} Y_{sss} + \frac{M_{cm}}{I_{sc}} Y_{ssc} + \frac{M_{cv}}{I_{sc}} Y_{ssc}$$

$$f_{s's} = \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P_e}{I_{ss}} Y_{sss} + \frac{M_{cm}}{I_{sc}} Y_{s'sc} + \frac{M_{cv}}{I_{sc}} Y_{s'sc}$$

Se debe revisar que los esfuerzos resultantes sean menores que los permisibles.

4) Resistencia última a la flexión

Al verificar la capacidad de sobrecarga de los elementos de concreto presforzado, bajo las cargas gravitacionales, una estimación conservadora de la resistencia real es la proporcionada por el producto de la resistencia nominal, M_n , por el factor de la reducción de resistencia, que deberá ser por lo menos igual a la resistencia de diseño, M_u .

Según el reglamento del A.A.S.H.T.O., el momento resistente de una sección rectangular, se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$M_{ur} = A_{sp} f_{su} d \left(1 - \frac{0.8 p f_{su}}{f_c'} \right)$$

donde:

$$f_{su} = f_{sr} \left(1 - \frac{0.5 p f_{sr}}{f'_c} \right)$$

siempre que: $f_{su} \geq 0.5 f_{sr}$

$$p = \frac{A_{sp}}{bd}$$

Para sección T el momento resistente se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$M_{ur} = A_{sr} f_{su} d \left(1 - \frac{0.6 A_{sr} f_{su}}{b' d f'_c} \right) + 0.85 f'_c (b - b') t (d - 0.5t)$$

donde:

$$A_{sw} = A_{sp} - A_{sf}$$

$$A_{sf} = 0.85 f'_c (b - b') t / f_{su}$$

Si el momento resistente que se obtuviera con los cables de presfuerzo fuera menor que el actuante, se colocarán barras de acero común ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$), de tal manera que el momento resistente será:

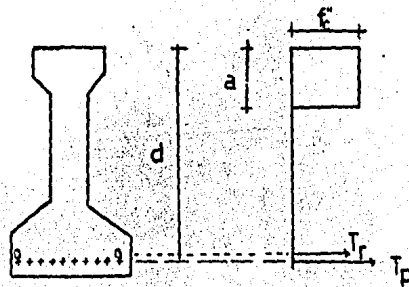
$$T_p = A_{sp} f_{su}$$

$$T_r = A_{sr} f_y$$

$$T_t = T_p + T_r$$

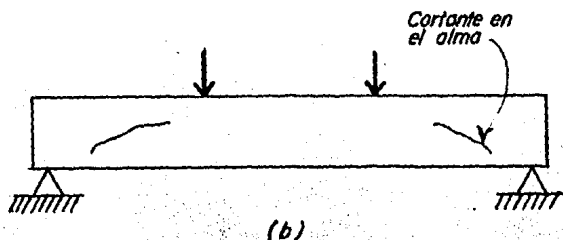
$$a = \frac{T_t}{f'_c b K_1}$$

$$M_{ur} = T_t (d - a/2)$$



y debe cumplirse que:

$$M_{ua} \leq \phi M_{ur} ; \phi = 1.0$$



El valor de V_{ci} puede calcularse como

$$V_{ci} = 0.159\sqrt{f'_c} b'd + V_d + \frac{V_i}{M_{max}} M_{Cr}$$

Al considerar la ecuación anterior, V_{ci} no debe ser menor que $0.45 f'_c b'd$ y d no debe ser tomada menor que $0.8 h$

M_{Cr} es el momento que produce el agrietamiento por flexión, y se calcula mediante la siguiente ecuación

$$M_{Cr} = \frac{I_{ss}}{Y_{iss}} (1.59\sqrt{f'_c} + f_{ips} - f_d)$$

La resistencia nominal al cortante correspondiente al agrietamiento por cortante en el alma se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$V_{cw} = (0.928\sqrt{f'_c} + 0.3 \frac{P}{A_{ss}}) b'd + V_p$$

La resistencia al cortante provista por el refuerzo en el alma se puede tomar como

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde A_v es el área de refuerzo en el alma separada a una distancia s . V_s no debe ser mayor que $2.12 f'_c b'd$, el máximo es:

Para la determinación de la cantidad de refuerzo en el alma requerida por tensión diagonal, se tomó el criterio prescrito en el punto 9.20 del Reglamento del A.A.S.H.T.O., el cual señala:

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante - deben basarse en la relación

$$V_u < \phi (V_c + V_s)$$

donde:

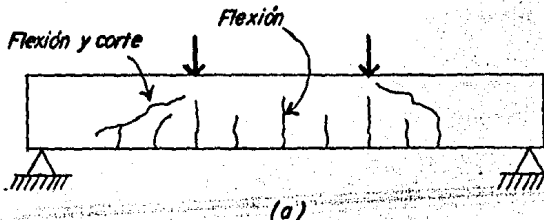
V_u : Es la fuerza cortante factorizada en la sección considerada

V_c : Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s : Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo para cortante

El valor de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, V_c , debe tomarse como el menor valor entre V_{ci} y V_{cw}

V_{ci} es la resistencia del concreto a la fuerza cortante, cuando con anterioridad aparecen grietas por flexión, razón por la cual se le da el nombre de resistencia por flexión-cortante. A su vez V_{cw} representa la resistencia del concreto al corte en el alma, debido a que el incremento en los esfuerzos de flexión y cortante provoca un aumento en los esfuerzos principales, que traen consigo la aparición de grietas por corte en el alma



Para verificar la fluencia del acero de presfuerzo, el AASHTO propone la siguiente expresión, para elementos totalmente presforzados.

$$\text{sección rectangular} \quad \frac{A_{sp} f_{su}}{b d f_c'} \leq 0.3$$

$$\text{sección T} \quad \frac{A_{sw} f_{su}}{b' d f_c'} < 0.3$$

En el caso de elementos parcialmente presforzados, la expresión queda de la siguiente manera:

$$\frac{A_{sp} f_{su}}{b d f_c'} + \frac{A_{sr} f_y}{b d r f_c'} \leq 0.3$$

5) Esfuerzo Cortante

En el caso de las vigas presforzadas, deberá notarse que la ubicación crítica para la tensión diagonal no es generalmente adyacente a los apoyos, ya que la compresión longitudinal considerable reduce el esfuerzo de tensión principal cerca de los apoyos. Adicionalmente, los esfuerzos de compresión verticales provenientes de las reacciones de la trabe evitan el agrietamiento diagonal.

En consecuencia, el agrietamiento por tensión diagonal en trabes presforzadas, simplemente apoyadas y uniformemente cargadas es propenso a ocurrir en los puntos situados alrededor del cuarto del claro. Adicionalmente a lo anterior, se recomienda que al diseñar el refuerzo del alma de una viga simplemente apoyada que soporte cargas vivas móviles, se revise también el cortante en el centro del claro.

paciamiento se reduce a la mitad cuando $V_u > 1.06 f'_c b'd$

El área mínima que debe proporcionarse para cortante es

$$A_v = 3.53 \frac{b's}{f_y}$$

6) Cortante Horizontal.

Con el fin de evitar el deslizamiento entre la losa colada in situ y la sección precolada, se toman en cuenta las siguientes consideraciones

- i) El área mínima de refuerzo de los conectores verticales no será menor que el área de dos varillas del #3, espaciadas a cada 30 cm.
- ii) El espaciamiento de los conectores verticales no deberá ser mayor que cuatro veces el espesor promedio del patín de la losa que forma la sección compuesta y en ningún caso mayor que 60 cm.

Cuando se cumplan los requisitos de acero mínimo arriba mencionados, la resistencia al cortante horizontal se toma como:

$$v_{hr} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

Y cuando además de satisfacer los requerimientos de acero mínimo, se deje una superficie limpia e intencionalmente rugosa, la resistencia al cortante horizontal se toma igual a

$$v_{hr} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante último horizontal se calculará con la siguiente expresión

$$v = \frac{V_u Q}{I b}$$

donde:

V_u = es la fuerza cortante factorizada

Q = momento estático alrededor del eje neutro de la parte de la sección transversal que se encuentra hacia afuera del plano de corte considerado

I = momento de inercia de la sección transversal

b = ancho de la sección transversal a la altura del plano considerado

EJEMPLO DE DISEÑO.-

DATOS DE PROYECTO

- Longitud Claro -----	15.00 m
- Ancho de Guarniciones -----	0.40 m
- Ancho de Calzada -----	9.20 m
- Ancho Total -----	10.00 m
- Número Líneas -----	2

CARGAS CONSIDERADAS

a) permanentes

Asfalto -----	2000 kg/m ²
Concreto -----	2400 kg/m ²
Parapeto -----	216 kg/m

b) Móvil

Camiones HS-20 según A.A.S.H.T.O.

Impacto $I = \frac{1.5 \cdot 2.4}{L + 38.1} \leq 30\%$

MATERIALES

Concreto $f'_{cp} = 350 \text{ kg/cm}^2$ vigas presforzadas

Concreto $f'_{c1} = 250 \text{ kg/m}^2$ losa y diafragmas

Acero de refuerzo, corrugado y de grado intermedio

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

Acero de presfuerzo de $\emptyset 1/2''$ cuyas características son:

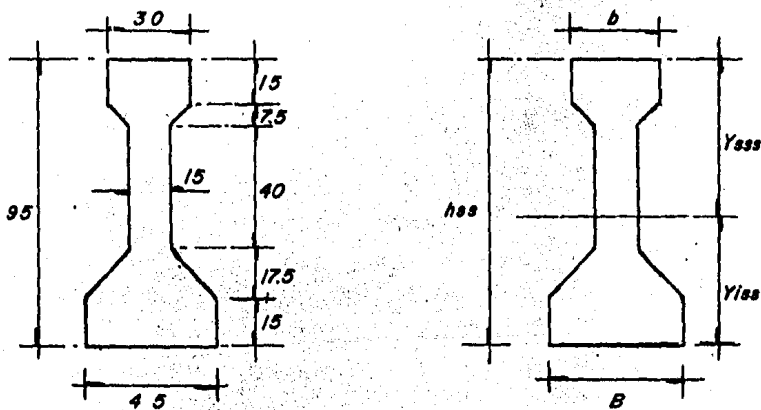
$f_{SR} = 19\ 000 \text{ kg/cm}$ (esfuerzo de ruptura)

$f_i = 13\ 300 \text{ kg/cm}$ (esfuerzo inicial)

I. CALCULOS DE LOS LARGUEROS.-

Propiedades geométricas de la sección transversal

i) Sección simple



ELEM	A_i	Y_i	$A_i Y_i$	d_i	d_i^2	$A_i d_i^2$	I_i
1	1425.00	47.5	67687.50	5.95	35.05	49941.12	1071718.8
2	225.00	87.5	19687.50	45.92	2108.65	474445.44	4218.75
3	56.25	77.5	4359.37	35.92	1209.25	72576.36	175.78
4	262.50	20.8	5468.75	20.75	430.56	113022.66	4466.14
5	450.00	7.5	3375.00	34.08	1161.45	522650.88	8437.5
	2418.75		100578.13			1232636.50	1089016.90

$$A_{SS} = 2418.75 \text{ cm}^2$$

$$Y_{iSS} = 41.58 \text{ cm}$$

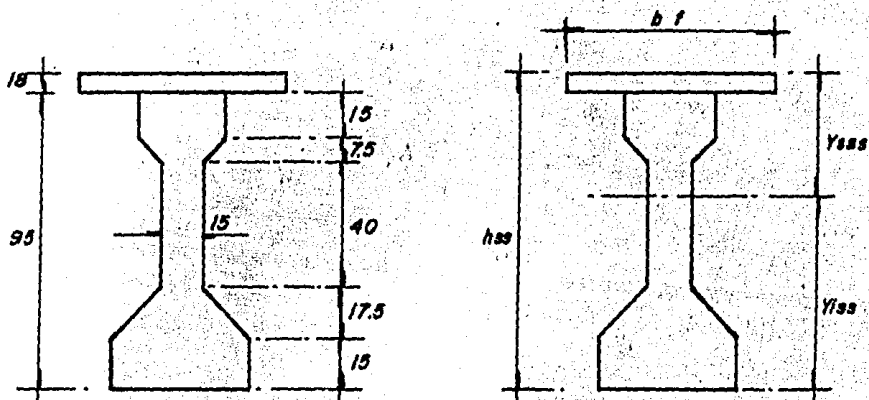
$$Y_{SSs} = 53.42 \text{ cm}$$

$$I_{SS} = 2\ 321\ 653.4 \text{ cm}^4$$

$$S_{iS} = 55\ 835.82 \text{ cm}^3$$

$$S_{SS} = 43\ 460.38 \text{ cm}^5$$

ii) Sección compuesta



ELEM	A_i	Y_i	$A_i Y_i$	d_i	$A_i d_i^2$	I_i
1	2418.75	41.58	100571.63	34.77	2924977.9	2321653.4
2	3442.55	104.00	316425.75	27.64	2325278.8	82148.99
	5461.30		416997.38		5250256.7	2403802.4

$$A_{sc} = 5461.3 \text{ cm}^2 \quad I_{sc} = 7654059 \text{ cm}^4$$

$$Y_{isc} = 76.35 \text{ cm} \quad S_{isc} = 100249.6 \text{ cm}^3$$

$$Y_{s'sc} = 36.65 \text{ cm} \quad S_{s'sc} = 208842.0 \text{ cm}^3$$

$$Y_{s'sc} = 18.65 \text{ cm} \quad S_{s'sc} = 410405.3 \text{ cm}^3$$

$$b' = \sqrt{\frac{f_{cl}}{f_{cp}}} b$$

I.1 Revisión por esfuerzos permisibles

Calculo de momentos

- peso propio

$$\omega_{pp} = 2418.75 \times 2.4 \times 10^{-3} = 5.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{pp} = \frac{5.8 \times 1500^2}{8} = 1632700 \text{ kg-cm}$$

