

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

15
29.

FACULTAD DE INGENIERIA

"DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES
VEHICULARES URBANOS FABRICADOS CON
VIGAS DE PERFIL I COMPUESTAS"

T E S I S
PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
BENJAMÍN HUERTA GARNICA

DIRECTOR: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO



MEXICO, D.F.

264950

1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-121/97

Señor
BENJAMIN HUERTA GARNICA
Presentes

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. EDUARDO REINOSO ANGULO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES VEHICULARES URBANOS
FABRICADOS CON VIGAS DE PERFIL I COMPUESTAS"**

- INTRODUCCION**
- I. GENERALIDADES DE PUENTES VEHICULARES DE ACERO**
 - II. CARGAS EN PUENTES Y METODOS DE DISEÑO**
 - III. CUBIERTAS DE CONCRETO REFORZADO PARA PUENTES**
 - IV. VIGAS DE PERFIL I COMPUESTAS PARA PUENTES**
 - V. CONEXIONES PARA ELEMENTOS DE ACERO**
 - VI. PROPUESTA DE NORMA PARA EL DISEÑO DE PUENTES VEHICULARES
FABRICADOS CON VIGAS DE PERFIL I COMPUESTAS**
 - VII. ASPECTOS GENERALES**
- CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitario a 19 de marzo de 1998.

EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

AGRADECIMIENTOS

Quisiera expresar mi profundo agradecimiento; al **Dr. Eduardo Reinoso Angulo**, por el gran apoyo brindado, así como la paciencia mostrada y la disposición en la asesoría y dirección de esta tesis.

Al **Dr. David de León Escobedo**, por haber realizado la revisión y asentar sus valiosos comentarios, los cuales ayudaron a enriquecer esta tesis.

A los **profesores de la Facultad de Ingeniería**, por transmitirme sus conocimientos y experiencias, así como por el gran interés que tienen en afrontar los nuevos retos que tiene este país, fortaleciendo esta Facultad.

A la máxima casa de estudios: **Universidad Nacional Autónoma de México**, por permitirme ser parte de ella.

Benjamín Huerta Garnica

DEDICATORIA

A mis padres; Faustino Huerta Viana y Estela Garnica Pérez.

A mis hermanos; Miguel Angel, Alejandro, Laura Estela, Rosalinda, Gabriel e Isabel.

A otros seres queridos; Pablo García, Micheline Thomas, Océane Huerta y Alenica Huerta.

Porque gracias a su Apoyo, Motivación, Confianza y Amor, ahora logro alcanzar una de mis metas.

Muchas Gracias . . .

CONTENIDO

	Página
INTRODUCCIÓN	1
Antecedentes	1
Puentes vehiculares modernos	2
1.GENERALIDADES DE PUENTES VEHÍCULARES DE ACERO	3
1.1 La estructura de un puente vehicular	3
1.2 Superestructuras de acero	5
1.3 Miembros principales de acero	6
1.4 Miembros secundarios de acero	8
1.5 Tipos de aceros estructurales	9
2.CARGAS EN PUENTES Y MÉTODOS DE DISEÑO	12
2.1 Cargas permanentes	12
2.2 Cargas variables	13
2.3 Combinación de cargas	17
2.4 Distribución de cargas	20
2.5 Métodos de diseño	22
3.CUBIERTAS DE CONCRETO REFORZADO PARA PUENTES	25
3.1 Largo de tramo efectivo	25
3.2 Cálculo de momento de flexión	26
3.3 Distribución del refuerzo	28
3.4 Espesor mínimo de losa	29
3.5 Diseño de losas de concreto	29
3.6 Ejemplo de diseño de un Puente de Losa	31
4.VIGAS DE PERFIL I COMPUESTAS PARA PUENTES	36
4.1 Características de los puentes de perfil I	36
4.2 Requerimientos de diseño	37
4.3 Diseño de Puentes de Perfil I	38
4.4 Vigas compuestas	43
4.5 Diseño de Cubreplacas	53
4.6 Diseño de Conectores de Cortante	62
5.CONEXIONES PARA ELEMENTOS DE ACERO	74
5.1 Conexiones Remachadas	74
5.2 Conexiones Atornilladas	76
5.3 Diseño de Seguros (Remaches y Tornillos)	77
5.4 Conexiones Soldadas	82

CONTENIDO

	Página
6.NORMA PARA EL DISEÑO DE PUENTES FABRICADOS CON VIGAS DE PERFIL I COMPUESTAS	87
6.1 Consideraciones Generales	87
6.2 Propiedades Geométricas	88
6.3 Detalles de Diseño	89
6.4 Vigas y Trabes Simétricas	90
6.5 Vigas y Trabes Compuestas	99
7.ASPECTOS GENERALES	105
7.1 Estudios Previos de Mecánica de Suelos	105
7.2 Cuidados en el Proceso Constructivo	114
CONCLUSIONES	118
BIBLIOGRAFIA	
ANEXOS	
ANEXO A TABLAS DE MOMENTOS Y CORTANTES MAXIMOS	I
ANEXO B TABLAS DE PROPIEDADES DE PERFILES IPR	V

Introducción

INTRODUCCIÓN

ANTECEDENTES

Desde que el hombre habita el mundo, los puentes son la expresión de su voluntad de superar los obstáculos. Los puentes son el testimonio de progreso, poder y decadencia de los pueblos; nos hablan de la cultura y habilidad de las civilizaciones antiguas y en la actualidad los puentes y otras obras representan el grado de desarrollo de un país.

Hace sólo poco más de un siglo que el desarrollo de la siderurgia y de la tecnología de la construcción hizo registrar el empleo, más o menos generalizado, del acero en su construcción. Pero dicho empleo no introdujo inmediatamente los esquemas y tipologías estructurales más eficientes en relación a una utilización óptima del entonces nuevo material, principalmente porque la larga tradición en el campo de las obras de ingeniería civil influyó a la mayoría de los proyectistas y constructores que tendieron a realizar los nuevos puentes de acero manteniendo los esquemas estructurales que se adoptaban tradicionalmente en la construcciones de mampostería y de madera. Por lo mismo, inicialmente y durante todo el siglo, hubo una amplia gama de tipologías estructurales de arco y con traveses de contraviento, generalmente estructuras pesadas en conjunto, tanto por la gran densidad de miembros secundarios, como porque el único sistema de unión era aquél del remachado en caliente.

En el campo de los puentes de claros pequeños y medianos, entendiendo por tales aquellos comprendidos entre los 20 y los 120 metros, desde los primeros años de la década de los treinta la estructura de acero en la construcción de los tableros de los puentes ha siempre manifestado una inagotable vitalidad. En realidad, desde los años inmediatamente sucesivos a la primera guerra mundial (1919-1922) en los Estados Unidos y en Japón, en la construcción de la superestructura de los puentes de carretera, aparecieron las primeras aplicaciones de un sistema de construcción nuevo y racional: **el sistema compuesto** utilizando acero y concreto, obtenido haciendo solidarios con la losa de concreto reforzado las vigas metálicas principales del tablero de los puentes de paso superior, mediante dispositivos de anclaje unidos rígidamente a las alas superiores (de las mismas vigas metálicas principales).

Este sistema de vigas compuestas tiene la intención de aprovechar plenamente la resistencia a la compresión de la losa de concreto y la óptima resistencia al corte y a la tensión de las vigas metálicas, con lo que ha conseguido obtener estructuras más livianas, más rígidas y más económicas que aquéllas enteramente metálicas.

Las primeras aplicaciones del sistema compuesto aparecieron también en Europa (Francia, Suiza, Alemania), pero fue sólo unos 15 años más tarde, y especialmente en Alemania, donde este sistema de construcción fue altamente perfeccionado y optimizado.

TIPOS DE PUENTES VEHICULARES

Existen infinidad de tipos de puentes, cada modelo tiene su oportunidad de empleo, según el claro de la obra, los materiales disponibles, los equipos de construcción, la climatología, los gálibos, los requisitos estéticos, etc. Es imposible señalar que existe un modelo específico de superestructura para cada claro, sin embargo existen reglas generales que es conveniente cumplir para que la obra resulte eficiente, económica y adecuada.

En la actualidad, el puente colgante sigue siendo el tipo adecuado cuando se trata de salvar grandes claros, del orden de 600 metros o mayores. Para claros comprendidos entre 200 y 600 metros, el sistema atirantado es el que ofrece mayores ventajas. Para claros de 60 a 200 metros el puente con superestructura "de cajón" de concreto presforzado, las vigas de acero de alma llena, como también las armaduras y los arcos metálicos, han resultado adecuados para este tipo de claros.

Para claros de 20 a 60 metros, las trabes de concreto presforzado y las vigas compuestas presentan excelentes posibilidades. Para claros de 12 a 20 metros, las losas nervadura de concreto reforzado y las viguetas laminadas de acero, pueden resultar las más adecuadas; tratándose de claros menores de 12 metros, las losas planas, u ocasionalmente los arcos de mampostería o concreto, son los que ofrecen las máximas ventajas en nuestro país.

En este documento se desarrolla el diseño de puentes de claros cortos de hasta 60 metros, se proponen: el sistema de vigas compuestas, de viguetas laminadas y de losas planas, como alternativas para algunos puentes vehiculares urbanos y pasos a desnivel.

Capítulo 1
Generalidades de
puentes vehiculares
de acero

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES DE PUENTES VEHÍCULARES DE ACERO

1.1 LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE VEHÍCULAR

Los puentes y pasos a desnivel son estructuras destinadas a permitir el paso de una "carga viva" sobre un obstáculo cualquiera, el que puede ser una vía de agua, otra vía de comunicación, una barranca, etc.

En los puentes vehiculares comunes están implicadas estructuras, las cuales consisten típicamente de una cubierta apoyada sobre vigas longitudinales o largueros, cruzando longitudes de tramo relativamente cortos. La cubierta es usualmente una losa de concreto que descansa en un conjunto de traves de uno de los siguientes tipos:

- Secciones laminadas de acero o traves placa
- Vigas de concreto presforzado
- Vigas de madera

Para ser cierto, hay una gran variedad de formas de estructuras de puentes en uso, como son los puentes de arcos, de armaduras, de traves cajón de concreto, etc., pero la columna vertebral de la red de transportación moderna es la estructura de puentes de viga (una cubierta apoyada sobre largueros). La Figura 1.1 muestra este tipo de estructuras y señala sus principales elementos.

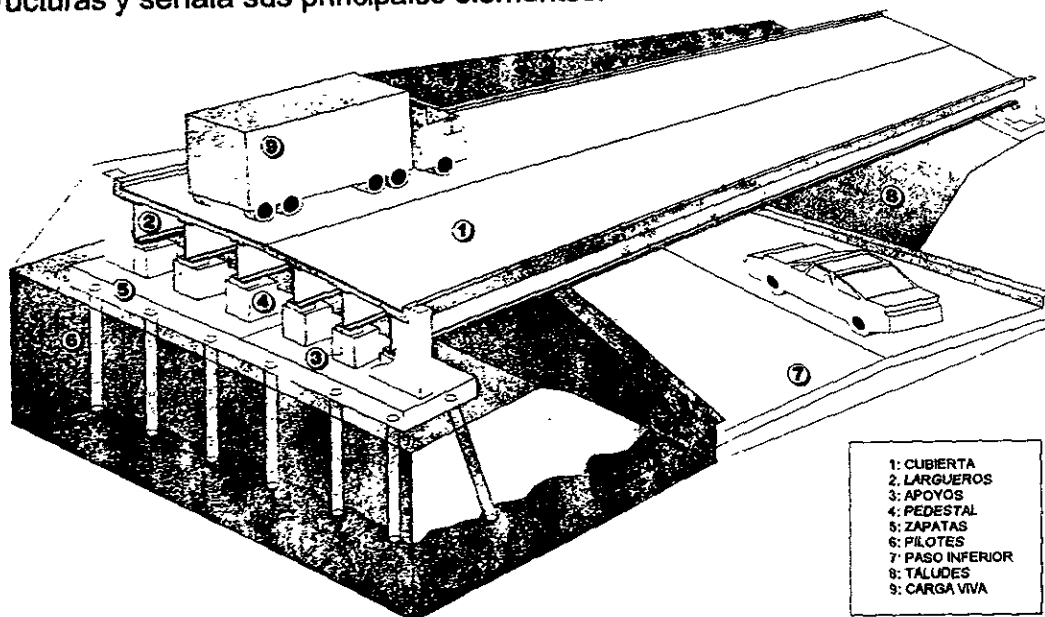


Figura 1.1 Elementos que conforman un típico puente vehicular de cubierta sobre largueros y de tramo simple

Para introducirnos en el diseño, es necesario sensibilizarnos con las partes que conforman este tipo de puentes, así que describiremos sus partes principales:

Superestructura. La superestructura comprende todos los componentes de un puente que se encuentran sobre los soportes. Los principales componentes de una superestructura son los siguientes: Carpeta de desgaste, Cubierta, Miembros primarios y Miembros secundarios, en los siguientes párrafos se describen más a detalle estos elementos:

Carpeta de desgaste. La carpeta de desgaste (o pavimento) es la porción de la cubierta que resiste el desgaste producido por el tráfico de los vehículos. En muchas instancias ésta es una capa separada hecha de material bituminoso. La capa desgastada usualmente varía en espesores de 5.0 a 10.0 cm; sin embargo, éste espesor puede ser mayor sobre todo debido a la repavimentación de la calzada, que ocurre durante todo el ciclo de vida de la carretera en que se localiza el puente.

Cubierta. La cubierta es la extensión física de la calzada a través del obstáculo que debe librar el puente. La principal función de la cubierta es la de distribuir las cargas en el sentido transversal del puente. La cubierta, al ser integrada con una viga o otros sistemas estructurales, también ayuda a distribuir las cargas en el sentido longitudinal del puente.

Miembros primarios. Los miembros primarios trabajan distribuyendo las cargas longitudinalmente y son diseñados principalmente para resistir flexión. En la Figura 1.2 se observa que los miembros primarios son vigas de Perfil laminado de tipo IPR (Perfil I Rectangular). En algunas ocasiones, los miembros primarios del extremo de la cubierta poseen un peralte restringido y debe soldarse en su patín inferior una placa de acero (o Cubreplaca), para cargar un parapeto adicional o una guarnición, así como para proporcionar una mayor estética estructural.

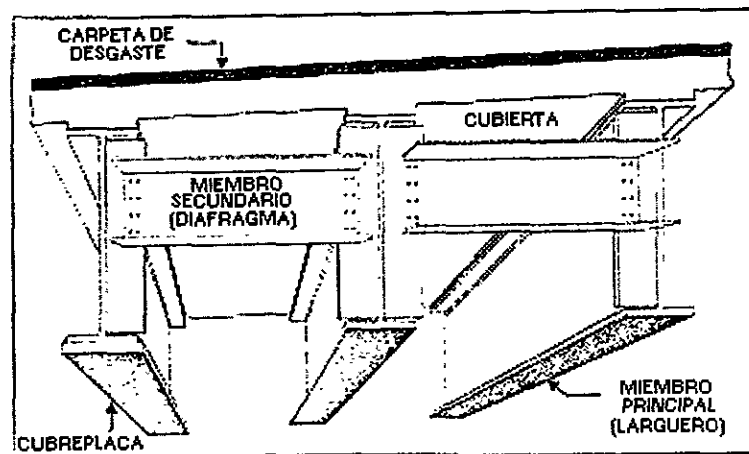


Figura 1.2 Componentes Principales de una Superestructura

Los miembros primarios que tienen vigas de este tipo son también llamados largueros o trabes. Estos largueros pueden ser Trabes Placa de acero (placas de acero soldadas juntamente para formar una sección en forma de "I"), concreto presforzado, madera laminada unida, o algunos otros tipos de vigas. Algunas veces la losa no descansando directamente sobre los miembros primarios, ya que se puede colocar un chaflán de concreto entre la losa de cubierta y el patín superior del larguero, este también puede colocarse en superestructuras formada a base de Trabes Cajón.

Miembros secundarios. Los miembros secundarios son refuerzos entre miembros primarios colocados para hacer más rígida a la superestructura y no permitir deformaciones excesivas en su sección transversal, los miembros secundarios ayudan a distribuir parte de la carga vertical entre largueros. En la Figura 1.2 se observa que los miembros secundarios de la superestructura son "Diafragmas" tipo canales usados entre largueros de sección laminada. Los canales son asegurados a placas de conexión de acero. Las placas de conexión están soldadas al larguero, como muestra la figura.

Otros miembros secundarios son formados con barras cruzadas sobre el patín superior o inferior del larguero y son colocados para resistir deformación lateral, éstos se denominan "Refuerzo Lateral".

Subestructura. La subestructura consiste de todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y otras cargas actuantes sobre el puente. Los componentes básicos de la subestructura son los siguientes: Estribos, Pilas, Apoyos, Pedestales, Muros de retención, Muros de ala, Zapatas, Pilotes, Tablaestacas.

Para los propósitos de esta tesis, no es necesario definir con detalle los elementos de la subestructura, ya que el diseño de las superestructuras, que se consideran en este trabajo, es independiente de la características de la subestructura.

1.2 SUPERESTRUCTURAS DE ACERO

Los dos principales materiales utilizados en la construcción de superestructuras son el acero y el concreto. Los materiales tales como la madera y aluminio son también utilizados para menores extensiones. Comparado con el concreto colado "in situ", el acero tiene las ventajas de proporcionar estructuras más ligeras, construidas en tiempos menores. El acero también presenta bondades de prefabricación, lo que permite reducir la cantidad de trabajo por operación en la colocación de pernos y soldadura. Avances recientes en métodos de construcción y fabricación han logrado una competencia más equilibrada en el uso del acero con respecto al del concreto. La automatización de ensambles de elementos y colocación de soldadura; así como el

uso de elementos prefabricados son dos ejemplos de cómo el acero ha mejorado para competir con los puentes de concreto.

Propiedades del acero

Entre las propiedades más importantes del acero en usos estructurales están las siguientes:

Alta Resistencia. La alta resistencia por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros y en puentes desplantados en suelos de poca resistencia.

La Ductilidad. La ductilidad es la capacidad que tiene el material de soportar grandes deformaciones bajo esfuerzos de tensión antes de fallar. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir evitándose así fallas prematuras y proporcionando evidencia visible de la inminente falla.

La Durabilidad. Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente, además de que algunos aceros son tratados para no requerir ningún mantenimiento a base de pintura.

Otras ventajas importantes son las siguientes: las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles adiciones de estructuras, ya sea para refuerzo o para ampliación; Son fáciles de unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura, los tornillos y los remaches; existe la posibilidad de prefabricar los miembros; rapidez de montaje; resistencia a la fatiga y los reusos posibles después de desmontar la estructura.

Las desventajas más marcadas son las siguientes: la susceptibilidad de algunos aceros a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua, por consiguiente su mantenimiento periódico; la presencia de pandeo en elementos largos y esbeltos sometidos a compresión; el alto costo de mano de obra en la construcción (montaje y conexión) comparado con la construcción de estructuras de concreto; los elementos de acero, debido a su poca utilización, son menos disponibles y debido a esto su costo de adquisición y transportación hasta la obra es más elevado.

1.3 MIEMBROS PRINCIPALES DE ACERO

En miembros principales de superestructuras de acero entran una gran variedad de tipos, algunos de estos tipos se listan a continuación:

Viga Laminada. La viga laminada es una trabe de acero que ha sido formada al pasar los lingotes de acero en caliente por rodillos laminadores, estos rodillos al girar a la misma velocidad laminan el material, dando así la forma del perfil. El tipo más común de viga laminada usada como miembro primario de puentes carreteros es la Viga de Perfil Rectangular IPR, también designado por la AISC como perfil W (de Patín Ancho). La viga de Perfil IPR difiere de la viga de Perfil I, en que los patines son más bien paralelos que ahusados. El término de Perfil I es usado por muchos autores, refiriéndose al Perfil IPR. La Figura 1-3 muestra estas diferencias.

Viga Laminada con Cubreplaca. Para mantener una economía en el material, las vigas laminadas son algunas veces equipadas con una placa rectangular de acero (o cubreplaca) en el patín inferior. La placa inferior incrementa la eficiencia del larguero para resistir flexión sin tener que usar una viga laminada más peraltada. También se ha demostrado que la cubreplaca disminuye considerablemente los efectos de fatiga.

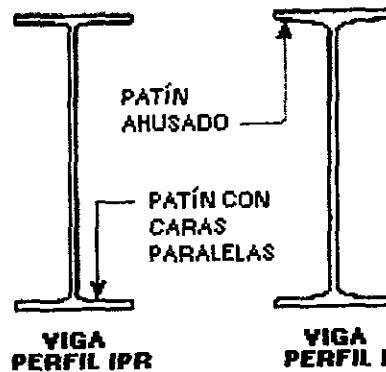


Figura 1.3 Perfiles de forma I

Trabe Placa. Una trabe placa al igual que las vigas laminadas, tiene una sección transversal en forma de I. La trabe placa es construida con elementos de placas de acero que son conectadas con soldadura, pernos, o remaches. Para puentes carreteros modernos la utilización de soldadura en talleres es el método más predominante. Desde el diseño son especificadas las propiedades de sección de los largueros resultando una gran economía de material. Para reducir la cantidad de acero usado, las trabes placa pueden variar de peralte para determinadas regiones de bajo y alto momento y/o cortante. Las trabes placa aventajan a las vigas laminadas en tramos con grandes claros.

Trabes Cajón. La trabes cajón es una forma de trabe placa que utiliza cuatro placas en lugar de tres, colocadas a manera de formar un rectángulo o un trapecio. Debido a que las trabes cajón poseen excelente resistencia a la torsión, éstas usualmente no requieren miembros secundarios para proporcionar refuerzo. Aunque las trabes cajón proporcionan una estructura estéticamente agradable, la cantidad de acero requerida puede algunas veces exceder la que se utiliza para trabes placa de sección I.

Acero Presforzado. Un reciente avance en la construcción de puentes de acero es la utilización de largueros de sección I presforzados. Las vigas pueden ser presforzadas por medio del uso de los siguientes métodos:

- Cables o barras de alta resistencia son anclados, de un extremo a otro en los largueros, esto se puede realizar utilizando tensores en varillas o en cables de alta resistencia.
- Una parte de la viga de sección I (el patín superior) es sometida a tensión, y en este estado se suelda al inferior una sección T. Una técnica similar involucra soldar placas de refuerzo de alta resistencia a la parte inferior y superior de una viga I flexionada.
- Otro método de presforzado de acero es el de flexionar la viga y colar una losa de concreto bajo esta. En otras palabras, la superestructura del puente es encontrada invertida. La viga es entonces presforzada por la carga del sistema completo sobre el patín superior de la configuración descrita, después que la losa ha fraguado las cargas son liberadas para voltear la estructura y colocarla.

