

Capítulo 4

DISEÑO DE PUENTES CON ELEMENTOS PREFABRICADOS Y PRESFORZADOS

4.1 ASPECTOS BÁSICOS

Este capítulo tiene como objetivo proporcionar al diseñador elementos fundamentales para el análisis y diseño de los puentes típicos construidos con elementos presforzados y prefabricados. Las grandes ventajas de estos sistemas ha traído como consecuencia que en nuestro país sea cada vez más común el uso de esta tecnología.

4.1.1 Geometría y estética

Todo puente debe cumplir especificaciones geométricas de pendientes, peraltes, gálibos, entre otros, de acuerdo al tránsito que circulará sobre y debajo de ellos. El análisis de estas características está fuera de los alcances de este manual ya que deben cumplirse para todo tipo de puente y aquí solo se abordará lo relativo a puentes prefabricados y presforzados.

Una vez definidas la localización del puente y sus especificaciones geométricas, el ingeniero debe decidir de acuerdo a su intuición, criterio y experiencia el tipo de puente más adecuado para cada caso, apoyándose y con referencia en los estudios topográficos, hidráulicos, de mecánica de suelos y de peligros sísmico y eólico.

Dada la importancia que representan los puentes en el paisaje urbano y rural, se deben concebir considerando integralmente su apariencia y funcionalidad, logrando diseños eficientes para soportar cargas de la manera más estética posible. Estos diseños deben de ir más allá de la excelencia técnica e incorporar conceptos de arquitectura urbana y de medio ambiente. Para ello, y debido a que no es posible dar guías

universales sobre la estética de un puente, el diseñador debe aplicar imaginación, intuición y creatividad para lograr una estructura funcional, segura, económica y estética, en donde esbeltez, orden, variedad, unidad y ornamentación estén aplicados con sensatez y coherencia. Un puente debe tener una forma estructuralmente expresiva y estética. En él se debe manifestar de manera clara y bien definida la estructura anatómica del mismo evitando detalles innecesarios y buscando siempre que la estructura tenga apariencia agradable e inspire confiabilidad y estabilidad.

En algunos sitios se deben considerar factores locales de costumbres, históricos y arqueológicos, siempre en busca de la integración armoniosa del puente con su entorno.

El puente debe ser visto como un todo. Todos los elementos que lo forman como la superestructura y subestructura, los espacios abiertos dentro y cerca de la estructura, accesos, iluminación y señalización, drenajes, banquetas y parapetos deben complementarse armoniosamente.

En el caso de ampliaciones se debe escoger la solución que guarde más armonía con el puente existente para obtener soluciones estéticamente válidas.

4.1.2 Clasificación de puentes

Es conveniente clasificar los puentes para delimitar los alcances de los sistemas constructivos y de los criterios y herramientas de análisis y diseño. Para los fines de este manual clasificaremos los puentes por su tamaño, tipo estructural, importancia, resistencia lateral y geometría.

TAMAÑO

En función de la longitud del claro, L , los puentes se pueden clasificar como lo indica la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Clasificación de puentes según su tamaño

Clasificación	Claro
Alcantarillas	$L \leq 6 \text{ m}$
Puentes de claro medio	$6 \text{ m} < L \leq 60 \text{ m}$
Puentes de grandes claros	$L > 60 \text{ m}$

Los puentes a los que nos referiremos en este manual son los de claros medios y las alcantarillas. Aunque muchos puentes de grandes claros son hechos con sistemas presforzados como los puentes empujados y atirantados, el análisis de estas estructuras escapa a los alcances de este capítulo.

TIPO ESTRUCTURAL

De acuerdo a su comportamiento estático los puentes se pueden clasificar como simplemente apoyados y continuos (Figura 4.1). Los segundos incluyen desde puentes de claros medios, con continuidad solamente en la superestructura, hasta puentes colgantes, atirantados y empujados.

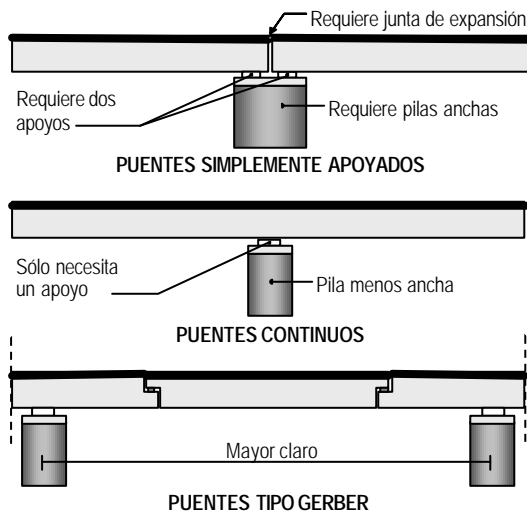


Figura 4.1 Puentes simplemente apoyados, continuos y tipo Gerber

En los puentes continuos se reduce la magnitud del momento flexionante positivo al centro del claro, por lo que se pueden obtener claros más largos con el mismo peralte de las traveses. Las principales ventajas de los puentes continuos son:

- Menor peralte que los puentes simplemente apoyados
- Se requiere un menor número de apoyos
- Menos juntas constructivas, con la ventaja evidente de lograr una superficie de rodamiento sin interrupciones
- La deflexión y la vibración son menores

Al mismo tiempo, los puentes continuos tienen las siguientes desventajas:

- Los asentamientos diferenciales pueden causar efectos importantes en toda la estructura, por lo que su uso no se recomienda en estructuras sobre suelos blandos
- La colocación del refuerzo es más complicada
- El análisis y diseño son más complejos

Una combinación eficiente de ambos tipos de estructuración es la solución tipo Gerber. En esta solución se coloca una trabe central simplemente apoyada justo en los sitios correspondientes a los puntos de inflexión, momento igual a cero, de una viga continua. Este es un sistema adecuado para usar elementos pretensados en esa viga central y otros con las mismas características, ya sean también pretensados, reforzados o postensados colados en sitio, formando el voladizo o cantiliver.

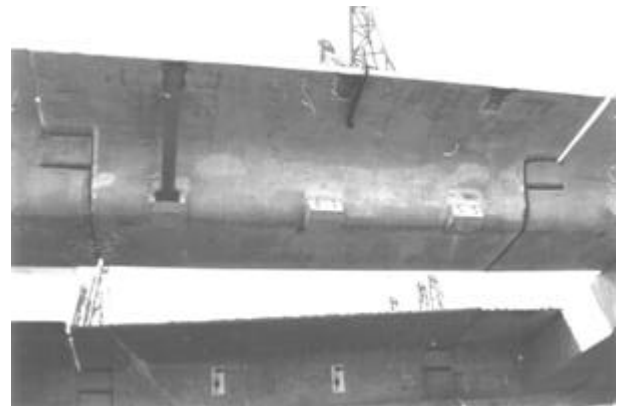


Figura 4.2 Viga central en un puente con sistema Gerber

En este manual se presentará el análisis y diseño de los elementos pretensados para puentes simplemente apoyados, que son la gran mayoría de los puentes construidos con elementos presforzados, incluyendo los de sistemas tipo Gerber.

DE ACUERDO A SU IMPORTANCIA

Aunque en otros países las características del diseño de un puente estarán en función de su importancia, en México prácticamente todos deben ser considerados importantes, a

menos que se trate de accesos a zonas residenciales privadas o de caminos temporales, en cuyo caso el puente se podrá considerar secundario. Para que un puente pueda considerarse secundario deberá, además, ser de un solo claro no mayor que 20 m, con no más de dos carriles de circulación y que el dueño garantice que el tránsito que circule por el puente durante por lo menos los siguientes 30 años será poco intenso y de vehículos ligeros. En todos los casos, será responsabilidad del propietario seleccionar la categoría de importancia a la que corresponde el puente. Los puentes construidos en el Distrito Federal clasificados como importantes serán estructuras del Grupo A.

DE ACUERDO CON SU RESISTENCIA LATERAL

Debido a sus características, un mismo puente puede contar con diferentes estructuraciones y por lo tanto con distintas resistencias laterales, tanto de un apoyo a otro como para ambos sentidos de análisis. Los puentes se clasificarán, de acuerdo a su resistencia lateral en:

- Marcos. Aquéllos en que exista continuidad entre traveses, cabezales y columnas, excepto con los estribos.
- Pilas y muros de concreto reforzado. Son aquellos elementos anchos cuyo comportamiento previsible ante carga lateral es por cortante y no por flexión. Se considerará como pila o muro a la subestructura de un puente que en el sentido de análisis tenga una relación entre su altura y su ancho menor que 3.
- Columnas aisladas. Todos aquellos en los que una columna es el único elemento sismorresistente y que trabaja a flexocompresión en la dirección de análisis.
- Péndulo invertido. Serán todos aquellos puentes apoyados sobre una columna en los que se presente cabeceo de la superestructura.
- Estribos. Elementos que rematan las rampas de acceso en el caso de puentes en áreas planas o el apoyo en laderas en puentes en zonas montañosas o en las zonas cercanas a la orilla de los ríos.

DE ACUERDO CON SU GEOMETRÍA

Los puentes según su geometría deberán clasificarse en regulares e irregulares. En puentes con dos o más claros podrá hacerse una clasificación distinta para cada componente o módulo del puente. En este caso se debe garantizar que estas partes estarán totalmente aisladas y que tendrán un movimiento sísmico independiente de otros componentes del puente, y que las juntas constructivas han sido expresamente diseñadas para evitar el golpeteo. Con fines de clasificación por geometría, no se podrán considerar aislados dos soportes del puente sobre los que descansa la superestructura con apoyos deslizantes o de neopreno; esto es debido a que el movimiento que se presentará entre ambos soportes puede ser

distinto, lo que ocasionaría la pérdida de apoyo de la superestructura, situación que se agrava notablemente en puentes irregulares. Un puente irregular será aquel en el que se cumpla al menos una de las siguientes características:

- Los puentes en línea recta con apoyos esviados que formen ángulos mayores que 25 grados con respecto al eje transversal del camino.
- Puentes curvos que subtiendan un ángulo de un estribo a otro, o al final del puente, mayor que 25 grados, medido desde el eje principal del camino.
- Existen cambios abruptos en rigidez lateral o en masa a lo largo de su longitud. Los cambios en estas propiedades que excedan 25 por ciento de apoyo a apoyo, excluyendo estribos, deberán ser considerados abruptos.