- Losa superior

$$\omega_{1s} = 18 \times 200 \times 0.0024 = 8.64 \text{ kg/cm}$$

$$M_{1s} = \frac{8.64 \times 1500^2}{8} = 2430000 \text{ kg-cm}$$

- Carpeta asfáltica

$$\omega_{ca} = 10 \times 200 \times 0.002 = 4.0 \text{ kg/cm}$$

$$M_{ca} = \frac{4.0 \times 1500^2}{8} = 1125000 \text{ kg-cm}$$

- Guarnición y parapeto

$$\omega_{gp} = 0.864 \text{ kg/cm (por ser 5 vigas)}$$

$$M_{gp} = \frac{0.864 \times 1500^2}{8} = 243000 \text{ kg-cm}$$

- Carga viva

$$D.F. = \frac{S}{1.68} = \frac{2.0}{1.68} = 1.19 \quad (\text{Factor de distribución})$$

$$I = \frac{15.24}{15 + 38.1} = 0.287 \leq 30\% \quad (\text{Factor de impacto})$$

$$M_{cv} = 8405000 \text{ kg-cm (por banda)}$$

$$M_{cv} = \frac{8405000}{2} = 4202500 \text{ kg-cm (por viga)}$$

Momento distribuido + impacto

$$M_{cv} = 4202500 \times 1.19 \times 1.287 = 6438800 \text{ kg-cm}$$

Calculo de esfuerzos

- Peso propio

$$f_{ipp} = \frac{-1632700}{55835.82} = -29.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{spp} = \frac{1632700}{43460.38} = 37.57 \text{ kg/cm}^2$$

- Losa superior

$$f_{ils} = \frac{-2430000}{55835.82} = -43.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sls} = \frac{2430000}{43460.38} = 55.91 \text{ kg/cm}^2$$

- Carpeta asfáltica

$$f_{ica} = \frac{-1125000}{100249.6} = -11.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sca} = \frac{1125000}{208842.0} = 5.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s'ca} = \frac{1125000}{410405.3} = 2.74 \text{ kg/cm}^2$$

- Guarnición y parapeto

$$f_{igp} = \frac{-243000}{100249.6} = -2.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sgp} = \frac{243000}{208842} = 1.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s'gp} = \frac{243000}{410405.3} = 0.59 \text{ kg/cm}^2$$

- Carga viva

$$f_{icv} = \frac{-6438800}{100249.6} = -64.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{scv} = \frac{6438800}{208842.0} = 30.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s'cv} = \frac{6438800}{410405.3} = 15.69 \text{ kg/cm}^2$$

+ Esfuerzos debidos a las cargas (suma)

$$f_{it} = -150.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{st} = 130.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s't} = 15.69 \text{ kg/cm}^2$$

- Presfuerzo

i) Inmediatamente después de la transferencia

$$f_o = 0.7 f_{sr} = 0.7 \times 19000 = 13300 \text{ kg/cm}^2$$

con 12 torones $\emptyset 1/2''$

$$P_o = 12 \times 13300 = 159600$$

$$f_{ipo} = \frac{159600}{2418.75} + \frac{159600}{55835.2} \times 31.58 = 156.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{spo} = \frac{159600}{2418.75} - \frac{159600}{43460.4} \times 31.58 = -49.99 \text{ kg/cm}^2$$

con 8 torones $\emptyset 1/2''$

$$P_o = 8 \times 13300 = 106400$$

$$f_{ipo} = \frac{106400}{2418.75} + \frac{106400}{55835.2} \times 31.58 = 104.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{spo} = \frac{106400}{2418.75} - \frac{106400}{43460.4} \times 31.58 = -33.32 \text{ kg/cm}^2$$

ii) Después de las pérdidas (considerando 20%)

$$f_{ipf} = 156.25 \times 0.8 = 125.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{spf} = -49.99 \times 0.8 = -39.99 \text{ kg/cm}^2$$

+ Determinación de esfuerzos permisibles

i) Al detensar

$$f_{pci} = 0.6 \times 0.8 \times 350 = 168 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$f_{pti} = 1.99 \times 0.8 \times 350 = 33.3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

ii) En condiciones de servicio

$$f_{pcs} = 0.45 \times 350 = 157.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$f_{pts} = 1.6 \times 350 = 29.93 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

Revisión de esfuerzos en las secciones críticas

i) En el extremo (condiciones iniciales)

con 8 torones $\emptyset 1/2''$

$$f_{ifo} = 104.17 \text{ kg/cm}^2 < f_{pci} = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sfo} = 33.3 \text{ kg/cm}^2 = f_{pti} = 33.3 \text{ kg/cm}^2$$

ii) En el centro del claro (condiciones de servicio)

con 12 torones $\emptyset 1/2''$

$$f_{ifs} = -150.63 + 125 = -24.37 \text{ kg/cm}^2 < f_{pts}$$

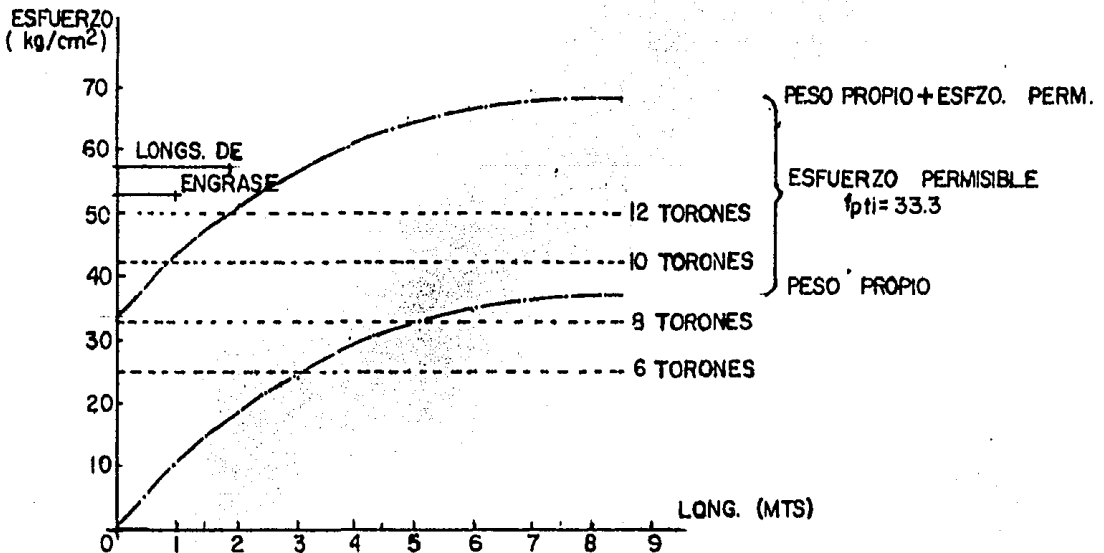
$$f_{sfs} = 130.84 - 39.99 = 90.85 \text{ kg/cm}^2 < f_{pcs}$$

$$f_{s'fs} = 19.02 \text{ kg/cm}^2 < f_{pcs}$$

+ En esta viga se engrasará 4 torones:

2 torones una longitud de 65 cm

2 torones una longitud de 130 cm



GRAFICA DE ESFUERZO EN LA ETAPA DE TRANSFERENCIA.
(FIBRA SUPERIOR)

I.2 Revisión por resistencia

- Obtención del esfuerzo en el acero de presfuerzo

$$f_{sp} = f_{sr} \left(1 - 0.5 p \frac{f_{sr}}{f'_c}\right)$$

$$p = \frac{A_{sp}}{bd} = \frac{12}{200 \times 103}$$

$$p = 0.00058$$

$$f_{sp} = 19000 \left(1 - 0.5 \times 0.00058 \frac{19000}{250}\right)$$

$$f_{sp} = 18579 \text{ kg/cm}^2$$

- Obtención del bloque de esfuerzos

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp}}{f'_c b} = \frac{12 \times 18579}{0.85 \times 250 \times 200}$$

$$a = 5.25 \text{ cm} < t = 18 \text{ cm}$$

∴ La sección trabaja como rectangular

- Obtención del momento resistente

$$M_{ur} = A_{sp} f_{sp} d \left(1 - \frac{0.6 p f_{sp}}{f'_c}\right)$$

$$M_{ur} = 12 \times 18579 \times 103 \left(1 - \frac{0.6 \times 0.00058 \times 18579}{250}\right)$$

$$M_{ur} = 22\,367\,663 \text{ kg-cm}$$

- Obtención del momento actuante

. Por carga viva

$$M_{cv} = 6\,438\,800 \text{ kg-cm}$$

. Por carga muerta

$$M_{cm} = 3\,000\,700 \text{ kg-cm}$$

. Momento último

$$M_{ua} = 1.3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv}\right)$$

$$M_{ua} = 1.3 (3000700 + \frac{5}{3} 6438800)$$

$$M_{ua} = 17\ 851\ 000 \text{ kg-cm}$$

- Revisión de que $M_{ur} < M_{ua}$

$$M_{ur} = 22367663 \quad M_{ua} = 17851000$$

∴ La sección está correcta

- Revisión del tipo de falla

Si $\frac{p}{b} \frac{f_{sp}}{d f_c} \leq 0.3$ La falla potencial es dúctil

$$\frac{0.00058 \times 18579}{15 \times 103 \times 250} = 3 \times 10^{-5} < 0.3$$

∴ La falla potencial es dúctil

I.3 Revisión por fuerza cortante (en $x = \frac{1}{4}$)

- Fuerza cortante y momento flexionante, por peso propio

$$V_d = 2\,175 \text{ kg}$$

$$M_d = 1223437 \text{ kg-cm}$$

- Fuerza cortante y momento flexionante, por sobrecarga - muerta

$$V_{scm} = 5\,064 \text{ kg}$$

$$M_{scm} = 2848500 \text{ kg-cm}$$

- Esfuerzo producido por la fuerza de presfuerzo y peso propio

$$f_{ipf} = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_d = \frac{1223437}{55835.8} - 21.9 \text{ kg/cm}^2$$

- Momento que produce el agrietamiento por flexión

$$M_{cr} = S_{iss} (1.59 f'_c + f_{ipf} - f_d)$$

$$M_{cr} = 55835.8 (1.59 \cdot 350 + 125 - 21.9)$$

$$M_{cr} = 7\,417\,017 \text{ kg-cm}$$

- Fuerza cortante y momento flexionante, por carga viva

$$V_{cv} = 14\,010 \text{ kg}$$

$$M_{cv} = 525760 \text{ kg-cm}$$

- Fuerza cortante y momento flexionante, por carga viva - más carga muerta

$$V_i = 19\,074 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 8105560 \text{ kg-cm}$$

- Obtención de la fuerza cortante que resiste el concreto

$$V_{ci} = 0.159 \cdot f'_c \cdot b' \cdot d + V_d + \frac{V_i}{M_{max}} M_{cr}$$

I.4 Revisión por cortante horizontal

- Cortante producido por carga muerta y carga viva ($x=L$)

$$V_{cm} = 14\,478 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = 26\,470 \text{ kg}$$

- Calculo del cortante último

$$V_{ua} = \frac{1.3}{0.9} V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cv}$$

$$V_{ua} = \frac{1.3}{0.9} 14478 + \frac{5}{3} 26470$$

$$V_{ua} = 84\,636 \text{ kg}$$

- Propiedades geométricas de la sección

$$I_{sc} = 7654059 \text{ cm}^4; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad Q = 99540 \text{ cm}^3$$

- Calculo del cortante horizontal

$$v_h = \frac{84636 \times 99540}{7654059 \times 30}$$

$$v_h = 36.7 \text{ kg/cm}^2 \quad 21 \text{ kg/cm}^2$$

∴ se requiere colocar acero

- Calculo del área de acero requerido

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi F_y} = \frac{84\,636}{0.85 \times 4200 \times 1}$$

$$A_{vf} = 23.7 \text{ cm}^2$$

con estribos del # 3 y dos ramas

$$\#_{est} = \frac{23.7}{1.42} = 17 \quad @ \quad 88 \text{ cm}$$

- Separación máxima por especificación con estribos # 3

$$S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm (rige)}$$

$$V_{ci} = 0.45 f'_c b'd$$

$$V_{ci} = 0.159 \cdot 350 \cdot 15 \times 10^3 + 2175 + \frac{19 \cdot 074}{8105560} \times 7417017$$

$$V_{ci} = 24 \cdot 224 \text{ kg}$$

$$0.45 \cdot 350 \cdot 15 \times 10^3 = 13007 < V_{ci}$$

- Obtención de la resistencia nominal al cortante correspondiente al agrietamiento por cortante en el alma

$$V_{cw} = (0.928 f'_c + 0.3 \frac{P_e}{A_{ss}})$$

$$V_{cw} = (0.928 \cdot 350 + 0.3 \frac{106400}{2418.75}) \cdot 15 \times 10^3$$

$$V_{cw} = 47 \cdot 212 \text{ kg}$$

En el presente caso, el agrietamiento por flexión-cortante rige el diseño, y

$$V_c = V_{ci} = 24 \cdot 224 \text{ kg}$$

- Obtención del cortante último actuante

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \cdot V_d + V_{scm} + \frac{5}{3} V_{cv}$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \cdot 2175 + 5064 + \frac{5}{3} \cdot 14010$$

$$V_u = 44 \cdot 184 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante en exceso

$$\Theta V_s = V_u - \Theta V_c$$

$$\Theta V_s = 44184 - 0.85 \times 24224 = 23593$$

- Revisión de las restricciones que debe cumplir V_s

$$\Theta \cdot 12 f'_c b'd \geq \Theta V_s$$

$$0.85 \times 2.12 \sqrt{350} \cdot 15 \times 103 = 52085 > \phi V_s$$

$$\phi 1.06 \sqrt{f'_c} b'd = 26043 > \phi V_s$$

∴ Rigen las limitaciones normales de espaciamiento

- Obtención de la separación de los estribos requeridos - por resistencia

$$S_1 = \frac{\phi A_v f_y d}{\phi V_s} = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4200 \times 103}{23593}$$

$$S_1 = 22 \text{ cm} \quad (\text{considerando estribos del \# 3})$$

- Obtención de las separaciones máximas por especificación

$$S_2 = 0.75 h_{sc} = 0.75 \times 113 = 84.75 \text{ cm}$$

$$S_3 = 60 \text{ cm}$$

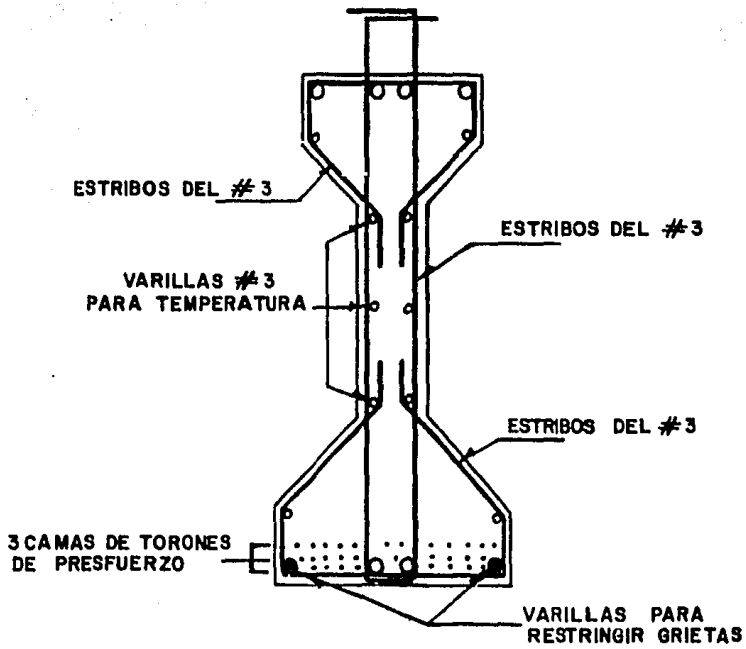
- Revisión del área mínima de acero en el alma