El acero presforzado ofrece la ventaja de incrementar el esfuerzo último, mejorar la resistencia a la fatiga, y reducir la cantidad de acero requerida. Puesto que la losa de concreto ya ha sido comprimida, esto es más eficiente para resistir fuerzas térmicas resultado de cambios de temperatura. Una desventaja de los puentes de acero presforzado es el resultado de una de las principales ventajas, al reducir la cantidad de acero, mientras que el costo de la estructura es menor, se disminuye la rigidez, lo que puede provocar una excesiva deformación.

1.4 MIEMBROS SECUNDARIOS DE ACERO

Los miembros secundarios actúan como refuerzos de los miembros primarios. En general, los miembros secundarios no son cargados por los apoyos, son diseñados para prevenir deformaciones de la sección transversal de la superestructura. En adición a esto, los miembros secundarios son provistos para distribuir la carga vertical entre los largueros, permitiendo así que la estructura trabaje conjuntamente como una unidad estructural.

El espaciado longitudinal de los miembros longitudinales varía, dependiendo del tipo de miembro primario y del largo del tramo. En puentes con miembros principales a base de largueros, existen dos tipos de miembros secundarios, el diafragma y el refuerzo lateral, que a continuación se describen.

Diafragma. Un diafragma es un miembro secundario conectado entre largueros, en un plano vertical. El diafragma hace más rígida a la superestructura y ayuda a distribuir las cargas verticales. Para superestructuras de acero con miembros primarios de

vigas laminadas o trabes placa, puede ser usado un diafragma de viga laminadas. Esta viga laminada puede ser de sección canal o IPR. Para miembros principales de vigas laminadas, el peralte del diafragma debe ser al menos $\frac{1}{3}$ ó $\frac{1}{2}$ del peralte del miembro principal. Los diafragmas de trabes placa deben tener un peralte no menor de $\frac{1}{2}$ ó $\frac{3}{4}$ del peralte del larguero.

Cuando los miembros primarios en la superestructura son grandes (peraltes mayores de 1.2 m) y largos, o cuando se usan trabes curvas, un diafragma de estilo de barras cruzadas es recomendable. Las Barras cruzadas son típicamente compuestas de ángulos de acero en una configuración de cruz (X) o en ve (V), En trabes cajón de acero, este tipo de refuerzo es usado en el interior del cajón para incrementar la rigidez del miembro. Los diafragmas son típicamente conectados a los largueros con una placa de conexión, la cual es remachada o soldada tanto al miembro principal como al diafragma.

Refuerzo Lateral. Las barras de refuerzo colocado en el patín superior o en el patín inferior de un larguero para prevenir deformación lateral es llamado refuerzo lateral; éste es de forma similar al diafragma de tipo de barras con configuración en cruz (X), pero éste es colocado a lo largo del larguero, en un plano horizontal. El refuerzo lateral no es requerido sobre patines de largueros conectados a elementos rígidos, tal como una cubierta de losa de concreto o entre trabes cajón. En tramos menores de 38.0 m. no se requiere tener refuerzo lateral, si al menos estos tienen un sistema de diafragmas o barras cruzadas instalado. El refuerzo lateral también ayuda a mantener la estabilidad de la estructura durante su construcción.

1.5 TIPOS DE ACEROS ESTRUCTURALES

La composición química del acero es muy importante, ya que modifica las propiedades tales como: la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etc. El carbono presente en el acero incrementa su dureza y resistencia, pero al mismo tiempo reduce su ductilidad igual que lo hace el fósforo y el azufre. Aunque las propiedades físicas y mecánicas de los perfiles de acero las determina principalmente su composición química, también influye en estas el proceso de laminado, la historia de esfuerzos y el tratamiento térmico aplicado.

En décadas recientes los constructores de puentes han requerido aceros más fuertes, aceros con mayor resistencia a la corrosión, con mejores propiedades de soldabilidad y algunas otras características. Las investigaciones realizadas por la industria acerera han proporcionado varios grupos de nuevos aceros que satisfacen muchas de las demandas descritas.

Los aceros estructurales se clasifican generalmente en los siguientes grupos:

Aceros al carbono

Acero A36. Es muy común en la familia de aceros al carbono, tiene un contenido de cobre entre 0.40% y 0.60% y un máximo contenido de manganeso de 1.65%. El acero A36 es fácil de soldar y es usualmente el grado más económico para puentes de tramos cortos, debe ser pintado para protegerlo de los agentes corrosivos. Este acero es ampliamente usado en secciones laminadas, tiene un esfuerzo mínimo de fluencia de $2,530 \text{ kg/cm}^2$ y la resistencia especificada mínima a la tensión puede variar desde $4,080$ a $5,620 \text{ kg/cm}^2$, este acero es designado por la AASHTO como M270, Grado 36.

Acero de alta resistencia y baja aleación

Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la aleación, además del carbono y manganeso, de uno o más elementos tales como el cromo, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros. Algunos de los mas utilizados son:

Acero A572. Este acero tiene un esfuerzo mínimo de fluencia de $3,515 \text{ kg/cm}^2$ y la resistencia especificada mínima a la tensión es de $4,570 \text{ kg/cm}^2$, es designado por la AASHTO como M 270, Grado 50.

Acero A588. Este acero tiene un esfuerzo mínimo de fluencia de $3,515 \text{ kg/cm}^2$ y la resistencia especificada mínima a la tensión es de $4,920 \text{ kg/cm}^2$, es designado por la AASHTO M 270, Grado 50W.

Los aceros A572 y A588 son dos grados relativamente nuevos que pueden fácilmente ser usados en trabajos de puentes. Estos materiales constituyen una clase específica de aceros en los cuales se aumentan las propiedades mecánicas, y en muchos casos, se logra una buena resistencia a la corrosión atmosférica.

Este acero es generalmente destinado para construir estructuras más ligeras, donde el ahorro de peso es posibles sin afectar las resistencia del elemento y para mejorar la durabilidad, es utilizado también a causa de otras características deseables.

El acero A588 es comúnmente utilizado para estructuras susceptibles a corrosión atmosférica, ya que resiste la corrosión cuatro veces más que el acero A36. Este acero puede dejarse sin pintar en muchos puentes; en esta condición se forma una película delgada de metal oxidado en la superficie que impide una mayor oxidación. Además es fácil de soldar.

Aceros templados y revenidos

Estos aceros son formados con una aleación de elementos en exceso, en comparación con las cantidades usadas en los aceros al carbono, y son tratados térmicamente para darles dureza y resistencia. El revenido consiste en un enfriamiento rápido del acero con agua o aceite, en el templado el acero se recalienta y luego sólo se deja enfriar.

Acero A852. Este acero tiene un esfuerzo mínimo de fluencia de 4,920 kg/cm² y la resistencia especificada mínima a la tensión es de 6,325 kg/cm², es designado por la AASHTO M 270, Grado 70W.

Acero A514. Este acero tiene un esfuerzo mínimo de fluencia de 6,325 a 7,030 kg/cm² y la resistencia especificada mínima a la tensión es de 7,030 a 7,730 kg/cm², es designado por la AASHTO M 270, Grado 100/100 W.

El esfuerzo de fluencia es de primordial importancia porque determina los esfuerzos unitarios de trabajo. La proporción de esfuerzo de fluencia a tensión para acero estructural al carbón es cerca de 0.60, pero para acero de alta resistencia ésta proporción se encuentra en el rango de 0.70 a 0.80.

La aparición del acero estructural para la construcción de puentes representa los tres grupos anteriores. La Figura 1-4 muestra curvas esfuerzo-deformación para los aceros de cada grupo.

Considerando que el aprovechamiento de estos aceros realza las posibilidades de diseño, los ingenieros deben ser cautelosos y prever que no todos los grados pueden ser distribuidos por los fabricantes laminadores y deben utilizar, en lo posible, los grados de acero disponibles en la localidad en que se desarrollará el proyecto.

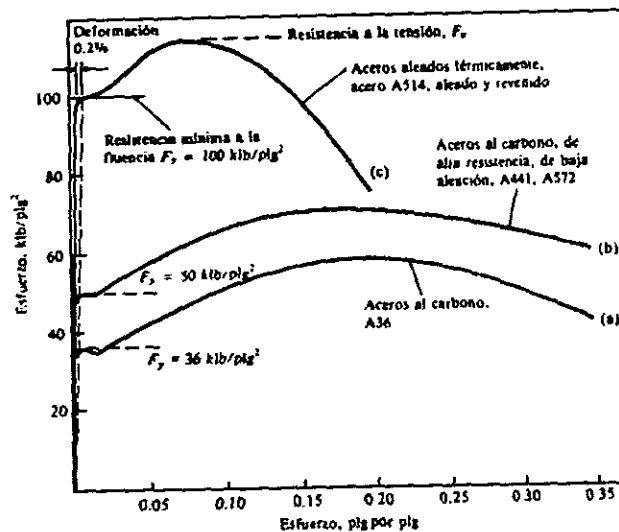


Figura 1.4 Curvas esfuerzo-deformación para diferentes aceros

Capítulo 2
Cargas en puentes y
métodos de diseño

CAPÍTULO 2 CARGAS EN PUENTES Y MÉTODOS DE DISEÑO

2.1 CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes como su nombre lo indica, son aquéllas cargas que conservan una posición y magnitud fija en el puente de manera que actúan en forma constante sobre la estructura. Aunque el término carga muerta es frecuentemente usado como sinónimo de carga permanente, estas no son necesariamente las mismas, a continuación se definen algunas categorías en las que se dividen las cargas permanentes.

Carga Muerta

La carga muerta en una superestructura es la suma de los pesos de todos los elementos estructurales que se encuentran soportados por los apoyos. Algunos elementos que se incluyen son: la cubierta, la carpeta de rodamiento, las aceras y barandillas, los parapetos, la señales, los miembros primarios, los miembros secundarios, así como también las placas de refuerzo, conectores, atiesadores y soldadura que se colocan en la estructura. Estos no son los únicos elementos, ya que pueden existir más elementos considerados como carga muerta en la superestructura. Uno de los primeros pasos en cualquier diseño de una superestructura, es el reunir una lista de todos los elementos que integran la carga muerta.

Algunos de los pesos por unidad de volumen para los materiales que son usados en la construcción de puentes y que utilizaremos en su diseño, son los siguientes:

Acero o acero fundido	7,850 Kg/m ³
Hierro fundido	7,600 Kg/m ³
Concreto hidráulico	2,400 Kg/m ³
Concreto asfáltico	1,700 Kg/m ³

Carga Muerta Superimpuesta

En construcciones compuestas la carga muerta superimpuesta es la carga colocada en la superestructura después de que la losa de concreto ha fraguado y comienza a trabajar en conjunto con los miembros principales, resistiendo las cargas de la estructura. Algunos elementos que ocasionan éstas cargas son: las aceras, las barandillas, los parapetos, la señales y la carpeta de rodamiento, en la determinación del peso de ésta se debe tener especial cuidado para anticipar futuras operaciones de

repavimentación que incrementan dicha carga. Para efectos de diseño se puede suponer que el total de la carga muerta superimpuesta es soportada por todos los largueros en proporciones iguales.

Presiones

Las presiones debidas a tierra o agua que actúan sobre la subestructura, son también consideradas carga permanente. Estas cargas no son definidas a detalle debido a que sólo afectan a los elementos de la subestructura del puente.

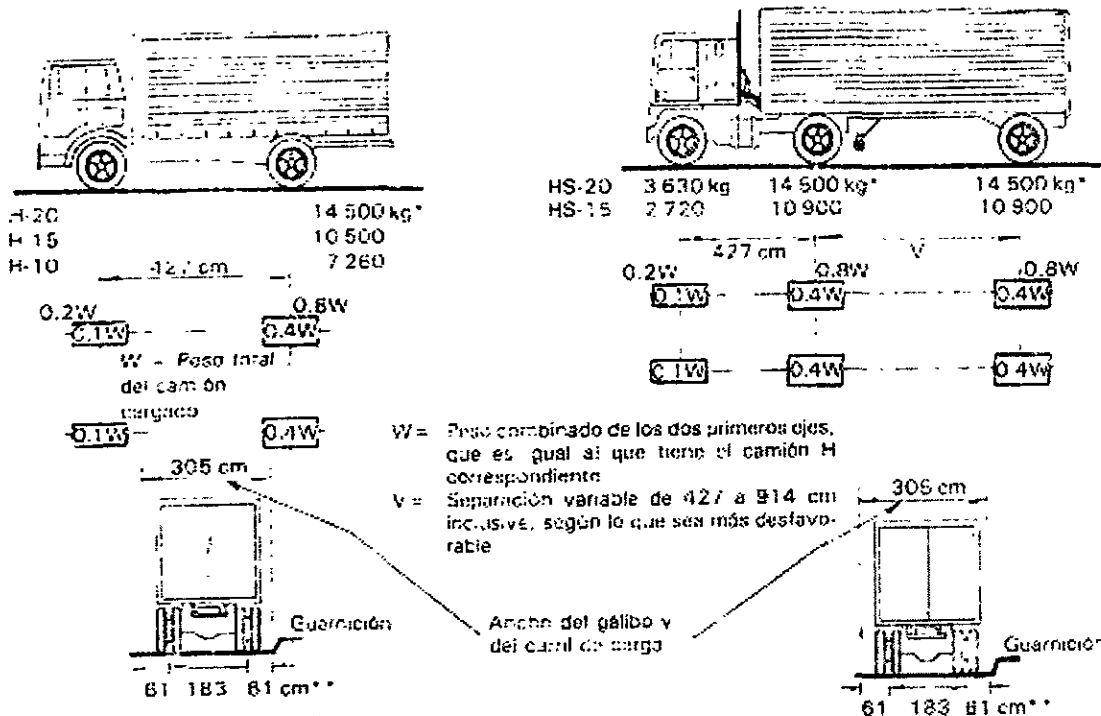
2.2 CARGAS VARIABLES

Las cargas variables en un puente comprenden las cargas cuya intensidad no está definida, por lo que para su determinación se recurre a estudios estadísticos e hipótesis que determinan una probabilidad aceptable de que se presenten las cargas más desfavorables.

Cargas Vivas

La carga viva sobre puentes carreteros se debe esencialmente a las fuerzas transmitidas por los vehículos que transitan sobre ella. Su determinación depende del peso y de las características de los vehículos que pueden transitar sobre el puente, así como de la distribución más desfavorable que es razonable esperar que se presente. Cuando el tráfico se detiene, pueden quedar llenos todos los carriles con vehículos cercanos uno a otro, produciendo una carga estática máxima. Sin embargo, sería muy conservador suponer que todos los vehículos tienen el peso máximo. Cuando el tráfico fluye, el número de vehículos que pueden transitar sobre el puente es menor, pero la velocidad a que circulan, produce efectos dinámicos que incrementan las fuerzas internas en la estructura.

Para obviar la dificultad de tener que analizar combinaciones complejas de vehículos para la determinación de la carga viva en puentes, los códigos suelen recurrir a cargas equivalentes convencionales que tratan de cubrir, conservadoramente, los efectos de las condiciones más desfavorables de tráfico que puedan presentarse. En puentes relativamente largos, lo que regirá el diseño será el efecto de un gran número de vehículos, el cual puede sustituirse por una carga uniforme equivalente. En puentes cortos será crítica la posición de un solo vehículo particularmente pesado, el cual debe representarse como una serie de cargas concentradas que coinciden con los ejes de las ruedas del vehículo. Los valores que se asignan a estas cargas corresponden a vehículos idealizados que pretenden representar efectos de condiciones de tráfico desfavorables. En México y en muchos otros países se adoptan las cargas especificadas por la AASHTO estándar, las cuales se muestran en la Figura 2-1.



Reglas para la aplicación de la carga viva estándar:

1. La carga por carril o el vehículo estándar ocupan un ancho de 3.05m. Estas cargas se colocarán en bandas de 3.6 m distribuidas a lo ancho de la calzada del puente en números y posiciones tales que produzcan fuerzas internas máximas. Cuando el ancho de calzada se encuentre entre 6 y 7.2m se considerarán dos bandas de tráfico de la mitad del ancho de calzada.

2. Cada carga de carril o vehículo estándar se consideran como unidades indivisibles y no se podrán considerar aplicados fracciones de ellas.

3. Cuando se considere más de un carril de tráfico se reducirán las fuerzas internas calculadas a los siguientes porcentajes considerando que es poco probable que las cargas máximas coincidan en varios carriles.

Uno o dos carriles	100%
Tres carriles	90%
Cuatro o más carriles	75%

* Para el diseño de puentes con las cargas H20 y HS20 podrá usarse en lugar de la carga de eje de 14,500 kg una carga de eje de 10,900 kg o dos cargas de eje de 7,260 kg cada una espaciadas 12.2 m entre sí y aplicadas de la que produzca efectos más desfavorables.

** Para el diseño de losas se asumirá que el eje vertical del centro de la rueda queda a 30.5 cm de la guarnición.

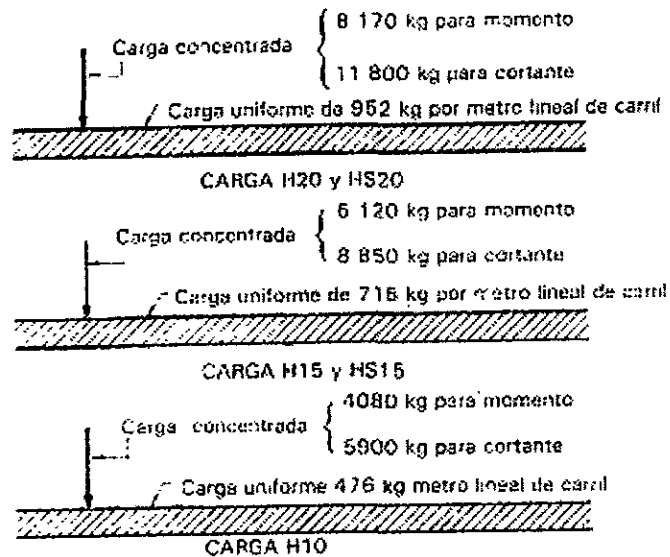


Figura 2.1 Cargas vivas estándar de la AASHTO para puentes carreteros

Las recomendaciones de la AASHTO establecen dos tipos de vehículos: un camión de dos ejes, carga tipo H, y uno de tres ejes, carga tipo HS. Uno de estos vehículos deberá colocarse en la posición más desfavorable sobre el claro de puentes cortos.

Alternativamente, se debe considerar una carga uniforme más una concentrada en la posición más desfavorable, aplicada sobre cada carril. Para tomar en cuenta que la probabilidad de que se concentren cargas excepcionalmente altas sobre varios carriles es pequeña, ésta carga uniforme se reduce a medida que aumenta el número de carriles. En el Anexo A se muestra una tabla con algunos de los valores de momentos y cortantes máximos para cada camión de diseño, en función del claro del puente, para un tramo simple y para una línea de carga.

Impacto

El paso de vehículos sobre un puente causa vibraciones debida a la irregularidad de la superficie de rodamiento, estas vibraciones producen incrementos en los efectos de las diferentes acciones sobre el puente. Los efectos dependen de la velocidad del vehículo, de las irregularidades de la superficie de rodamiento, de las características del vehículo y de la flexibilidad y longitud del puente.

Debido a la complejidad del fenómeno se han recurrido a planteamientos simplistas que consiste en considerar un factor de impacto con los que se incrementan los efectos de las cargas vivas calculadas en formas estática. El factor de impacto se basa en algunas mediciones de las amplificaciones de las deflexiones al pasar vehículos a distintas velocidades sobre puentes instrumentados.

El factor de impacto se hace depender exclusivamente del claro del puente, ya que al aumentar el claro la fluctuación de esfuerzos debidos a los efectos dinámicos se reduce, porque la carga viva representa una fracción cada vez menor de la carga total. El factor de impacto, según la fórmula de la AASHTO, es:

$$I = \frac{15}{L + 37.5} \leq 0.30$$

en donde L es el claro del puente en metros.

Fuerzas Horizontales

El tránsito de vehículos sobre puentes carreteros produce, además de fuerzas verticales, ciertas fuerzas horizontales. Se presentan fuerzas horizontales por el arranque y frenado de vehículos en la dirección del eje del puente. El reglamento AASHTO especifica que debe tomarse una fuerza longitudinal del 5 por ciento de la carga viva, en todas las líneas de carga del tráfico dirigido en la misma dirección. Todas las líneas deberán ser cargadas en puentes con alta probabilidad de modificar su tráfico en una sola dirección en el futuro.

Las cargas vivas usadas se consideran sin efectos de impacto, con una reducción para más de tres líneas de carga ó carriles. El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá localizado 1.8 metros arriba de la losa de piso y deberá ser transmitida a la subestructura a través de la superestructura.

Fuerza Centrífuga

En puentes curvos, la fuerza centrífuga actuando en los vehículos produce empujes radiales en el puente, éstos son considerados por la AASHTO como un porcentaje de la carga viva sin considerar impacto, sobre cada una de las líneas de carga, éste porcentaje es igual a:

$$C = \frac{0.79 S^2}{R}$$

donde: C = la fuerza centrífuga en porcentaje de carga viva sin impacto.
 S = la velocidad de diseño en kilómetros por hora.
 R = el radio de la curva en metros.

La fuerza centrífuga se supondrá que es aplicada a 1.8 metros arriba de la superficie de la calzada.

Carga de Viento

Las magnitudes de las cargas de viento varían con la localidad geográfica, la altura de la superestructura sobre el nivel del terreno, el tipos de terreno y algunos otros factores. La determinación precisa de las cargas más críticas de viento sobre un puente es un problema extremadamente complejo, sin embargo, se pueden obtener estimaciones satisfactorias con bases razonablemente sencillas.

Los efectos del viento se pueden suponer equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Esta fuerza se supone perpendicular a la superficie sobre la que actúa y su valor, por unidad de área, se calcula por medio de la ecuación:

$$p = 0.0048 GCV^2$$

en donde: p = presión o succión debida al viento (kg/m^2);
 $G = (8-h) / (8-2h)$ = Factor de reducción de densidad de la atmósfera, a la altura h (km) sobre el nivel del mar;
 C = coeficiente de empuje (de las figuras de la ASCE, $C = 1.81$);
 V = velocidad de diseño (km/hr)

Carga de Sismo

Durante un sismo se presenta una aceleración en el terreno, la cual puede descomponerse en sus componentes horizontal y vertical. Generalmente, la componente vertical de la aceleración es insignificante, pero la horizontal puede ser muy intensa.