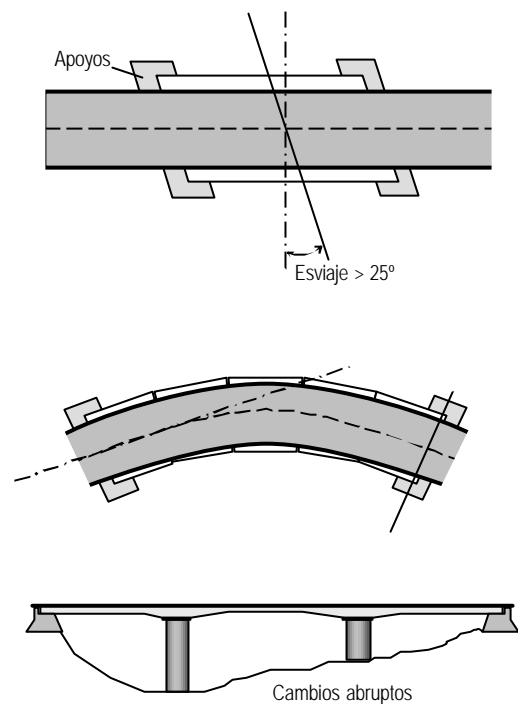


Figura 4.3 Puentes irregulares en planta y elevación

4.1.3 Estructuración de Puentes

La estructura de un puente está compuesta fundamentalmente por dos partes: subestructura y superestructura.

SUPERESTRUCTURA

La superestructura comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte (Figura 4.4):

- **Superficie de rodamiento**, sobre la cual circulan los vehículos. Puede ser de asfalto o de concreto.
- **Losa**, cuya función principal es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente.
- **Vigas**. Las vigas son los miembros principales del puente y se diseñan para resistir el trabajo a flexión.

- Vigas postensadas con losa, ambas coladas en sitio.
- Vigas de sección cajón, de una sola pieza o en dovelas, pretensadas o postensadas.

Las losas extruidas o alveolares pueden ser utilizadas en claros cortos, menores que 8 m, aunque tienen una gran desventaja: al no tener acero de refuerzo, pueden presentar una falla frágil por cortante ante cargas extraordinarias. Por ello, deben considerarse factores de carga mucho mayores para evitar que una vez que se rebasa el cortante resistente del concreto ocurra la falla del puente.

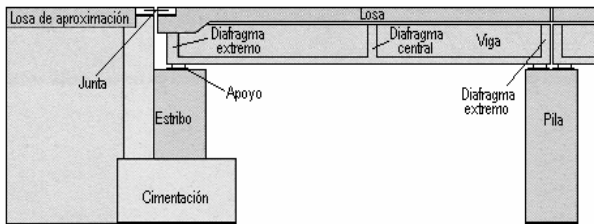


Figura 4.4 Elementos que forman la subestructura y superestructura de un puente

Al igual que para las losas extruidas prefabricadas, sobre las superestructuras formadas por vigas pretensadas T, I de AASHTO o cajón, se cuela en sitio la losa (Figura 4.5). Para claros cortos, menores que 25 m, la sección T es muy efectiva, y para claros mayores, las secciones I o cajón con aletas son más eficientes. La trabe cajón con aletas debe su gran eficiencia a tres factores principales: (1) mayor rigidez torsional que evita, en la mayoría de los casos, el uso de diafragmas intermedios; (2) ancho inferior para albergar más torones y así proporcionar mayor excentricidad al presfuerzo aumentando los esfuerzos y el momento resistente de la sección; (3) la presencia de las aletas elimina el uso de la cimbra para colar la losa y permite el empleo de un menor peralte de la misma (15 cm) comparado con el requerido para una viga I (18 cm).

SUBESTRUCTURA

La subestructura está formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sustentarse, como son apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales (Figura 4.4). Su función es la de transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación.

4.2 PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO

4.2.1 Importancia del uso del concreto presforzado

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medios donde se emplean elementos pretensados estándar producidos en serie, como para puentes de grandes claros como los empujados y los atirantados. En la actualidad, prácticamente todos los puentes se construyen con esta técnica y es una de las áreas más exitosas del concreto presforzado. Como se indicó en el Capítulo 2 de este manual, la rapidez de construcción, la eficiencia de los elementos y el menor peralte obtenido con respecto a otras soluciones son algunas de las ventajas que justifican esta alta competitividad.

4.2.2 Soluciones típicas

- Entre los sistemas que se utilizan para puentes de concreto presforzado tenemos:
- Losas extruidas o alveolares pretensadas con losa colada en sitio.
- Vigas T, I o cajón con losa colada en sitio.

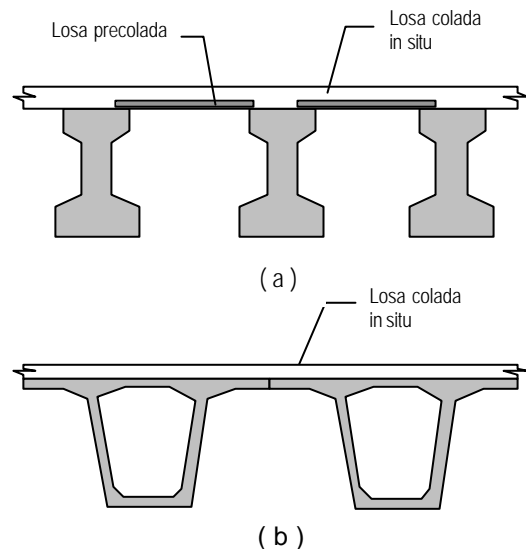


Figura 4.5 Solución estructural típica empleando:
(a) vigas I de AASHTO
(b) vigas cajón con aletas

Los puentes con sistemas postensados son cada vez menos empleados, sobre todo en ciudades, por el tiempo que debe

permanecer la cimbra obstaculizando el tráfico vehicular. Sin embargo, es un sistema eficiente en zonas de difícil acceso para elementos largos o en sitios lejanos a las plantas de fabricación donde se encarece el transporte y el montaje. Cuando el elemento postensado se fabrica en el sitio, la losa se cuela al mismo tiempo que la trabe; cuando se fabrica a pie de obra, la losa se colará en una segunda etapa sobre el elemento ya montado.

Por último, secciones prefabricadas tipo cajón (Figura 4.6) de grandes dimensiones de una sola pieza o en dovelas, son muy eficientes debido a su bajo peso y a su rigidez. Estas secciones se usan en puentes atirantados y empujados. El metro elevado de la ciudad de México (Línea B) está estructurado con elementos prefabricados y presforzados de 20 m de longitud por 8 m de ancho. Fueron fabricados a pie de obra y cuentan con presfuerzo longitudinal y transversal, este último para resistir la flexión en las aletas.

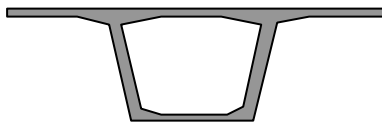


Figura 4.6 Sección cajón de grandes dimensiones

4.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES CON ELEMENTOS PRESFORZADOS

Actualmente no existe en México un reglamento que considere el análisis y diseño de puentes. Existe una propuesta de norma para el Reglamento del Distrito Federal que está actualmente en revisión y que es un complemento a las Normas Técnicas de dicho reglamento (Gómez y Reinoso, 1997). Por lo pronto, es responsabilidad del diseñador escoger las solicitaciones y los métodos de análisis y diseño óptimos, acordes a la situación nacional. No es válido combinar partes de distintos reglamentos sin estar conscientes que cada uno de ellos ha sido concebido de manera independiente y que las combinaciones sin conocer las bases que los crearon pueden arrojar resultados inconsistentes.

4.3.1 Solicitaciones

La superestructura de un puente se diseña fundamentalmente para resistir cargas vivas vehiculares. Cargas accidentales como viento y sismo deben ser resistidas por la subestructura.

CARGA MUERTA

Son las cargas permanentes que actúan sobre la estructura. Se debe incluir dentro de la carga muerta el peso propio de las trabes, la losa y la carpeta asfáltica. Con fines de cuantificar la

carga muerta, el espesor de la carpeta asfáltica no debe tomarse menor que 10 cm para considerar futuras repavimentaciones donde no exista sustitución de material. El peso volumétrico del asfalto no se tomará menor que 2 T/m³.

Por la poca carga que representa para el puente, es común despreciar el peso de los diafragmas. Las cargas de las banquetas, guarniciones y parapetos pueden considerarse como repartidas en todas las trabes; si bien es cierto que las trabes extremas soportarán estas cargas, también lo es que las mismas no pasará viva. Debido a que siempre debe procurarse fabricar todas las vigas de un puente iguales y que el diseño de las vigas está regido por la carga viva, las vigas extremas, aunque tengan mucha carga muerta, estarán ligeramente sobradas en su diseño.

CARGA VIVA

Existen dos tipos de carga viva, las debidas al paso de peatones y las ocasionadas por el paso de vehículos.

Carga viva peatonal Esta carga podrá calcularse de la siguiente manera

Claros menores a 7.5 m	_____	415 kg/m ²
Claros de 7.5 m hasta 30 m	_____	300 kg/m ²

Para claros mayores que 30 m se utiliza la siguiente expresión:

$$CV = \left(1435 + \frac{43800}{L} \right) \left(\frac{16.7 - W}{149.1} \right) \quad 4.1$$

donde CV es la carga viva peatonal (kg/m²) que no será mayor a 300 kg/m², L (m) es la longitud de la banqueta y W (m) es el ancho de la banqueta.

Carga viva vehicular. Para el caso de carreteras, la SCT en la Ley General de Vías de Comunicación contiene tres sistemas de cargas para considerarse en el proyecto estructural de puentes, la carga viva máxima entre la T3-S2-R4 o la T3-S3 para un carril, y la carga HS-20 en los demás carriles, cuyas cargas y distancias entre ejes se muestran en la Figura 4.7.