$$S_4 = \frac{A_v f_y}{3.5 3b'} = \frac{1.42 \times 4200}{3.53 \times 15}$$

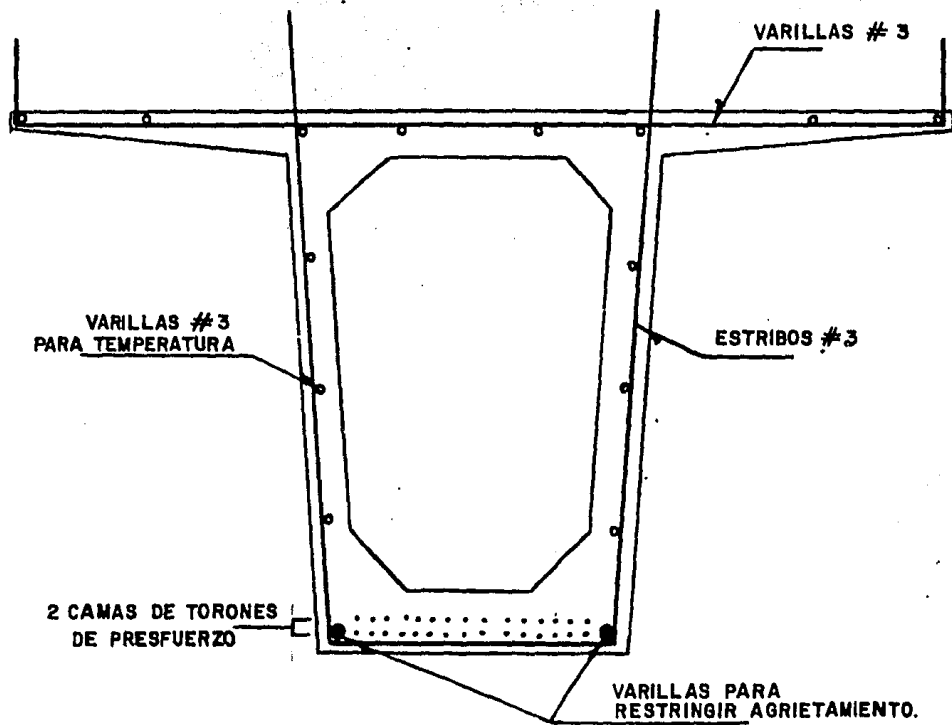
$$S_4 = 112 \text{ cm}$$

- Selección de la separación mínima

$$S_{\text{mín}} = 22 \text{ cm} \quad \text{se colocarán estribos \# 3 @ 20 cm}$$



ARMADO TÍPICO DE TRABES I DE A.A.S.H.T.O.



ARMADO TÍPICO DE TRABES CAJON CON ALETAS

IV.3 ANALISIS COMPARATIVO

Con el objeto de hacer un análisis más detallado de los diferentes factores que afectan el diseño de la superestructura de un puente por carga viva, se ha elaborado el siguiente ejemplo, en el cual se han tomado en cuenta tres métodos distintos, que son:

- 1) Método de AASHTO
- 2) Método de Engesser-Courbon
- 3) Análisis por Computadora (programa "MAYAPLA/CECAFI")

Primero, se analizará el factor de distribución para los largue--ros, para ello se considerará una sección transversal compuesta - por seis vigas I, separadas 1.6 m c.a.c.

El AASHTO propone, para encontrar el factor de distribución del - puente, formado con vigas de sección I, la siguiente expresión:

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

Para nuestro ejemplo, queda de la siguiente manera:

$$F.D. = \frac{1.60}{1.68} = 0.952$$

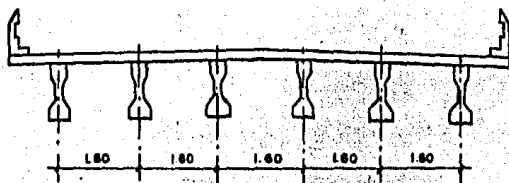
El procedimiento para encontrar el factor de distribución por el método de Engesser-Courbon, es el siguiente:

Primero, con el auxilio de las tablas del Apéndice A se determina la reacción en cada uno de los largueros para las - distintas posiciones de carga.

Segundo, se construyen las líneas de influencia para reacción.

Tercero, según la configuración de las líneas de influencia se colocará carga en la posición más desfavorable, por lo - que obtendremos un factor de distribución para la carga - - HS-20 y otro para la carga T3-S3.

- REACCIONES EN LOS LARGUEROS



Carga unitaria en el larguero 1

$$\therefore \eta = \frac{e}{l/2} = \frac{l/2}{l/2} = 1$$

$r_{11} = 0.5238$	$r_{41} = 0.0954$
$r_{21} = 0.3809$	$r_{51} = 0.0475$
$r_{31} = 0.2380$	$r_{61} = 0.1904$

Carga unitaria en el larguero 2

$$\eta = \frac{e}{l/2} = -\frac{240}{400} = -0.6$$

$r_{12} = 0.38$	$r_{42} = 0.1239$
$r_{22} = 0.2952$	$r_{52} = 0.0382$
$r_{32} = 0.2095$	$r_{62} = 0.0476$

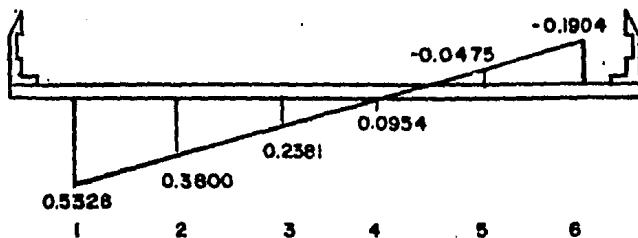
Carga unitaria en el larguero 3

$$\eta = \frac{e}{l/2} = -\frac{80}{240} = 0.33$$

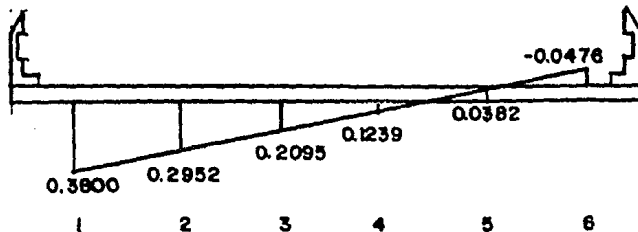
$r_{13} = 0.2381$	$r_{43} = 0.1524$
$r_{23} = 0.2095$	$r_{53} = 0.1239$
$r_{33} = 0.180$	$r_{63} = 0.0953$

- LINEAS DE INFLUENCIA PARA LOS LARGUEROS

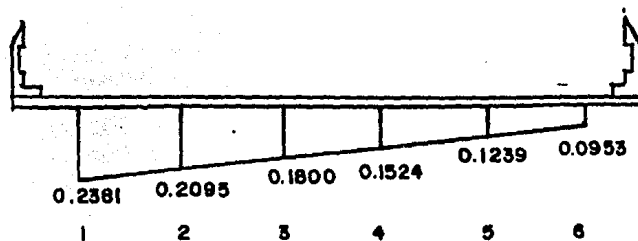
LARGUERO 1



LARGUERO 2

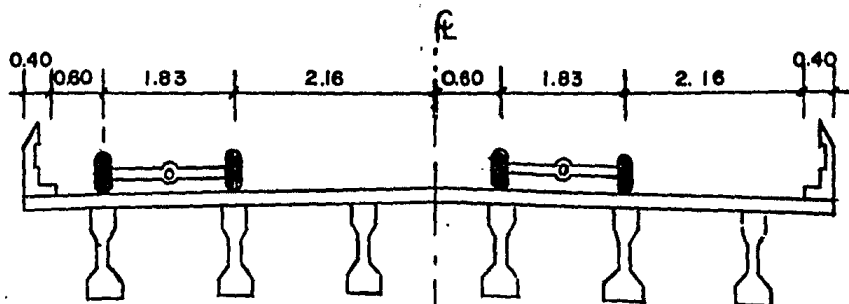


LARGUERO 3

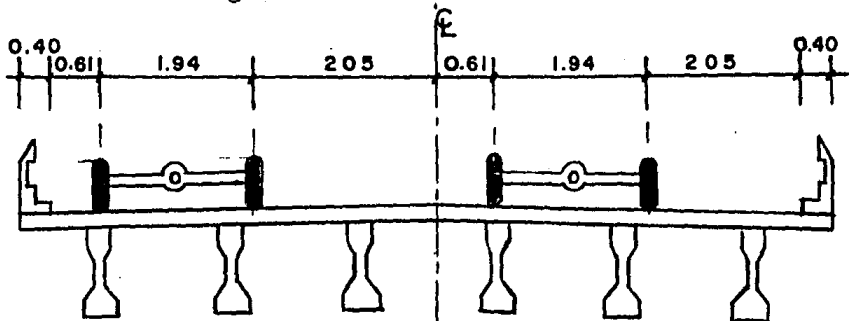


La posición más desfavorable de las cargas, según la configuración de las líneas de influencia, es la siguiente:

Para la carga HS-20



Para la carga T3-S3



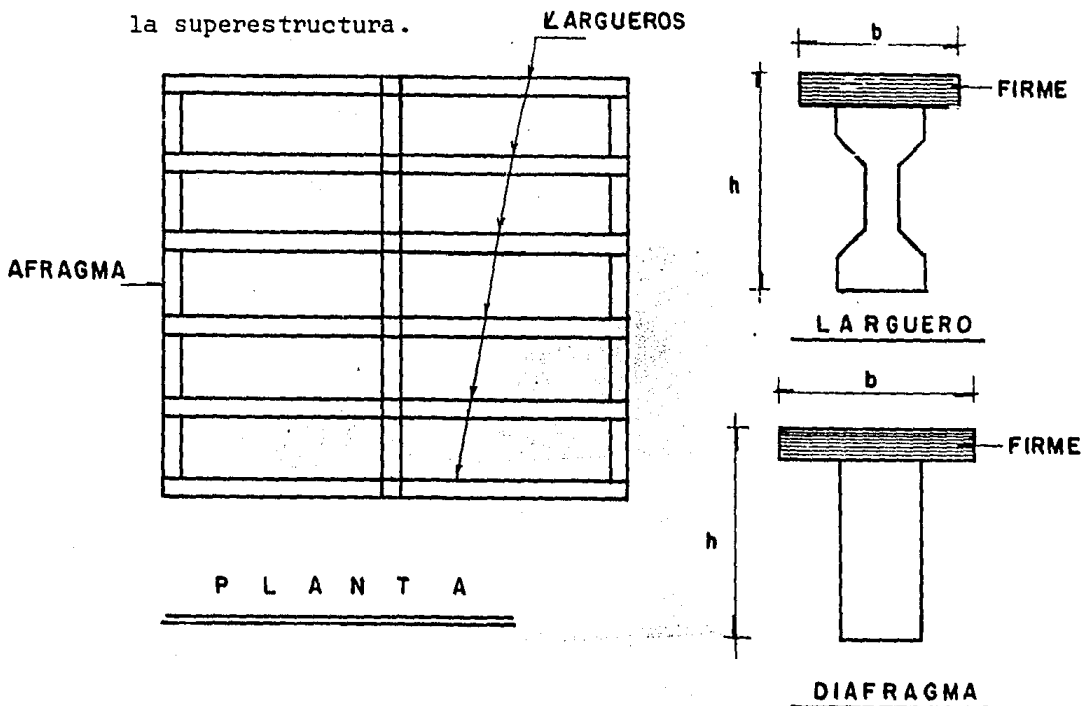
Haciendo operaciones, los factores de distribución son:

LARGUERO	CARGA HS-20	CARGA T3-S3
1	0.94	0.92
2	0.83	0.82
3	0.72	0.72

El programa MAYAPLA forma parte del paquete de biblioteca denominado "CECAFI/ESTRUCTURAS". Este programa hace uso del método de las rigideces, debido a las ventajas que ofrece en cuanto a programación.

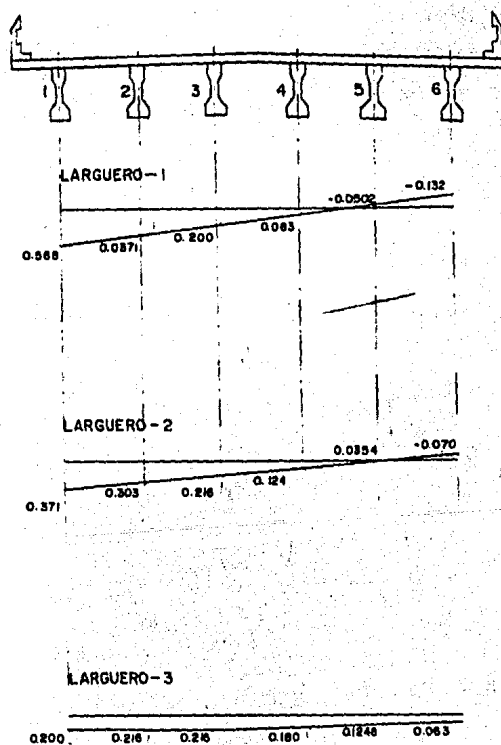
El programa considera que las estructuras se encuentran formadas en su totalidad por miembros prismáticos (en los que EI , EA_c y GJ son constantes a lo largo de todo el miembro), o barras que están constituidas por materiales elástico-lineales. En todos los casos se considera que las solicitaciones se aplican gradualmente, es decir, no se consideran los efectos producidos por la inercia de la estructura.