El efecto de los sismos depende de una interacción compleja entre los movimientos del suelo y la respuesta de la estructura. Existen diversos procedimientos para evaluar las solicitaciones que el sismo de diseño introduce en la estructura. Los métodos aceptados son los propuestos por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento del D. F., estos tienen distinto nivel de refinamiento y se subdividen en dos grupos: los de tipo estático y los dinámicos. En los primeros, se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente; en los segundos, se realiza un análisis de la respuesta dinámica de un modelo generalmente muy simplificado.

Reducción de la intensidad de carga

Los siguientes porcentajes de carga viva deberán ser usados en cualquier parte donde el esfuerzo máximo se produce, en cualquier miembro, por un número de líneas de carga actuando simultáneamente, en vista de la improbabilidad de que las cargas máximas ocurran al mismo tiempo.

Una o dos líneas de tráfico	100%
Tres líneas de tráfico	90%
Cuatro o mas líneas de tráfico	75%

2.3 COMBINACIÓN DE CARGAS

El diseño de puentes implica la consideración de diversas combinaciones de acciones particulares, cuando la carga viva de un vehículo actúa sobre un puente, al mismo tiempo actúa la carga muerta y otras posibles cargas de las mencionadas anteriormente. La estructura propuesta debe resistir la combinación de cargas más crítica que se puedan presentar.

Las especificaciones AASHTO desarrollaron grupos de combinaciones de cargas, las cuales representan las cargas y fuerzas a las que una estructura puede estar sujeta. Cada componente de la estructura, o los cimientos en los cuales descansa, deberán proporcionar una resistencia satisfactoria para todo el grupo de combinaciones de esas fuerzas que son aplicadas, para el sitio o tipo de puente en particular.

La ecuación general usada por la AASHTO para diferentes grupos de carga es la siguiente:

$$\text{Grupo}(N) = \gamma [\beta_D D + \beta_{L+I}(L + I) + \beta_{CF} CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{SF} SF + \beta_W W + \\ + \beta_{WL} WL + \beta_{LF} LF + \beta_{R+S+T}(R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE]$$

donde: N = número de grupo;
 γ = factor de carga (Tabla 2-1 A);
 β = coeficiente (Tabla 2-1 B);
 D = carga muerta;
 L = carga viva;
 I = impacto por carga viva;
 CF = fuerza centrífuga;
 E = empuje de tierra;
 B = subpresión;
 SF = presión del flujo de corriente;
 W = carga de viento en la estructura;
 WL = carga de viento sobre carga viva
 LF = fuerza longitudinal de carga viva;
 R = acortamiento por compresión;
 S = contracción;
 T = temperatura;
 EQ = sismo;
 ICE = presión de hielo.

El factor de carga γ y el coeficiente β , para los métodos de Diseño de Cargas de Servicio y Diseño de Factores de Carga para varias combinaciones de carga son dados por la AASHTO, y se muestran en la Tabla 2-1. Las cargas y fuerzas en cada grupo deberán ser las que causen los efectos más desfavorables. Las cargas reales no deberán ser incrementadas por los factores dados en la Tabla 2-1 cuando se diseña la cimentación del puente (presión del suelo, carga de pilas, etc.). El factor de cargas tampoco debe aplicarse cuando se verifique la estabilidad de la cimentación de una estructura (factores de seguridad contra volcamiento, deslizamiento, etc.). Para el método de Cargas de Servicio, en la Tabla 2-1, en su última columna se muestra el incremento de esfuerzo permisible normal (Grupo I) en porcentaje.

Cuando las estructuras en un tramo largo son inicialmente dimensionadas por el método de Diseño de Factores de Carga, el factor γ y el coeficiente β especificados representan condiciones generales, por lo que deben ser incrementados si, a juicio del calculista, las cargas esperadas en condiciones de servicio o materiales de construcción son diferentes de los utilizados por las especificaciones.

Tabla 2-1 Coeficientes utilizados en las Combinaciones de Carga
A) CARGAS DE SERVICIO

GPO.	γ	FACTORES β													
		D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	%
I	1	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
IA	1	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
IB	1	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
II	1	1	0	0	1	0	1	1	1	0	0	0	0	0	125
III	1	1	1	0	0	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
IV	1	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
V	1	1	0	0	0	0	1	1	1	0	0	1	0	0	140
VI	1	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
VII	1	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	0	133
VIII	1	1	1	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1	1	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X	1	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100

B) FACTORES DE CARGA

GPO.	γ	FACTORES β													
		D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
I	1.3	β_D	1.67*	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	0
IA	1.3	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.3	β_D	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	0
II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	0
III	1.3	β_D	1	0	0	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	0
IV	1.3	β_D	1	0	0	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	0
V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	0
VI	1.25	β_D	1	0	0	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	0
VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	0
VIII	1.3	β_D	1	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	0
IX	1.2	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1	0
X	1.3	β_D	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	0

(L+I)_n - Carga viva más impacto para las cargas H o HS de la AASHTO

(L+I)_p - Carga viva más impacto para otros tipos de cargas

* Puede ser usado el valor de 1.25 para diseño de vigas con calzada sobresalida cuando la combinación de la carga viva de la acera así como la carga viva más impacto del tráfico gobierna el diseño, pero la capacidad de la sección no debe ser menor que la requerida para solo la carga viva del tráfico carretero usando un factor β de 1.67. Puede ser usado el valor de 1.0 para el diseño de la losa de cubierta.

** El porcentaje de éste grupo depende de la unidad de esfuerzos permisibles (máximo y normal) especificados para el tipo de carga que se utiliza.

$\beta_E = 1.0$ para cargas verticales y laterales en toda la estructura.

$\beta_E = 1.0$ y 0.5 para cargas laterales en barras rígidas.

$\beta_E = 1.3$ para presión de tierra lateral para muros de retención y barras rígidas de barandales.

$\beta_E = 0.5$ para presión de tierra lateral cuando se revisa momento positivo en barras rígidas

$\beta_E = 1.0$ para presión de tierra vertical.

$\beta_E = 1.0$ para barandales rígidos.

$\beta_E = 1.5$ para barandales flexibles.

$\beta_D = 0.75$ cuando se revisan miembros para mínima carga axial y máximo momento o máxima excentricidad.

$\beta_D = 1.0$ cuando se revisan miembros para máxima carga axial y mínimo momento.

$\beta_D = 1.0$ para flexión y tensión de miembros.

2.4 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS

Las cargas son transmitidas de la cubierta a la superestructura, y de ésta a los elementos de soporte de la subestructura. Cuando un camión se mueve sobre la cubierta de un puente, las cargas son transmitidas a los miembros principales; debido a que los miembros principales adyacentes están conectados por miembros secundarios y por la cubierta del puente, ésto permite que la carga sea resistida por el conjunto de miembros en diferentes proporciones.

El análisis teórico para la determinar la distribución de cargas en los elementos de la superestructura de un puente, es un estudio muy complejo. Una amplia variedad de parámetros influye en cómo las cargas son distribuidas en la superestructura de un puente; algunos de estas variables son:

- Tipo de piso
- Espacio entre largueros
- Espacio entre miembros secundarios
- Atiesadores en miembros primarios y secundarios
- Tipo de refuerzo empleado
- Tamaño y posición de las cargas

El documento AASHTO reconoce la complejidad del análisis teórico envuelto en la distribución de cargas, y se sujeta a la aplicación de los métodos empíricos para el diseño de puentes carreteros normales, empleando sólo dos de las variables arriba mencionadas; el tipo de piso y el espacio entre larguero. Además de estas variables, el criterio que gobierna la distribución de carga varía dependiendo de la orientación del miembro analizado (longitudinal o transversal) y su posición (interior o exterior).

En esta sección se verán los métodos propuestos por la AASHTO para obtener la distribución de carga a largueros, vigas longitudinales y vigas de piso.

Largueros, vigas longitudinales y vigas de piso.

Para vigas y largueros interiores. En la Tabla 2-2 se muestran los porcentajes de carga rodante que son aplicados para pisos de concreto y acero, éstos valores son los propuestos por las especificaciones AASHTO. Para los efectos de más de una línea de carga, el factor de distribución de carga no es diferente. Esta distribución no es aplicable para obtener una distribución exacta de la repartición de carga rodante en una viga o larguero interior, pero proporciona un método uniforme de análisis para los tipos usuales de puentes carreteros. La complejidad del problema ha sido reconocida por mucho tiempo, sin embargo los procedimientos de la AASHTO han demostrado ser un buen método.

Tabla 2-2 Distribución de cargas rodantes en vigas longitudinales

Sistema de Piso	Para una línea de tráfico	Para dos o más líneas de tráfico
Piso de concreto sobre vigas de forma I de acero	$S / 2.13$ para $S < 3.10$ m.	$S / 1.68$ para $S < 4.30$ m.
Piso de rejillas de acero: Menor a 10 cm. de espesor Mayor o igual a 10 cm.	$S / 1.37$ $S / 1.83$ para $S < 1.80$ m.	$S / 1.22$ $S / 1.52$ para $S < 3.20$ m.

S = Separación entre largueros en metros.

Para los casos en que S exceda los límites mostrados, la carga en cada larguero deberá ser igual a la reacción de la carga rodante, suponiendo que el piso entre los largueros actúa como una viga simplemente apoyada.

Para vigas y largueros exteriores. La AASHTO contienen tres posibles condiciones de distribución que deben utilizarse:

(a) El momento de flexión de carga viva puede ser determinado por la aplicación, sobre el larguero o viga, de la reacción de la carga rodante obtenida con la suposición de que el piso está actuando como un tramo simple entre largueros

(b) La viga exterior no debe ser de menor capacidad de carga que la viga interior

(c) En el caso de un tramo con piso de concreto soportado por 4 o más largueros de acero, la fracción de la carga rodante no deberá ser menor que:

$$S / 1.68$$

donde, S es la distancia en metros entre los largueros exterior e interior adyacentes, para $S \leq 1.8$ metros; o la fracción de la carga rodante no deberá ser menor que:

$$S / (1.22 + 0.25 S)$$

para $1.8 < S < 4.3$ metros.

Cuando S sea mayor o igual a 4.3 metros, la carga en cada larguero interior y exterior será igual a la reacción de la carga rodante, suponiendo que el piso actúa como un tramo simple.

Cuando la viga o larguero exterior soporta la carga viva de la acera, así como el tráfico de carga viva e impacto y la estructura se diseña por el método de cargas de servicio; el esfuerzo permisible en las vigas o larguero puede ser incrementado en un 25% para la combinación de carga muerta, carga viva de acera, carga viva del tráfico e impacto, obteniendo una viga de no menor capacidad de carga de la que sería requerida si no tuviera acera.

Cuando la combinación de carga viva de acera y carga viva de tráfico más impacto gobierna el diseño y la estructura es diseñada por el método de factores de carga, se puede usar 1.25 como el factor beta en lugar de 1.67.

Para los momentos de flexión en vigas de piso. Si se omiten los largueros longitudinales y el piso es soportado directamente en vigas de piso (transversales), las vigas de piso deberán ser diseñadas para las distribución de cargas determinada de acuerdo con la Tabla 2-3.

Tabla 2-3 Distribución de cargas rodantes en vigas transversales

Sistema de Piso	Fracción de carga rodante para cada viga de piso
Piso de concreto	$S / 1.83'$
Piso de rejillas de acero:	
Menor a 10 cm. de espesor	$S / 1.37$
Mayor o igual a 10 cm.	$S / 1.83'$

S = Separación entre vigas de piso en metros.

* Para los casos en que S exceda al denominador, la carga en la viga deberá ser igual a la reacción de la carga rodante suponiendo que el piso entre vigas actúa como una viga simplemente apoyada.

2.5 MÉTODOS DE DISEÑO

Los puentes de acero actualmente tienen dos principales métodos de diseño: el método de diseño por esfuerzos de trabajo o por esfuerzos permisibles y el método de diseño por estados límite o por factores de carga y resistencia.

Diseño por esfuerzos de trabajo

Casi todas las estructuras de acero existentes se diseñaron usando el método de diseño de esfuerzos de trabajo. El proyectista estima las cargas de trabajo o servicio, o sea, las cargas que la estructura tiene que soportar y diseña los miembros estructurales para que estos esfuerzos no excedan ciertos esfuerzos permisibles. El esfuerzo permisible es definido por un esfuerzo límite dividido entre un factor de seguridad.

El método de diseño de esfuerzos de trabajo es representado por la siguiente fórmula:

$$f_{\text{trabajo}} < f_{\text{permisible}}$$

Para una viga este esfuerzo de trabajo puede ser definido por:

$$f_{\text{trabajo}} = Mc / I$$

donde: M = momento máximo
 c = distancia del eje neutro a la fibra extrema
 I = momento de inercia de la sección transversal de la viga

y el esfuerzo permisible puede ser dado por:

$$f_{\text{permisible}} = f_y / FS$$

donde : f_y = esfuerzo mínimo de fluencia
 FS = factor de seguridad

El esfuerzo de trabajo representa el esfuerzo que la estructura soporta debido a las cargas de servicio. La estructura es diseñada para comportarse elásticamente, tal que la deformación del material sea proporcional a la aplicación de los esfuerzos.

Algunos otros métodos utilizan el comportamiento plástico, o de la resistencia última. Se ha visto que la ductilidad del acero proporciona una reserva de resistencia y ésta circunstancia es la base del diseño plástico. En este método, las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de seguridad, y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso.

Diseño por estados límite

Este método incluye muchas de las peculiaridades de los procedimientos de diseño comúnmente asociados con el diseño último, con el diseño plástico y con el diseño al colapso.

El término de estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir la función pretendida. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluye las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La estructura no sólo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las de servicio o trabajo, en forma tal que no afecte el correcto funcionamiento de la estructura y cumpla los requisitos para que los usuarios se sientan seguros al utilizarla.

El enfoque básico del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es el de los estados límite. El procedimiento general para la evaluación de la seguridad estructural consiste en comprobar que las distintas combinaciones de acciones específicas y, ante la aparición de cualquier estado límite que pudiera presentarse, la resistencia de diseño sea igual o mayor que el efecto de las acciones nominales multiplicadas por un factor de carga; o de otra manera, que la fuerza interna de diseño sea igual o menor que la resistencia de diseño, como ilustra la siguiente fórmula:

$$F_c(\text{Fuerza interna debida a acciones nominales}) < FR (\text{Resistencia nominal})$$

$$\text{Fuerza interna de diseño} < \text{Resistencia de diseño}$$

donde: F_c = Factor de carga que varía de 0.9 a 1.5, que tiene en cuenta incertidumbres en las cargas y otros aspectos.

FR = Factor de reducción menor que la unidad, que varía según el material, la acción considerada, el tipo de falla y otros aspectos.

Capítulo 3
Cubiertas de
concreto reforzado
para puentes

CAPÍTULO 3 CUBIERTAS DE CONCRETO REFORZADO PARA PUENTES

Se iniciará con el dimensionamiento de las cubiertas debido a que la naturaleza de los procesos de diseño generalmente sigue un camino de la parte superior a la inferior. Esto no significa que en cualquier diseño de puentes el proceso siga ésta secuencia, sin embargo, para el dimensionamiento de miembros primarios, se debe conocer cuánta carga muerta aporta la cubierta.

El criterio de diseño para las losas de cubierta de concreto reforzado que se desarrollará en éste documento, es derivado de las especificaciones AASHTO estándar.

3.1 LARGO DE TRAMO EFECTIVO

La Figura 3-1 muestra el diseño típico de una franja de losa de una cubierta de concreto reforzado. Se supone que la cubierta trabajará como una viga continua; en éste caso los soportes son los patines superiores de los largueros, usados como miembros primarios en la superestructura. Se supone un ancho de un metro para el diseño de la viga.

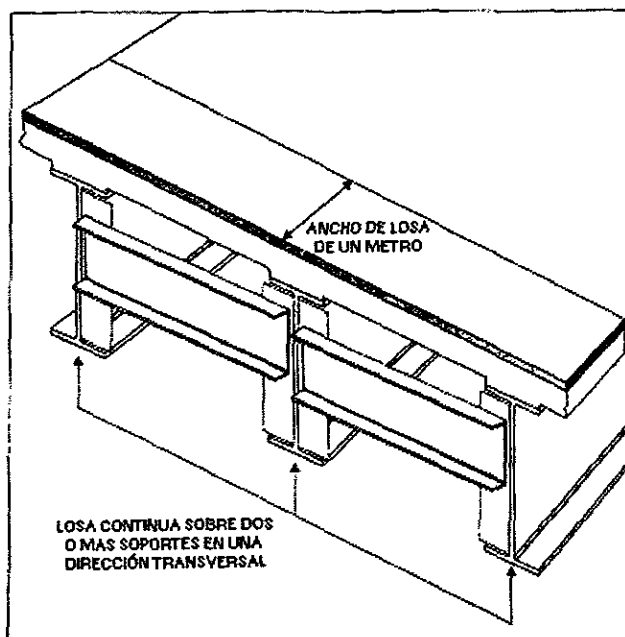


Figura 3.1 Franja de losa para diseño típico de cubiertas de concreto

Para simplificar el diseño, se toma y analiza un segmento de la viga supuesta como un tramo simple. El largo efectivo de este segmento se calcula como el "largo de tramo efectivo". La longitud de tramo efectivo se define en las especificaciones de la AASHTO y depende de:

- Si la losa es continua sobre más de dos soportes
- El tipo de soportes
- Como la losa se integra a los soportes

Para tramos simples la longitud de tramo deberá ser la distancia centro a centro de soportes, pero no deberá exceder el claro del tramo más el espesor de la losa.

La longitud de tramo efectivo para la distribución de cargas y momentos de flexión para losas continuas sobre más de dos soportes y soportadas en largueros de acero, es igual a la distancia entre bordes del patín superior más un medio del ancho del patín superior del larguero.

3.2 CÁLCULO DE MOMENTO DE FLEXIÓN

Como se mencionó anteriormente el diseño de la capa de concreto se basa en un ancho de un metro de losa base. La AASHTO ofrece un criterio fijo para especificar el momento de flexión por carga viva, el cual varía dependiendo de si el refuerzo principal es perpendicular o paralelo a la dirección del tráfico. Adicionalmente, el criterio cubre los momentos de flexión en una losa en cantiliver, losas soportadas en cuatro lados (perimetralmente) y vigas de borde. El estructurista debe tener en mente que las ecuaciones de momento de la AASHTO no incluyen impacto.

Refuerzo principal perpendicular al tráfico

La colocación de este refuerzo ocurre típicamente en estructuras donde la losa de concreto descansa en conjunto de miembros primarios orientados longitudinalmente. El ejemplo más común de esto es un puente de losa sobre largueros. El momento de carga viva para losas soportadas en tramos simples en la dirección transversal se calcula como:

$$M_{LL} = \left(\frac{S + 0.61}{9.75} \right) P$$

donde: M_{LL} = momento de carga viva en kg-m / metro de ancho de losa;

S = largo efectivo de tramo, en m;

P = carga de un rueda trasera de camión;

$$P_{15} = 5,450 \text{ kg}$$

$$P_{20} = 6,250 \text{ kg}$$

En losas continuas sobre 3 o más soportes, se utiliza un factor de continuidad de 0.8 que deberá ser aplicado a la fórmula antes descrita para ambos momentos positivo y negativo.

Esta ecuación es aplicable a tramos efectivos que están entre 0.60 metros y los 7.30 metros inclusive.

Refuerzo principal paralelo al tráfico

La colocación de este refuerzo ocurre en estructuras donde la losa resiste mayores fuerzas de flexión o se tienen vigas de piso. Un ejemplo de este tipo de estructuración es el de un puente con losa de concreto donde la capa misma de concreto es la superestructura.

Para este tipo de puentes, la AASHTO especifica que la capa debe analizarse como una viga con un ancho efectivo E , un largo S , y un peralte como se describirá después, tal que:

$$E = 1.22 + 0.06 S$$

donde: E = ancho efectivo de la capa, en m.
 S = largo de tramo efectivo, en m.

El ancho efectivo no deberá exceder de 2.15 metros. Este valor es dado para el camión de diseño. Si las líneas de carga gobiernan el diseño, debe utilizarse un ancho de $2E$. Para tramos simples, el momento máximo de carga viva por metro de ancho de losa, sin impacto, es aproximado cuidadosamente por las siguientes fórmulas:

Para la carga HS20:

$$M_{LL} = 1,340 S; \text{ para } S \leq 15.24 \text{ m}$$

$$M_{LL} = 1,000(1.93 S - 9.07); \text{ para } 15.24 < S < 30.48 \text{ m}$$

donde: M_{LL} = momento de carga viva, en N-m/m de ancho de losa.
 S = largo efectivo de tramo, en m.

Para calcular los momentos producidos por la carga HS15 se usa $3/4$ de los valores obtenidos de las fórmulas para carga HS20.

Los momentos en tramos continuos deberán ser determinados por análisis apropiado, el camión o líneas de carga deberán colocarse para causar los momentos máximos positivos y negativos.

Momento de carga muerta

Para un tramo simple, el momento de carga muerta puede ser tomado como el momento máximo para una viga simplemente apoyada bajo una carga distribuida uniformemente. Esto es, para un largo de tramo efectivo de longitud S .

$$M_{DL} = \frac{wS^2}{8}$$

Para losas continuas sobre más de dos apoyos una expresión generalmente aceptada es:

$$M_{DL} = \frac{wS^2}{10}$$

donde: w = carga uniformemente distribuida a lo largo de la franja de losa
 S = longitud efectiva de tramo, en m.

3.3 DISTRIBUCION DEL REFUERZO

La distribución de acero lateral se requiere en configuraciones en que el refuerzo principal es paralelo o perpendicular a la dirección del tráfico. La distribución de acero es usado para explicar la distribución de carga viva. El refuerzo lateral debe ser colocado en la dirección transversal al refuerzo de acero principal. La distribución del refuerzo se localiza en la parte inferior de la losa de cubierta. Estos requerimientos no son aplicables en alcantarillas y losas de puentes donde el peralte sobre la capa excede de 0.60 metros.

Para determinar la cantidad de la distribución de acero requerida, la cantidad de refuerzo principal necesaria se multiplica por un porcentaje específico. Este porcentaje varía, dependiendo de si el refuerzo principal es paralelo o perpendicular a la dirección del tráfico.

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico, el porcentaje se obtiene como:

$$\text{Porcentaje del principal} = \frac{110.42}{\sqrt{S}} < 67 \text{ por ciento}$$

o, cuando el refuerzo es paralelo a la dirección del tráfico, se usa la expresión:

$$\text{Porcentaje del principal} = \frac{55.21}{\sqrt{S}} < 50 \text{ por ciento}$$

donde: S = longitud efectiva de tramo, en m.