Además de conocer las cargas de diseño y las características de cada camión, es importante conocer las dimensiones del carril de diseño, ya que de él dependerá el número de camiones que circularán por el puente. Estas dimensiones se muestran en la Figura 4.8.

Muchos de los puentes construidos en México han sido diseñados con las cargas del vehículo H-15 y HS-20, cuyos pesos vehiculares han sido superados por las cargas de los vehículos que actualmente circulan. Por si fuera poco, la situación se ve agravada por el hecho de que muchos vehículos circulan sobrecargados.

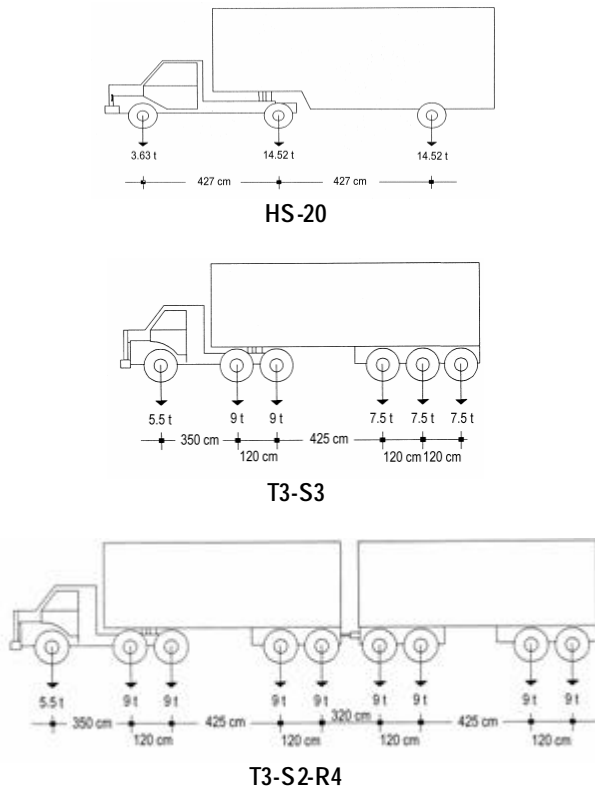


Figura 4.7 Pesos y dimensiones de vehículos HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4

Un estudio reciente (Barouse, 1997) muestra la necesidad de incluir una sobrecarga en el diseño de los puentes. En la Figura 4.9 se presenta, para los camiones tipo T3-S3 y T3-S2-R4, los pesos que se han medido en básculas instaladas en algunas carreteras. Con líneas gruesas verticales se indica el valor reglamentario, mientras que los diagramas de barras muestran el número de vehículos con determinado peso vehicular. Los camiones con estas características exceden en promedio lo especificado por los reglamentos, pero existen algunos casos en que la carga que pasa por los puentes sobrepasa hasta el doble de los valores reglamentarios. Algunos códigos internacionales, como el AASHTO-LRFD o el de Ontario, consideran de manera más realista las cargas que circulan por las carreteras (Barouse, 1997).

Estas sobrecargas explican algunas fallas recientes de puentes modernos, inclusive colapsos, principalmente con superestructuras de tridilosa. Quizá la razón por la que los puentes siguen en pie a pesar de estas cargas es porque tienen en general dos o más carriles y la carga extraordinaria ocupa solo uno de ellos. Esto no elimina la posibilidad de que los puentes estén sufriendo deterioro y fatiga excesivos debidos a cargas para los que no fueron diseñados, y que las consecuencias de este exceso sean más evidentes en un futuro próximo.

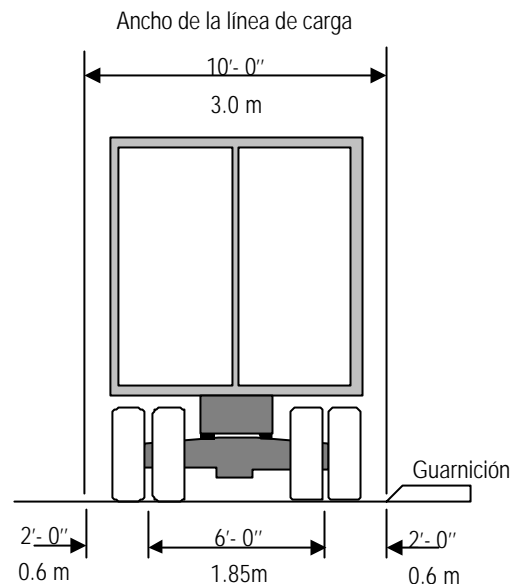


Figura 4.8 Ancho del carril de carga

DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DE CARGAS

La distribución de cargas según el reglamento AASHTO se realiza con ayuda de factores de distribución que dependen del número de líneas de tráfico, del tipo de elemento y del espaciamiento de las traveses, S .

Miembros longitudinales interiores. Las fracciones de las cargas de las ruedas que actúan en las traveses interiores se determinarán aplicando los factores de distribución, FD , mostrados en la Tabla 4.2.

Miembros longitudinales exteriores. Si las guarniciones, parapetos y carpeta asfáltica se colocan después de que la losa ha fraguado y alcanzado su resistencia, estas cargas se pueden repartir en partes iguales en todas las traveses. La capacidad de una trabe exterior no puede ser menor a la capacidad de una trabe interior.

IMPACTO

Las fuerzas provocadas por la carga viva se deben incrementar para tener en cuenta la vibración y la aplicación súbita de cargas. Este incremento según las normas AASHTO se calcula mediante la fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \quad 4.2$$

donde I es el coeficiente de Impacto y L es la longitud del claro (m). I nunca excederá de 30 por ciento.

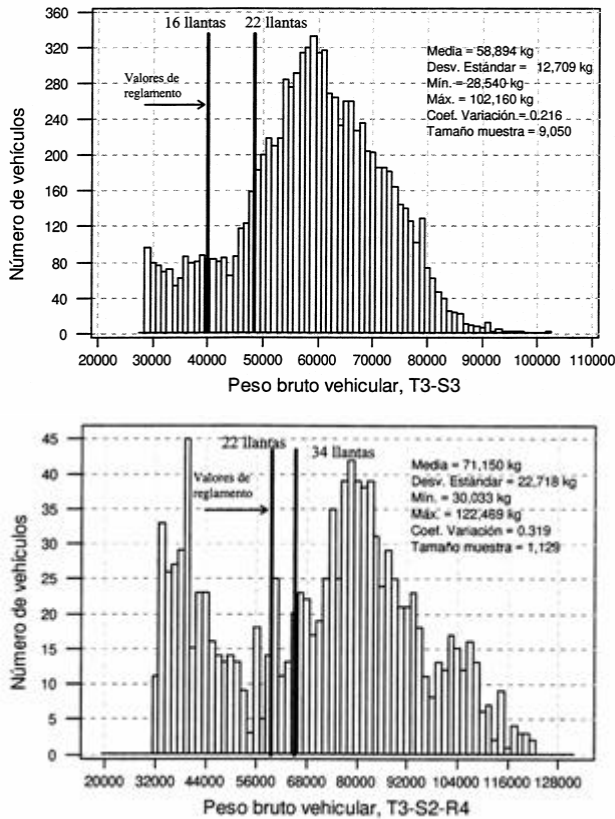


Figura 4.9 Peso bruto vehicular reglamentario y medido en camiones tipo T3-S3 y T3-S2-R4 en carreteras mexicanas (Barouse, 1997)

4.3.2 Diseño de los elementos de la superestructura

Como se ha mencionado, la mayor parte de los puentes de claro medio que se construyen en el país están hechos con superestructuras de elementos prefabricados de concreto presforzado empleando secciones I de AASHTO, Cajón, T y doble T, sobre las que se cuela una losa de concreto reforzado. Esta losa, integrada a la trabe presforzada, dará lugar a la sección compuesta que aumenta sensiblemente la capacidad de la sección.

VIGAS

Las vigas son el elemento estructural más importante en el diseño de un puente. La recomendación general sobre qué sección utilizar para determinados claros a cubrir se da en la Tabla 4.3, donde se presentan límites razonables de aplicabilidad de las secciones más comunes usadas en México. El peralte de estas secciones variará, según el claro y disponibilidad en el mercado, entre $L/18$ y $L/23$. Las ventajas y desventajas sobre la selección de estas secciones fue discutida en el inciso 4.2.2 de este capítulo.

Las vigas deben diseñarse para resistir solo las cargas verticales muertas y vivas, tal como se indicó en la sección de solicitaciones de este subcapítulo. El dimensionamiento del elemento debe basarse en su comportamiento ante cargas de servicio comparando los esfuerzos permisibles contra los actuantes, tomando en cuenta las pérdidas. Una vez definida la sección con el presfuerzo correspondiente, se deberán verificar distintas condiciones de servicio, como los esfuerzos en la trasferencia, encamisados y deflexiones, así como revisar condiciones de resistencia como el momento último, aceros mínimo y máximo y cortante, entre otros. En la Figura 4.10 se muestra un diagrama de flujo con el procedimiento para el diseño de elementos presforzados. En el Capítulo 2 de este manual se abordan con detalle cada uno de los pasos de este proceso.