Al efectuar el ejemplo se consideró una estructura compuesta por largueros, cuyas características geométricas son las características de la viga cuando trabaja como sección compuesta, y en sentido transversal, por tres diafragmas; dos de los cuales (los extremos), se les restringió el desplazamiento vertical. En la siguiente figura se muestran: largueros, diafragmas y planta de la superestructura.



Con los resultados del programa MAYAPLA/CECAFI se construyen las líneas de influencia para reacción de cada una de las vigas, y - considerando en la misma posición las cargas que en el caso anterior, se determina el factor de distribución para cada una de las vigas.

RESULTADOS DEL PROGRAMA "MAYAPLA"
LINEA DE INFLUENCIA PARA REACCION



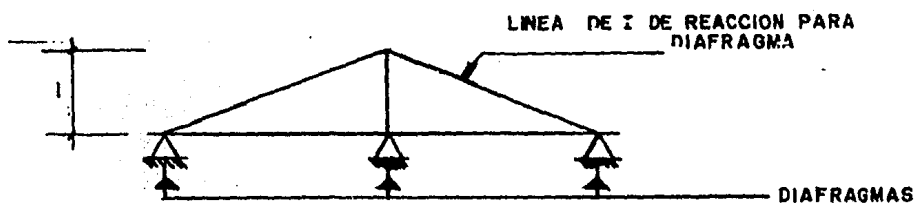
LARGUERO	C A R G A	
	HS - 20	T3 - S3
1	0.94	0.92
2	0.83	0.82
3	0.72	0.72

Para el diseño de los diafragmas, el AASHTO no hace ninguna recomendación, aún cuando existe un procedimiento muy generalizado para aquellos puentes diseñados con las recomendaciones del AASHTO.

El momento por carga viva según recomendaciones, se tomará como:

$$M = \pm \frac{PL}{5}$$

Para obtener la carga P se deberá trazar una línea de influencia, suponiendo que la unión entre trabe y diafragma proporciona una cierta continuidad, que las zonas comprendidas entre dos diafragmas consecutivos se encuentran doblemente articuladas.



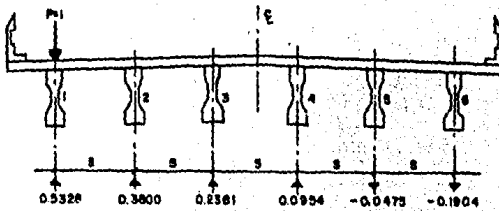
Usando este método, el momento positivo y negativo resulta ser -- para nuestro caso

$$M = \pm \frac{1.6}{5} P = \pm 0.32 P$$

Para establecer la sección crítica en donde se producen los momentos máximos, por el método de Engesser-Courbon, será necesario --

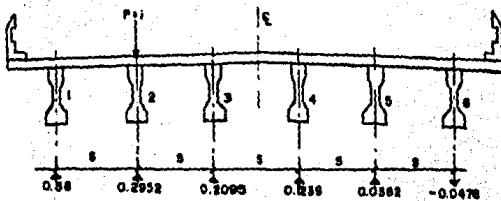
obtener una serie de líneas de influencia transversal para momento flexionante en distintas secciones del diafragma, para esto se utilizarán los factores de influencia o coeficientes de distribución anteriormente obtenidos para cada larguero.

Carga Unitaria en el Larguero 1



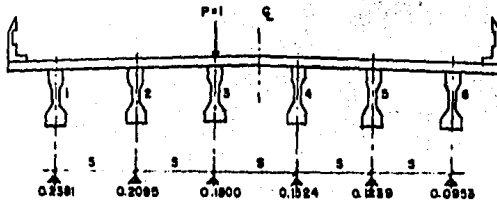
$$\begin{aligned}
 m(\xi)(1) &= -(1-0.5328) \frac{5}{2}S + (0.38) \frac{3}{2}S + (0.2381) \frac{1}{2}S = -0.4790S \\
 m(3)(1) &= -(1-0.5328) 2S + (0.38)S = -0.5544S \\
 m(2)(1) &= -(1-0.5328) S = -0.4672S
 \end{aligned}$$

Carga Unitaria en el Larguero 2



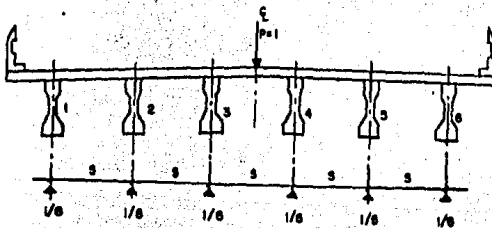
$$\begin{aligned}
 m(\xi)(2) &= (0.38) \frac{5}{2}S - (1-0.2952) \frac{3}{2}S + (0.2095) \frac{1}{2}S = 0.0025S \\
 m(3)(2) &= (0.38) 2S - (1-0.2952)S = 0.0552S \\
 m(2)(2) &= (0.38)S = 0.38S
 \end{aligned}$$

Carga Unitaria en el Languero 3



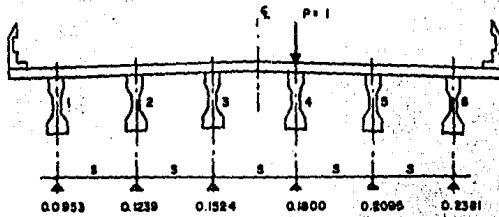
$$\begin{aligned}
 m(\xi)(3) &= (0.2381)\frac{5}{2}S + (0.2095)\frac{3}{2}S - (1-0.18)\frac{1}{2}S = 0.4995S \\
 m(3)(3) &= (0.2381)2S + (0.2095)S = 0.6857S \\
 m(2)(3) &= (0.2381)S = 0.2381S
 \end{aligned}$$

Carga unitaria en el centro de la sección



$$\begin{aligned}
 m(\xi)(\xi) &= \left(\frac{1}{6}\right)\frac{5}{2}S + \left(\frac{1}{6}\right)\frac{3}{2}S + \left(\frac{1}{6}\right)\frac{1}{2}S = 0.75S \\
 m(3)(\xi) &= \left(\frac{1}{6}\right)2S = \left(\frac{1}{6}\right)S = 0.50S \\
 m(2)(\xi) &= \left(\frac{1}{6}\right)S = 0.1667S
 \end{aligned}$$

Carga unitaria en el larguero 4

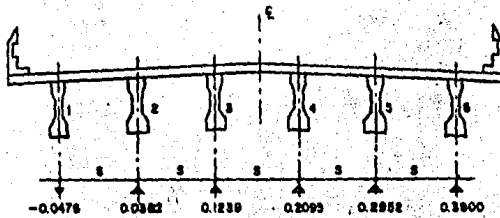


$$m(E)(4) = m(E)(3) = 0.4995S \quad (\text{Por simetría})$$

$$m(3)(4) = (0.0953)2S + (0.1239)S = 0.3145S$$

$$m(2)(4) = 0.0953S = 0.953S$$

Carga unitaria en el Larguero 5

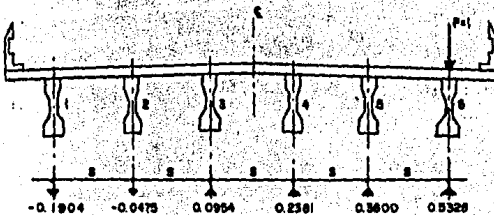


$$m(E)(5) = m(E)(2) = -0.0025S \quad (\text{Por simetría})$$

$$m(3)(5) = 2(-0.0476)S + (0.0382)S = -0.057S$$

$$m(2)(5) = -0.0476S$$

Carga unitaria en el Larguero 6



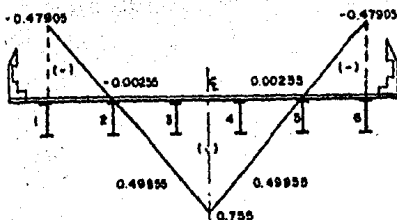
$$m(E)(6) - m(E)(1) = -0.479S \quad (\text{Por simetría})$$

$$m(3)(6) = (-0.1904)2S + (-0.0475)S = -0.4283S$$

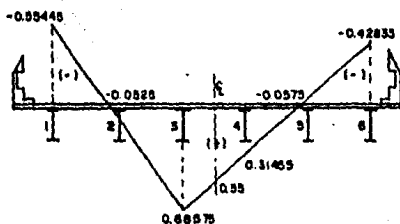
$$m(2)(6) = -0.1904S = -0.1904S$$

Con los valores obtenidos, se construyen las líneas de influencia

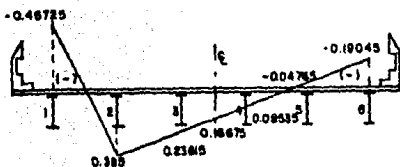
LINEA DE INFLUENCIA PARA LA SECCION 4



LINEA DE INFLUENCIA PARA LA SECCION 3



LINEA DE INFLUENCIA PARA LA SECCION 2



Las líneas de influencia para las secciones 4 y 5 resultan - simétricas a las obtenidas para las secciones 3 y 2 respectivamente.

De los resultados anteriores tenemos que; el momento máximo positivo se presenta en el centro del diafragma, y es igual a:

$$M_{\max} = 0.75 PL = 1.2 P$$

en tanto que el momento negativo máximo resulto ser

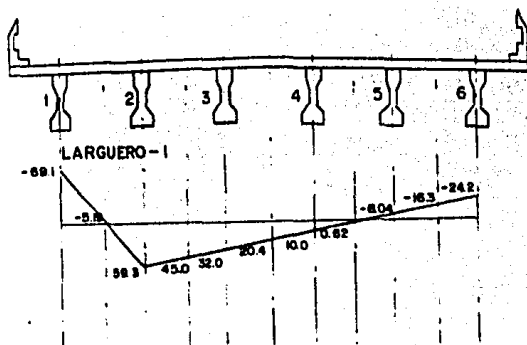
$$M_{-} = 0.5544 PL = 0.887 P$$

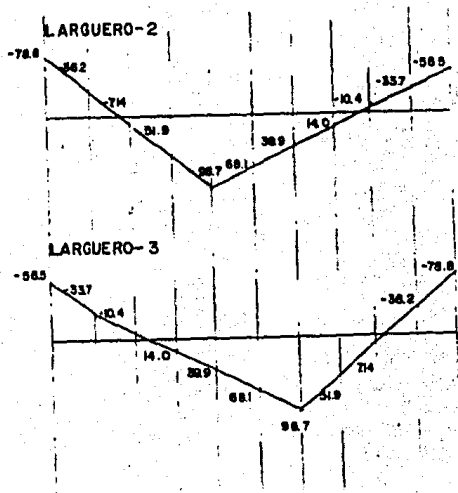
Según los resultados del programa "MAYAPLA", la sección crítica de momento flexionante se localiza al centro de diafragma, siendo su valor de:

$$M_{+} = 0.987 P$$

mientras que el momento máximo negativo se localiza al extremo, - y su valor es de $M_{-} = 0.788 P$.

RESULTADOS DEL PROGRAMA "MAYAPLA" LINEA DE INFLUENCIA, MOMENTO FLEXIONANTE





Para el diseño de la losa superior, de los tres métodos que se -- han utilizado únicamente el AASHTO propone una expresión para evaluar los momentos por carga viva en este elemento. Por tal motivo, en esta parte del ejemplo haremos uso de la Teoría de Placas, expuesta por S. TIMOSHENKO en su libro "Teoría de Placas y Láminas".

La expresión propuesta por el AASHTO para el caso de una losa simplemente apoyada, es la siguiente:

$$M = \pm \frac{S + 0.61}{10} P$$

Donde:

- s = Longitud del claro efectivo, en metros
- P = 5443 Kg. para la carga H-15 y HS-15
- P = 7250 Kg. para la carga H-20 y HS-20

Para encontrar los momentos que produce una carga de camión, - - TIMOSHENKO, ha elaborado una gráfica (la cual se encuentra reproducida en el apéndice "A") que facilita los cálculos, sin embargo, para hacer uso de esta gráfica, primero, se deberá determinar la superficie de contacto de cada rueda.

En el caso de un puente, la carga de rueda está uniformemente repartida sobre una superficie rectangular u por (v) ; siendo (u) , la dimensión del rectángulo en sentido del tránsito. El rectángulo, según recomendaciones del AASHTO tiene una área de $0.14P$, dada en cm^2 y siendo P el peso de la rueda, en Kg., además $v = 2.5u$.

En la gráfica se presentan cinco líneas de influencia (correspondientes a los valores de w/s de 0.05 a 0.4) para cargas que se -- mueven según la línea central de la losa y $= 0$ se dan las ordenadas máximas que permiten determinar la posición de la carga preponderante. Tanto la superficie como las líneas de influencia -- están dadas con sus ordenadas multiplicadas por 8π .

Para nuestro ejemplo, tenemos que con el AASHTO el momento resulta ser para la carga HS-20 igual a:

$$M = \frac{1.6 + 0.61}{10} 7258 = 1604 \text{ Kg-m}$$

Mientras que utilizando la figura del apéndice A, para la carga HS-20 el momento es igual a:

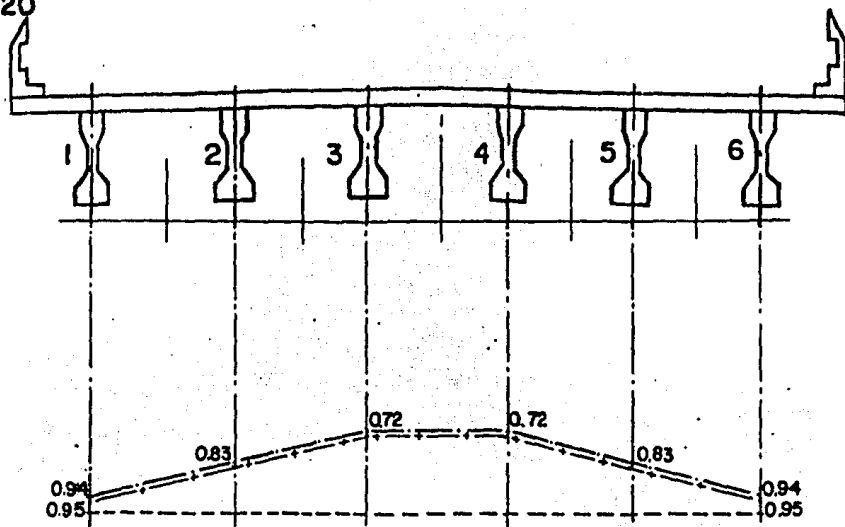
$$M = 1514 \text{ kg - m}$$

y para la carga T3 - S3 es:

$$M = 1360 \text{ kg - m}$$

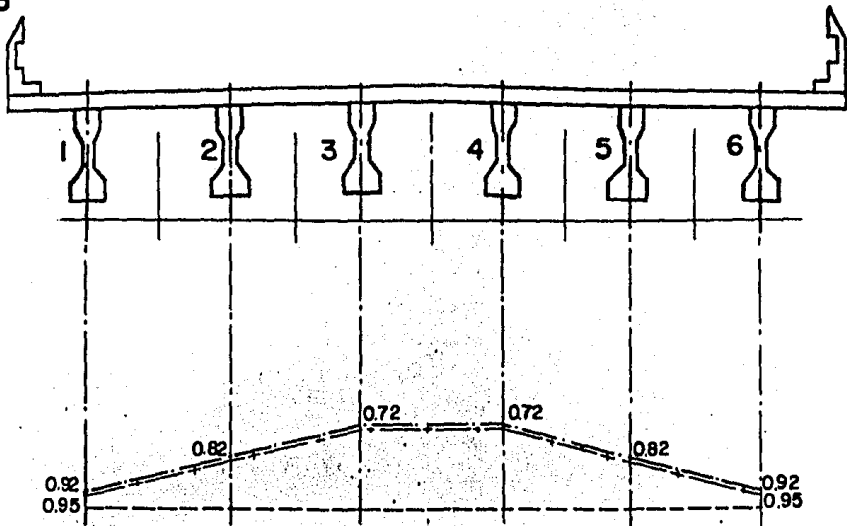
De los resultados anteriores, se puede observar que la carga HS-20 es la que produce mayores momentos.