Los valores límite de 67 por ciento y 50 por ciento especificados en las ecuaciones antes mencionadas son máximos y no deben ser excedidos. La razón de la localización del acero en el inferior de la cubierta de concreto, es que el momento transversal causa

tensión al refuerzo principal, que es evidente en la porción baja de la losa. Si el refuerzo principal es puesto perpendicular al tráfico, el acero debe ser colocado en la parte media del tramo, entre largueros. El porcentaje de acero colocado en los cuartos extremos del tramo no debe ser menor de 50 por ciento de la cantidad usada en la parte media.

3.4 ESPESOR MÍNIMO DE LOSA

El espesor de la cubierta de losa de concreto tiene un mayor impacto sobre todo en la longevidad de la capa. El control de las deflexiones de la superestructura es también afectado por el espesor de la losa. Por estas razones, la AASHTO ha especificado un criterio que define el espesor mínimo de la cubierta de losas de concreto reforzado, para tramos simples y tramos continuos sobre más de dos soportes.

El criterio del mínimo espesor se define para miembros de concreto en flexión, que sean provistos con atiesadores adecuados para resistir deflexiones excesivas. Para losas que son simplemente apoyadas, el peralte mínimo de la losa está dado como:

$$t_{\min} = \frac{12(S + 3.05)}{30}$$

o, cuando la capa es continua sobre más de dos soportes, el espesor mínimo de losa se define como:

$$t_{\min} = \frac{S + 3.05}{30} > 0.17 \text{ m}$$

donde S = longitud efectiva de tramo, en m.

La AASHTO permite hacer un ajuste en miembros con peralte variable, para explicar los cambios en atiesadores sobre regiones de momento positivo y negativo.

3.5 DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO

El diseño de las losas de concreto se basa en el método de diseño por esfuerzos de trabajo, se establece un valor máximo admisible (de trabajo) para definir el esfuerzo en la fibra extrema, y las fórmulas se basan en el comportamiento elástico del miembro de concreto reforzado sometido a cargas de servicio. La hipótesis de distribución lineal del esfuerzo de compresión es válida a niveles de esfuerzo de trabajo, ya que los esfuerzos que se producen varían proporcionalmente con la distancia al eje neutro, de acuerdo con la teoría elástica.

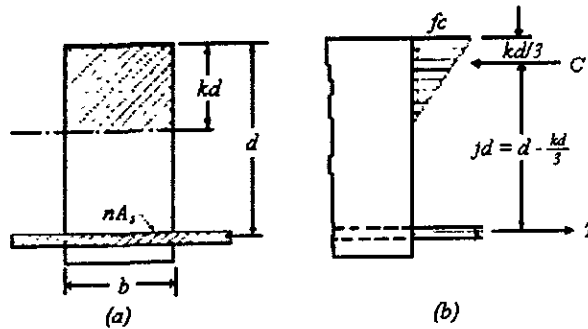


Figura 3.2 Rango elástico de la sección

La explicación se limita a una sección rectangular de una viga con refuerzo para tensión, únicamente. En relación a la Figura 3-2 se tienen las siguientes definiciones

b = ancho en la zona de concreto sometida a compresión;

d = peralte efectivo de la sección;

A_s = área de la sección transversal del refuerzo;

n = relación elástica = módulo de elasticidad del acero de refuerzo entre el módulo de elasticidad del concreto;

kd = altura de la zona de esfuerzos de compresión; usada para localizar el eje neutro de la sección;

jd = brazo de momento interno entre la fuerza de tensión y la fuerza de compresión;

f_c = esfuerzo de compresión máximo del concreto;

f_s = esfuerzo de tensión en el refuerzo.

La fuerza de compresión C puede expresarse como el volumen de la "cuña" de esfuerzos de compresión:

$$C = \frac{1}{2} (kd)(b)(f_c) = \frac{1}{2} k f_c b d$$

Se puede expresar el momento de la sección como:

$$M = C jd = (\frac{1}{2} k f_c b d)(jd) = \frac{1}{2} k f_c j b d^2$$

Así, el peralte mínimo efectivo de la capa es:

$$d = \sqrt{\frac{2M}{k j f_c b}}$$

El momento resistente también se expresa en función del esfuerzo en el acero, como:

$$M = T jd = A_s f_s jd$$

Con esta expresión se determina el área requerida en el acero, con la fórmula:

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

Una referencia útil es la llamada sección balanceada, la cual se presenta cuando el uso de la cantidad exacta del refuerzo produce los esfuerzos límite simultáneos en el concreto y en el acero. Las propiedades que establecen esta relación pueden expresarse como sigue:

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}}$$

3.6 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN PUENTE DE LOSA

Para ejemplificar el diseño de losas, se diseñará un puente de losa simplemente apoyado, el cual se ilustra en el siguiente ejemplo. El claro del tramo es de 7.70 m y la carga viva corresponde a la HS 20-44. Los soportes son supuestos con un ancho de 30 cm, así que el largo de tramo de diseño S (distancia entre centros de soportes) es de 8.00 m. La carga muerta es el peso de la capa mas 120 kg/m² de superficie de rodaje futura. Si el barandal es colocado después de que la losa de concreto ha fraguado, este peso puede ser supuesto uniformemente distribuido a través del ancho total de la losa.

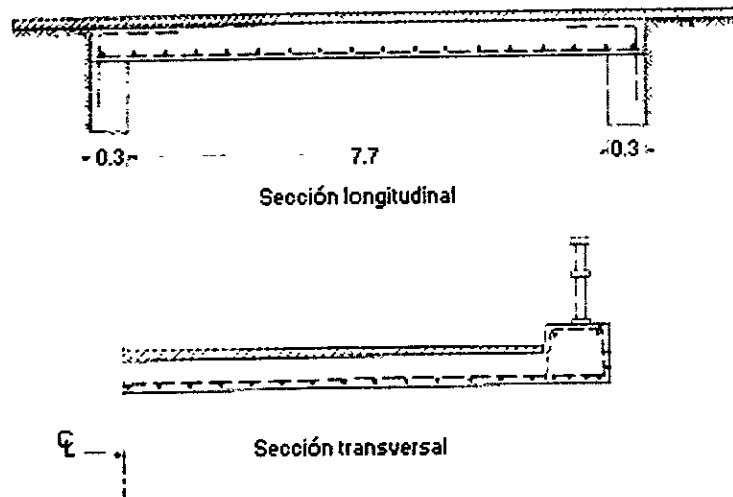


Figura 3.3 Puente de Losa

Los materiales usados tienen los siguientes esfuerzos de diseño y los esfuerzos permisibles son tomados del reglamento AASHTO.

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_c = 0.4 * f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,680 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{f_c} = 221,359 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.05 \approx 9$$

La distribución de carga rodante para refuerzo principal paralelo al tráfico es igual a:

$$E = 1.22 + 0.06 S$$

$$E = 1.22 + 0.06 (8.0) = 1.70 \text{ m}$$

El momento de carga viva sin impacto, para una línea de carga y para el camión de diseño HS 20-44 se obtiene del Anexo A, que para el claro de 8.0 m. se obtiene:

$$M_{LL} = 31,213 \text{ kg/m}^2$$

El factor de impacto se calcula con la fórmula descrita en el capítulo 2:

$$I = \frac{15}{L + 37.5} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15}{8.0 + 37.5} = 0.33 \therefore I = 0.30$$

El momento de carga viva más impacto (por m. de ancho), considerando la distribución de carga es, por lo tanto:

$$M_{LL+I} = \frac{M_{LL}}{2E} (1 + I)$$

$$M_{LL+I} = \frac{31,213}{2(1.7)} 1.3 = 11,934 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

A continuación se supone un ancho de 45 cm, produciendo una carga muerta de la capa es de $0.45 * 2,400 = 1,080 \text{ kg/m}^2$. Incluyendo una futura superficie de rodaje, el total de carga muerta es $w = 1,080 + 120 = 1,200 \text{ kg/m}^2$, produciendo una momento de carga muerta (por m. de ancho) de:

$$M_{DL} = \frac{wL^2}{8}$$

$$M_{DL} = \frac{1,200 * 8^2}{8} = 9,600 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El momento total es:

$$M = 11,934 + 9,600 = 21,534 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

Para el dimensionamiento de la capa se calcula la profundidad del eje neutro como:

$$kd = \frac{fc}{fc + \frac{fs}{n}} d$$

$$kd = \frac{100}{100 + \frac{1680}{9}} d = 0,349d$$

Esto es, $k = 0.349$. El brazo de momento interno se obtiene por:

$$jd = d - \frac{kd}{3} = 0,884d$$

Así, el peralte mínimo efectivo permisible de la capa es:

$$d = \sqrt{\frac{2M}{fckjb}} = \sqrt{\frac{2 * 21,534 * 100}{100 * 0,349 * 0,884 * 100}} = 37,36 \text{ cm}$$

Para el espesor de capa supuesto de 45 cm., suponiendo que se usa 2 cm. de recubrimiento y 1.5 cm. de la mitad del diámetro de las varillas de refuerzo inferior, resulta un peralte efectivo de 41.5 cm. mayor que el mínimo calculado de 37.36 cm.

El área de acero requerida se calcula con:

$$As = \frac{M}{fsjd} = \frac{21,534 * 100}{1,680 * 0,884 * 41,5} = 34,94 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando varillas del No. 8, el espacio entre cada varilla de refuerzo principal es igual a:

$$s = \frac{as}{As} * 100 = \frac{5.07}{34.94} * 100 = 14.51 \approx 14.5cm$$

La distribución de refuerzo lateral en porcentaje es dado por:

$$\frac{55.21}{\sqrt{S}} = \frac{55.21}{\sqrt{8}} = 19.52\%$$

El área de acero de refuerzo lateral es igual a:

$$0.1952 * 34.94 = 6.82 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando varillas del No. 5, el espacio entre cada varilla de refuerzo lateral es igual a:

$$s = \frac{as}{As} * 100 = \frac{1.98}{6.82} * 100 = 29.03 \approx 29.0cm$$

Para evitar las deformaciones por cambios de temperatura se coloca acero en la parte superior de la capa en ambas direcciones, lateral y longitudinal. La AASHTO especifica un área mínima de acero de 2.70 cm² / m y una separación de varillas no mayor de 45 cm.

Al usar varillas del No. 5 se obtiene:

$$s = \frac{as}{As} * 100 = \frac{1.98}{2.70} * 100 = 73.33 > 45.0cm$$

$$\therefore s = 45.0cm$$

Revisión por cortante

El máximo cortante de carga viva sin impacto, para una línea de carga y para el camión de diseño HS 20-44 se obtiene del Anexo A, para el claro de 8.0 m se calcula:

$$V_{LL} = 21,314 \text{ kg}$$

$$V_{LL+I} = \frac{V_{LL}}{2E} (1 + I) = \frac{21,314}{2(1.7)} * 1.3 = 8,149kg$$

El cortante máximo de carga muerta se calcula con:

Capítulo 4
Vigas de perfil I
compuestas para
puentes

CAPÍTULO 4 VIGAS DE PERFIL I COMPUESTAS PARA PUENTES

4.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES DE PERFIL I

Un puente de perfil I consiste de un sistema de piso, de una calzada apoyada sobre un conjunto de perfiles laminado de soporte de tipo IPR (Perfil I Rectangular). El sistema de piso es usualmente provisto con una losa de concreto, de 19 a 23 cm de espesor, con refuerzo perpendicular al tráfico. La construcción puede ser independiente si la losa de concreto no desarrolla interacción estructural sobre el perfil I, o compuesta cuando la carga viva sea resistida conjuntamente con la acción losa-perfil. La selección del diseño apropiado para un arreglo particular de condiciones, es gobernado por consideraciones tales como longitudes de tramo, limitación de deflexiones, tiempo de construcción y costo de la obra.

Las vigas se denominan vigas simples cuando las conexiones extremas no soportan ningún momento. Los puentes de perfiles I de tramo simple soportan la carga de rodaje directamente en los patines superiores de una serie de perfiles laminados colocados paralelos a la dirección del tráfico y extendidos de estribo a estribo. Un puente carretero de perfil laminado y tramo simple es económicamente adecuado para tramos arriba de 18 m. Los puentes construidos con cubierta compuesta, de losa-perfil I son fundamentalmente atractivos y económicos para tramos arriba de 30 m. La trabe placa se proyecta para ser económica en tramos mayores de 22 m.

Para dar el ancho de la superestructura, puede ser desarrollada una cubierta óptima con varias vigas cruzadas consideradas en espacios cerrados, o algunas vigas en espacios grandes. El refuerzo superior (principal) usualmente controla el diseño de la losa de concreto debido al gran espacio libre (normalmente 5.7 cm) que debe ser provisto en la parte superior. De estas consideraciones, lo que el diseño óptimo debe balancear a continuación es el número de perfiles y el espesor de la losa. Usando un espesor de capa de 19 cm y una carga H 20 estándar, el espacio máximo de vigas de acero es aproximadamente 2.5 m, pero en éste espacio el refuerzo principal transversal requerido puede ser excesivo.

Para vigas simples, la proporción del peralte de viga a la longitud de tramo no debe ser menor de $1/25$, y para vigas compuestas la proporción del peralte total de la viga (losa de concreto más viga de acero) a la longitud de tramo no deber ser menor de $1/25$. Para puentes continuos, la longitud de tramo se considera como la distancia entre los puntos de contraflecha debidos a la carga muerta.

Los miembros en tramos simples o continuos deben ser diseñados para que las deflexiones debidas a cargas vivas de servicio más impacto no excedan $1/800$ del tramo, excepto en puentes en áreas urbanas en los que son usados también por peatones donde esta deflexión no debe exceder $1/1000$ del tramo. El reglamento AASHTO, sin embargo, estipula que para puentes que tienen refuerzo lateral o diafragmas suficientes para asegurar una distribución lateral de cargas, la deflexión puede ser calculada por cargas de entrecubierta, considerando todas las vigas trabajando juntas y teniendo deflexiones iguales. Cuando una viga es parte de una cubierta compuesta, la carga viva de servicio debe suponerse que actúa en la sección compuesta, y el momento de inercia del área gruesa de la sección transversal debe ser usado para calcular las deflexiones

4.2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

El método de diseño básico de miembros flexibles implica el uso del módulo de sección elástico excepto cuando se utilizan secciones compactas bajo fuerzas de diseño. Los esfuerzos permisibles de diseño es el método de diseño estándar para todo tipo de estructuras, mientras que el concepto de factor de cargas es un método alternativo para diseñar perfiles y vigas simples y continuas de largos moderados.

Los diafragmas o el refuerzo lateral son provistos en cada soporte y en toda crujía, espaciada en intervalos que no exceden a 7.6 m. Los diafragmas para perfiles laminados deberán ser de por lo menos un tercio, y preferible, de un medio del peralte del perfil. El refuerzo lateral debe ser suficientemente peraltado y factible, y el refuerzo lateral intermedio deberá ser en forma de "cruz" o de "ve". Los diafragmas en extremos son usualmente proporcionados para transmitir las fuerzas laterales a los apoyos.

Todos los extremos fijos deben ser anclados firmemente al perfil asentado. Puentes menores que 15 m de largo no requieren provisiones por deflexión. Tramos de 15 m o mayores debe ser provistos con un tipo de apoyo que permita la rotación de las vigas, tal como una unión, placas curvadas apoyadas, almohadillas elásticas, o algún perno apropiado.

Puentes menores que 15 m de largo deben diseñarse para deslizarse sobre superficies de metal, tales como placas, y las provisiones para deflexiones no son necesarias. Tramos de 15 m o mayores deben ser libres de expandirse o contraerse por medio de rodillos, mecedoras, o resbalando en placas. Alternativamente, puentes articulados elásticamente pueden ser usados para transmitir cargas y acomodar entre movimientos la cubierta y soportar la subestructura.

4.3 DISEÑO DE PUENTES DE PERFIL I

El diseño de vigas requiere un análisis analítico iterativo para determinar los diagramas de cortante y momento basados en las varias combinaciones de cargas. Este proceso es relativamente sencillo cuando se trata de vigas simplemente apoyadas.

Los esfuerzos producidos por el cortante y el momento se comparan con los esfuerzos permisibles, y se selecciona una sección. Para el diseño por esfuerzos permisibles, las ecuaciones de esfuerzos actuantes que se usan son:

Para esfuerzos en la fibra extrema, debidos a flexión:

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S}$$

Para esfuerzos cortantes:

$$f_v = \frac{VQ}{It}$$

donde: M = momento de flexión;
 c = distancia del eje neutro;
 I = momento de inercia de la sección transversal;
 $S = I/c$ = módulo de sección;
 Q = momento estático del área por encima del punto en el que se determina el esfuerzo cortante = Ay ;
 t = espesor de la viga en el punto en el que se determina el esfuerzo cortante;
 V = fuerza cortante crítica.

En la sección transversal de un Perfil I, la fuerza cortante es resistida principalmente por el alma, por lo que el esfuerzo cortante puede ser calculado, por facilidad, como:

$$f_v = \frac{V}{d \cdot t_w}$$

donde: d = peralte total de la sección
 t_w = espesor del alma de la sección

Dos factores influyen de modo considerable en el esfuerzo máximo permisible a flexión, F_b , en el diseño de las secciones laminadas, estos son:

- Geometría de la sección (las relaciones ancho / espesor del patín y peralte / espesor del alma).
- Apoyo lateral (espaciamiento del soporte lateral).

Estos dos factores son consecuencia directa del problema de pandeo de placas. Si las relaciones ancho / espesor del patín y peralte / espesor del alma no fuesen adecuadas, los elementos de la sección tenderán a pandearse con bajos esfuerzos de compresión (debidos a flexión y a cargas axiales). Si el patín de compresión no está soportado en algunos intervalos a lo largo de la zona de compresión, se pandeará en el plano o fuera del plano acompañado de torsión. La geometría de un perfil laminado puede ser tal que produzca una sección compacta o no compacta.

Las especificaciones de la AASHTO no hacen distinción cuando se usan métodos de diseño elástico, utiliza los criterios de la sección compacta cuando se usa el método alternativo de diseño por factores de carga.

La AASHTO especifica que el valor del esfuerzo permisible F_b para compresión en fibras extremas de perfiles laminados, trabes y secciones ensambladas sujetas a flexión. La sección gruesa, donde el patín de compresión es:

a) soportado lateralmente en toda su longitud por empotramiento en concreto

$$F_b = 0.55 F_y$$

b) parcialmente soportado, o sin estar soportado

$$F_b = \frac{50 \times 10^6 C_b \left(\frac{I_{yc}}{\zeta} \right)}{S_{xc}} \sqrt{0.772 \frac{J}{I_{yc}} + 9.87 \left(\frac{d}{\zeta} \right)^2} \leq 0.55 F_y$$

donde:

$C_b = 1.75 + 1.05 (M1/M2) + 0.3 (M1/M2)^2 < 2.3$ donde $M1$ es el menor y $M2$ es el mayor de los momentos extremos del segmento sin refuerzo de la viga; $M1/M2$ es positivo donde el momento causa curvatura inversa y negativo donde el pandeo es en curvatura simple;

S_{xc} = Módulo de sección con respecto al patín de compresión;

I_{yc} = Momento de Inercia del patín de compresión abajo del eje vertical en el plano del alma;

ζ = Largo sin soporte del patín entre conexiones laterales;

$J = \frac{[(bt^3)_c + (bt^3)_t + Dt_w^3]}{3}$ donde b y t representan el ancho y espesor del patín

de compresión y de tensión respectivamente;

d = peralte de la trabe.

La AASHTO especifica el valor del esfuerzo permisible F_v para cortante en el alma de traveses de sección gruesa como:

$$F_v = 0.33F_y$$

EJEMPLO DE UN PUENTE DE PERFIL I (NO COMPUESTO)

El puente en este ejemplo es de 18.3 m de largo medido entre los centros de los apoyos y tiene un ancho de calle de rodaje de 9.5 m. Un pretil es incorporado dando una dimensión 10.50 m medida desde los exteriores de cada pretil. Para este ejemplo se decide colocar 5 perfiles espaciados a 2.2 m de centros. Debido a que el tramo se encuentra sobre una curva horizontal y que los perfiles son rectos, para las vigas en faja exterior la capa sobresale 0.8 m en los soportes y 1.1 m en el centro del tramo. Los perfiles son empotrados en concreto por medio de los patines superiores por lo que queda restringido el pandeo lateral. La carga viva de diseño corresponde a la HS 20. Se supone una losa de concreto con espesor de 20 cm y f_c igual a 250 kg/cm^2 .

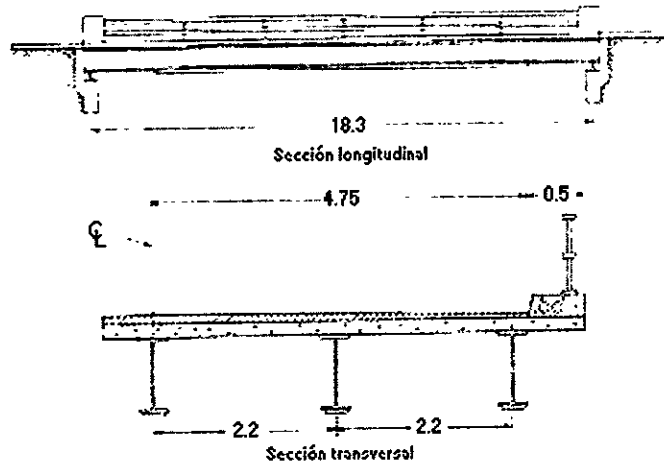


Figura 4.1 Puente de Vigas Compuestas

Un puente de perfil I (no compuesto) en un tramo simple es el sistema estructural simple en el contexto de análisis y diseño, pero es rara vez el más económico. Para puentes de acero de perfil I largos de como 12 m., un diseño compuesto es el que usualmente proporciona una solución económica. Para tramos menores de 12 m., los puentes de losa de concreto ofrecen un proyecto competitivo. Por lo tanto, en éste ejemplo consideraremos un puente de perfil I solamente para mostrar la metodología de diseño.

Para el diseño de la viga interior se tienen consideradas las siguientes cargas:

Carga muerta

$$\text{Capa} = 0.20 \times 2.2 \times 2400 = 1,056 \text{ kg/m}$$

$$\text{Viga de acero (supuesta)} = 350 \text{ kg/m}$$

Carga muerta superimpuesta

Banqueta = 150 kg/m

Pretil = 120 kg/m

Carpeta de desgaste = 240 kg/m

Carga muerta total = 1,916 kg/m

El momento por carga muerta es igual a:

$$M_{DL} = \frac{wl^2}{8} = \frac{1,916(18.3)^2}{8} = 80,206 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

La fracción de carga rodante aplicada a la viga interior es $S/1.68 = 2.2/1.68 = 1.31$, y el factor de impacto es $15.24 / (L + 38) = 0.27$ por ciento. El momento de carga viva pueden ser calculados interpolando del Anexo A para una carga HS 20 y para los largos de 18 y 19 mts. se obtiene el momento sin impacto para una línea de carga, Así:

Para $L = 18$ m. se tiene: $M_{LL} = 109.13 \text{ ton} \cdot \text{m}$.