Tabla 4.2 Factores de Distribución de carga para puentes de concreto presforzado según AASHTO

Losa de concreto sobre:	Lineas de tráfico del puente	
	una	> dos
Vigas I	$S/2.13$ $S > 3.0 \text{ m}^*$	$S/1.67$ $S > 3.0 \text{ m}^*$
Vigas T	$S/1.98$ $\text{Si } S > 3.0 \text{ m}^*$	$S/1.83$ $\text{Si } S > 3.0 \text{ m}^*$
Trabes cajón	$S/2.44$ $\text{Si } S > 3.0 \text{ m}^*$	$S/2.44$ $\text{Si } S > 3.0 \text{ m}^*$

S = Espaciamiento centro a centro de las trabes, m
* En este caso la carga para cada trabe será igual a la reacción de las cargas de las ruedas, suponiendo que el piso actúa como una viga simplemente apoyada en las trabes

Tabla 4.3 Secciones recomendadas para distintos claros

Sección	Claro (m)
	$L < 8$
	6 a 20
	10 a 25
	15 a 35
	20 a 40

LOSA

La losa de concreto armado que se coloca sobre los elementos presforzados para formar la sección compuesta tiene un espesor de 15 a 20 cm dependiendo del elemento estructural sobre el que descansa. Esta losa, además de aumentar la capacidad de la sección, cumple la función de rigidizar a la superestructura tanto en el sentido vertical, para repartir las

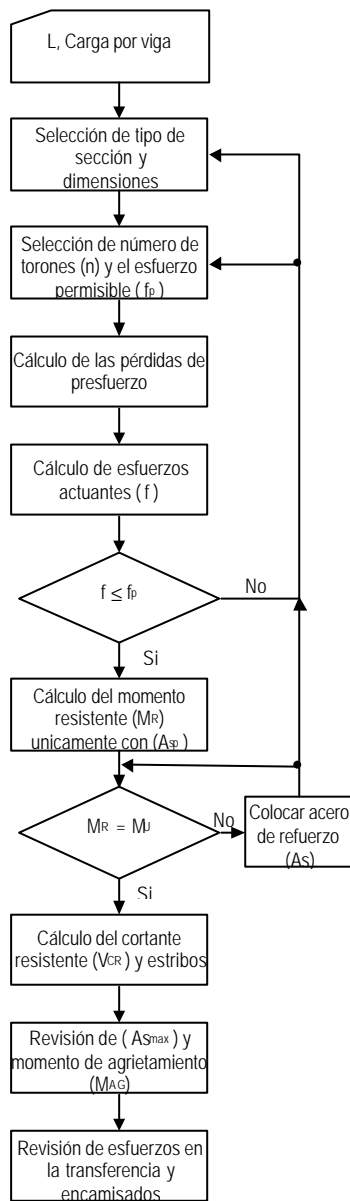


Figura 4.10 Diagrama de flujo del diseño de un elemento Presforzado. No se incluyen encamisados ni deflexiones

cargas vivas uniformemente a todas las traves, como en el horizontal, para evitar movimientos relativos entre las vigas y hacer las funciones de un diafragma rígido. El espesor de la losa deberá incrementarse por concepto de desgaste si ésta será, además, la superficie de rodamiento.

La losa debe estar perfectamente ligada a las traves, por lo que éstas estarán provistas de conectores y contarán con una superficie de contacto limpia, húmeda y rugosa. Los

conectores podrán ser los mismos estribos de la viga de manera que se doblen en obra para formar la sección compuesta (Capítulo 2). En el caso de vigas T y Cajón con aletas, además de los estribos del alma, las varillas de las aletas deberán salir en los extremos de las mismas para formar otro grupo de conectores (Capítulo 2).

Para el análisis y diseño de la losa se le considera como una viga continua perpendicular a las tabes presforzadas donde hay momentos positivos y negativos. El acero longitudinal debe especificarse por temperatura (Capítulo 2).

En general, el peralte de la losa es de 18 a 20 cm, pero para traves tipo T o Cajón con Aletas que en ningún caso el espesor de ese patín será menor que 5 cm, el peralte de la losa podrá ser de 15 cm. En este caso, para el cálculo del momento resistente de la losa en momento negativo se podrá utilizar el peralte total de la losa más el espesor del patín de la T o las aletas de la trabe cajón; para el momento resistente positivo el peralte total será sólo el de la losa.

Para soportar las fuerzas debidas a impactos se proveerá suficiente refuerzo a lo largo de la base del parapeto que a su vez es soportado por la losa y por la viga extrema del puente.

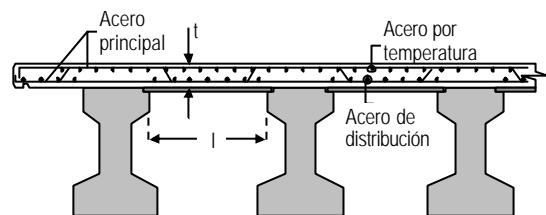


Figura 4.11 Sección transversal en una losa de concreto mostrando el acero de refuerzo

DIAFRAGMAS

Los diafragmas proporcionan rigidez lateral a las traves y a la superestructura en general. Estos consisten en traves transversales a los elementos presforzados, generalmente de concreto reforzado, que se ubican en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo. Los diafragmas extremos unen a las vigas entre sí y con la losa, y le dan una gran rigidez al puente. Los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión.

La cantidad y separación de diafragmas intermedios estará en función de la rigidez lateral y la longitud del claro del puente. En general, claros mayores a 10 m con vigas I ó T deberán llevar al menos un diafragma intermedio, con espaciamientos de alrededor de 5 m entre ellos. Debido a su gran rigidez

lateral, las vigas presforzadas tipo cajón con aletas pueden prescindir de diafragmas, al menos hasta claros de 30 m.

Las vigas deberán contar con preparaciones adecuadas como ductos para el paso de varillas o torones para postensar, varillas ahogadas en la trabe que se desdoblan en obra, placas para soldar diafragmas metálicos, entre otros.



Figura 4.12 Detalle constructivo de un diafragma extremo donde se observa el paso de varillas a través de la trabe

4.4 SUBESTRUCTURA DE PUENTES CON ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADO

En la construcción de puentes, especialmente en zonas urbanas, el ahorro en tiempo es un factor muy importante por la cantidad de horas-hombre que se pierden al alterar las vías de comunicación con los desvíos. Cada hora que se ahorre en la construcción, representará una gran ventaja a los usuarios y a los constructores de la obra. De lo anterior se desprende que es de vital importancia utilizar elementos prefabricados en la subestructura de los puentes y así disminuir los tiempos de construcción.

4.4.1 Solicitaciones

Las cargas que actúan en una subestructura son las que le transfiere la superestructura más las cargas laterales como sismo y viento, empuje de tierras y corrientes de agua, entre otros.

Para el tipo de puentes que se estudian en este manual la fuerza del viento no domina los diseños debido a que son estructuras bajas y pesadas; sin embargo, la fuerza sísmica puede causar colapsos y daños a este tipo de estructuras como ha estado ocurriendo durante sismos recientes como los de Northridge en California y Kobe en Japón. A continuación se establecen algunos criterios generales del por qué se debe

tener especial cuidado en el diseño sísmico de puentes, sean estos prefabricados o no.

SISMO

En la ciudad de México es común realizar el análisis y diseño de puentes urbanos utilizando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, elaborados para asegurar el correcto comportamiento de edificios, cuyo espectro de diseño se elaboró considerando redundancias, comportamiento inelástico y sobrerresistencia típicas de dichos sistemas estructurales. Para el caso de puentes, estas propiedades pueden diferir significativamente, por lo que extrapolar lo observado en edificaciones puede afectar la seguridad de los puentes ante sismos. Algunas diferencias entre el comportamiento de puentes y edificios son:

- Los edificios contienen elementos no estructurales como muros divisorios, ventanas y fachadas que brindan resistencia adicional y que no se toma en cuenta en el análisis y diseño. Los puentes no cuentan con estos elementos y por lo tanto con esa ayuda adicional.
- La mayoría de los edificios colapsan cuando varios de sus elementos han alcanzado su resistencia máxima. Esta característica estructural se conoce como redundancia. Los puentes carecen de ella y generalmente la falla de un elemento significa la falla del puente. Esto se debe reflejar en un reglamento que tenga mayores fuerzas de diseño y menores factores de ductilidad para puentes.
- Mientras que una estructura se diseña con un mismo factor de comportamiento sísmico Q , un puente cuenta con elementos en los que es poco realista considerar el mismo factor. Por ejemplo, en el mismo puente, los estribos son incapaces de tener comportamiento no lineal, mientras que los apoyos intermedios pueden ser de columnas con factores $Q=4$. Esto conduce a que en un mismo puente puede haber distintos valores de Q .
- El criterio usado en edificios al diseñarlos con columna fuerte-viga débil no es válido en puentes. Por un lado la superestructura pocas veces forma un marco con las pilas y más bien descansa sobre apoyos que la aíslan de la subestructura; por otro, si llegara a formar un marco, las trabes deben permanecer siempre en el rango elástico ya que su diseño ante cargas verticales es suficientemente crítico como para permitir que estos elementos tengan daño durante sismos moderados o intensos.
- Los puentes normalmente tienen separaciones entre sus apoyos mayores que el tamaño estándar de un edificio. En estos casos, el movimiento sísmico puede variar sensiblemente de un apoyo a otro. Esto se traducirá en movimientos distintos entre esos apoyos y por consiguiente un mayor riesgo de falla de la superestructura.

Los puentes siempre deben ser considerados, con fines sísmicos, como estructuras tipo A según el Reglamento del DF. Existe incertidumbre sobre cuanto debe valer la carga viva para calcular la fuerza sísmica. Por un lado hay una tendencia a no tomarla en cuenta ya que es poco probable que existan vehículos sobre el puente durante un sismo. Sin embargo, en sismos recientes donde se han observado fallas en puentes, siempre hay automóviles y camiones sobre y debajo de ellos. Una recomendación razonable para considerar la carga viva y obtener la fuerza sísmica es la que marca el Reglamento del DF para estacionamiento aplicada en toda el área del puente.

Efectos bidireccionales. Cualquiera que sea el método de análisis que se emplee, los puentes se revisarán bajo la acción sísmica de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, cada componente con el 100 por ciento de los efectos en la dirección de análisis más el 40 por ciento en la otra dirección.

Longitud mínima de apoyo A menos que se realice un análisis más riguroso, la longitud mínima de apoyo para traveses, D (mm), estará dada por la siguiente expresión:

$$D = (300 + 2L + 8 \cdot H) (1 + 0.000125 S^2) \quad 4.3$$

en donde L es la longitud del claro en metros entre dos apoyos adyacentes, entre el apoyo y la junta de expansión más cercana, o la suma de las longitudes a los lados de una articulación dentro de un claro; H es la altura, en metros, de la pila cuando está formada por una o varias columnas, o la altura promedio de las columnas o pilas más cercanas si se trata de una junta de expansión, o la altura promedio de las columnas entre el estribo y la junta de expansión más cercana que soporta la superestructura si se trata de un estribo; H = 0 para puentes de un solo tramo; y S es el ángulo de esviamiento del apoyo en grados medido desde una línea normal al claro.