CARGA HS-20



--- METODO A.A.S.H.T.O.
 -+--- METODO ENGESSER-COURBON
 — PROGRAMMA MAYAPLA

CARGA T3-S3



FACTORES DE DISTRIBUCION PARA LOS LARGUEROS

IV.4 RESULTADOS DEL DISEÑO (TABLAS Y GRAFICAS)

LONTITUD (m)	V I G A S I				V I G A S C A J O N			
	CARGA HS-20		CARGA T3-S3		CARGA HS-20		CARGA T3-S3	
	PERALTE	# PZAS.	PERALTE	# PZAS.	PERALTE	# PZAS.	PERALTE	# PZAS.
15.0	95	5	95	6	95	4	95	4
17.5	95	6	95	6	95	4	95	4
20.0	115	5	115	5	95	4	115	4
22.5	115	5	115	6	115	5	115	5
25.0	135	5	135	5	135	4	135	4
27.5	135	5	135	6	135	5	135	5
30.0	135	6	135	7	135	5	135	5

TABLA IV.1 DISTRIBUCION DE VIGAS I DE A.A.S.H.T.O. Y CAJON CON ALETAS, PARA LAS CARGAS HS-20 Y T3-S3.

LONGITUD.	V I G A I						V I G A C A J O N					
	CARGA HS-20			CARGA T3-S3			CARGA HS-20			CARGA T3-S3		
	# VIGAS	TORONES POR VIGA	TOTAL TORONES	# VIGAS	TORONES POR VIGA	TOTAL TORONES	# VIGAS	TORONES POR VIGA	TOTAL TORONES	# VIGAS	TORONES POR VIGA	TOTAL TORONES
15.0	5	12	60	6	10	60	4	12	48	4	13	52
17.5	6	14	84	6	14	84	4	18	72	4	19	76
20.0	5	15	75	5	18	90	4	22	88	4	19	76
22.5	5	22	110	6	20	120	5	19	95	5	20	100
25.0	5	23	115	5	26	130	4	23	92	4	23	92
27.5	5	29	145	6	27	162	5	23	115	5	26	130
30.0	6	30	180	7	31	217	5	28	140	5	30	150

TABLA IV.2 TORONES DE PRESFUERZO \emptyset 1/2", AREA 1 cm² (270 K)

LONGITUD (m)	CARGA HS - 20				CARGA T3 - S3			
	PESO PROPIO	LOSA SUPERIOR	CARPETA ASFALTICA	GUARNICION Y PARAPETO	PESO PROPIO	LOSA SUPERIOR	CARPETA ASFALTICA	GUARNICION Y PARAPETO
15.0	16.327	24.3	11.25	2.43	16.327	19.44	9.0	2.025
17.5	22.203	26.46	12.25	2.756	22.203	26.46	12.25	2.756
20.0	43.55	43.20	20.0	4.32	43.548	43.20	20.0	4.32
22.5	55.115	54.675	25.312	5.467	55.115	43.74	20.25	4.556
25.0	93.26	67.5	31.25	6.75	93.262	67.50	31.25	6.75
27.5	112.847	81.675	37.812	8.167	112.847	65.34	30.25	6.806
30.0	134.298	77.76	36.0	8.102	134.298	69.0	31.95	6.941

TABLA IV.3 MOMENTOS MAXIMOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA POR VIGA
(T-m): VIGAS I.

LONGITUD (m)	CARGA HS - 20				CARGA T3 - S3			
	PESO PROPIO	LOSA SUPERIOR	CARPETA ASFALTICA	GUARNICION Y PARAPETO	PESO PROPIO	LOSA SUPERIOR	CARPETA ASFALTICA	GUARNICION Y PARAPETO
15.0	33.136	25.312	14.062	3.037	33.136	25.312	14.062	3.037
17.5	45.10	34.45	19.141	4.134	45.10	34.45	19.141	4.134
20.0	62.817	45.0	25.0	5.4	67.65	45.0	25.0	5.4
22.5	79.92	45.562	25.312	5.467	79.92	45.562	25.312	5.467
25.0	113.034	70.312	39.062	8.437	113.034	70.312	39.062	8.437
27.5	128.263	68.062	37.812	8.167	128.263	68.062	37.812	8.167
30.0	152.64	81.0	45.0	9.72	152.64	81.0	45.0	9.72

TABLA IV.4

MOMENTOS MAXIMOS DEBIDO A LA CARGA MUERTA POR VIGA
(T-m): VIGAS CAJON.

LONGITUD (m)	CARGA HS - 20						CARGA T3 - S3					
	TRANSFERENCIA (APOYO)			FINALES (CENTRO CLARO)			TRANSFERENCIA (APOYO)			FINALES (CENTRO CLARO)		
	# TORONES	FIBRA INFERIOR	FIBRA SUPERIOR	# TORONES	FIBRA INFERIOR	FIBRA SUPERIOR	# TORONES	FIBRA INFERIOR	FIBRA SUPERIOR	# TORONES	FIBRA INFERIOR	FIBRA SUPERIOR
15.0	8	104.17	-33.32	10	-24.37	90.85	8	104.17	-33.3	10	-30.63	87.9
17.5	8	104.17	-33.3	14	-21.74	110.57	8	104.17	-33.3	14	-32.2	116.35
20.0	10	93.27	-33.88	15	-31.19	98.92	10	93.27	-33.9	18	-31.3	103.75
22.5	12	108.0	-35.8	22	-31.66	128.57	10	93.27	-33.9	19	-29.2	120.04
25.0	12	183.72	-29.64	23	-32.0	111.25	14	97.68	-34.6	26	-27.9	113.51
27.5	15	103.5	-35.6	29	-29.6	131.6	14	97.68	-34.6	27	-30.45	129.12
30.0	15	103.5	-35.6	30	-31.3	117.4	16	108.4	-35.7	31	-27.8	147.2

TABLA IV.5 ESFUERZOS REALES EN LAS VIGAS I, CONDICION ELASTICA (Kg/cm²)

LONGITUD (m)	CARGA HS - 20						CARGA T3 - S3					
	TRANSFERENCIA (APOYO)			FINALES (CENTRO CLARO)			TRANSFERENCIA (APOYO)			FINALES (CENTRO CLARO)		
	# TORONES	FIBRA INFERIOR	FIBRA SUPERIOR	# TORONES	FIBRA INFERIOR	FIBRA SUPERIOR	# TORONES	FIBRA INFERIOR	FIBRA SUPERIOR	# TORONES	FIBRA INFERIOR	FIBRA SUPERIOR
15.0	12	117.24	-19.52	12	-27.96	48.43	13	127.0	-21.15	13	-26.7	50.03
17.5	18	175.86	-29.3	18	-24.54	63.5	19	185.7	-30.9	19	-26.7	66.7
20.0	20	167.9	-30.1	22	-26.74	77.76	19	145.64	-26.7	19	-28.0	59.9
22.5	19	147.0	-30.1	19	-24.18	74.9	20	154.75	-31.65	20	-28.72	73.0
25.0	23	163.4	-30.9	23	-28.5	75.06	23	163.4	-30.9	25	-29.3	72.2
27.5	22	160.4	-33.2	23	-30.4	88.6	22	166.4	-33.2	26	-25.8	91.5
30.0	22	160.4	-33.2	28	-29.5	98.0	22	160.4	-33.2	30	-33.3	171.7

TABLA IV.6 ESFUERZOS REALES EN LAS VIGAS CAJON, CONDICION ELASTICA (Kg/cm²)

LONGITUD (m)	C A R G A HS - 20				C A R G A T3 - S3			
	M_{ua} (T-m)	A_{sp} (cm ²)	d (cm)	M_{ur} (T-m)	M_{ua} (T-m)	A_{sp} (cm ²)	d (cm)	M_{ur} (T-m)
15.0	178.5	12	103	223.7	186.0	10	103	186.9
17.5	220.3	14	103	255.3	242.6	14	103	259.2
20.0	307.71	15	125.5	330.71	389.2	18	125.5	404.2
22.5	417.4	22	123.0	477.1	392.0	20	125.5	436.9
25.0	493.0	23	144.5	595.17	591.2	26	114.5	667.0
27.5	608.5	29	144.5	732.1	580.7	27	144.5	672.3
30.0	593.0	30	143	720.4	612.1	31	143.0	742.2

TABLA IV.7 MOMENTOS ULTIMOS ACTUANTES Y RESISTENTES POR VIGA DE SECCION I

LONGITUD (m)	CARGA HS- 20				CARGA T3 - S3			
	M_{ua} (T-m)	A_{sp} (cm ²)	d (cm)	M_{ur} (T-m)	M_{ua} (T-m)	A_{sp} (cm ²)	d (cm)	M_{ur} (T-m)
15.0	231.04	12	105.5	243.66	259.18	13	105.5	259.52
17.5	305.2	18	105.5	340.8	333.0	19	105.5	358.6
20.0	381.3	22	105.5	411.3	425.3	19	125.5	434.3
22.5	382.7	19	125.5	425.3	421.3	20	125.5	446.2
25.0	552.2	23	145.5	603.1	616.3	23	145.5	652.5
27.5	533.8	23	145.5	595.2	653.1	26	145.5	667.0
30.0	613.65	28	145.5	714.23	681.85	30	145.5	760.87

TABLA IV.8 MOMENTOS ULTIMOS ACTUANTES Y RESISTENTES POR VIGA DE SECCION CAJON

LONGITUD (m)	V_{ci} (kg)	V_{cw} (kg)	V_c (kg)	V_u (kg)	V_s (kg)	S_1 (cm)	S_2 (cm)	S_3 (cm)	S_4 (cm)	S_{min} (cm)	S_{DEF} (cm)
15.0	20 998	47 212	20 998	38 174	20 326	25	112	72	60	25	25
17.5	22 957	55 368	22 957	41 797	22 283	23	112	72	60	23	20
20.0	33 841	74 984	33 841	48 972	20 207	31	93	94	60	31	30
22.5	33 085	78 644	33 085	50 058	21 936	29	93	94	60	29	25
25.0	45 633	99 075	45 633	57 966	19 178	38	84	108	60	38	35
27.5	42 908	100 248	42 908	58 231	21 764	33	84	108	60	33	30
30.0	43 436	106 550	43 436	59 607	22 686	32	84	108	60	32	30

TABAL IV.9 REVISION POR FUERZA CORTANTE EN VIGAS DE SECCION I Y CARGA T3 - S3

LONGITUD (m)	V _{ci} (kg)	V _{cw} (kg)	V _c (kg)	V _U (kg)	V _S (kg)	S ₁ (cm)	S ₂ (cm)	S ₃ (cm)	S ₄ (cm)	S _{min} (cm)	S _{DEF} (cm)
15.0	24 224	47 212	24 224	44 184	23 593	22	112	72	60	22	20
17.5	23 306	55 368	23 306	38 468	18 657	28	112	72	60	28	25
20.0	22 708	59 446	22 708	36 610	17 308	30	112	72	60	30	30
22.5	34 748	81 281	34 748	54 661	25 126	25	93	94	60	25	25
25.0	31 352	81 281	31 352	42 762	16 113	39	93	94	60	39	35
27.5	44 182	103 958	44 182	62 490	24 935	29	84	108	60	29	25
30.0	41 997	104 714	41 997	54 678	18 980	38	84	108	60	38	35

TABLA IV.10 REVISION POR FUERZA CORTANTE EN VIGAS DE SECCION I Y CARGA HS - 20

LONGITUD (m)	V _{ci} (kg)	V _{cw} (kg)	V _c (kg)	V _u (kg)	V _B (kg)	S ₁ (cm)	S ₂ (cm)	S ₃ (cm)	S ₄ (cm)	S _{min} (cm)	S _{DEF} (cm)
15.0	34 378	53 096	34 478	48 217	19 056	28	84	80	60	28	25
17.5	38 498	61 328	38 498	44 895	12 171	44	84	80	60	44	35
20.0	39 260	64 941	39 260	45 459	12 088	44	84	94	60	44	35
22.5	40 019	72 506	40 109	56 685	22 668	28	84	94	60	28	25
25.0	48 429	86 009	48 429	52 916	11 751	62	84	109	60	60	35
27.5	44 857	88 313	44 857	62 676	24 547	30	84	109	60	30	30
30.0	46 993	96 526	46 993	57 776	17 832	41	84	109	60	41	35

TABLA IV.11 REVISION POR FUERZA CORTANTE EN VIGAS DE SECCION CAJON Y CARGA HS - 20

LONGITUD (m)	V_{ci} (kg)	V_{cw} (kg)	V_c (kg)	V_u (kg)	V_s (kg)	S_1 (cm)	S_2 (cm)	S_3 (cm)	S_4 (cm)	S_{min} (cm)	S_{DEF} (cm)
15.0	35 023	54 468	35 023	43 715	13 945	38	84	80	60	38	30
17.5	39 560	62 700	39 560	48 224	14 598	36	84	80	60	36	30
20.0	41 411	70 579	41 411	53 591	18 391	34	84	94	60	34	30
22.5	40 785	74 028	40 785	54 263	19 595	32	84	94	60	32	30
25.0	51 881	89 044	51 881	61 710	17 611	42	84	109	60	42	30
27.5	48 399	93 243	48 399	61 066	19 926	37	84	109	60	37	30
30.0	49 624	99 815	49 624	64 050	21 869	33	84	109	60	33	30