Para $L = 19$ m. se tiene: $M_{LL} = 117.25 \text{ ton} \cdot \text{m}$.

Interpolando entre estos valores, para $L = 18.3$ m. se tiene $M_{LL} = 111.57 \text{ ton} \cdot \text{m}$.

El momento de carga viva más impacto para una viga interior se considera la carga de un solo juego de ruedas, por lo que debe multiplicarse por 0.5 el momento de una línea de carga que considera los dos juegos de ruedas. Así se obtiene:

$$M_{LL+I} = 111,570 * 0.5 * 1.31 * 1.27 = 92,809 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El momento total de diseño es igual a $80,206 + 92,809 = 173,015 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Utilizando un acero A36 con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ se obtiene el valor del esfuerzo permisible de $F_b = 0.55F_y = 1392 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de sección es igual a:

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{173,015 * 100}{1392} = 12,429 \text{ cm}^3$$

La limitación de la proporción del claro a peralte es $1/25$, por lo que el peralte mínimo es igual al $L * (1/25) = 0.73 \text{ m}$.

Para cumplir los requerimientos de módulo de sección y peralte se elige del manual IMCA (Anexo B), el perfil comercial tipo IR914 x 342.4, con las siguientes características:

área = 436.2 cm²
 peralte = 912 mm > 730 mm
 espesor del alma = 19.3 mm
 ancho de patín = 418 mm
 espesor de patín = 32 mm
 peso = 342.4 kg/m
 momento de inercia = 624,345 cm⁴
 módulo de sección = 13,716 cm³ > 12,429 cm³

El peso de la viga más el diafragma soldado es cercano a 380 kg/m, ajustando la carga muerta, se tiene:

$$\text{Incremento de carga} = 380 - 350 = 30 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total} = 1,916 + 30 = 1,946 \text{ kg/m}$$

El momento por carga muerta es igual a:

$$M_{DL} = \frac{wl^2}{8} = \frac{1,946(18.3)^2}{8} = 81,462 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El momento total de diseño es igual a 81,462 + 92,809 = 174,721 kg-m

El nuevo módulo de sección es igual a:

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{174,721 * 100}{1392} = 12,552 \text{ cm}^3 < 13,716 \text{ cm}^3$$

El cortante por carga muerta es igual a:

$$V_{DL} = \frac{wl}{2} = \frac{1,946(18.3)}{2} = 17,806 \text{ kg}$$

El cortante de carga viva pueden ser calculados interpolando del Anexo A para una carga HS 20 y para los largos de 18 y 19 mts. se obtiene el cortante sin impacto para una línea de carga, Así:

Para L = 18 m. se tiene $V_{LL} = 27.52 \text{ ton}$.

Para L = 19 m. se tiene $V_{LL} = 27.81 \text{ ton}$.

Interpolando para entre estos valores, para L = 18.3 m. se tiene $V_{LL} = 27.61 \text{ ton}$.

Para el cortante de carga viva más impacto para una viga interior también se considera la carga de un solo juego de ruedas, el cortante se multiplica por 0.5. Así se obtiene:

$$V_{LL+I} = 27610 * 0.5 * 1.31 * 1.27 = 22,965 \text{ kg.}$$

El cortante total de diseño es igual a $17,806 + 22,965 = 40,771 \text{ kg}$. Y el esfuerzo cortante promedio en el alma se calcula con:

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{40,771}{91.2 * 1.93} = 213.63 \text{ kg / cm}^2$$

Utilizando un acero A36 con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene el valor del esfuerzo permisible de cortante de $0.33F_y = 835 \text{ kg/cm}^2 > 213.63$, por lo que la sección es adecuada.

4.4 VIGAS COMPUESTAS

Uno de los tipos más populares de puente carretero usado hoy en día es el puente de vigas de acero compuestas, un puente de vigas de acero utiliza una cubierta de losa de concreto que trabaja junto con las traveses de acero, resistiendo las cargas colocadas en el puente.

Si la losa de concreto descansa en la parte superior de las vigas de acero, ocurre un fenómeno conocido como resbalamiento. Como las cargas son colocadas en la parte superior de la losa, la parte superior, tanto de la losa como de la viga, están trabajando a compresión y la parte inferior de ambas se encuentran trabajando a tensión. En esencia, ambos elementos se deforman como vigas independientes. Puesto que el inferior de la losa está a tensión (empujando hacia fuera hacia el extremo de la viga) y la parte superior de la viga está a compresión (empujando hacia adentro hacia el centro de la viga), el efecto resultante es el de la losa extendiéndose fuera encima de los extremos de la viga. En el análisis de esta configuración, la losa y la viga son tratadas independientemente, con la geometría de cada elemento definiendo el eje neutro y el momento de inercia de la losa y la viga.

Si la losa y la viga, sin embargo, son de algún modo integradas, estas pueden resistir cargas como una sola unidad. En este arreglo, el eje neutro debe ser localizado en alguna parte en la mitad de la sección definida por el superior de la losa y el inferior de la viga. Con la correcta integración, la viga-losa actúa como una unidad, con la losa trabajando a compresión y el inferior de la viga a tensión, y sin haber deslizamiento entre éstas. Esta integración se cumple por medio de la incorporación de conectores de cortante entre la losa y la viga.

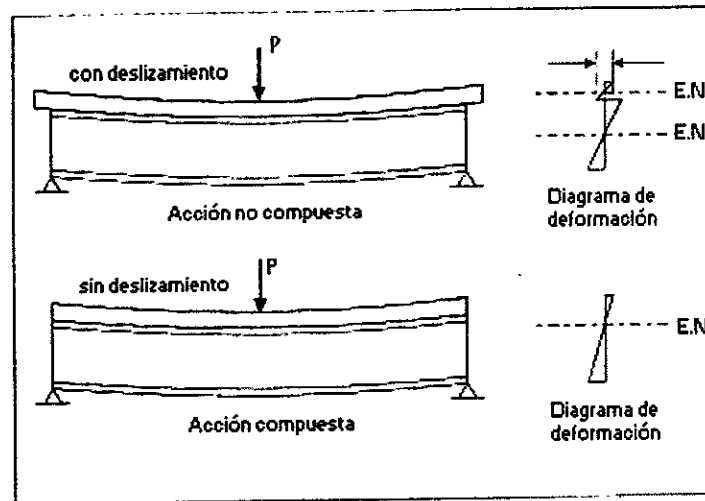


Figura 4.2 Deslizamiento ocurrido en la interfase de vigas compuestas

Los conectores de cortante son generalmente un elemento de metal que se extiende verticalmente desde la parte superior del patín de la viga soportante y que se empotra en la losa. Varios de estos conectores se colocan a lo largo de la viga y previenen el deslizamiento que es causado por la compresión en la parte superior de la viga sobre la interface viga-losa.

Con la colocación de los conectores de cortante, la losa y la viga pueden ser analizadas como una sola unidad. Así se incrementa el tamaño del módulo de sección que permite a la viga compuesta resistir cargas mayores. En esencia, la forma I de la viga es remplazada por una sección transversal en forma de T compuesta de la losa y el larguero; las ventajas son:

- un decremento en el tamaño (y peso) del larguero requerido
- mayor posibilidad de tramos largos
- una sección transversal más rígida
- una reducción en las deflexiones por carga viva
- un incremento en la capacidad de sobrecarga
- aumento de la resistencia a cargas laterales

ANCHO EFECTIVO DE PATÍN

Aunque la cubierta corre continua a través de los largueros soportantes, se considera que sólo una porción de la losa trabaja en una forma compuesta con los largueros. Esta porción de la losa actúa como el patín superior de la trabe forma T y se denomina "ancho efectivo de patín". La definición de el ancho efectivo de patín varía dependiendo de si la losa forma una patín superior en forma T (larguero interior) o si es presentado en sólo un lado del larguero (trabe exterior).

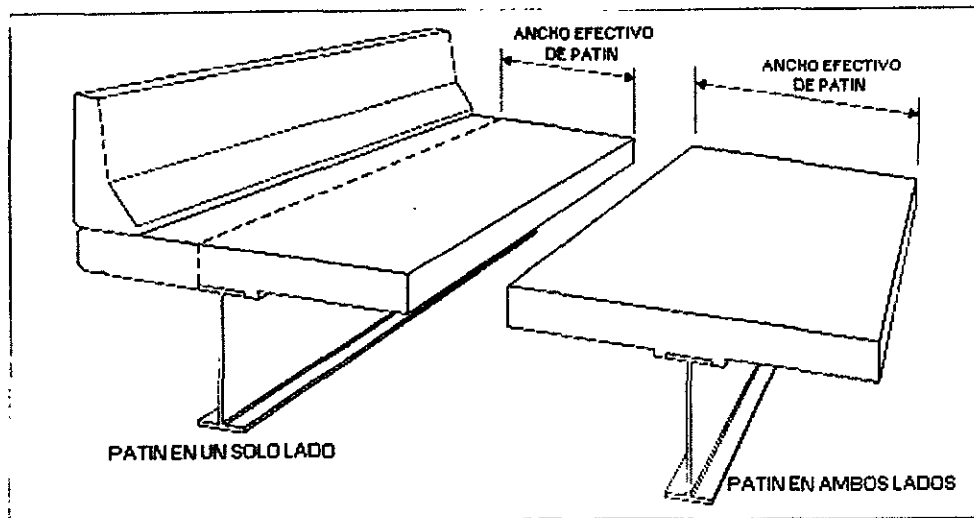


Figura 4.3 Ancho efectivo de patín para losas actuando en un solo lado (larguero exterior) y en ambos lados (larguero interior)

Para una sección transversal forma T, el ancho efectivo de patín se define como:

- un cuarto del largo de tramo
- la distancia centro a centro entre largueros
- doce veces el espesor mínimo de la losa

A simple vista se puede observar que el primer criterio gobierna más a menudo para tramos cortos y el último para losas delgadas. Por otra parte, el espacio entre largueros es más probable de sea el criterio que gobierne. Si la capa se presenta en sólo un lado del larguero, el ancho efectivo de patín no deberá exceder:

- un doceavo del largo de tramo
- seis veces el espesor de la losa
- la mitad de la distancia centro a centro entre las traveses adyacentes

La longitud del ancho efectivo se usa para calcular las propiedades de la sección compuesta y representa la porción de la cubierta que, junto con el larguero, resiste las cargas. Este también se usa al calcular la sección de la losa que actúa como carga muerta en un larguero.

LA SECCIÓN TRANSFORMADA

En vigas compuestas se utiliza para su diseño el artificio de la sección transformada, esto es, una sección transversal donde la losa de concreto se considera como un área equivalente de acero, para esto se utiliza el módulo de proporcionalidad n , que es definido por:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

donde: E_s = módulo de elasticidad del acero;
 E_c = módulo de elasticidad del concreto.

El valor aceptado del módulo de elasticidad del acero es 2×10^6 kg/cm² y para el concreto estructural, de clase 1, el módulo de elasticidad está dado por:

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$$

Una vez que el módulo de proporcionalidad ha sido determinado, el ancho transformado de la losa de concreto puede ser calculado, por simplicidad, dividiendo el ancho efectivo de la losa entre el módulo de proporcionalidad:

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{k \cdot n}$$

donde: b_{tr} = ancho de la losa de concreto transformado;
 k = factor de escurrimiento plástico.

Se define como escurrimiento plástico a la deformación del concreto causada por carga sostenida sobre un periodo de tiempo. Considerando un miembro compuesto, éste es debido a la carga superimpuesta. Para considerar los efectos de escurrimiento plástico la AASHTO utiliza un factor k que es multiplicado por el módulo de proporcionalidad. El factor de $k = 1$ se usa para carga viva y carga muerta solo en los largueros, para carga muerta superimpuesta, actuando en la sección compuesta, se usa $k = 3$. Esto toma en cuenta un efecto de reducción del ancho de la losa transformada y, por lo tanto, reduce el tamaño del módulo de la sección compuesta.

MÓDULOS DE SECCIÓN REQUERIDOS

La determinación del módulo de sección requerido se basa en la combinación de los momentos de carga muerta y de carga viva. El módulo de sección requerido por la sección de acero que resiste la cargas muertas, antes de considerar los efectos de acción compuesta, se define por la ecuación:

$$S_s = \frac{M_{DL}}{F_b}$$

donde: S_s = módulo de sección requerido para la sección de acero;
 M_{DL} = momento debido a solo la carga muerta;
 F_b = esfuerzo permisible del acero.

Además del módulo de sección del acero, también debe calcularse el módulo de sección para las cargas resistidas por la sección compuesta. El módulo de sección requerido para la sección compuesta que resiste cargas muertas, cargas muertas superimpuestas y cargas vivas tomando en cuenta los efectos de la acción compuesta se define por la ecuación

$$S_r = \frac{M_{DL} + M_{SDL} + M_{LL+I}}{F_b}$$

donde: S_r = módulo de sección para la sección transformada;
 M_{SDL} = momento debido a carga muerta superimpuesta;
 M_{LL+I} = momento debido a carga viva más impacto.

DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

La selección de la geometría de la sección transversal del larguero se cumple a través de un proceso de interacción. La sección se selecciona al ejecutar los tres pasos simples que se muestran a continuación:

- primero, suponer una sección de acero simétrica
- segundo, calcular aproximadamente los requerimientos del módulo de sección
- tercero, revisar si la sección de acero supuesta cumple los requerimientos

Hay una gran variedad de métodos que pueden ser usados para seleccionar las sección de los largueros de acero de vigas compuestas. El método para obtener la sección de los largueros varía dependiendo de si se utilizan o no cubreplacas.

Una regla utilizada para seleccionar la sección es la siguiente: se calculan los momentos de diseño y los correspondientes módulos de sección requeridos, una vez que el valor preliminar del módulo de la sección compuesta es conocido, se consultan las tablas de propiedades del Anexo B, las cuales corresponden al Manual IMCA, y se selecciona una sección laminada con un módulo de sección aproximado al módulo la sección compuesta. La regla general marca que una estructura compuesta requiere una viga de acero aproximadamente tres tamaños menor que la sección seleccionada con el módulo de sección laminada.

ESFUERZOS DEBIDOS A FLEXIÓN

Una vez que la sección preliminar ha sido seleccionada basado en los requerimientos del módulo de sección, la sección seleccionada debe ser revisada para determinar la suficiencia de la viga compuesta para resistir esfuerzos causados por flexión. Para cualquier punto de la sección transversal de la viga, el esfuerzo total es igual a:

$$f = f_{DL} + f_{SDL} + f_{LL+I}$$

El acero se revisa para asegurar que las fibras superiores e inferiores de la sección transversal resistan adecuadamente compresión y tensión respectivamente (para un tramo simple), la losa de concreto se revisa a compresión. Los esfuerzos se calculan con la fórmula general de flexión, con los momento ya calculados y la sección preliminar, el siguiente paso es calcular los momentos de inercia de la sección compuesta asociados al eje neutro. El calculista debe tener en mente que esto varía dependiendo del ancho de la losa transformada. Por lo tanto, desde que se usa $k = 3$ para carga muerta superimpuesta, este ancho de losa transformado y asociado al momento de inercia, es diferente al de la carga viva. Los esfuerzos de carga muerta son resistidos por el momento de inercia de la sección de acero solamente (antes que la acción compuesta tome efecto).

La Figura 4-4 muestra, en forma general, el método para calcular el momento de inercia de la sección compuesta. La posición del eje neutro debe ser examinada cuidadosamente para asegurar que éste se ubique por debajo de la losa (en la sección de acero). Si el eje neutro se localiza dentro de la losa, solo una porción de la losa localizada arriba del eje neutro se toma para resistir los esfuerzos. Típicamente, esto ocurre en vigas compuestas donde el larguero de acero es relativamente ligero y la losa es pesada. Desde un punto de vista físico, el eje neutro representa el límite, arriba del cual la viga esta en compresión y abajo del cual la viga está en tensión.

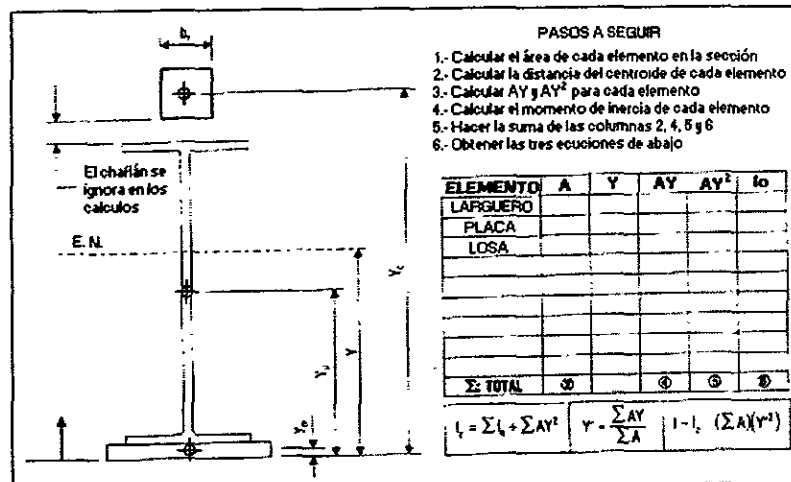


Figura 4.4 Método para calcular el momento de inercia en una sección compuesta

Una vez que los tres momentos de inercia han sido calculados, los esfuerzos correspondientes a la carga muerta, carga muerta superimpuesta y carga viva pueden calcularse, las suma de éstas tres componentes debe ser menor que el esfuerzo permisible del acero. Para revisar la losa de concreto por compresión, los esfuerzos de

carga muerta superimpuesta y de carga viva se calculan y revisan para ver si éstos resultan menores a los esfuerzos permisibles del concreto. El esfuerzo permisible del concreto en compresión por tensión puede calcularse con:

$$F_c = 0.40f_c$$

EJEMPLO DE UN PUENTE DE VIGAS COMPUESTAS

En el diseño de un puente de vigas compuestas y tramo simple se tienen los siguientes datos:

Largo de tramos de 21.3 m. (medido de los centros de los apoyos)
 Losa estructural de 19 cm de espesor y sobre cada perfil un chafán de 2.5 cm.
 Carga tipo HS 20
 Estructura de 5 vigas espaciadas a cada 2.2 m
 Acero estructural A36
 Se considera una superficie de rodaje futura de 120 kg/m²

Carga muerta para acción no compuesta:

$$\text{Capa} = 0.19 \times 2.2 \times 2400 = 1,003 \text{ kg/m}$$

$$\text{Viga de acero (supuesta)} = 350 \text{ kg/m}$$

$$\text{Chafán (aproximado)} = 38 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total} = 1,391 \text{ kg/m}$$

Carga muerta superimpuesta:

$$\text{Banqueta y Pretil} = 270 \text{ kg/m}$$

$$\text{Superficie de rodaje futura} = 2.2 \times 120 = 264 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta superimpuesta} = 534 \text{ kg/m}$$

Los momentos por carga muerta M_{DL} y por carga muerta superimpuesta M_{SDL} son:

$$M_{DL} = \frac{1,391(21.3)^2}{8} = 78,885 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{SDL} = \frac{534(21.3)^2}{8} = 30,284 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

La fracción de carga rodante aplicada a la viga interior es $S/1.68 = 2.2/1.68 = 1.31$, y el factor de impacto es $15.24 / (21.3 + 38) = 0.26$ por ciento. El momento de carga viva puede ser calculado interpolando del Anexo A para una carga HS 20 y, para los claros de 21 y 22 metros, se obtiene el momento sin impacto para una línea de carga.

Para $L = 21$ m. se tiene $M_{LL} = 133.48 \text{ ton-m}$.

Para $L = 22$ m. se tiene $M_{LL} = 141.60 \text{ ton-m}$.

Interpolando entre éstos valores, para $L = 21.3$ m. se tiene $M_{LL} = 135.92 \text{ ton-m}$.

El momento de carga viva más impacto, para una viga interior, se obtiene con:

$$M_{LL+I} = 135,920 * 0.5 * 1.31 * 1.26 = 112,175 \text{ kg-m.}$$

Calculando el valor preliminar del módulo de la sección transformada:

$$S_r = \frac{78,885 + 30,284 + 112,175}{1,392} = 15,901 \text{ cm}^3$$

Con éste valor se entra a las tablas del IMCA, y se obtiene que la sección IR914 x 417.3 cumple con los requisitos de módulo de sección, con $S = 16,879$, por lo que, para la viga compuesta bastará con una sección tres tamaños menor que ésta, por lo que elegimos una viga IR 914 x 342.4 con las siguientes propiedades:

área = 436.2 cm^2
 peralte = 912 mm
 espesor del alma = 19.3 mm
 ancho de patín = 418 mm
 espesor de patín = 32 mm
 peso = 342.4 kg/m
 momento de inercia = $624,345 \text{ cm}^4$
 módulo de sección = $13,716 \text{ cm}^3$

El peso real de la viga es muy aproximado al supuesto por lo que no se necesita hacer ninguna corrección en la carga muerta.

El ancho efectivo del patín en una sección compuesta es:

un cuarto del largo de tramo = $21.3 / 4 = 5.33 \text{ m}$

distancia centro a centro de vigas = 2.2 m

12 veces el espesor de la losa = $12 * 0.19 = 2.28 \text{ m}$, rige $b_{eff} = 2.2 \text{ m}$.