Figura 4.13 Estribo en un puente hecho con elementos prefabricados

Colindancias A fin de evitar colisiones de la estructura con puentes vecinos o con otros módulos del mismo puente, deberá dejarse una holgura entre ellos de por lo menos

$$S_h = 300 + \Delta_1 + \Delta_2 \quad 4.4$$

donde S_h es la holgura en mm, Δ_1 y Δ_2 son los desplazamientos máximos totales en mm de ambas estructuras a la altura en donde se espere pueda ocurrir golpeteo durante el sismo de diseño.

4.4.2 Algunas soluciones de subestructuras de puentes con elementos prefabricados

ESTRIBOS

Los estribos de puentes sirven para transmitir la carga desde la subestructura hasta la cimentación y actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos.

La construcción de los estribos puede resolverse mediante la utilización de elementos prefabricados de sección doble T colocados verticalmente y diseñados para resistir tanto el empuje horizontal de tierra, como las fuerzas sísmicas y las cargas verticales vivas y muertas.

En los terraplenes de acceso al puente o en los cortes que se realizan en las inmediaciones del mismo, se colocan aleros en los costados de los estribos. Hay varias alternativas a usar en función de la altura del muro de contención, del empuje de tierra y sobrecarga a que vaya estar sometido. Para muros hasta de 6m, se pueden usar losas extruidas con espesores hasta de 30 cm y para muros de mayor altura o con carga axial fuerte se utilizan secciones doble T. En la fotografía de la Figura 4.13 se muestra la fabricación de un estribo con elementos presforzados con sección doble T cuyo acabado exterior da la apariencia de ser elementos cuadrados tipo tierra armada.

PILAS Y COLUMNAS

Cuando un puente tiene más de un claro, los apoyos intermedios se pueden construir con columnas huecas prefabricadas de concreto reforzado con o sin ménsulas para recibir a traveses portantes sobre las que descansarán las traveses longitudinales (Figura 4.14). Estas columnas se empotrarán en los candeleros de cimentación. Dependiendo de las características de la obra, las traveses podrán formar un marco con las columnas para resistir tanto las cargas verticales totales como las fuerzas horizontales debidas a sismo.

APOYOS

Existen una gran variedad de apoyos, generalmente patentados, con distintas características y utilidades. Las

funciones de los apoyos, además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros. Por su alta eficiencia para disipar los movimientos de traslación y rotación, estos dispositivos están siendo adoptados como una solución de aislamiento sísmico. En esta sección nos limitaremos a hablar de los apoyos más sencillos y utilizados: los apoyos de neopreno con placas de acero. En la Figura 4.15 se muestra una manera de apoyar las travesas de un puente sobre otra trabe o sobre la subestructura.



Figura 4.14 Subestructura de un puente totalmente prefabricado. En las fotos se muestran las columnas, travesas portantes y vigas cajón

Estos apoyos se fabrican con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento. Las ventajas del neopreno respecto al hule natural son su mejor comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia a la acción del ozono y menor deterioro bajo condiciones ambientales. Aunque hay apoyos de neopreno sencillos, sin placas metálicas intercaladas, los más utilizados son los

laminados conformados por varias placas de neopreno y acero estructural (como refuerzo interno) que se intercalan y vulcanizan entre sí (Figura 4.16). La inclusión del refuerzo incrementa el amortiguamiento histerético y permite lograr una rigidez vertical alta, ya que las placas de acero disminuyen el efecto de pandeo en las caras laterales del elastómero, con lo cual es posible apoyar cargas estáticas de magnitud considerable con una deflexión mínima.

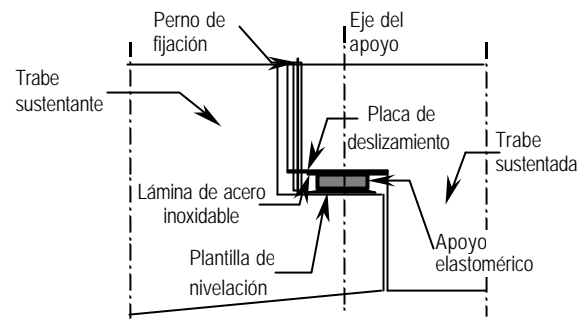


Figura 4.15 Apoyo elastomérico utilizado en un puente

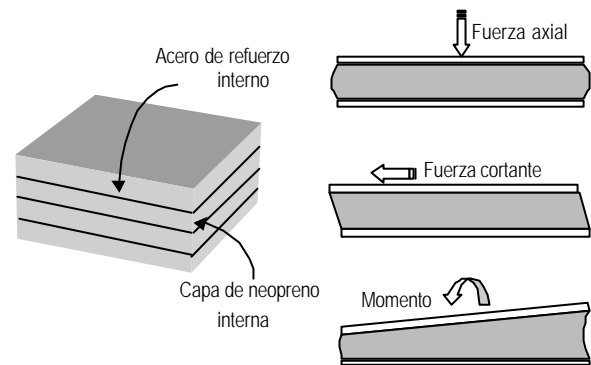


Figura 4.16 Comportamiento de apoyos de neopreno reforzados con láminas de acero

Los neoprenos se especifican por su dureza, propiedad fácil de medir y que puede correlacionarse nominalmente con el módulo de cortante y de compresión.

JUNTAS

Las juntas se localizan en medio de dos tableros de puente. Sus funciones son:

- Proveer una transición suave entre los módulos del puente que forman la superficie de rodamiento

- Evitar la filtración de agua y otras sustancias químicas que oxidan y corroen los elementos de la subestructura que están por debajo de la superficie de rodamiento
- Permiten el desplazamiento longitudinal de la estructura

Al igual que los apoyos, existen muchos tipos de juntas. Pueden ser de materiales elastoméricos o ensambles de un mecanismo metálico integrado con otros materiales plásticos. En la Figura 4.17 se muestra un diagrama de una junta de expansión típica.

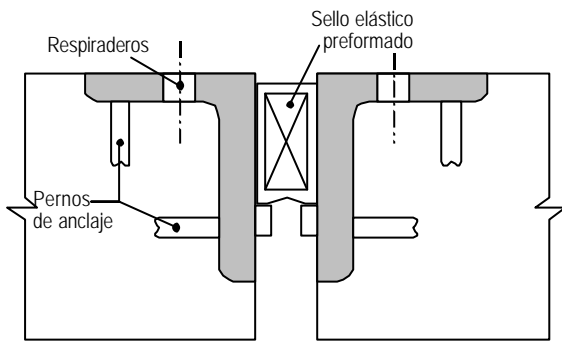


Figura 4.17 Junta de expansión típica

4.5 Ejemplo de diseño

ANTECEDENTES

El puente vehicular tiene un claro libre de 29 m y un ancho de calzada de 9.2 m (Figura 4.18). La superestructura está formada por 5 traveses cajón de 1.35 m de peralte y un ancho de aletas de 2.0 m y una losa de concreto reforzado de 15 cm de espesor. La superficie de rodamiento es asfáltica con un espesor de 10 cm. Se utilizarán torones de baja relajación de 1/2" de diámetro con un esfuerzo de ruptura de 19,000 kg/cm². El concreto de las traveses tiene una resistencia de 400 kg/cm² y el de la losa de 250 kg/cm². Las cargas vivas actuantes sobre la estructura se han estimado en 950 kg/m².

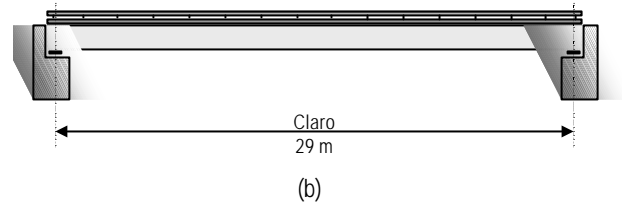
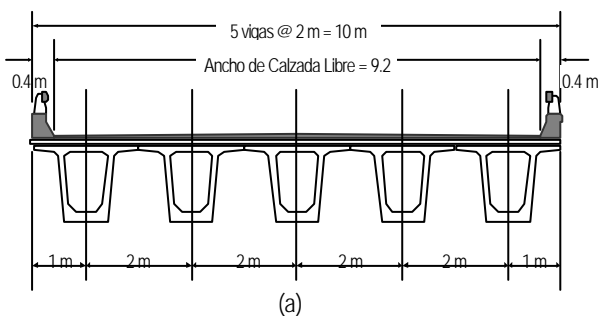
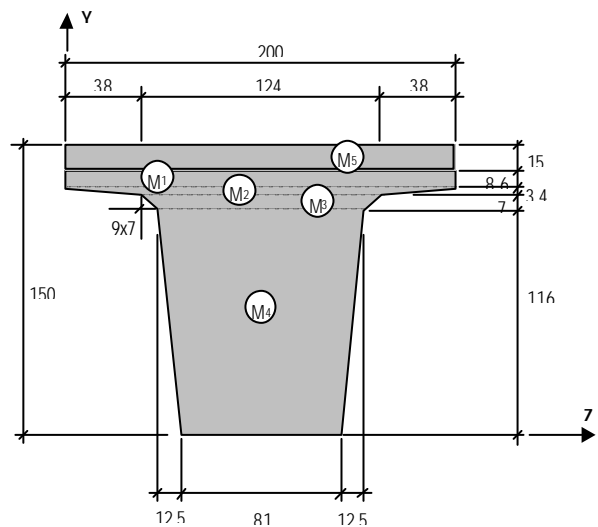
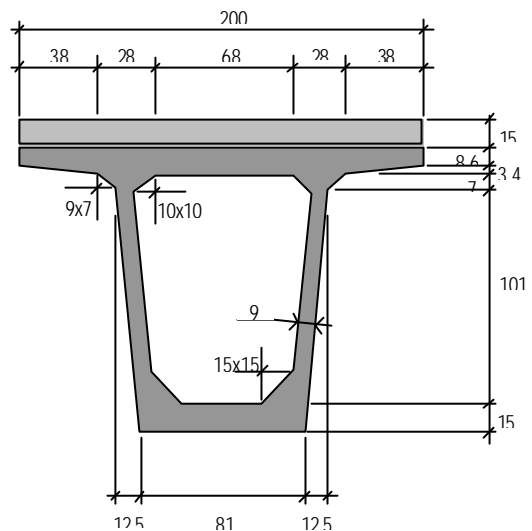
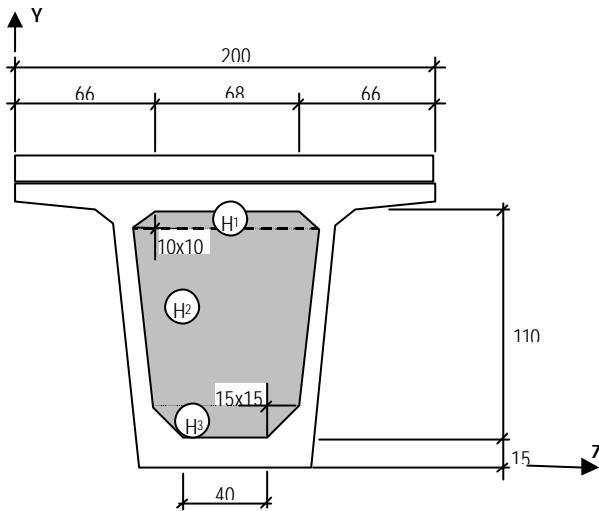


Figura 4.18 Dimensiones de la superestructura
(a) Sección transversal
(b) Sección longitudinal

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN

Las dimensiones de la sección cajón son las siguientes:





Existen distintas opciones para calcular las propiedades geométricas de esta sección cajón. La que presentamos en este ejemplo es considerando las propiedades de la sección llena o maciza menos las propiedades del corazón hueco. En las figuras anteriores se indica la manera en que se dividieron las áreas.