TABLA IV.12 REVISION POR FUERZA CORTANTE EN VIGAS DE SECCION CAJON Y CARGA T3 - S3

LONGITUD (m)	CARGA HS - 20				CARGA T3 - S3			
	CONCRETO (m ³)	ACERO DE PRESFUERZO (Kg)	ACERO DE REFUERZO (Kg)	PESO TOTAL (Kg)	CONCRETO (m ³)	ACERO DE PRESFUERZO (Kg)	ACERO DE REFUERZO (Kg)	PESO TOTAL (Kg)
15	3.63	133	347	9217	3.63	110	300	9134
17.5	4.23	180	351	10702	4.23	180	351	10702
20.0	4.84	235	360	18044	7.26	247	372	12280
22.5	8.16	364	466	20452	8.16	323	422	20371
25.0	12.43	423	678	30977	12.43	478	519	22815
27.5	13.68	586	944	34475	13.68	546	578	34013
30.0	14.92	662	995	37482	14.92	684	629	37129

TABLA A. MATERIALES PARA LA VIGA I

LONGITUD (m)	CARGA HS - 20				CARGA T3 - S3			
	CONCRETO (m ³)	ACERO DE PRESFUERZO (Kg)	ACERO DE REFUERZO (Kg)	PESO TOTAL (Kg)	CONCRETO (m ³)	ACERO DE PRESFUERZO (Kg)	ACERO DE REFUERZO (Kg)	PESO TOTAL (Kg)
15.0	7.36	146	334	18144	7.36	158	298	18120
17.5	8.59	256	350	21222	8.59	270	350	21236
20.0	10.47	325	398	25851	11.57	309	417	27774
22.5	11.84	347	501	29264	11.84	365	468	29249
25.0	15.07	467	530	37135	15.07	467	546	37181
27.5	15.54	514	573	38383	15.54	580	573	38449
30.0	16.96	682	624	42010	16.96	731	624	42060

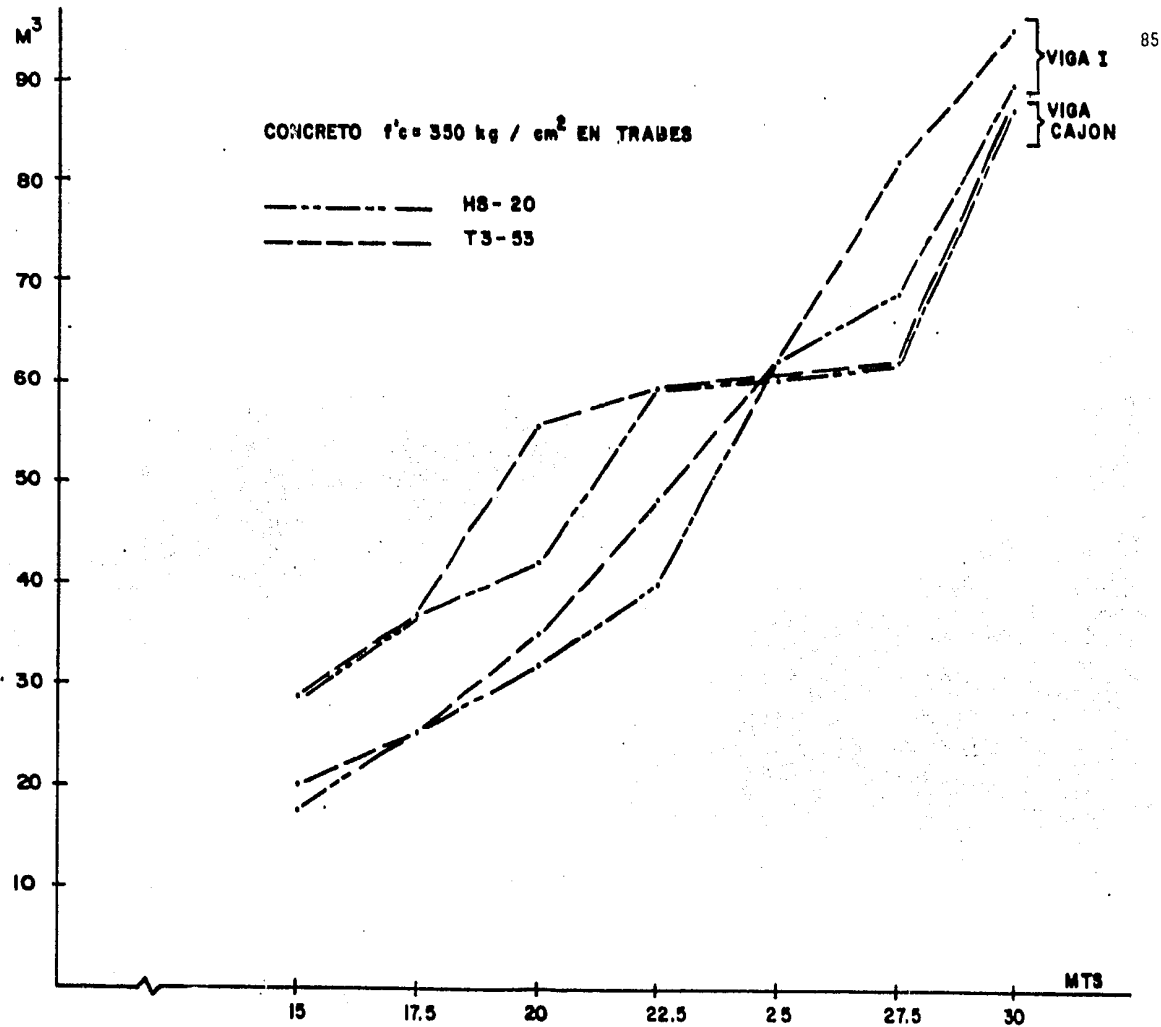
TABLA B. MATERIALES PARA LA VIGA CAJON

LONGITUD (m)	CARGA HS - 20				CARGA T3 - S3			
	CONCRETO $f'c = 350$ (m^3)	CONCRETO $f'c = 250$ (m^3)	ACERO DE PRESFUERZO (Kg)	ACERO DE REFUERZO (Kg)	CONCRETO $f'c = 350$ (m^3)	CONCRETO $f'c = 250$ (m^3)	ACERO DE PRESFUERZO (Kg)	ACERO DE REFUERZO (Kg)
15.0	18.15	30.8	665	5377	21.78	30.8	665	6240
17.5	25.38	35.3	1080	5733	25.38	35.3	1080	6973
20.0	34.20	39.8	1175	6421	36.29	39.8	1235	7486
22.5	40.80	44.3	1820	7575	48.96	44.3	1938	8398
25.0	62.15	47.28	2115	9648	62.15	47.28	2390	10175
27.5	68.4	55.2	2930	11421	82.08	55.2	3276	12182
30.0	89.52	59.7	3972	11761	104.44	59.7	4788	12644

TABLA C. MATERIAL PARA TODA LA SUPERESTRUCTURA (VIGA I)

LONGITUD (m)	CARGA HS - 20				CARGA T3 - S3			
	CONCRETO f'c = 350 (m ³) f'c = 250 (m ³)		ACERO DE PRESFUERZO (Kg)	ACERO DE REFUERZO (Kg)	CONCRETO f'c = 350 (m ³) f'c = 250 (m ³)		ACERO DE PRESFUERZO (Kg)	ACERO DE REFUERZO (Kg)
15.0	29.6	26.5	584	4977	29.6	26.5	632	6340
17.5	34.36	30.25	1024	6114	34.36	30.25	1080	8126
20.0	41.88	34.0	1300	7088	56.35	34.0	1545	9488
22.5	59.2	37.75	1735	7548	59.2	37.75	1825	10835
25.0	60.28	41.5	1868	9050	60.28	41.5	1868	12783
27.5	62.16	45.25	2570	9620	62.16	45.25	2900	13643
30.0	84.8	51.0	3410	11095	84.8	51.0	3655	15048

TABLA D. MATERIAL PARA TODA LA SUPERESTRUCTURA (VIGA CAJON)



TON.

ACERO DE PREFUERZO EN TRABES

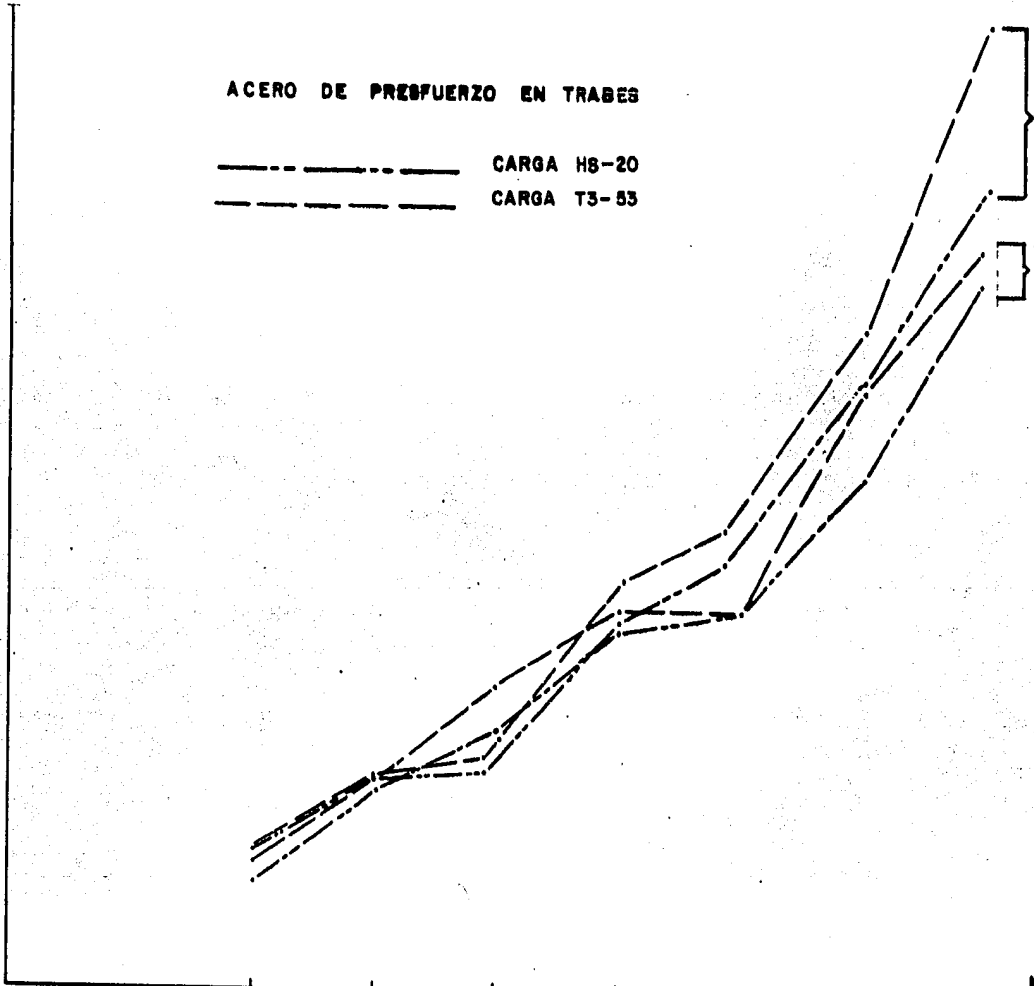
----- CARGA HS-20
----- CARGA T3-53

86

VIGA I

VIGA CAJON

15. 17.5 20 22.5 25 27.5 30 MTS.

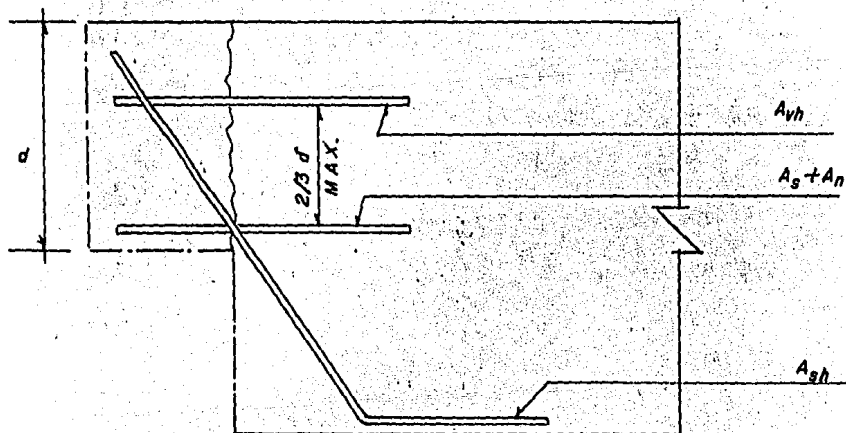
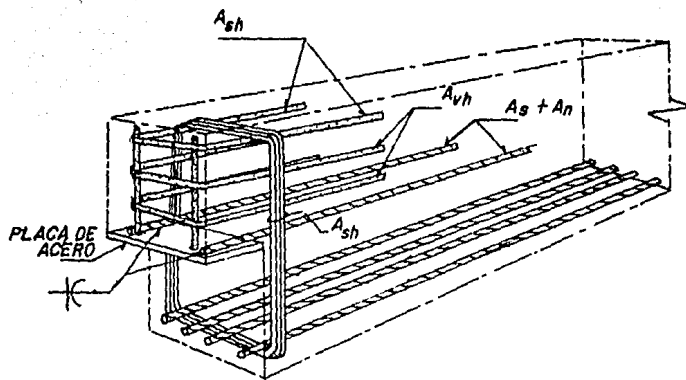


V. TRANSPORTE Y MONTAJE.

El transporte y montaje son condicionantes, que dentro de la prefabricación implican limitaciones, que pueden ser determinantes - dentro de la planeación y, por lo tanto, también para la realización de puentes.