Y la distancia de patín inferior al centroide de la losa es igual a:

$$Y_{LOSA} = d + \text{chaflan} + \frac{\text{espesor}}{2} = 91.2 + 2.5 + \frac{19}{2} = 103.2 \text{ cm}$$

Utilizando un concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ el valor del módulo de proporcionalidad es:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{14,000 \sqrt{250}} = 9.03 \approx 9$$

Para el momento de inercia resistido sólo por la carga muerta, se considera sólo la sección de acero por lo que, para éste caso:

$$\begin{aligned} A &= 436.2 \text{ cm}^2 \\ I_{DL} &= 624,345 \text{ cm}^4 \\ Y_{DL} &= 45.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Para el momento de inercia que resiste carga viva más impacto, el área y el momento de inercia de la losa transformada se calculan usando el valor de $k = 1$:

$$\begin{aligned} b_{tr1} &= \frac{b_{eff}}{k \cdot n} = \frac{220}{1 \times 9} = 24.44 \text{ cm} \\ A_{c, tr} &= b_{tr1} t = 24.44 \times 19 = 464.36 \text{ cm}^2 \\ I_{tr1} &= \frac{b_{tr1} t^3}{12} = \frac{24.44 \times 19^3}{12} = 13,969.50 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

ELEMENTO	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
IR914 x 342.4	436.2	45.6	19,891	907,017	624,345
LOSA (k=1)	464.4	103.2	47,926	4'945,971	13,969
TOTALES	900.6		67,817	5'852,988	638,314

$$\begin{aligned} I_Z &= \sum I_o + \sum AY^2 = 638,314 + 5'852,988 = 6'491,302 \text{ cm}^4 \\ Y_{LL+I} &= \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{67,817}{900.6} = 75.3 \text{ cm} \\ I_{LL+I} &= I_Z - (\sum A) Y_{LL+I}^2 = 6'491,302 - (900.6) 75.3^2 = 1'384,819 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Para el momento de inercia que resiste carga muerta superimpuesta el área y el momento de inercia de la losa transformada se calcula usando el valor de $k = 3$:

$$\begin{aligned} b_{tr3} &= \frac{b_{eff}}{k \cdot n} = \frac{220}{3 \times 9} = 8.15 \text{ cm} \\ A_{c, tr} &= b_{tr1} t = 8.15 \times 19 = 154.85 \text{ cm}^2 \\ I_{tr1} &= \frac{b_{tr1} t^3}{12} = \frac{8.15 \times 19^3}{12} = 4,658.40 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

ELEMENTO	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
IR914 x 342.4	436.2	45.6	19,891	907,017	624,345
LOSA (k=3)	154.8	103.2	15,975	1'648,657	4,658
TOTALES	591.0		35,866	2'555,674	629,003

$$I_z = \sum I_o + \sum AY^2 = 629,003 + 2'555,674 = 3'184,677 \text{ cm}^4$$

$$Y_{SDL} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{35,866}{591} = 60.7 \text{ cm}$$

$$I_{SDL} = I_z - (\sum A)Y_{SDL}^2 = 3'184,677 - (591)60.7^2 = 1'007,143 \text{ cm}^4$$

Los esfuerzos permisibles, utilizando acero A36 y concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, son:

$$F_b = 0.55 F_y = 0.55 (2530) = 1,392 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.40 f'_c = 0.40 (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Revisando los esfuerzos sobre la fibra inferior de la sección de acero:

$$f_{DL} = \frac{M_{DL}c}{I_{DL}} = \frac{78,885 \times 45.6 \times 100}{624,345} = 576.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{LL+I} = \frac{M_{LL+I}c}{I_{LL+I}} = \frac{112,175 \times 75.3 \times 100}{1'384,819} = 609.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{SDL} = \frac{M_{SDL}c}{I_{SDL}} = \frac{30,284 \times 60.7 \times 100}{1'007,143} = 182.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{inf} = f_{DL} + f_{LL+I} + f_{SDL} = 1,368.63 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 1,392 \text{ kg/cm}^2$$

Revisando los esfuerzos sobre la fibra superior de la sección de acero:

$$f_{DL} = \frac{M_{DL}c}{I_{DL}} = \frac{78,885 \times (91.2 - 45.6) \times 100}{624,345} = 576.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{LL+I} = \frac{M_{LL+I}c}{I_{LL+I}} = \frac{112,175 \times (91.2 - 75.3) \times 100}{1'384,819} = 128.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{SDL} = \frac{M_{SDL}c}{I_{SDL}} = \frac{30,284 \times (91.2 - 60.7) \times 100}{1'007,143} = 91.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sup} = f_{DL} + f_{LL+I} + f_{SDL} = 796.66 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 1,392 \text{ kg/cm}^2$$

Revisando los esfuerzos sobre la fibra superior del concreto:

$$f_{LL+I} = \frac{M_{LL+I}c}{k \cdot n \cdot I_{LL+I}} = \frac{112,175 \times (112.7 - 75.3) \times 100}{1 \times 9 \times 1'384,819} = 33.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{SDL} = \frac{M_{SDL}c}{k \cdot n \cdot I_{SDL}} = \frac{30,284 \times (112.7 - 60.7) \times 100}{3 \times 9 \times 1'007,143} = 5.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = f_{LL+I} + f_{SDL} = 39.45 \text{ kg/cm}^2 < F_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

4.5 DISEÑO DE CUBREPLACAS

Una cubreplaca es una placa de acero separada, soldada al patín inferior del larguero del perfil I. Cuando el perfil I no satisface los requerimientos de diseño de la viga, el soldar una cubreplaca puede ser una alternativa deseable para aumentar las propiedades de la sección de la viga utilizada.

Las principales ventajas de una cubreplaca son las siguientes:

- incremento en el módulo de sección de la sección compuesta
- movimiento hacia abajo del eje neutro
- ahorro potencial de costo

Desde un punto de vista de diseño, estas son dos consideraciones más que el diseño debe dirigir cuando se agrega una cubreplaca a una viga simple o compuesta:

- el área de la placa en la sección
- la longitud de la placa en elevación

Con relación al área de la placa en la sección, ésta depende del esfuerzo en el patín inferior del larguero. La AASHTO especifica que el espesor de la cubreplaca soldada al perfil I no debe ser mayor que dos veces el espesor del patín. El ancho de la cubreplaca, sin embargo, puede ser mayor o menor que el ancho del patín inferior.

El diseño debe suponer primero una sección de perfil I preliminar. Para seleccionar una sección de perfil I se utiliza un procedimiento similar al utilizado para seleccionar un perfil I en una viga compuesta sin cubreplaca.

Dependiendo del tamaño de la placa usado, el perfil I con cubreplaca ha de ser cuatro o más tamaños menor que el perfil que cumpla con los requerimientos del módulo de sección transformada de la viga no compuesta. Lo primero que debe calcularse en el diseño, son los momentos de diseño y el módulo de sección transformado requerido, S_r . Se selecciona un perfil I de las tablas del IMCA (Anexo B), con la condición de que su módulo de sección sea aproximadamente la mitad del módulo de sección requerido.

Una vez que el perfil I preliminar es seleccionado, deben obtenerse los siguientes parámetros geométricos de las tablas de propiedades del IMCA (Anexo B):

A_b = área de la viga

d = peralte de la viga

S_B = módulo de sección de la viga

Con éstos valores se calculan las siguientes constantes geométricas:

$$K_c = \frac{A_{ctr}}{A_{ctr} + A_s}$$

donde: A_{ctr} = área de la losa transformada;
 A_s = área de la sección de acero.

Puesto que A_{ctr} varía dependiendo de si la sección compuesta es analizada para carga viva más impacto o carga muerta superimpuesta ($k = 1$ o $k = 3$), necesitan calcularse dos valores K_{c1} y K_{c2} . El área A_s para la sección preliminar del perfil I y cubreplaca de la sección compuesta se toma como A_b , el área del perfil I supuesto. La otra constante requerida es:

$$e' = \frac{Y_2}{d}$$

donde: Y_2 = distancia del acero superior al centroide de la losa;
 d = peralte del perfil I.

Basado en estas propiedades de sección, es posible calcular el módulo de sección para las fibras inferiores y superiores de la sección de acero. Estos valores se usan para calcular el área de acero requerida sobre el patín inferior de la sección de acero. El esfuerzo de compresión en el patín superior de la sección de acero determina el tamaño del perfil I requerido (confirmando el tamaño supuesto) y el esfuerzo debido a tensión en el patín inferior determina el tamaño de la cubreplaca. Teniendo esto en mente, el modulo de sección sobre la fibra del acero superior, de la sección compuesta, es dado en términos de:

$$\frac{S_{sup}}{A_s d} \approx \frac{1}{(0.50) - (0.50 + e')K_c} [(0.50 + e')^2 K_c + 0.165]$$

De manera similar, el módulo de sección en la fibra del acero inferior de la sección compuesta, se define por:

$$\frac{S_{inf}}{A_s d} \approx \frac{1}{(0.50) + (0.50 + e')K_c} [(0.50 + e')^2 K_c + 0.165]$$

Se requiere calcular dos juegos de valores definidos, para $k = 1$ y para $k = 3$.

El área requerida sobre el patín inferior y superior de la sección de acero puede ser calculado por:

$$A_{req} = A_{DL} + A_{LL+I} + A_{SDL}$$

Las áreas separadas se calculan usando los diferentes módulos de sección para la fibra inferior y superior, y el área requerida para resistir sólo cargas muertas es dado como:

$$A_{DL} = S_{DL} \cdot \frac{A_B}{S_B}$$

Para carga viva más impacto y carga muerta superimpuesta, las áreas varían dependiendo de si el patín analizado es el inferior o superior. El valor del área requerida por carga viva más impacto es:

$$A_{LL+I} = \frac{S_{LL+I}}{d} \cdot \frac{A_s d}{S_{sup/inf}}$$

y el área requerida por carga muerta superimpuesta es:

$$A_{SDL} = \frac{S_{SDL}}{d} \cdot \frac{A_s d}{S_{sup/inf}}$$

Una vez que las áreas requeridas en las fibras inferior y superior han sido calculadas, el diseño puede revisar que el perfil I supuesto sea el adecuado, para lo cual debe cumplirse la siguiente condición:

$$A_{req}^{sup} \leq A_B$$

Igualmente, el área de la cubreplaca puede calcularse usando el área requerida de la fibra inferior y el área del perfil I:

$$A_p = \frac{A_{req}^{inf} - A_B}{2}$$

donde: A_p = área requerida de la cubreplaca.

La longitud de cubreplaca se determina generalmente por el momento flexionante sobre el claro del larguero. Las cubreplacas pueden ser clasificadas como completamente largas, significa que éstas corren el claro entero del larguero, o parcialmente largas, significa que éstas se localizan sólo en el centro de la viga.

El sitio donde una cubreplaca parcial termina, se conoce como el punto de corte. Este punto de corte puede definirse como el punto donde el diagrama de momentos para la viga sin cubreplaca intersecta el diagrama de momentos de la viga con cubreplacas. La Figura 4-5 muestra una longitud parcial de cubreplaca con la descripción gráfica de la localización de punto de corte.

Esto es posible también para determinar la longitud requerida aproximada de la cubreplaca a través del uso de una expresión matemática basada en la geometría del diagrama de momentos flexionantes. El punto de corte que se ilustra como la dimensión x , puede calcularse usando la proporción:

$$\frac{x^2}{(L/2)^2} = \frac{b}{y}$$

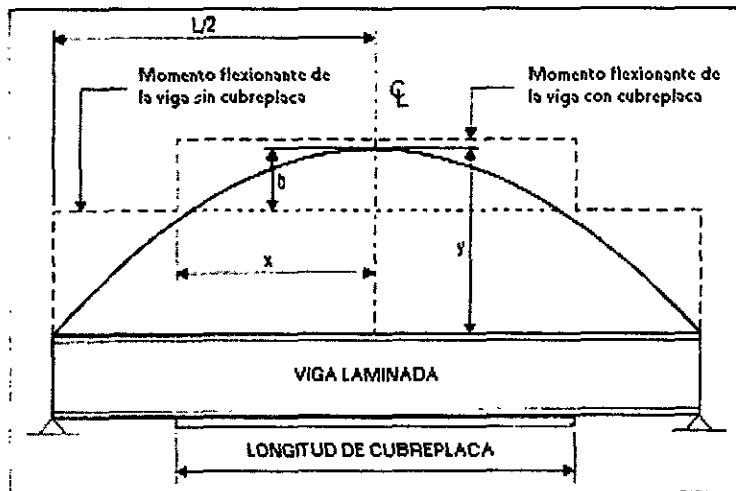


Figura 4.5 Descripción grafica del corte de cubreplaca, basado en la capacidad de momento flexionante

donde: x = la mitad teórica del largo de la cubreplaca;
 L = largo del tramo;
 b = diferencia entre el momento resistente de la viga con y sin cubreplaca;
 y = momento resistente de la viga con cubreplaca.

El momento resistente se calcula usando la formula de la escuadría ($M = fS$) donde f es el esfuerzo permisible del acero usado y S es el módulo de sección de la viga con o sin cubreplaca soldada al perfil I.

La AASHTO especifica que la longitud mínima de una cubreplaca agregada a una viga es:

$$L_p = 2d + 3$$

donde: L_p = Largo mínimo de la cubreplaca;
 d = Peralte de la viga.

Además, el extremo del segmento de cubreplaca debe extenderse "más allá del punto teórico final para la distancia terminal, y éste debe extenderse a una sección donde el rango de esfuerzos en el patín de la viga es igual al rango de esfuerzos permisibles de fatiga del metal base adyacente o de la soldadura de filete". Esto significa que, una vez que el largo teórico es calculado, se agrega una distancia terminal a cada extremo, que es:

- 2 veces el ancho nominal de la cubreplaca cuando no está soldada a lo largo de éstos extremos
- 1 ½ veces el ancho nominal de la cubreplaca que es soldada a lo largo de éstos extremos

Otra constante geométrica, que el diseñador debe observar, es que el ancho de los extremos de un cubreplaca ahusada no puede ser menor que 7.6 cm.

EJEMPLO DE UN PUENTE DE VIGAS COMPUESTAS CON CUBREPLACAS

Diseñar la viga compuesta del ejemplo anterior adicionándole una cubreplaca en el patín inferior. Se parte del valor del módulo de sección transformado, $S_{tr} = 15,901 \text{ cm}^3$. Con este valor se debe elegir, de las Tablas del IMCA, un perfil I preliminar que cumpla con los requerimientos del módulo de sección transformada entre dos ($S_{tr}/2$), por lo que debe elegirse una perfil I con un módulo de sección $S \geq 7,951 \text{ cm}^3$.

Se obtiene que la sección IR914 x 223.9 cumple con el valor del módulo de sección requerido, sus propiedades son las siguientes:

$$A_B = 285.2 \text{ cm}^2$$

$$d = 911 \text{ mm}$$

$$S_B = 8,259 \text{ cm}^3$$

$$I_O = 376,272 \text{ cm}^4$$

Para obtener las constantes requeridas se utilizarán los valores de las áreas de la losa transformada para $k = 1$ y $k = 2$, obtenidos en el ejemplo anterior:

$$A_{ctr1} = 464.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{ctr2} = 154.85 \text{ cm}^2$$

Con éstos valores se pueden calcular las siguientes constantes

$$K_{c1} = \frac{A_{ctr1}}{A_{ctr1} + A_B} = \frac{464.36}{464.36 + 285.2} = 0.6195$$

$$K_{c2} = \frac{A_{ctr2}}{A_{ctr2} + A_B} = \frac{154.85}{154.85 + 285.2} = 0.3519$$

$$Y_2 = \text{chaflan} + \frac{\text{espesor de losa}}{2} = 2.5 + \frac{19.0}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$e' = \frac{Y_2}{d} = \frac{12}{91.1} = 0.1317$$

Los módulos de sección en la fibra del acero superior de la sección compuesta están dados en términos de:

$$\left(\frac{S_{\text{sup}}}{A_b d} \right)_{k=1} \approx \frac{1}{0.5 - (0.5 + 0.1317)0.6195} \left[(0.5 + 0.1317)^2 0.6195 + 0.165 \right] = 3.7934$$

$$\left(\frac{S_{\text{sup}}}{A_b d} \right)_{k=3} \approx \frac{1}{0.5 - (0.5 + 0.1317)0.3519} \left[(0.5 + 0.1317)^2 0.3519 + 0.165 \right] = 1.0998$$

Los módulos de sección en la fibra del acero inferior de la sección compuesta se obtienen como:

$$\left(\frac{S_{\text{sup}}}{A_b d} \right)_{k=1} \approx \frac{1}{0.5 + (0.5 + 0.1317)0.6195} \left[(0.5 + 0.1317)^2 0.6195 + 0.165 \right] = 0.4625$$

$$\left(\frac{S_{\text{sup}}}{A_b d} \right)_{k=3} \approx \frac{1}{0.5 + (0.5 + 0.1317)0.3519} \left[(0.5 + 0.1317)^2 0.3519 + 0.165 \right] = 0.4228$$

El valor de los momentos para las diferentes cargas son:

$$M_{DL} = 78,885 \text{ kg-m}$$

$$M_{SDL} = 30,284 \text{ kg-m}$$

$$M_{LL+I} = 112,175 \text{ kg-m}$$

Con esto valores, y con el esfuerzo permisible de $f_b = 1392 \text{ kg/cm}^2$, se calculan los diferentes módulos de sección:

$$S_{DL} = \frac{78,885 \times 100}{1392} = 5,667 \text{ cm}^3$$

$$S_{SDL} = \frac{30,284 \times 100}{1392} = 2,176 \text{ cm}^3$$

$$S_{LL+I} = \frac{112,175 \times 100}{1392} = 8,059 \text{ cm}^3$$

Calculando las áreas requeridas, separadas, sobre el patín inferior y superior de la sección de acero:

$$A_{DL} = S_{DL} \frac{A_B}{S_B} = 5,667 \frac{285.2}{8,259} = 195.69 \text{ cm}^2$$

$$(A_{SDL})_{\text{sup}} = \frac{S_{SDL}}{d} \frac{A_s d}{S_{\text{sup}}} = \frac{2,176}{91.1} \frac{1}{1.0998} = 21.72 \text{ cm}^2$$

$$(A_{SDL})_{\text{inf}} = \frac{S_{SDL}}{d} \frac{A_s d}{S_{\text{inf}}} = \frac{2,176}{91.1} \frac{1}{0.4228} = 56.49 \text{ cm}^2$$

$$(A_{LL+I})_{\text{sup}} = \frac{S_{LL+I}}{d} \frac{A_s d}{S_{\text{sup}}} = \frac{8,059}{91.1} \frac{1}{3.7934} = 23.32 \text{ cm}^2$$

$$(A_{LL+I})_{\text{inf}} = \frac{S_{LL+I}}{d} \frac{A_s d}{S_{\text{inf}}} = \frac{8,059}{91.1} \frac{1}{0.4625} = 191.27 \text{ cm}^2$$

Revisando que el perfil I supuesto cumpla con el área requerida superior:

$$A_{\text{req}}^{\text{sup}} = 195.69 + 21.72 + 23.32 = 240.73 \text{ cm}^2 \leq A_B, \text{ ok}$$

El área de la cubreplaca se calcula con el área requerida inferior y es igual a:

$$A_{\text{req}}^{\text{inf}} = 195.69 + 56.49 + 191.27 = 443.45 \text{ cm}^2$$

$$A_p = \frac{A_{\text{req}}^{\text{inf}} - A_B}{2} = \frac{443.45 - 285.20}{2} = 79.12 \text{ cm}^2$$

Se puede seleccionar una placa de 25.4 x 3.17 cm (10 x 1.25 in), con un área de 80.64 cm y un momento de inercia de 67.42 cm⁴.

Para el momento de inercia que resiste sólo la carga muerta se considera la sección de acero y la placa, por lo que, para éste caso:

ELEMENTO	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
IR914 x 223.9	285.2	48.7	13,889	676,406	376,272
PLACA	80.6	1.6	129	206	67
TOTALES	365.8		14,018	676,612	376,339

$$I_z = \sum I_o + \sum AY^2 = 376,339 + 676,612 = 1,052,951 \text{ cm}^4$$

$$Y_{DL} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{14,018}{365.8} = 38.3 \text{ cm}$$

$$I_{DL} = I_z - (\sum A) Y_{DL}^2 = 1,052,951 - (365.8) 38.3^2 = 516,363 \text{ cm}^4$$

Para el momento de inercia que resiste carga viva más impacto, el área y el momento de inercia de la losa transformada se calculan usando el valor de $k = 1$:

ELEMENTO	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
IR914 x 223.9	285.2	48.7	13,889	676,406	376,272
PLACA	80.6	1.6	129	206	67
LOSA (k=1)	464.4	106.3	49,366	5'247,576	13,969
TOTALES	830.2		63,384	5'924,188	390,308

$$I_z = \sum I_o + \sum AY^2 = 390,308 + 5'924,188 = 6'314,496 \text{ cm}^4$$

$$Y_{LL+I} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{63,384}{830.2} = 76.3 \text{ cm}$$

$$I_{LL+I} = I_z - (\sum A)Y_{LL+I}^2 = 6'314,496 - (830.2)76.3^2 = 1'481,329 \text{ cm}^4$$

Para el momento de inercia que resiste carga muerta superimpuesta, el área y el momento de inercia de la losa transformada se calculan usando el valor de $k = 3$:

ELEMENTO	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
IR914 x 223.9	285.2	48.7	13,889	676,406	376,272
PLACA	80.6	1.6	129	206	67
LOSA (k=3)	154.8	106.3	16,455	1'749,192	4,658
TOTALES	520.6		30,473	2'425,804	380,997

$$I_z = \sum I_o + \sum AY^2 = 380,997 + 2'425,804 = 2'806,801 \text{ cm}^4$$

$$Y_{SDL} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{30,473}{520.6} = 58.5 \text{ cm}$$

$$I_{SDL} = I_z - (\sum A)Y_{SDL}^2 = 2'806,801 - (520.6)58.5^2 = 1'025,178 \text{ cm}^4$$

Revisando los esfuerzos sobre la fibra inferior de la sección de acero:

$$f_{DL} = \frac{M_{DL}c}{I_{DL}} = \frac{78,885 \times 38.3 \times 100}{516,363} = 585.11 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{LL+I} = \frac{M_{LL+I}c}{I_{LL+I}} = \frac{112,175 \times 76.3 \times 100}{1'481,329} = 577.79 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{SDL} = \frac{M_{SDL}c}{I_{SDL}} = \frac{30,284 \times 58.5 \times 100}{1'025,178} = 172.81 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{inf} = f_{DL} + f_{LL+I} + f_{SDL} = 1,335.71 \text{ kg / cm}^2 < F_b = 1,392 \text{ kg / cm}^2$$

Revisando los esfuerzos sobre la fibra superior de la sección de acero:

$$f_{DL} = \frac{M_{DL}c}{I_{DL}} = \frac{78,885x(94.3 - 38.3)x100}{516,363} = 855.51 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{LL+I} = \frac{M_{LL+I}c}{I_{LL+I}} = \frac{112,175x(94.3 - 76.3)x100}{1'481,329} = 136.31 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{SDL} = \frac{M_{SDL}c}{I_{SDL}} = \frac{30,284x(94.3 - 58.5)x100}{1'025,178} = 105.75 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{\text{sup}} = f_{DL} + f_{LL+I} + f_{SDL} = 1,097.57 \text{ kg} / \text{cm}^2 < F_b = 1,392 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Revisando los esfuerzos sobre la fibra superior del concreto:

$$f_{LL+I} = \frac{M_{LL+I}c}{k \cdot n \cdot I_{LL+I}} = \frac{112,175x(115.8 - 76.3)x100}{1x9x1'481,329} = 33.24 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{SDL} = \frac{M_{SDL}c}{k \cdot n \cdot I_{SDL}} = \frac{30,284x(115.8 - 58.5)x100}{3x9x1'025,178} = 6.27 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_c = f_{LL+I} + f_{SDL} = 39.51 \text{ kg} / \text{cm}^2 < F_c = 100 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Determinación de la longitud teórica de cubreplaca:

Para el tramo de perfil sin cubreplaca, el módulo de sección es únicamente el módulo de sección del perfil, $S_b = 8,259 \text{ cm}^3$. El momento resistente de la viga es igual a:

$$M_b = F_b \cdot S_b = 1,392 \times 8,259 = 11'496,528 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_b = 114.96 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Para el tramo de perfil con cubreplaca, el módulo de sección puede calcularse dividiendo el valor de I_{DL} entre Y_{DL} , obtenidos anteriormente. Así:

$$S_p = \frac{I_{DL}}{Y_{DL}} = \frac{516,363}{383} = 13,482 \text{ cm}^3$$

El momento resistente de la viga con cubreplaca es igual a:

$$M_p = F_b \cdot S_p = 1,392 \times 13,482 = 18'766,944 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_b = 187.67 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Así, la longitud x teórica de la cubreplaca es igual a:

$$\frac{x^2}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} = \frac{b}{y}$$

$$x = \sqrt{\frac{b\left(\frac{L}{2}\right)^2}{y}} = \sqrt{\frac{(187.67 - 114.96)\left(\frac{213}{2}\right)^2}{187.67}} = 6.63\text{m}$$

La longitud teórica total de cubreplaca es $L_p = 2x = 13.26 \approx 13.3$ m., y además ésta longitud debe extenderse una distancia de 2 veces el ancho nominal de la cubreplaca (debido a que no está soldada a lo largo de sus extremos) más allá del punto de corte. Esto es igual a $2 \times 25.4 = 50.8 \approx 51$ cm (a cada lado).