Sección Simple						
Elemento	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	
Macizo	M ₁	1720	130.70	224804	29381883	10601
	M ₂	550.8	124.83	68756	8582856	521
	M ₃	805	119.59	96270	11512923	3280
	M ₄	10846	60.58	657051	39804130	12089524
Hueco	H ₁	-780	119.79	-93436	-11192722	-6464
	H ₂	-6715	74.11	-497649	-36880741	-4025499
	H ₃	-825	23.18	-19124	-443283	-15085
S	5601.8		436672	40765046	8056878	

$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{436672}{5601.8} = 77.95 \text{ cm}$$

$$I = \sum I_0 + \sum AY^2 - (\sum A)(\bar{Y}^2)$$

$$I = 14'770,243 \text{ cm}^4$$

De la misma manera se obtienen las propiedades geométricas de la sección compuesta considerando que el firme tiene una resistencia menor que la trabe. Para ello se obtiene la relación de módulos y se reduce el ancho del firme: b= 158.1 cm.

A continuación se muestra un resumen de las propiedades geométricas de la sección del puente.

Propiedades geométricas		
	Simple	Compuesta
A (cm ²)	5,601	8,137
I (cm ⁴)	14,770,243	22,095,032
S _i (cm ³)	189,641	225,344
S _s (cm ³)	259,115	425,313
y _i (cm)	77.95	98.05
y _s (cm)	57.05	51.95

ANÁLISIS DE CARGAS

$$\begin{aligned} W_{pp} &= 0.56 \times 2400 &= 1344 \text{ kg/m} \\ W_{losa} &= 2.0 \times 0.15 \times 2400 &= 720 \text{ kg/m} \\ W_{CM} &= W_{asf} + W_{guarn} \\ &= 2.0 \times 0.1 \times 2200 + 2 \times 34 &= 508 \text{ kg/m} \\ W_{CV} &= 2.0 \times 950 &= 1900 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Al ser una viga simplemente apoyada, el momento máximo al centro del claro es $wL^2/8$:

$$\begin{aligned} M_{pp} &= 1344 \times 29^2/8 &= 141,330 \text{ kg-m} \\ M_{losa} &= 720 \times 29^2/8 &= 75,690 \text{ kg-m} \\ M_{CM} &= 508 \times 29^2/8 &= 53,403 \text{ kg-m} \\ M_{CV} &= 1900 \times 29^2/8 &= 199,738 \text{ kg-m} \\ M_1 &= M_{pp} + M_{losa} &= 217,020 \text{ kg-m} \\ M_2 &= M_{CM} + M_{CV} &= 253,141 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

FUERZA INICIAL DE PRESFUERZO

La fuerza de presfuerzo inicial se estima como:

$$P = \frac{\left(\frac{M_1}{S_{is}} + \frac{M_2}{S_{ic}} - fp^+ \right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{is}} \right)}$$

$$fp^+ = 1.6\sqrt{f_c} = 1.6\sqrt{400} = 32 \text{ kg/cm}^2$$

$$e' \text{ propuesta} = 7.5 \text{ cm}$$

$$e_{ss} = y_i - e' = 77.95 - 7.5 = 70.45 \text{ cm}$$

$$P = \frac{\left(\frac{21'702,010}{189,532} + \frac{25'314,100}{225,344} - 32.0 \right)}{\left(\frac{1}{5601.8} + \frac{70.45}{189,532} \right)} = 354,179 \text{ kg}$$

Para tener idea del número de torones requeridos, se propone un esfuerzo de tensado de 0.78fsr y unas pérdidas de 20%:

$$N = \frac{P}{(0.78 - 0.20) f_{sr} \times A_{sp}} = \frac{354,179}{0.58 \times 19000 \times 1} = 32.1 \approx 32$$

Se usarán 32 torones de $\phi \frac{1}{2}$ " en dos camas de 15 torones y una tercera con 2 torones. La excentricidad del presfuerzo es:

$$e' = (15 \times 15 + 15 \times 10 + 2 \times 15) / 32 = 7.97 \text{ cm}$$

$$e_{ss} = y_{ss} - e' = 77.95 - 7.97 = 69.98 \text{ cm}$$

CÁLCULO DE PÉRDIDAS

Acortamiento elástico

$$\Delta AE = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

$$E_p = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = \frac{w^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}}{7.3} = \frac{2400^{3/2} \sqrt{0.8 \times 400}}{7.3} = 2.88 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

De un cálculo preliminar, se estima que las pérdidas por acortamiento elástico y por relajación instantánea son del orden del 7 por ciento. Por ello, tensaremos los torones a

$$f_{sp} = 0.77 f_r = 14,630 \text{ kg/cm}^2$$

para que después de la transferencia el esfuerzo en aquéllos sea menor pero cercano a $0.7 f_r$, que está por debajo del esfuerzo máximo ($0.74 f_r$) que permiten los reglamentos.

$$P = 32 \times 14,630 = 468,160 \text{ kg}$$

$$f_{cgp} = \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P e}{I_{ss}} y_{ss} + \frac{M_{pp} y_{ss}}{I_{ss}}$$

$$f_{cgp} = \frac{468,160}{5601.8} - \frac{468,160 \times 69.98^2}{14'770,243} + \frac{14'133,010 \times 69.98}{14'770,243}$$

$$f_{cgp} = 171.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = \frac{1.9 \times 10^6}{2.88 \times 10^5} (171.8) = 1,133 \text{ kg/cm}^2$$

Relajación instantánea

$$\Delta RE_i = \frac{\log(t)}{40} \left(\frac{f_{sp}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{sp}$$

La transferencia se efectuará 18 horas después del tensado. El esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo es $17,100 \text{ kg/cm}^2$.

$$\Delta RE_i = \frac{\log(18)}{40} \left(\frac{14630}{17100} - 0.55 \right) 14630$$

$$\Delta RE_i = 140 \text{ kg/cm}^2$$

Que es el 1.0 por ciento de f_r .

El esfuerzo en el torón inmediatamente después de la transferencia será y después de que han ocurrido las pérdidas iniciales por acortamiento (6.0 por ciento) y relajación instantánea (0.7 por ciento) es:

$$f = (0.77 - 0.06 - 0.007) f_r = 0.7 f_r$$

que es menor al esfuerzo permisible. A continuación se calculan las pérdidas diferidas.

Flujo plástico

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{cds} \geq 0$$

$$f_{cdp} = \frac{M_{losa} e}{I_{ss}} + \frac{M_{CM} e}{I_{ss}}$$

$$= \frac{7'569,000 \times 69.98}{14'770,243} + \frac{5'340,350 \times 90.08}{22'095,032} = 57.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta FP = 12 \times 171.8 - 7 \times 57.6 = 1,658 \text{ kg/cm}^2$$

Contracción

$$\Delta CC = 1193 - 10.5H$$

El puente estará en un ambiente con humedad promedio del 80 por ciento.

$$\Delta CC = 1193 - 10.5(80)$$

$$\Delta CC = 353 \text{ kg/cm}^2$$

Relajación diferida

$$\Delta RE_d = 0.25 [1408 - 0.4 (\Delta AE) - 0.2 (\Delta CC + \Delta FP)]$$

$$\Delta RE_d = 0.25 [1408 - 0.4 (1133) - 0.2 (353 + 1658)]$$

$$\Delta RE_d = 138 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla de resumen de las pérdidas

PÉRDIDA	Δf (kg/cm ²)	% f_0	% f_{sr}
Acortamiento Elástico	1133	7.7	6.0
Relajación Instantánea	140	1.0	0.7
Flujo plástico	1658	11.2	8.6
Contracción	353	2.4	1.9
Relajación diferida	138	1.1	0.9
TOTAL	3422	23.4	18.4

El esfuerzo resultante y la carga final son

$$f_{\text{final}} = 14,630 - 3,422 = 11,208 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 1.0 \text{ cm}^2 \times 32 \times 11,208 \text{ kg/cm}^2 = 358,656 \text{ kg}$$

DISEÑO ELÁSTICO AL CENTRO DEL CLARO

Esfuerzo final en la fibra inferior:

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{P e}{S_{ssi}} + \frac{M_1}{S_{ssi}} + \frac{M_2}{S_{sci}} \leq 1.6\sqrt{f'_c}$$

$$f_i = -\frac{358,656}{5601.8} - \frac{358,566 \times 69.98}{189,641} +$$

$$+\frac{21'702,010}{189,641} + \frac{25'314,100}{225,344} = 31.0 \text{ kg/cm}^2$$

que es menor al esfuerzo permisible de 32 kg/cm². El esfuerzo final en la fibra superior es

$$f_s = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P e}{S_{ssi}} - \frac{M_1}{S_{ssi}} - \frac{M_2}{I_{sc}} (y_{scs} - 15) \leq 0.45f'_c$$

$$= -64.2 + 97.1 - 83.8 - 42.3 = 93.2 \text{ kg/cm}^2$$

que es menor al esfuerzo permisible de 157.5 kg/cm².