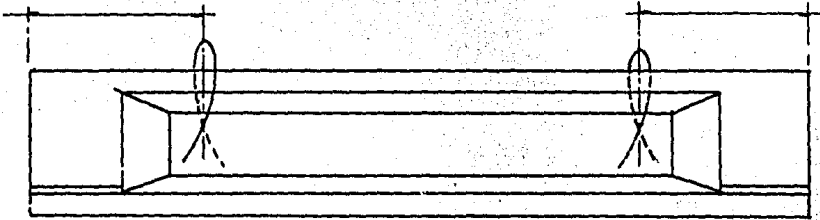
Entre las limitantes que se tienen para el transporte de piezas - están: el ancho, peralte y longitud de las piezas, pero además, - las vigas prefabricadas deben resistir esfuerzos adicionales, durante su transporte y montaje. Generalmente, rige el diseño de la viga con cargas de servicio, pero hay muchos efectos locales que deben ser contemplados. Por ejemplo, cuando por restricciones - del equipo de montaje, la viga es izada desde puntos no muy próximos a los extremos, se generan esfuerzos de tal magnitud que, en estos puntos se requerirá una cantidad de acero adicional. De la misma manera, es común que las vigas se adhieran demasiado al molde y al extraerlas se produzcan momentos muy altos en algunos lugares como lo son patines o aletas; para ello debe vigilarse que no haya espacios muy grandes desprovistos de refuerzo y que todas las puntas, patines y chaflanes tengan acero que impida su ruptura; y cuidar que las esquinas sean con chaflanes para evitar destilladuras.

En algunas ocasiones, las trabes, por restricciones de proyecto - requieren de disminuciones del peralte en el extremo, en estos casos es necesario adicionar en estas zonas refuerzo, el cual consiste en estribos de cortante directo y barras inclinadas como se muestra en la figura.

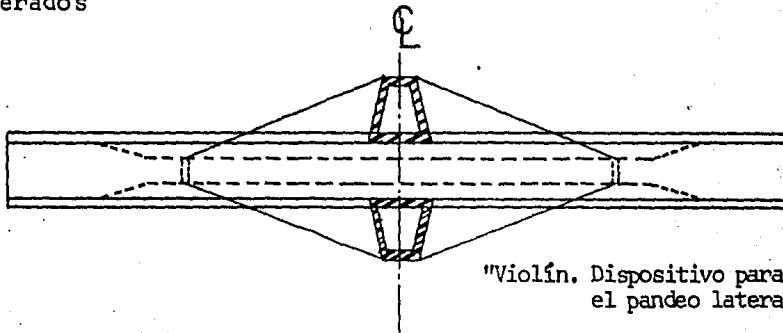


Armado propuesto por el P.C.I. para vigas con extremos recortados.

Para el manejo de las piezas deben ahogarse en ellas ganchos de izaje, se recomienda que sean de torón de presfuerzo y de $\varnothing 1\frac{1}{2}$ " como mínimo. Para elementos anchos, es conveniente que éstos - sean colocados por pares en cada extremo y formen una gasa dentro del concreto, y cuya longitud no sea menor de la longitud de desarrollo



Los ganchos de izaje deberán ahogarse en el alma de la trabe y no en sus patines o aletas, ya que no resistirán los esfuerzos generados



"Violín. Dispositivo para evitar el pandeo lateral.

Durante el transporte de piezas es muy posible que estas sufran torsiones, por lo cual es conveniente que no haya en la viga espacios muy grandes sin estribos verticales, ni espacios sin varillas longitudinales.

Para la selección del equipo de transporte, influye principalmente el tamaño de la viga y el tipo de camino que recorrerá hasta su destino. Generalmente las vigas son transportadas mediante tracto-camiones con motores de 300 o más caballos de fuerza, los cuales son capaces de remolcar pesos de hasta 45 ton. Cuando la

longitud de la viga excede de 30 m, es común que un extremo de la viga se coloque sobre la "quinta rueda" del trailer y del otro sobre el remolque que puede ser la plataforma del camión - previamente desenganchado o un dispositivo llamado comúnmente "dolly", el cual consiste en un par de ejes sin tracción y una "estructura" metálica que le dá forma de remolque.

Los métodos y técnicas de montaje están sujetas al claro y altura y tipo de la estructura, así como a su localización, topografía del lugar, peso, tamaño y forma de los elementos precolados métodos de conexión y el equipo de montaje disponible.

Las piezas deben tomarse y manejarse de manera que no se produzcan agrietamientos, evitando el pandeo por medio de apoyos adecuados; en el caso de trabes muy largas y esbeltas puede ser necesario usar armaduras o apoyos especiales.

Los sistemas de montaje pueden clasificarse en los siguientes:

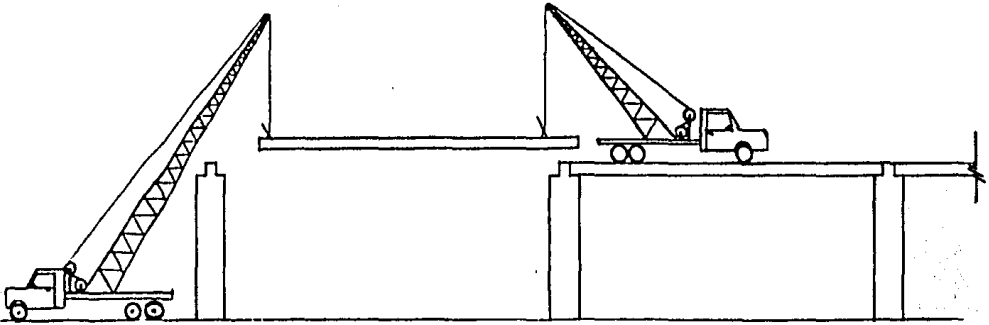
1. Mediante dos grúas que se mueven por el fondo del cauce o de la vía inferior si se trata de viaductos de cruce a distinto nivel, o bien desde la plataforma ya construída de los tramos inmediatos o desde los estribos. Cuando se usan dos grúas para montar un solo miembro, cada una debe tener capacidad para tomar cuando menos 66% de la carga total y deben tomarse precauciones para evitar el balanceo y los tirones laterales sobre los brazos de las grúas. En los casos de elementos cortos puede reducirse a una sola grúa.
2. Utilizando una armadura provisional adosada a la obra, donde se montan las dovelas de cada viga, o bien se ejecuta la viga entera, que luego se traslada a su sitio, deslizando mediante patines o ruedas sobre carriles colocados en las líneas de apoyo definitivo de las vigas.

3. Por el lanzamiento longitudinal, con dos torres metálicas en los extremos del claro, por las cuales pasan cables que soportan la viga por uno de los extremos, mientras que el otro avanza deslizando o rodando sobre una vía instalada en la zona construida. Al llegar al final del recorrido y para que la viga descienda a su posición definitiva, es preciso cambiar el tiro que va oblicuo a la extremidad enganchada llevándolo a la otra extremidad, que queda entonces debajo de la extremidad correspondiente.
4. Por lanzado directo, este método se emplea para mover longitudinalmente traveses precolados, desde una parte ya terminada de la superestructura hasta su localización final. Se balancea una "nariz" de lanzado por medio de un contrapeso o una extensión pesada en la parte de atrás; el movimiento puede lograrse por medio de gatos, rodillos, carros con ruedas o grúas; la trabe debe calcularse considerando las condiciones temporales de esfuerzo que se producen cuando se pone en voladizo hacia adelante y, si es necesario, reforzarla con armaduras exteriores o refuerzo interior.
5. Por elevación lateral junto a los parámetros de pilas, trasladándola después a su posición definitiva. La viga se lleva primero al claro que le corresponde por flotación o por descenso mediante vía en plano inclinado adaptado a la ladera.

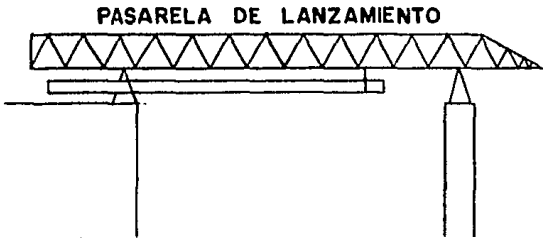
Por flotación, pueden usarse barcazas sencillas o unirse varias barcazas por medio de armaduras. Debe considerarse, en este caso, el efecto de los movimientos diferenciales debido al oleaje según afecte al elemento precolado; también deben considerarse las fuerzas de viento al actuar sobre las barcazas y los elementos.

Las piezas pueden bajarse aprovechando las mareas, inundando los compartimientos de las barcazas o por medio de gatos.

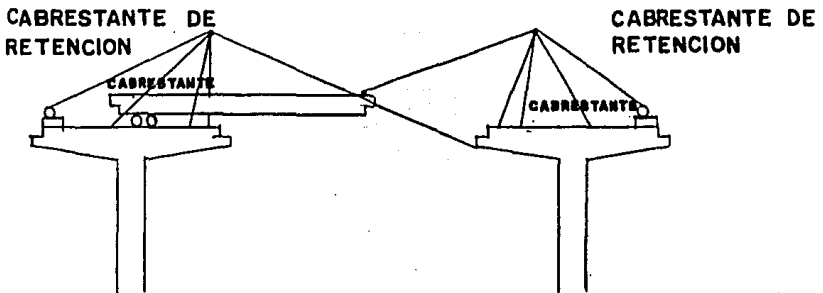
PROCEDIMIENTOS DE MONTAJE DE VIGAS PREFABRICADAS



MONTAJE MEDIANTE DOS GRUAS

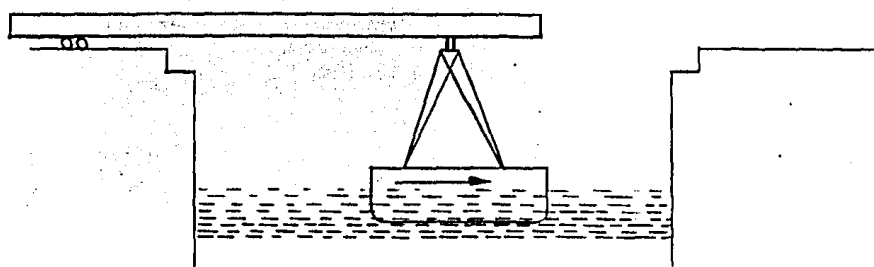
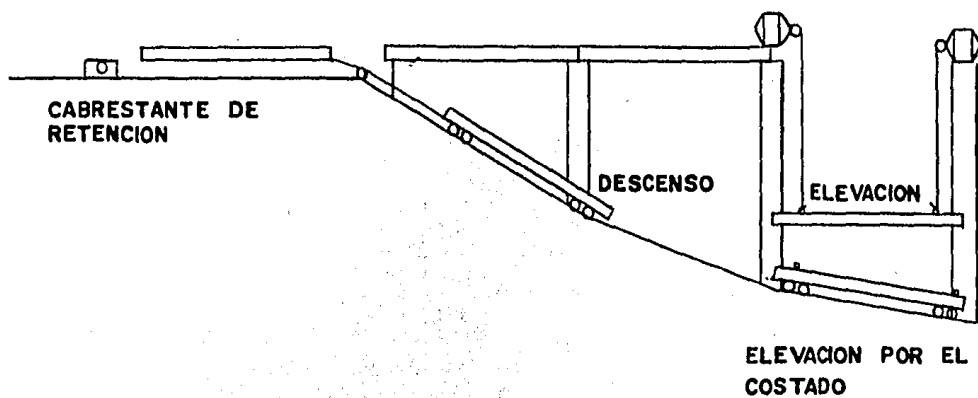


LANZAMIENTO LONGITUDINAL PREVIO DE PUENTE AUXILIAR

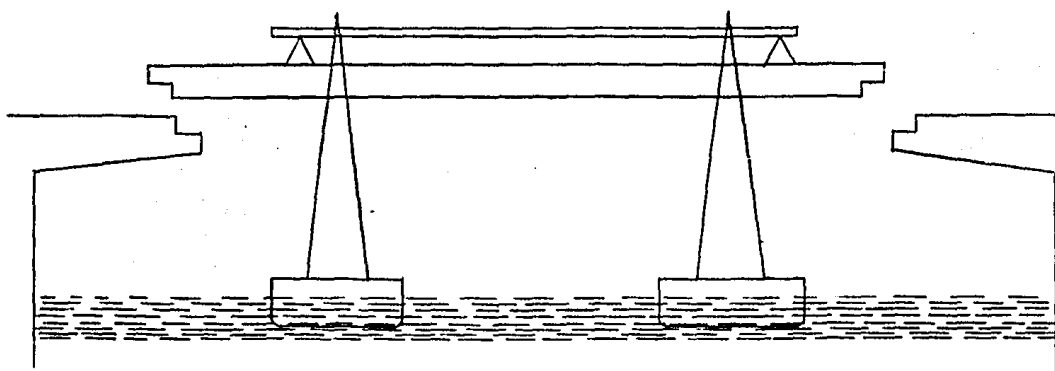


LANZAMIENTO LONGITUDINAL CON TORRES Y CABLES

PROCEDIMIENTOS DE MONTAJE DE VIGAS PREFABRICADAS



LANZAMIENTO LONGITUDINAL CON EXTREMO EMBARCADO.



TRANSPORTE POR FLOTACION

VI. CONCLUSIONES

Las diferencias en el consumo de materiales que se obtuvieron al diseñar la superestructura de un puente considerando a las cargas HS-20 y T3-S3 como cargas vivas de diseño, llegan a ser, como se puede observar en las tablas y gráficas presentadas al final del Capítulo IV, hasta del 20% en concreto y acero de presfuerzo, y del 40% en acero de refuerzo. Es decir, que la economía del proyecto se ve afectada al diseñar la estructura considerando una carga viva de mayor peso, pero a cambio de esto, podemos asegurar un mejor comportamiento de la estructura durante su vida útil, ya que la carga T3-S3 es más acorde con los requerimientos actuales de peso y tamaño.

Por otra parte, se encontró que los factores de distribución transversal para los largueros (en el caso de puentes estructurados a base de vigas longitudinales que soportan una losa superior), son similares y no ameritan desde el punto de vista de diseño que se haga una diferenciación por el tipo de carga.

Por lo que respecta a la losa superior, encontramos que las acciones producidas por la carga HS-20 son mayores. Lo anterior es explicable, ya que los métodos de análisis para obtener los elementos mecánicos en esta clase de elementos, dependen principalmente del peso y distribución de los ejes del vehículo, y en este aspecto la carga HS-20 es superior no solo a la carga T3-S3 sino a cualquier otra carga estipulada en los actuales reglamentos.