Se debe tener en mente que el cálculo de la longitud de cubreplaca es aproximado, por lo que los esfuerzos en el punto de corte deben revisarse para la viga sin cubreplaca y, en caso de exceder los permisibles, se debe volver a calcular ésta longitud con el esfuerzo total obtenido.

4-6 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTANTE

En el diseño de conectores de cortante es importante tener en mente las dos principales funciones de los conectores, que son:

- resistir los movimientos entre la losa y el larguero
- transmitir la fuerza cortante horizontal

Los tipos principales de conectores de cortante usados son los conectores de tipo perno y los conectores de tipo canal, estos se muestran en la Figura 4-6:

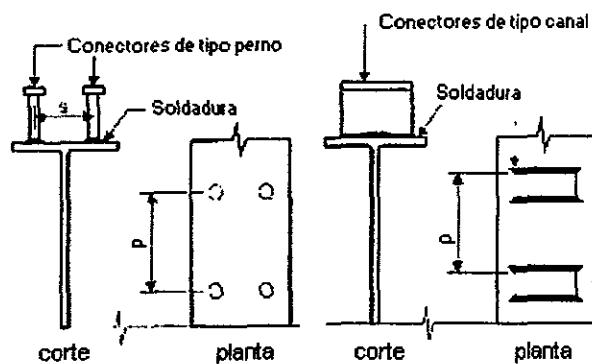


Figura 4.6 Conectores de cortante de perno y de canal

Los requerimientos de la AASHTO indican que los conectores de cortante se diseñan para resistir fatiga y se revisan para que no excedan el esfuerzo permisible último.

En la práctica corriente, el diseño de conectores de cortante se basa en el esfuerzo a flexión último de la viga compuesta, aunque la fatiga puede ser, en ocasiones, el criterio que gobierne el diseño. La fatiga es causada por la repetición de carga y descarga en el miembro estructural. Considerando un comportamiento elástico para analizar los efectos de fatiga, éstos dependen del rango de cortante que actúa sobre un conector, es decir, de la magnitud de esfuerzos considerados. El rango de esfuerzos de cortante es la diferencia entre el esfuerzo cortante máximo y el mínimo. El rango de esfuerzo cortante está definido por la ecuación:

$$S_r = \frac{V_r Q}{I}$$

donde: S_r = rango de cortante horizontal en la interface viga-losa;
 V_r = rango de cortante debido a la carga viva más impacto;
 Q = momento estático alrededor del eje neutro de la viga compuesta;
 I = momento de inercia de la viga compuesta.

Para las conexiones de pernos de cortante, el rango de esfuerzos de cortante debe ser menor o igual que un rango permisible correspondiente al cortante horizontal. Este rango permisible está dado por:

$$Z_r = \alpha d^2$$

donde: Z_r = rango permisible de cortante horizontal en un perno, en kg;
 α = constante basada en el número de ciclos de carga (Tabla 4-1);
 d = diámetro del perno, en cm.

Así, el diseño de conectores de cortante en vigas compuestas debe ser tal que:

$$S_r \leq Z_r$$

Existen tres tamaños estándar de pernos conectores de cortante; éstos son los más comúnmente usados en la construcción de puentes: 5/8, 3/4, 7/8. En la Tabla 4-1 se muestran valores de los rangos permisibles de cortante Z_r para esos pernos y para distintos valores de ciclos de esfuerzo.

Tabla 4-1 Rangos Permisibles de Cortante, Z_r

CICLOS	α	$d = 5/8''$	$d = 3/4''$	$d = 7/8''$
100,000	914.81	2,305	3,320	4,519
500,000	745.92	1,880	2,707	3,648
2,000,000	552.41	1,392	2,005	2,729
más de 2,000,000	387.04	975	1,405	1,912

El número de ciclos usado para definir el rango permisible de esfuerzos, varía dependiendo del tipo de camino en el que se encuentra el puente. El número de ciclos es también afectado por la cantidad de tráfico que circula sobre la estructura.

La Tabla 4-2 muestra el número de ciclos de carga que son usados para varios tipos de caminos. El TDPA representa el tránsito diario promedio anual de vehículos en una sola dirección.

Tabla 4-2 Número de Ciclos de Carga

TIPO DE CAMINO	CASO	TDPA	CAMION DE CARGA	LINEA DE CARGA
Camino de acceso limitado, carreteras principales y calles	I	2,500 o más	2'000,000	500,000
Camino de acceso limitado, carreteras principales y calles	II	menor a 2,500	500,000	100,000
Otros caminos diferentes	III	975	100,000	100,000

Los tipos de pernos conectores de cortante se colocan transversalmente a los largo del patín superior del larguero de acero para formar una fila, las filas de conectores se colocan también una después de otra, longitudinalmente, a lo largo del claro del larguero. El espacio requerido entre las filas de conectores a través del patín de la viga es igual a:

$$p = \frac{n \cdot Z_r}{S_r}$$

donde: p = espacio entre filas de conectores;
 n = número de pernos de cortante en cada fila.

Con respecto a la separación de los conectores de tipo pernos de cortante, la regla general es: a mayor diámetro de los pernos de cortante, mayor espacio. En general la AASHTO limita el espacio de conectores de cortante a 61 cm, la excepción a la regla existe sobre los soportes interiores de largueros continuos longitudinales.

Los pernos de cortante pueden ser espaciados igualmente a lo largo del larguero en base al cortante promedio. Sin embargo, se puede obtener una gran economía por el uso de espaciamiento variable basado en el cortante horizontal a lo largo del larguero. Para un puente de tramo simple, el número de pernos de cortante sobre el final de la viga es mayor que en el centro del tramo.

Restricciones geométrica adicionales

En adición al espaciamiento longitudinal de conectores de cortante, estos son otros parámetros geométricos que afectan al tamaño y localización de los conectores de

pernos de cortante, en una dirección transversal, el conector de cortante en una fila no debe ser menor que 2.5 cm del borde del patín del larguero al borde del conector de cortante. El espacio mínimo entre pernos de cortante está definido como:

$$s \geq 4 \cdot d$$

donde: s = espacio centro a centro entre conectores en una fila;
 d = diámetro del perno.

Estos también deben estar por lo menos 5 cm cubiertos de concreto sobre la parte superior del conector de cortante. El perno conector también debe extender por lo menos 5 cm arriba del superior de la cubierta de losa de concreto. Otra restricción geométrica es que la proporción de la longitud del conector a su diámetro no debe ser menor que 4.

Esfuerzo último

Una vez que los conectores han sido diseñados por fatiga, éstos pueden ser revisados por esfuerzo último. En la última edición del código de diseño de puentes, la AASHTO especifica que el esfuerzo último de todos los conectores de cortante puede ser mayor o igual a el esfuerzo último de la losa de concreto a compresión o el larguero de acero a tensión. Se toma el menor de los dos valores. La AASHTO establece diferencias entre secciones de un tramo cuando éstas corresponden a:

- momento máximo positivo
- momento máximo negativo
- puntos de inflexión

La primera condición ocurre en tramos simplemente apoyados y el último de los dos criterios es fundado en puentes continuos longitudinales. Cuando consideramos los puntos de momento máximo positivo, el esfuerzo último en tensión del larguero de acero es dado por:

$$P_1 = A_s F_y$$

donde: P_1 = fuerza en la losa;
 A_s = área total del larguero de acero incluyendo cubreplacas;
 F_y = esfuerzo mínimo de fluencia del acero usado.

Igualmente, el esfuerzo último de compresión en la losa de concreto está dado por la expresión:

$$P_2 = 0.85 f'_c b_{eff} t$$

donde: P_2 = fuerza en la losa;
 f_c = esfuerzo de Compresión del concreto;
 b_{eff} = ancho efectivo del patín;
 t = espesor de la losa de concreto.

Para conectores de tipo perno de cortante, el esfuerzo último del conector es:

$$S_u = 0.4d^2\sqrt{f_c E_c}$$

donde: S_u = esfuerzo último de un conector de cortante simple, kg;
 d = diámetro del conector, cm;
 f_c = esfuerzo de Compresión del concreto, kg/cm²;
 E_c = módulo de elasticidad del concreto, kg/cm².

Una vez que los tres esfuerzos últimos han sido calculados, es posible calcular el número mínimo de conectores de cortante requeridos. Es importante notar que el número de conectores de cortante calculado usando el método de esfuerzos últimos se usa para revisar el número determinado usando el criterio de falla por fatiga. El número de conectores especificado para el diseño final debe satisfacer ambos criterios. Teniendo esto en mente, el número mínimo de conectores de cortante está dado como:

$$N_1 = \frac{P}{\phi \cdot S_u}$$

donde: N_1 = número de conectores de cortante;
 P = fuerza en la losa;
 ϕ = factor de reducción = 0.85;
 S_u = esfuerzo último de un conector de cortante.

El número de conectores de cortante, es el número mínimo de conectores requerido entre los puntos de momento máximo y los soportes extremos adyacentes. El valor de P usado es el menor de los esfuerzos de compresión último en el concreto y el esfuerzo de tensión último en el acero.

La Tabla 4-3 presenta varios valores de esfuerzo último en conectores de cortante para diferentes esfuerzos en el concreto. Estos valores se basan en la ecuación de esfuerzo último de un conector así como en la ecuación del módulo de elasticidad del concreto. El calculista debe tener en mente que éstos valores deben ser multiplicados por el factor de reducción de 0.85.

Tabla 4-3 Esfuerzo último de un conector, S_u

Díámetro de perno	$f'_c = 250$	$f'_c = 300$	$f'_c = 350$
5/8 in	7,499	8,598	9,652
3/4 in	10,799	12,381	13,898
7/8 in	14,698	16,852	18,917

Otra causa potencial de error es cuando el calculista utiliza el ancho efectivo del patín transformado en la ecuación del esfuerzo de compresión en la losa. Se debe usar el ancho de patín efectivo completo de la losa, en los cálculos del esfuerzo de compresión último de la losa de concreto.

En áreas entre momento máximo positivo y momento máximo negativo adyacente, el número mínimo de conectores de cortante requeridos está dado por:

$$N_2 = \frac{P + P_3}{\phi \cdot S_u}$$

donde: N_2 = número de conectores de cortante;
 P = mínimo de P_1 y P_2 ;
 P_3 = fuerza de la losa en los puntos de momento negativo máximo;
 ϕ = factor de reducción = 0.85;
 S_u = esfuerzo último de un conector de cortante.

La fuerza en la losa sobre los puntos de momento máximo negativo se toma como cero cuando el refuerzo que se localiza en la parte superior de la superficie de la losa del concreto no se usa al calcular las propiedades de la sección compuesta que resiste momentos negativos. De otra manera, esta fuerza se calcula por la siguiente ecuación:

$$P_3 = A_s^r \cdot F_y^r$$

donde: P_3 = fuerza en la losa sobre el momento máximo negativo;
 A_s^r = área total del refuerzo dentro del patín efectivo;
 F_y^r = esfuerzo mínimo de fluencia del acero de refuerzo.

Así que, para puentes con tramos continuos, el valor de N_2 debe ser usado en conjunto con el valor de N_1 , o más bien como una substitución completa de este.

Esta expresión toma en cuenta los efectos causados por el acero de refuerzo que corre paralelo a los miembros primarios que actúan como parte de la sección compuesta. En regiones de momento positivo, éste acero longitudinal típicamente es ignorado, puesto que éste impacto es insignificante, la compresión es tomada por la

losa y la tensión por el larguero de acero. En regiones de momento negativo, sin embargo, ocurre exactamente lo contrario. Debido a la mala respuesta del concreto en tensión, las propiedades en tensión del acero de refuerzo longitudinal en la losa son significativamente más importante en regiones de momento negativo.

La condición de si el acero de refuerzo se toma o nó como parte de la sección compuesta, es una opción que es dejada al diseñador. Como mencionamos antes, si el acero de refuerzo longitudinal no se toma como parte de la sección compuesta, el valor de P_3 es cero. Si éste es el caso, entonces, adicionalmente deben ser provistos conectores de cortante sobre los puntos de inflexión.

El número de conectores de cortante adicionales requeridos sobre los puntos de inflexión para cada viga se obtiene como:

$$N_c = \frac{A_r^s \cdot f_r}{Z_r}$$

donde: N_c = número de conectores adicionales requeridos;
 A_r^s = área total del refuerzo longitudinal de la losa para cada viga sobre soportes interiores;
 f_r = rango de esfuerzos debidos a carga viva más impacto en el refuerzo de la losa sobre soportes interiores;
 Z_r = rango permisible de cortante horizontal.

Si no es posible un cálculo exacto de f_r , un valor supuesto de 700 kg/cm² puede usarse en su lugar. Estos conectores adicionales se colocan después para los puntos de inflexión de carga muerta dentro de una distancia que se define como:

$$d = \frac{b_{eff}}{3}$$

donde: b_{eff} = ancho efectivo del patín.

Cualquier campo de empalme debe ser localizado de modo que no interfiera con los conectores de cortante.

Conectores tipo canal

En adición a los conectores de tipo perno, se usan también los canales conectores de cortante. Su popularidad en construcciones son, en ninguna forma cercana a la de pernos conectores; sin embargo, la AASHTO ofrece especificaciones de diseño pertinentes para sus uso en puentes carreteros.

Desde un punto de vista geométrico, el espacio entre conectores de tipo canal es algo diferente del usado para pernos conectores. Mientras que el espacio de conectores de tipo perno es la distancia medida de centro a centro entre pernos en una dirección longitudinal, el espacio de conectores de canal es la distancia del extremo de un canal al extremo del siguiente canal inmediato.

Por lo demás, el diseño de conectores de tipo canal es idéntico al de los pernos conectores. La principal diferencia yace en el cálculo del rango de esfuerzos permisibles y del esfuerzo último del conector. El rango de esfuerzo permisible para un canal conector de cortante está dado como:

$$Z_r = Bw$$

donde: Z_r = rango permisible de cortante horizontal en un perno conector;
 B = constante basada en el número de ciclos de esfuerzo (Tabla 4-4);
 w = ancho del canal conector.

Tabla 4-4 Constante B

CICLOS	B
100,000	714.96
500,000	536.22
2'000,000	428.98
más de 2'000,000	375.35

El esfuerzo último de un canal conector de cortante es también diferente al usado para un perno conector. Para un canal conector, el esfuerzo último de un conector individual está dado como:

$$S_u = 145.9 \left(h + \frac{t}{2} \right) W \sqrt{f'_c}$$

donde: S_u = esfuerzo último de un conector de cortante simple;
 h = el espesor de patín promedio del patín del canal;
 t = espesor del alma del canal;
 W = largo del canal;
 f'_c = esfuerzo de compresión del concreto usado.

El resto del criterio de diseño para canales conectores es el mismo que para pernos conectores.

EJEMPLO DE CONECTORES DE CORTANTE

Diseñar los conectores de cortante de tipo perno, para la viga del ejemplo anterior. Los datos que se utilizan son los siguientes:

claro = 21.3 m.

separación de los Largueros = 2.2 m.

factor de distribución = 1.31

factor de Impacto = 1.26

En los apoyos se calcula el factor de distribución considerando que la losa entre largueros actúa como una viga simple, de la Figura 4-7 se obtiene:

$$FD_{apoyo} = 1 + \frac{0.37}{2.2} + \frac{0.98}{2.2} = 1.61$$

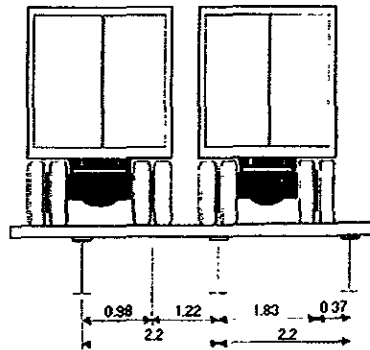


Figura 4.7 Factor de distribución en los apoyos

El cortante máximo por carga viva en el extremo, se obtiene colocando el camión como muestra la Figura 4-8, con lo que se obtiene:

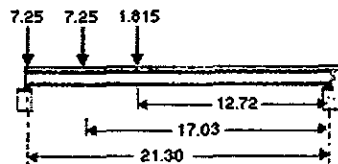


Figura 4.8 Posición del camión para cortante máximo en el extremo

$$V_{LL+I} = 1.26 \left[1.61 \times 7.25 + 1.31 \left(7.25 \times \frac{17.03}{21.3} + 1.815 \times \frac{12.76}{21.3} \right) \right] = 26.070 \text{ ton}$$

que es igual al rango de cortante en el extremo de la viga.

El rango de cortante máximo por carga viva a la distancia de 2 m. se obtiene colocando el camión como muestran la Figura 4-9, con lo que se obtiene:

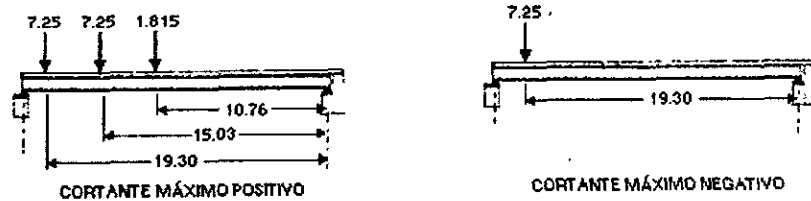


Figura 4.9 Posiciones del camión para cortantes máximos, positivo y negativo, a 2 m. del extremo

$$\text{Positivo } V_{LL+I} = 1.26 \times 1.31 \left(7.25 \times \frac{19.3}{21.3} + 7.25 \times \frac{15.03}{21.3} + 1.815 \times \frac{10.76}{21.3} \right) = 20.801 \text{ ton}$$

$$\text{Negativo } V_{LL+I} = 1.26 \times 1.31 \left(7.25 \times \frac{19.3}{21.3} - 7.25 \right) = -1.124 \text{ ton}$$

El rango de cortante es igual a $20.801 - (-1.124) = 21.925 \text{ ton}$

El rango de cortante máximo por carga viva a la distancia de 4.27 m. se obtiene colocando el camión como muestran la Figura 4-10, con lo que se obtiene:

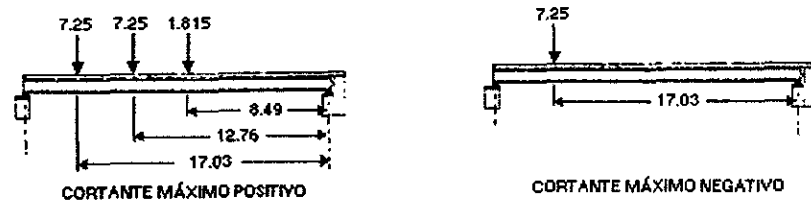


Figura 4.10 Posiciones del camión para cortantes máximos, positivo y negativo, a 4.27 m. del extremo

$$\text{Positivo } V_{LL+I} = 1.26 \times 1.31 \left(7.25 \times \frac{17.03}{21.3} + 7.25 \times \frac{12.76}{21.3} + 1.815 \times \frac{8.49}{21.3} \right) = 17.931 \text{ ton}$$

$$\text{Negativo } V_{LL+I} = 1.26 \times 1.31 \left(7.25 \times \frac{17.03}{21.3} - 7.25 \right) = -2.399 \text{ ton}$$

El rango de cortante es igual a $17.931 - (-2.399) = 20.330 \text{ ton}$

El rango de cortante máximo por carga viva, en el centro del claro, se obtiene colocando el camión como muestran la Figura 4-11, con lo que se obtiene:

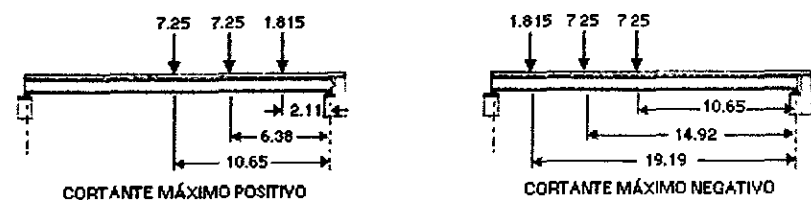


Figura 4.11 Posiciones del camión para cortantes máximos, positivo y negativo, en el centro del claro

$$\text{Positivo } V_{LL+I} = 1.26 \times 1.31 \left(7.25 \times \frac{10.65}{21.3} + 7.25 \times \frac{6.38}{21.3} + 1.815 \times \frac{2.11}{21.3} \right) = 9.865 \text{ ton}$$

$$\text{Negativo } V_{LL+I} = 1.26 \times 1.31 \left(1.815 \times \frac{19.19}{21.3} + 7.25 \times \frac{14.92}{21.3} + 7.25 \times \frac{10.65}{21.3} - 16.315 \right) = -9.865 \text{ ton}$$

El rango de cortante es igual a $9.865 - (-9.865) = 19.730 \text{ ton}$

Para el diseño de pernos conectores de cortante por fatiga se consideran 2'000,000 ciclos de carga y pernos de 7/8" de diámetro, con los que se obtiene, de la Tabla 4-1 $Z_r = 2,792 \text{ kg}$.