REVISIÓN A LA RUPTURA

Los momentos de servicio y último son, respectivamente,

$$M_s = M_1 + M_2$$

$$M_s = 21'702,010 + 25'314,100 = 47'016,110 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = 1.4 M_s = 658,226 \text{ kg-cm}$$

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \frac{P_p \times f_{sr}}{f'_c} \right]$$

$$P_p = \frac{A_{sp}}{bd} = \frac{32 \times 1}{200 \times 142.03} = 0.001126$$

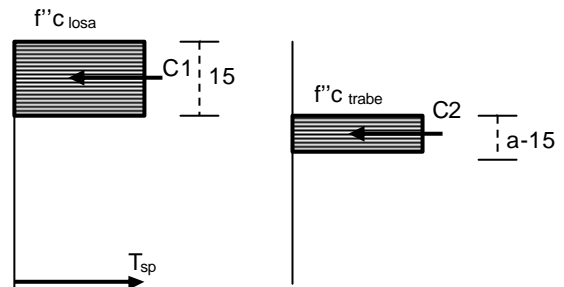
$$f'_{c \text{ losa}} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sp} = 19,000 \left[1 - 0.5 \frac{0.001126 \times 19,000}{170} \right] = 17,804 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{A_{sp} \times f_{sp}}{b \times f'_c} = \frac{32 \times 1 \times 17803.89}{200 \times 170} = 16.76 > 15 \text{ cm}$$

El peralte del bloque de compresión es mayor que el espesor de la losa. Por ello, una parte de la fuerza de compresión está aplicada en el patín de la sección cajón. Debido a que son menos de 2 cm en el patín, la sección sigue trabajando como rectangular. A continuación se obtiene el momento resistente considerando que la compresión afecta a dos áreas con distintas resistencias del concreto.

Se obtiene, primero, una fuerza C1 conocida, que es la compresión aplicada directamente sobre el firme. Posteriormente se obtendrá el valor de a y con ello el M_R.



$$C1 = 15 b f'_{c \text{ losa}} = 15 \times 200 \times 170 = 510,000 \text{ kg}$$

$$C1 = A_{sp1} f_{sp}$$

$$A_{sp1} = C1 / f_{sp} = 510,000 / 17,804 = 28.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp2} = A_{sp} - A_{sp1} = 32 - 28.65 = 3.35 \text{ cm}^2$$

$$C2 = A_{sp2} f_{sp} = (a - t_{\text{losa}}) b f'_{c \text{ trabe}}$$

De la anterior ecuación se despeja a = 16.2 cm.

$$M_R = FR [A_{sp1} f_{sp} (d_{sp} - t_{\text{losa}}/2) + A_{sp2} f_{sp} (d_{sp} - t_{\text{losa}} - (a - t_{\text{losa}})/2)]$$

$$M_R = 0.9 [510,000 \times 134.5 + 59,643 \times 126.4] = 685,221 \text{ kg-m}$$

$M_R > M_u$, OK

A pesar de no requerirse acero de refuerzo para aumentar el M_R de la sección, se colocarán 2 varillas # 4 en la parte inferior de la trabe. Esto es para armar los estribos y para darle mejor comportamiento a la viga.

CORTANTE

$$V_{CRmax} = 1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CRmax} = 1.3 \times 0.8 (2 \times 9) 142.03 \times \sqrt{320} = 47,562 \text{ kg}$$

$$V_{CRmin} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 18,293 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = F_R b d \left[0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V}{M} d_{sp} \right]$$

$$w = 1344.4 + 720 + 508 + 1900 = 4,472 \text{ kg/m}$$

$$M = 64,850 x - 4,472 x^2 / 2$$

$$V = 64,850 - 4,472 x$$

Revisión en $x = h = 1.5 \text{ m}$

$$M = 64,850 (1.5) - 4,472 (1.5)^2 / 2 = 92,244 \text{ kg-m}$$

$$V_s = 64,850 - 4,472 (1.5) = 58,142 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 V_s = 81,398 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 96,995 \text{ kg, pero rige } V_{CRmax} = 47,562 \text{ kg}$$

Como $h > 70 \text{ cm}$ y $h/b = 150/18 = 8.33 > 6$, reducimos V_{CR} en 30 por ciento por cada uno de ambos casos.

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.7 (47,562) = 23,305 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR} \Rightarrow$ necesita acero de refuerzo

El cortante restante lo tomarán 2 ramas de estribos # 3

$$V_s = V_u - V_{CR} = 81,398 - 23,305 = 58,093 \text{ kg}$$

La separación de los estribos es

$$s = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 142.03}{58,093} = 11.7 \text{ cm}$$

Se usarán estribos # 3 @ 10 cm desde los extremos del elemento hasta $x = 7.25 \text{ m}$.

Revisión en $x = L/4 = 7.25 \text{ m}$

$$M = 64,850 (7.25) - 4,472 (7.25)^2 / 2 = 352,622 \text{ kg-m}$$

$$V_s = 64,850 - 4,472 (7.25) = 32,425 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 V_s = 45,395 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 18,837 \text{ kg}$$

Como $h > 70 \text{ cm}$ y $h/b = 8.33 > 6$, se reduce V_{CR} :

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.7 \times 18,837 = 9,230 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 45,395 - 9,230 = 36,165 \text{ kg}$$

$$s = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 142.03}{36,165} = 18.7 \text{ cm}$$

Se usarán estribos # 3 @ 17.5 cm desde $x = 7.25$ hasta $x = 10 \text{ m}$.

Revisión en $x = 10 \text{ m}$

$$M = 64,850 (10.0) - 4,472 (10.0)^2 / 2 = 424,900 \text{ kg-m}$$

$$V_s = 64,850 - 4,472 (10.0) = 20,130 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 V_s = 28,182 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 12,365 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.7 \times 12,365 = 6,059 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 28,182 - 6,059 = 22,123 \text{ kg}$$

$$s = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 142.03}{22,123} = 30.6 \text{ cm}$$

Se usarán estribos # 3 @ 30 cm desde $x = 10 \text{ m}$ hasta el centro del claro.

REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO

Se debe garantizar que $M_R > 1.2 M_{agr}$

Para obtener M_{agr} debemos calcular M_2 que en este caso es el momento de servicio que produce el agrietamiento. M_1 es conocido y es el momento debido al peso propio y al peso de la losa. M_2 se calcula como

$$M_2 = \left[2\sqrt{f_c} - \frac{M_1}{S_{ISS}} + \frac{P_f \times e}{S_{ISS}} + \frac{P_f}{A} \right] S_{isc}$$

$$M_2 = \left[2\sqrt{400} - \frac{21'702,010}{189,532} + \frac{358,656 \times 69.98}{189,532} + \frac{358,656}{5601.8} \right] x$$

$$x \ 225,344 = 27'479,989 \text{ kg-cm}$$

$$M_{agr} = M_1 + M_2 = 49'181,999 \text{ kg-cm}$$

$$1.2 M_{agr} = 59'018,400 \text{ kg-cm}$$

$M_R > 1.2M_{agr}$, OK

ESFUERZOS EN LA TRANSFERENCIA Y ENCAMISADOS

Se consideran las cargas por peso propio ($w_{pp} = 1344.4 \text{ kg/m}$) y las de presfuerzo con pérdidas instantáneas:

$$f_i = \frac{P}{A} + \frac{P e}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}}$$

$$f_s = \frac{P}{A} + \frac{P e}{S_{sss}} - \frac{M_{pp}}{S_{sss}}$$

Los esfuerzos permisibles son

$$f_{perm} = 0.6f'_{ci} = 0.6 \times 0.8 \times 400 = -192 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{perm} = \sqrt{f'_{ci}} = \sqrt{0.8 \times 400} = 17.9 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión al centro del claro, $x=14.5 \text{ m}$:

$$M_{pp} = \frac{1344.4 \times 14.5}{2} (29 - 14.5) = 14'133,005 \text{ kg-cm}$$

$$P_i = 0.7(32)(1)(19000) = 425,600 \text{ Kg}$$

$$f_i = \frac{425600}{5601.8} - \frac{425600 \times 69.98}{189532.2} + \frac{14133005}{189532.2} = -158.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{425600}{5601.8} + \frac{425600 \times 69.98}{258809.24} - \frac{14133005}{258809.24} = -15.5 \text{ kg/cm}^2$$

De igual manera se revisa en distintas secciones. En la siguiente tabla se muestra un resumen de estos cálculos en donde se indica el estado de los torones y los esfuerzos en la viga para algunas distancias x desde el extremo. Las secciones en donde se decide encamisar son relativamente arbitrarias y están en función de la propuesta del calculista. Es recomendable encamisar torones en grupos de 2 a 6 de manera simétrica para no provocar torsiones en la viga.

Tabla de encamisados

x (m)	Torones sin encamisar	Torones a encamisar	Torón tipo	f_i $f_{perm} = -168$	f_s $f_{perm} = 16.7$
14.5	32	-		-158.5	-15.55
9	30	2	A	-155.6	-9.41
6	28	2	B	-156.22	-0.73
4	26	2	C	-155.41	6.90
2	24	2	D	-157.45	16.62
1	18	6	E	-123.84	16.68
0.5	14	4	F	-99.81	15.52

En el croquis siguiente se indican los torones que deben encamisarse según la tabla anterior. Por facilidad en la fabricación y para tener menor excentricidad en los extremos, se ha optado por encamisar los torones de abajo hacia arriba.