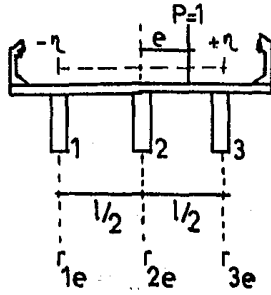
Estudios realizados en México demuestran que las cargas estándares propuestas por el A.A.S.H.T.O., que son las que generalmente se adoptan en el diseño de puentes, son excedidas en forma alarmante. Si bien es cierto que los altos factores de seguridad, provenientes de los esfuerzos permisibles de diseño; de las hipótesis conservadoras relativas a la distribución de las cargas; de la baja probabilidad de que se presenten simultáneamente car-

gas de consideración en todos los carriles; del predominio de la carga muerta sobre la carga viva (especialmente en tramos grandes), han permitido sobrecargar la estructura en lo que se refiere a la carga viva de diseño, sin hacerle sufrir un colapso, es conveniente que el diseño de puentes se efectúe considerando una carga de mayor peso que la carga HS-20, ya que es evidente que existe la tendencia al aumento del peso de vehículos y del porcentaje de vehículos pesados en la composición del tránsito; lo que traerá consigo solicitaciones mayores para los elementos que componen la estructura, sobre todo en detalles y juntas en donde se puede presentar la falla por fátiga debido a la repetición de cargas superiores a las de diseño.

A P E N D I C E A

M E T O D O D E E N G E S S E R - C O U R B O N

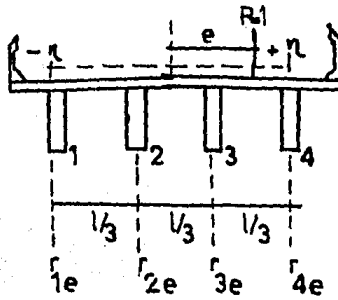
" T A B L A S "



η	r_{1e}	
- 1.0	+ 0.8 3 3 3	+ 1.0
- 0.9	+ 0.7 8 3 3	+ 0.9
- 0.8	+ 0.7 3 3 3	+ 0.8
- 0.7	+ 0.6 8 3 3	+ 0.7
- 0.6	+ 0.6 3 3 3	+ 0.6
- 0.5	+ 0.5 8 3 3	+ 0.5
- 0.4	+ 0.5 3 3 3	+ 0.4
- 0.3	+ 0.4 8 3 3	+ 0.3
- 0.2	+ 0.4 3 3 3	+ 0.2
- 0.1	+ 0.3 8 3 3	+ 0.1
0.0	+ 0.3 3 3 3	0.0
+ 0.1	+ 0.2 8 3 3	- 0.1
+ 0.2	+ 0.2 3 3 3	- 0.2
+ 0.3	+ 0.1 8 3 3	- 0.3
+ 0.4	+ 0.1 3 3 3	- 0.4
+ 0.5	+ 0.0 8 3 3	- 0.5
+ 0.6	+ 0.0 3 3 3	- 0.6
+ 0.7	- 0.0 1 6 7	- 0.7
+ 0.8	- 0.0 6 6 7	- 0.8
+ 0.9	- 0.1 1 6 7	- 0.9
+ 1.0	- 0.1 6 6 7	- 1.0
	r_{3e}	η

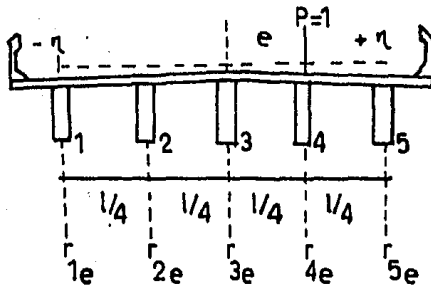
$$r_{2e} = + 0.3 3 3 3$$

$$\eta = \frac{e}{1/2}$$



η	r_1e	r_2e	
- 1.0	+ 0.7 0 0 0	+ 0.4 0 0 0	+ 1.0
- 0.9	+ 0.6 5 5 0	+ 0.3 8 5 0	+ 0.9
- 0.8	+ 0.6 1 0 0	+ 0.3 7 0 0	+ 0.8
- 0.7	+ 0.5 6 5 0	+ 0.3 5 5 0	+ 0.7
- 0.6	+ 0.5 2 0 0	+ 0.3 4 0 0	+ 0.6
- 0.5	+ 0.4 7 5 0	+ 0.3 2 5 0	+ 0.5
- 0.4	+ 0.4 3 0 0	+ 0.3 1 0 0	+ 0.4
- 0.3	+ 0.3 8 5 0	+ 0.2 9 5 0	+ 0.3
- 0.2	+ 0.3 4 0 0	+ 0.2 8 0 0	+ 0.2
- 0.1	+ 0.2 9 5 0	+ 0.2 6 5 0	+ 0.1
- 0.0	+ 0.2 5 0 0	+ 0.2 5 0 0	0.0
+ 0.1	+ 0.2 0 5 0	+ 0.2 3 5 0	- 0.1
+ 0.2	+ 0.1 6 0 0	+ 0.2 2 0 0	- 0.2
+ 0.3	+ 0.1 1 5 0	+ 0.2 0 5 0	- 0.3
+ 0.4	+ 0.0 7 0 0	+ 0.1 9 0 0	- 0.4
+ 0.5	+ 0.0 2 5 0	+ 0.1 7 5 0	- 0.5
+ 0.6	- 0.0 2 0 0	+ 0.1 6 0 0	- 0.6
+ 0.7	- 0.0 6 5 0	+ 0.1 4 5 0	- 0.7
+ 0.8	- 0.1 1 0 0	+ 0.1 3 0 0	- 0.8
+ 0.9	- 0.1 5 5 0	+ 0.1 5 5 0	- 0.9
+ 1.0	- 0.2 0 0 0	+ 0.1 0 0 0	- 1.0
	r_4e	r_3e	η

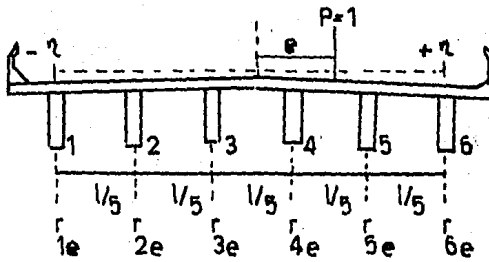
$$\eta = -\frac{e}{1/2}$$



η	r_{1e}	r_{2e}	
- 1.0	+ 0.6 0 0 0	+ 0.4 0 0 0	+ 1.0
- 0.9	+ 0.5 6 0 0	+ 0.3 8 0 0	+ 0.9
- 0.8	+ 0.5 2 0 0	+ 0.3 6 0 0	+ 0.8
- 0.7	+ 0.4 8 0 0	+ 0.3 4 0 0	+ 0.7
- 0.6	+ 0.4 4 0 0	+ 0.3 2 0 0	+ 0.6
- 0.5	+ 0.4 0 0 0	+ 0.3 0 0 0	+ 0.5
- 0.4	+ 0.3 6 0 0	+ 0.2 8 0 0	+ 0.4
- 0.3	+ 0.3 2 0 0	+ 0.2 6 0 0	+ 0.3
- 0.2	+ 0.2 8 0 0	+ 0.2 4 0 0	+ 0.2
- 0.1	+ 0.2 4 0 0	+ 0.2 2 0 0	+ 0.1
0.0	+ 0.2 0 0 0	+ 0.2 0 0 0	0.0
+ 0.1	+ 0.1 6 0 0	+ 0.1 8 0 0	- 0.1
+ 0.2	+ 0.1 2 0 0	+ 0.1 6 0 0	- 0.2
+ 0.3	+ 0.0 8 0 0	+ 0.1 4 0 0	- 0.3
+ 0.4	+ 0.0 4 0 0	+ 0.1 2 0 0	- 0.4
+ 0.5	+ 0.0 0 0 0	+ 0.1 0 0 0	- 0.5
+ 0.6	- 0.0 4 0 0	+ 0.0 8 0 0	- 0.6
+ 0.7	- 0.0 8 0 0	+ 0.0 6 0 0	- 0.7
+ 0.8	- 0.1 2 0 0	+ 0.0 4 0 0	- 0.8
+ 0.9	- 0.1 6 0 0	+ 0.0 2 0 0	- 0.9
+ 1.0	- 0.2 0 0 0	+ 0.0 0 0 0	- 1.0
	r_{5e}	r_{4e}	η

$$r_{3e} = +0.200$$

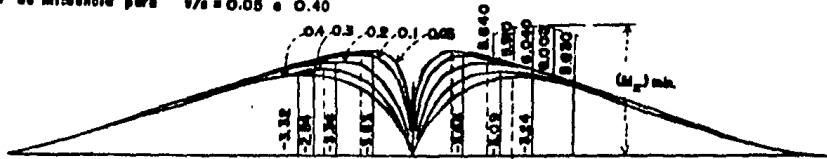
$$\eta = \frac{e}{1/2}$$



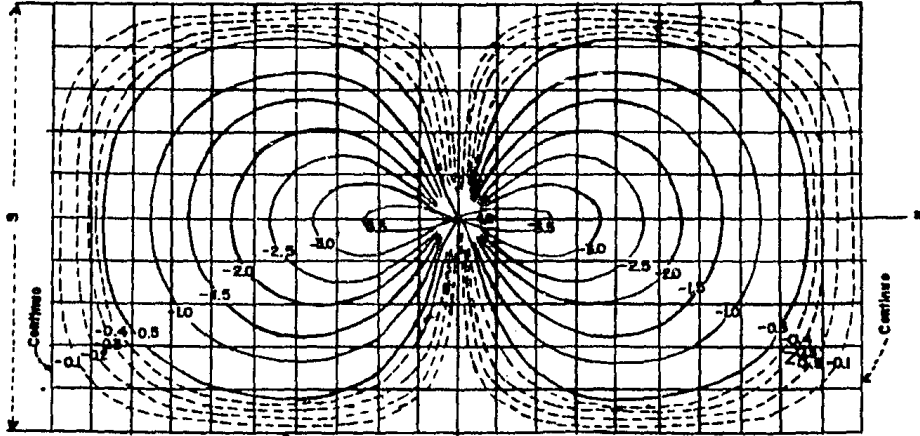
η	r_{1e}	r_{2e}	r_{3e}	
- 1.0	+ 0.5 2 3 8	+ 0.3 8 0 9	+ 0.2 3 8 0	+ 1.0
- 0.9	+ 0.4 8 8 1	+ 0.3 5 9 5	+ 0.2 3 0 9	+ 0.9
- 0.8	+ 0.4 5 2 4	+ 0.3 3 8 1	+ 0.2 2 3 7	+ 0.8
- 0.7	+ 0.4 1 6 7	+ 0.3 1 6 6	+ 0.2 1 6 6	+ 0.7
- 0.6	+ 0.3 8 0 0	+ 0.2 9 5 2	+ 0.2 0 9 5	+ 0.6
- 0.5	+ 0.3 4 5 3	+ 0.2 7 3 4	+ 0.2 0 2 4	+ 0.5
- 0.4	+ 0.3 0 9 5	+ 0.2 5 2 4	+ 0.1 9 5 2	+ 0.4
- 0.3	+ 0.2 7 3 8	+ 0.2 3 1 0	+ 0.1 8 8 1	+ 0.3
- 0.2	+ 0.2 3 8 1	+ 0.2 0 9 5	+ 0.1 8 0 0	+ 0.2
- 0.1	+ 0.2 0 2 4	+ 0.1 8 8 1	+ 0.1 7 3 8	+ 0.1
0.0	+ 0.1 6 6 7	+ 0.1 6 6 7	+ 0.1 6 6 7	0.0
+ 0.1	+ 0.1 3 1 0	+ 0.1 4 5 3	+ 0.1 5 9 6	- 0.1
+ 0.2	+ 0.0 9 5 3	+ 0.1 2 3 9	+ 0.1 5 2 4	- 0.2
+ 0.3	+ 0.0 5 9 6	+ 0.1 0 2 4	+ 0.1 4 5 3	- 0.3
+ 0.4	+ 0.0 2 3 9	+ 0.0 8 1 0	+ 0.1 3 8 2	- 0.4
+ 0.5	- 0.0 1 1 9	+ 0.0 5 9 0	+ 0.1 3 1 1	- 0.5
+ 0.6	- 0.0 4 7 6	+ 0.0 3 8 2	+ 0.1 2 3 9	- 0.6
+ 0.7	- 0.0 8 3 3	+ 0.0 1 6 8	+ 0.1 1 6 8	- 0.7
+ 0.8	- 0.1 1 9 0	- 0.0 0 4 7	+ 0.1 0 9 7	- 0.8
+ 0.9	- 0.1 5 4 7	- 0.0 2 6 1	+ 0.1 0 2 5	- 0.9
+ 1.0	- 0.1 9 0 4	- 0.0 4 7 5	+ 0.0 9 5 4	- 1.0
	r_{6e}	r_{5e}	r_{4e}	η

$$\eta = \frac{e}{l/2}$$

Líneas de influencia para $v/s = 0.05$ e 0.40



Superficie de influencia de M_x para $x=y=0$ para un piso continuo con vanos cuadrados Simplamente apoyado



Factor de multiplicación $1/8 = 0.0398$

Para carga uniforme en todos los vanos $M_x = -0.070 qa^2$

Gráfica para la determinación de momentos en la loza de un puente de vigas múltiples.

BIBLIOGRAFIA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials.
Standard Specifications of Highway Bridges
Association General Offices. 13^{ava}. Edición
Washington, D.C. 1983.
2. Bayer Erwin, Thul Heribert "Carreteras Elevadas"
Editorial Blume, Barcelona, 1966
3. Diversos Autores "Proyecto, Diseño y Construcción de
Puentes", DEC, UNAM. 1982-1983.
4. Fernández Cazado Carlos "Puentes de Hormigón Armado
Pretensado", Editorial Dossat. Madrid, 1965.
5. Lobato Pérez J.H. "Apuntes de la clase de Diseño de
Puentes". Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería
UNAM, 1982.
6. Masa Vallejos F., García Mendoza J.G. "Estudios para
Proyecto de Puentes". Tesis Profesional, Facultad de
Ingeniería, UNAM, 1984.
7. Nilson Artur H. "Diseño de Estructuras de Concreto
Presforzado". Editorial Limusa, México, 1982.
8. Santana Echegaray Gabriel "Estudio Comparativo de
Secciones Pretensadas para superestructuras de Puentes"
Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería, UNAM, 1984.
9. Timoshenko Stephen, S. Woinowsky - Krieger
"Teoría de Placas y Láminas". Editorial URMO BILBAO,
1970.