+													+
	F		F		F		F						
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
E	E	E	D	C	B	A	A	B	C	D	E	E	E
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

REVISIÓN DE DEFLEXIONES

Las deflexiones deberán ser menores que la permisible:

$$\Delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{2900}{240} + 0.5 = 12.6 \text{ cm}$$

Contraflecha: Se obtiene con el peso propio del elemento, y la fuerza de presfuerzo con pérdidas iniciales y el concreto al 80 por ciento de su capacidad.

$$\Delta_C = \Delta_{pp} - \Delta_{presf}$$

$$\Delta_{presf} = -\frac{1}{8} \frac{P_i e L^2}{E_{ci} I_{ss}}$$

$$\Delta_{presf} = -\frac{1}{8} \frac{(32 \times 0.7 \times 19000) 69.98 \times 2,900^2}{288,000 \times 14'770,243} = -7.4 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 w_{pp} L^4}{384 E_{cs} I_{ss}}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \times 13.44 \times 2,900^4}{384 \times 288,000 \times 14'770,243} = 2.9 \text{ cm}$$

$$\Delta C = \Delta_{pp} - \Delta_{presf} = 3.2 - 7.4 = -4.2 \text{ cm}$$

que es menor que la permisible.

Flecha final

$$\Delta T = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} C_u + (\Delta_{pp} + \Delta_{CM})(1 + C_u) + \Delta_{CV}$$

$$\Delta_{pe} = \frac{1 P e L^2}{8 E I_{sc}} = \frac{1 \cdot 358,816 \times 69.98 \times 2,900^2}{8 \cdot 288,000 \times 22'095,032} = -4.6 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pi} = \Delta_{pe} \frac{P_i}{P_e} = 4.6 \frac{425,600}{358,816} = -5.4 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 W_{pp} L^4}{384 E I_{ss}} = \frac{5 \times 13.44 \times 2,900^4}{384 \times 288,000 \times 14'770,243} = 2.9 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CM} = \Delta_{losa} + \Delta_{asf} + \Delta_{guarn}$$

$$\Delta_{losa} = \frac{5 W_{losa} L^4}{384 E I_{ss}} = \frac{5 \times 7.2 \times 2,900^4}{384 \times 288,000 \times 14'770,243} = 1.6 \text{ cm}$$

$$\Delta_{a-g} = \frac{5 W_{asf+guarn} L^4}{384 E I_{sc}} = \frac{5 \times 5.08 \times 2,900^4}{384 \times 288,000 \times 22'095,032} = 0.7 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CM} = \Delta_{losa} + \Delta_{a-g} = 1.6 + 0.7 = 2.3$$

$$\Delta_{CV} = \frac{5 W_{cv} L^4}{384 E I_{sc}} = \frac{5 \times 19 \times 2,900^4}{384 \times 288,000 \times 22'095,032} = 2.8 \text{ cm}$$

Sustituyendo en la expresión para la deflexión total:

$$\Delta T = -4.2 - \frac{4.2 + 7.4}{2} (2.3) + (2.9 + 2.3)(3.3) + 2.8 = 2.4 \text{ cm}$$

que es menor a la permisible.

CORTANTE HORIZONTAL

Se calcula el esfuerzo por cortante horizontal,

$$V_h = \frac{V_u}{F_R b_v d}$$

La revisión se hace a $x=1.5m$, donde $V_u = 81,398 \text{ kg}$, el ancho b_v es igual a 200 cm y el peralte $d=142.03 \text{ cm}$.

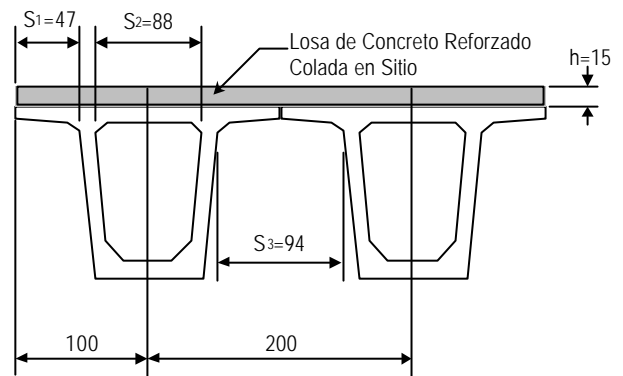
$$V_h = \frac{81,398}{0.85 \times 200 \times 142.03} = 3.4 \text{ kg/cm}^2$$

V_h es menor que el esfuerzo permisible de 25 kg/cm^2 especificado cuando existen anclajes y la superficie es rugosa. Según el RCDF el área mínima será, para el ancho total y una franja de 10 cm , que es la separación de los estribos de la trabe, en $x=1.5 \text{ m}$:

$$A_{min} = 3 (b_v \cdot a_v) / f_y = 3 (200 \times 10) / 4,200 = 1.4 \text{ cm}^2$$

lo que implica que 2 varillas # 3 son suficientes para tomar toda la fuerza horizontal. Adicionalmente, las varillas de las aletas del cajón quedarán salidas para formar también conectores. Estas varillas serán del # 3 @ 30 cm .

DISEÑO DE LA LOSA



Se considerará el claro más grande, $s=94 \text{ cm}$. Para el cálculo del momento último se toma en cuenta la carga muerta (asfalto y losa) y la carga viva más impacto. Para esta última se toma la mayor reglamentaria que corresponde a la carga por rueda del camión HS-20, con un valor de $P=7,257 \text{ kg}$.

$$w_{CM} = 0.15 \times 2,400 + 0.1 \times 2,200 = 580 \text{ kg/m}$$

$$M_{CM} = \frac{w_{cm} S^2}{10} = \frac{580 \times 0.94^2}{10} = 51 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{CV} = 0.8 \left(\frac{P}{32} \right) \left(\frac{S}{0.305} + 2 \right) = 0.8 \left(\frac{7257}{32} \right) \left(\frac{0.94}{0.305} + 2 \right)$$

$$M_{CV} = 922 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El coeficiente de impacto según ASSHTO es

$$I = \frac{15.24}{S + 38} = \frac{15.4}{0.94 \text{ m} + 38} = 0.39 > 0.30$$

Se toma, $l = 0.30$

$$M_{CV+I} = 922.4 \times 1.30 = 1,199 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_U = 1.4 (51 + 1199) = 1750 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

El acero de refuerzo principal para momento negativo es

$$h = h_{\text{losa}} + h_{\text{patín}} = 15 + 10 = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - \left(r + \frac{d_b}{2}\right) = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{F_R f_y d} = \frac{175,000}{0.9 \times 4,200 \times 21} = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{2.2} = 57.7 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas # 4 @ 30 cm. Para momento positivo se considera el mismo valor de M_U :

$$d = h_{\text{losa}} - \frac{d_b}{2} = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{F_R f_y d} = \frac{175,000}{0.9 \times 4,200 \times 13} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas # 4 @ 25 cm y, como acero de distribución, vs # 4 @ 30 cm. El acero de refuerzo por cambios volumétricos se calcula como sigue:

$$a_s = \frac{66\,000 \cdot x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{66\,000(15)}{4200(15 + 100)} = 2.05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando barras del # 3, $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100(0.71 \text{ cm}^2)}{2.05 \text{ cm}^2} = 34.63 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas # 3 @ 30 cm.

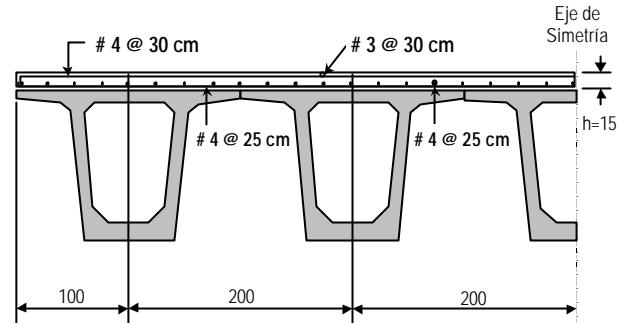
AGRADECIMIENTOS

Participaron en la elaboración de algunas partes de este capítulo los ingenieros Iván Forcada y Salatiel Trejo.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO, 1996, Standard Specifications for Highway Bridges.

Croquis de armado de la losa



- AASHTO, 1994, LFRD Bridge Design Specifications.
 AASHTO, 1994, Guide Specifications for Distribution of Loads for Highway Bridges.
 AASHTO, Guide Specifications for Thermal Effects in Concrete Bridges Superstructures.
 AASHTO, Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges.
 AASHTO, A policy for Geometric Design of Highways and Streets, 1994.
 Allen, 1979, Introducción al concreto presforzado, IMCYC.
 ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council
 Bacow and Kruckemeyer, Bridge Design: Aesthetics and Developing Technologies, ASCE
 Bakht & Jaeger, Bridge Analysis Simplified, Mc Graw-Hill
 Bakht & Jaeger, Bridge Analysis by Microcomputer, Mc Graw-Hill
 Branson, 1981, Diseño de vigas de concreto presforzado, Deflexiones de estructura de concreto reforzado y presforzados, IMCYC.
 Demetrios E. Tonia, Bridge Engineering, McGraw Hill, 1994
 Design Manual for Roads and Bridges, HMSO
 Gerwick Ben C., 1993, Construction of prestressed concrete structures, John Wiley and Sons.
 Gilbert and Mickleborough, 1990, Design of prestressed concrete, Unwin Hyman.
 Laurie, Modern Design of Highway Bridges, John Wiley & Sons
 Libby, J. and Van Nostrand, 1977, Modern prestressed concrete design, principles and construction methods, Reinhold Company.
 Liebenberg AC, Concrete Bridges: Design and Construction, Longman Scientific & Technical Publications, Halsted Press
 Naaman, 1982, Prestressed concrete analysis and design fundamentals, McGraw-Hill.
 Nawy, Prestressed concrete, a fundamental approach, Prentice Hall
 Nilson, A. 1982, Diseño de estructuras de conc. presforzado, Limusa.
 Nilson, A. 1987, Design of prestressed concrete, J. Wiley & Sons.
 O'Brein and Dixon, 1995, Reinforced and prestressed concrete design, Longman Scientific and Technical.
 Ontario Highway Bridge Design Code, Quality and Standards División, Ministry of Transportation, Ontario.
 PCI, 1973, Manual design connections for precast prest. concrete.
 Priestley, Seibel & Calvi, Seismic Design and Retrofit of Concrete Bridges, John Wiley & Sons
 Ramaswamy, 1976, Modern prestressed concrete design, Pitman.
 State of California, Department of Transportation, CALTRANS: Bridge Design Specifications Manual and Bridge Design Practice Manual
 Xanthakos, Theory and Design of Bridges, John Wiley & Sons