Sobre el extremo de la viga (sin cubreplaca), las propiedades de la sección que resiste carga viva más impacto se calculan con:

ELEMENTO	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
IR914 x 223.9	285.2	45.55	12,991	591,734	376,272
LOSA (k=1)	464.4	103.1	47,880	4'936,391	13,969
TOTALES	749.6		60,871	5'528,125	390,241

$$I_z = \sum I_o + \sum AY^2 = 390,241 + 5'528,125 = 5'918,366 \text{ cm}^4$$

$$Y_{LL+I} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{60,871}{749.6} = 81.2 \text{ cm}$$

$$I_{LL+I} = I_z - (\sum A)Y_{LL+I}^2 = 5'918,366 - (749.6)81.2^2 = 975,923 \text{ cm}^4$$

La distancia del eje neutro al centroide de la sección compuesta del área de concreto transformada es $91.1 - 81.2 + 2.5 + 9.5 = 21.9 \text{ cm}$. $Q = 464.4 * 21.9 = 10,170 \text{ cm}^3$.

Las propiedades para la viga con cubreplaca que resiste carga viva más impacto se obtienen del ejemplo anterior: La distancia del eje neutro al centroide de la sección compuesta del área de concreto transformada es $92.7 - 76.3 + 2.5 + 9.5 = 28.4 \text{ cm}$. $Q = 464.4 * 28.4 = 13,189 \text{ cm}^3$. $I = 1'481,329 \text{ cm}^4$.

Aplicando las fórmulas vistas anteriormente, y considerando dos pernos por cada fila ($n = 2$), se obtiene la siguiente tabla:

Distancia desde el Soporte	V _r (kg)	Q (cm ³)	I (cm ⁴)	S _r (kg/cm)	Espacio (p) (cm)
0.00	26,070	10,170	975,923	271.7	20.1
2.00	21,925	10,170	975,923	228.5	23.9
4.27	20,330	13,189	1'481,329	181.0	30.2
10.65	19,730	13,189	1'481,329	175.7	31.1

Por lo que los conectores se colocarán de acuerdo a la Figura 4-12:

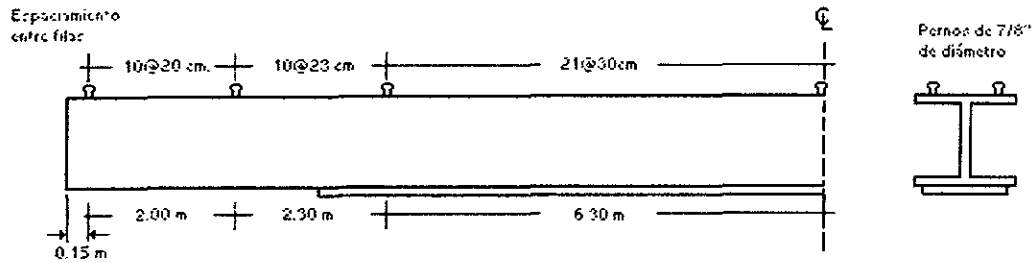


Figura 4.12 Distribución de conectores de cortante

Revisando los conectores por esfuerzo último se obtiene: para un concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, el esfuerzo último del conector $S_u = 14,698 \text{ kg}$, además:

$$P_1 = 365.8 \times 2,530 = 925,474 \text{ kg}$$

$$P_2 = 0.85 \times 250 \times 220 \times 19 = 888,250 \text{ kg, se usa } P = 888,250 \text{ kg}$$

Por lo tanto $N_1 = 888,250 / (0.85 \times 14,698) = 71$ pernos.

De la figura anterior, el número de pernos entre los soportes y la línea central es 86 > 71 , por lo que el diseño por fatiga es adecuado.

Capítulo 5
Conexiones para
elementos de acero

CAPÍTULO 5 CONEXIONES PARA ELEMENTOS DE ACERO

5.1 CONEXIONES REMACHADAS

Durante muchos años, el método aceptado para conectar los miembros de una estructura de acero, fue el remachado. Sin embargo, en años recientes, el uso de remaches ha declinado rápidamente debido al tremendo incremento experimentado por la soldadura, y más recientemente, por el uso de tornillos de alta resistencia.

Los remaches utilizados en el trabajo de construcción, usualmente se fabrican de acero de grado suave, que no se vuelve frágil cuando se calienta y se martillea, o se forja con una pistola de remachar, para formarle la cabeza. El remache usual consiste de un vástago cilíndrico de acero con una cabeza redondeada en un extremo. Se calienta hasta rojo cereza aproximadamente a 980°C , se inserta en el agujero, y se le forma otra cabeza en el otro extremo mediante el uso de una pistola remachadora portátil accionada con aire comprimido. La pistola de remachar tiene una depresión en su extremo para forjar la cabeza del remache con la forma apropiada, aplicando una rápida sucesión de golpes al remache.

Para el remachado en el taller, los remaches se calientan hasta un ligero color rojo cereza y se colocan con un remachador de tipo de presión. Este tipo de remachador, usualmente llamado "prensa de remachar" aprieta el remache con una fuerza del orden de las 50 a 80 ton y embute al remache con un solo golpe; debido a esta gran presión, el remache en su estado plástico llena el agujero en forma muy satisfactoria.

A medida que el remache se enfría, se contrae y aprieta juntamente las partes conectadas. El efecto de apriete realmente ocasiona cierta transferencia de esfuerzos por efecto de fricción desarrollada entre las partes conectadas. La fricción, sin embargo, no es confiable y las especificaciones no aceptan tomarla en cuenta en la resistencia de una conexión. Los remaches se contraen tanto en diámetro como en longitud, y realmente llegan a ser un poco menores que los agujeros que se supone deben llenar. Las resistencias permisibles para remaches se dan en términos de sus áreas transversales nominales antes de colocarlos.

Algunos remaches de taller se colocan en frío mediante tremendas presiones. Obviamente, el proceso de instalación en frío es para remaches de dimensiones pequeñas, del orden de $\frac{3}{4}$ " de diámetro o menores, aunque para diámetros mayores ha sido utilizado con éxito. Los remaches manejados en frío rellenan mejor los agujeros, eliminan el costo de calentamiento, y son más resistentes debido al hecho de

que el acero es trabajado en frío. Sin embargo, hay una reducción en la fuerza de agarre, ya que los remaches no se contraen después de colocados y no desarrollan fricción entre las partes conectadas.

Las cabezas de los remaches son redondeadas generalmente y se les llama cabezas de botón pero, por requisitos de distancia libre, las cabezas a veces son planas o abocardadas y enrasadas, como se muestran en la Figura 5-1.

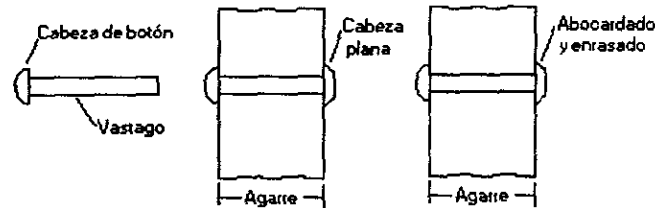


Figura 5.1 Tipos de remaches

TIPOS DE REMACHES

Los tres principales tipos de remaches de uso estructural clasificados por la ASTM se describen a continuación:

Remaches tipo A502, grado 1. Se usa para la mayoría de los trabajos de estructuras (cuando se requieren remaches), incluyendo las estructuras de acero de alta resistencia; son de bajo contenido de carbono, de alrededor de 0.80 por ciento, son menos resistentes que el acero estructural al carbón ordinario, y tienen mayor ductilidad. El hecho de que estos remaches sean más fáciles de manejar que los remaches de alta resistencia, es, con seguridad la razón principal de que se usen casi universalmente, sin tomar en cuenta la resistencia del acero usado en los miembros estructurales.

Remaches tipo A502, grado 2. Estos remaches de acero al carbono-manganeso tiene alta resistencia, mayor que los remaches de grado 1 y fueron desarrollados para los aceros de alta resistencia. Estos remaches tienen más carbón y son más duros que los remaches de grado 1. Su alta resistencia permite al calculista utilizar menos remaches en conexiones y, por tanto, placas de unión más pequeñas. Son considerablemente más costosos que los remaches de grado 1.

Remaches tipo A502, grado 3. Estos remaches tienen las mismas resistencias nominales que los de grado 2, pero tienen una resistencia mucho mayor a la corrosión atmosférica, igual a aproximadamente cuatro veces la de los remaches de acero al carbono sin cobre.

5.2 CONEXIONES ATORNILLADAS

El montaje de estructuras de acero, por medio de tornillos, es un proceso que además de ser muy rápido; requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura.

Los diferentes tipos de tornillos que pueden utilizarse para conectar miembros de acero estructural son los siguientes:

Tornillos comunes. Se fabrican de acero al bajo carbón y son el tipo más barato de que se dispone para hacer conexiones, la ASTM los clasifica como A307. Estos tornillos tienen una espiga algo más áspera, así como las superficies de contacto, ya que no se tiene tanto cuidado en su fabricación. Se deben usar en lo posible, en aplicaciones estructurales de cargas estáticas y relativamente pequeñas.

Tornillos de alta resistencia. Se fabrican de acero al medio carbón tratados térmicamente, de aleaciones especiales de acero y su resistencia a la tensión es varias veces la de los tornillos comunes. Aunque son un tipo relativamente nuevo de sujeción para acero estructural son, por ahora, el método de conexión en obra más popular. Estos tornillos se desarrollaron para vencer la debilidad de los remaches principalmente la baja resistencia a la tensión. Los tornillos de alta resistencia se aprietan hasta quedar sujetos a esfuerzos de tensión muy altos. Las partes conectadas quedan sujetas al máximo entre la cabeza del tornillo y la tuerca, permitiendo que las cargas sean transferidas principalmente por fricción.

Los tornillos de alta resistencia se clasifican, por la ASTM, en los tipos A325 y A490. El tornillo A325 se fabrica de acero al medio carbón y obtiene su resistencia del tratamiento térmico, templado y revenido.

Las juntas que se obtienen utilizando tornillos de alta resistencia son superiores a las juntas remachadas en comportamiento y economía, y se han convertido en el método que marca la pauta para el montaje de miembros de acero estructural. Entre muchas de las ventajas de los tornillos de alta resistencia, que parcialmente explican su rápido progreso, están las siguientes:

1. Se requiere menor número de personas para atornillar que para remachar
2. Se requiere menor número de tornillos para suministrar la misma resistencia
3. Las juntas atornilladas se pueden realizar por hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas o remachadas
4. Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas

5. Pruebas de resistencia en conexiones remachadas y atornilladas muestran que las conexiones atornilladas tienen una mayor resistencia a la fatiga
6. Se puede desensamblar fácilmente las conexiones atornilladas, cuando la estructura requiera cambios.

Los tornillos de alta resistencia se colocan en agujeros con diámetro 1/16" mayor que el diámetro de los pernos, y usualmente se aprietan a una tensión mínima igual a la carga de prueba del tornillo. La carga de prueba del tornillo es un límite superior del límite de proporcionalidad o límite elástico, y es igual aproximadamente al 70 por ciento de la resistencia última a la tensión de los pernos A325.

Las cargas transferidas entre los miembros de juntas remachadas se consideran generalmente transferidas por corte en los remaches, aunque por mucho tiempo se ha sabido, con toda certeza que la transferencia se realiza principalmente por medio de la fricción entre las placas conectadas.

5.3 DISEÑO DE SEGUROS (REMACHES Y TORNILLOS)

Los tipos de juntas sujetas a fuerzas axiales se muestran en la Figura 5-2, éstas son:

La junta traslapada: En esta junta, los miembros están simplemente sobrepuestos y conectados entre sí por grupos de seguros. Las cargas en las placas tenderán a degollar los seguros de conexión en el plano de contacto entre las placas y a apoyarse contra los lados de los pernos. Estos conectores se encuentran entonces en condiciones de corte simple y aplastamiento. La junta traslapada tiene el inconveniente de que el eje de gravedad de la fuerza en un miembro no es colineal con el eje de gravedad de la fuerza en el otro miembro, se presenta un par que causa flexión en la conexión. Por esta razón, la junta traslapada, que se usa sólo para conexiones menores, debe diseñarse con dos conectores por lo menos en cada línea paralela a la longitud del miembro para evitar la falla por flexión.

La junta a tope: En ésta junta, se conectan tres miembros y los remaches tienden a degollarse en los dos planos de contacto entre los miembros. Los miembros se apoyan sobre los remaches y se dice que éstos se encuentran sometidos a cortante doble y aplastamiento. La unión a tope es más deseable que la junta traslapada por dos razones principales:

1. La fuerza total de corte se divide en dos partes, por lo que la fuerza en cada plano es sólo de la mitad de la que sería en una junta traslapada.
2. Se consigue una condición de carga más simétrica, habiendo una reducción o eliminación de flexión en la junta, como la descrita para juntas traslapadas.

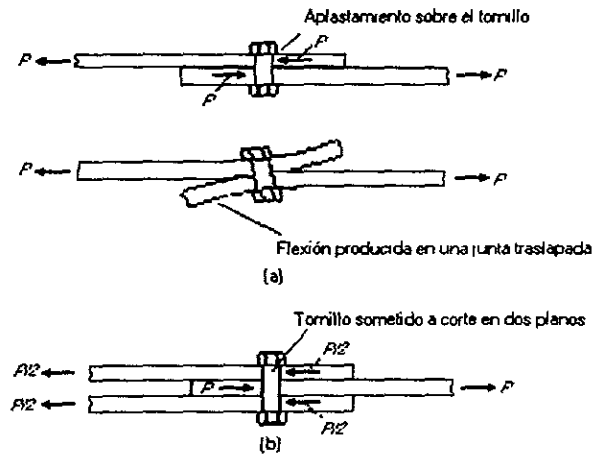


Figura 5.2 a) Junta traslapada b) Junta a tope

Fallas en las Juntas

La Figura 5-3 muestra varias maneras como pueden ocurrir las fallas en las juntas. Para diseñarlas adecuadamente es necesario entender claramente éstas posibilidades, las cuales se describen a continuación

1. La posibilidad de falla en una junta traslapada por corte del seguro en el plano entre los miembros (cortante simple), se muestra en el inciso (a).
2. En el inciso (b) se muestra la posibilidad de una falla a tensión de las placas a través del agujero del seguro.
3. En el inciso (c) se muestra la posibilidad de falla del seguro o de la placa por aplastamiento entre ambos.
4. En el inciso (d) se muestra otro posible desgarramiento del miembro.
5. En el inciso (e) se muestra la falla por cortante doble en dos planos del seguro.

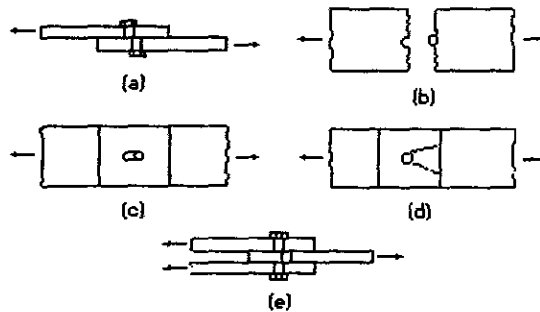


Figura 5.3 Fallas en juntas

Resistencia al cortante. Se supone que las cargas por transmitirse son mayores que la resistencia a la fricción generada por los seguros; como consecuencia, se presenta un pequeño deslizamiento entre los miembros conectados, quedando los seguros sometidos a corte y aplastamiento.

Resistencia al aplastamiento. Existen conexiones donde la resistencia de la junta se toma como una combinación de la resistencia a cortante del conector y el aplastamiento del material conectado contra el conector.

El diseño de las conexiones tanto de fricción como de aplastamiento implica el uso de esfuerzos de cortante permisibles. Ambos tipos de juntas, además de diseñarse por cortante, se verifican por rutina para tensión en la sección neta y para aplastamiento del material conectado contra el conector.

Las especificaciones AASHTO proponen valores de los esfuerzos permisibles para remaches y tornillos sujetos a diferentes tipos de cargas en el plano de deslizamiento de los miembros. Estos se muestran en las Tablas 5-1 y 5-2.

Tabla 5-1 Esfuerzos permisibles para tornillos y remaches de acero de bajo carbono, introducidos a presión

Tipo de Seguro	Tensión kg/cm ²	Aplastamiento kg/cm ²	Cortante kg/cm ²
(A) Tornillos de acero de bajo carbono (ASTM A307)	1,265	1,406	773
(B) Remaches introducidos a presión (por martillos neumáticos o eléctricos):			
Remaches de acero estructural grado 1 (ASTM A502, grado 1)	-	2,812	949
Remaches de acero estructural grado 2 (ASTM A502, grado 2)	-	2,812	1,406

Tabla 5-2 Esfuerzos permisibles para tornillos de alta resistencia y para materiales de los elementos conectados

Condición de carga	AASHTO M164 (ASTM A325) kg/cm ²	AASHTO M253 (ASTM A490) kg/cm ²
Tensión estática aplicada	2,671	3,304
Cortante, F_v , en tornillos con rosca en el plano de cortante	1,336	1,687
Aplastamiento, F_p , en materiales conectados con agujeros de tamaño estándar, holgados, de ranura corta cargados en cualquier dirección, o agujeros de ranura larga paralelos a la aplicación de la fuerza de aplastamiento	$\frac{0.5L_c F_u}{d} \leq F_u$	
Aplastamiento, F_p , en materiales conectados con agujeros de ranura larga perpendiculares a la aplicación de la fuerza de aplastamiento	$\frac{0.4L_c F_u}{d} \leq 0.8F_u$	

L_c = distancia libre entre agujeros o la distancia entre el agujero extremo y el borde del material en la dirección de la aplicación de la fuerza de aplastamiento.

F_u = esfuerzo de tensión mínimo especificado del material conectado.

d = diámetro nominal del tornillo.

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

Al proporcionar seguros para cortante o tensión, se usará el área de la sección transversal basada en el diámetro nominal del seguro. Para la resistencia por aplastamiento, el área efectiva de soporte de un seguro es igual al diámetro multiplicado por el espesor de la placa en que se apoya el seguro, excepto en placas de espesores menores de 3/8", con seguros de cabeza abocardadas en las que el área de abocardado no se considera para resistir esfuerzos, y en placas con espesores de 3/8" y mayores, en que la mitad de la profundidad del abocardado deberá ser omitido en los cálculos del área de soporte.

Los agujeros de tamaño estándar son de 1/16" mayores al diámetro que los correspondientes tornillos y remaches, además hay tres tipos de agujeros agrandados: holgados, de ranura corta y de ranura larga. Los agujeros holgados en ocasiones son muy útiles para acelerar el proceso de montaje de la estructura.

Seguros sujetos a corte excéntrico

Los grupos de seguros cargados excéntricamente, están sujetos a corte y a momento de flexión, aunque las conexiones sujetas a corte excéntrico parezcan raras, en realidad son muy comunes.

Suponiendo que los seguros de la Figura 5-4 se encuentran sometidos a una carga P , que tiene una excentricidad e con respecto al centro de gravedad del grupo de tornillos. Para considerar la condición de fuerzas en los seguros, esta fuerza se puede sustituir por una fuerza P actuando en el centro de gravedad del grupo de seguros y un par de torsión como se muestra en la Figura 5-4. La fuerza de un seguro en el grupo determinado debe, por lo tanto, ser igual a P dividida entre el número de tornillos en el grupo, más la fuerza debida al momento ocasionado por el par de torsión.

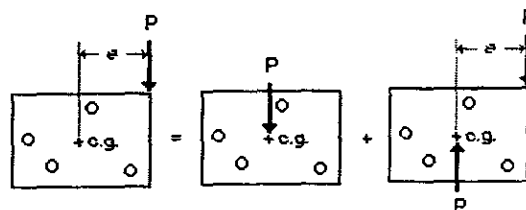


Figura 5.4 Seguros sujetos a corte excéntrico

Considerando sólo el momento producido por el par. En la Figura 5-5, d_1 , d_2 , etc., representan las distancias de cada seguro al centro de gravedad del grupo. El momento producido por el par tiende a hacer girar la placa alrededor del centro de gravedad de la conexión deformando a un determinado seguro, proporcionalmente a su distancia al centro de gravedad. (Para esta deducción, las placas de unión se consideran como perfectamente rígidas y los seguros como perfectamente elásticos). La rotación mayor

ocurre en el seguro cuya distancia al centro de gravedad es máxima como debe ser el esfuerzo, ya que éste es proporcional a la deformación en el intervalo elástico.

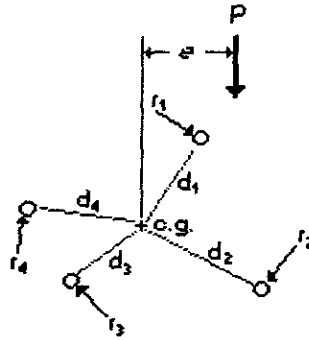


Figura 5.5 Momento producido por el par

Se considera que la rotación produce las fuerzas r_1, r_2, r_3 y r_4 , respectivamente, en los seguros de la figura. El momento transmitido a los seguros debe equilibrarse con los momentos resistentes de éstos como sigue:

$$M_{c.g.} = Pe = r_1 d_1 + r_2 d_2 + r_3 d_3 + r_4 d_4$$

Como la fuerza causada en cada seguro es directamente proporcional a su distancia al centro de gravedad, puede escribirse la siguiente expresión:

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{r_2}{d_2} = \frac{r_3}{d_3} = \frac{r_4}{d_4}$$

y escribiendo cada r en términos de r_1 y d_1 ,

$$r_1 = \frac{r_1 d_1}{d_1} \quad r_2 = \frac{r_1 d_2}{d_1} \quad r_3 = \frac{r_1 d_3}{d_1} \quad r_4 = \frac{r_1 d_4}{d_1}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (1) y simplificando:

$$M = \frac{r_1 d_1^2}{d_1} + \frac{r_1 d_2^2}{d_1} + \frac{r_1 d_3^2}{d_1} + \frac{r_1 d_4^2}{d_1} = \frac{r_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2)$$

Por lo tanto,

$$M = \frac{r_1 \sum d^2}{d_1}$$

La fuerza en cada seguro, puede escribirse como sigue:

$$r_1 = \frac{Md_1}{\sum d^2} \quad r_2 = \frac{Md_2}{\sum d^2} \quad r_3 = \frac{Md_3}{\sum d^2} \quad r_4 = \frac{Md_4}{\sum d^2}$$

Cada valor de r es perpendicular a la línea trazada desde el centro de gravedad hasta el seguro correspondiente. Por lo general es más conveniente representarlos por sus componentes vertical y horizontal. Al respecto, se hace referencia en la Figura 5-6.

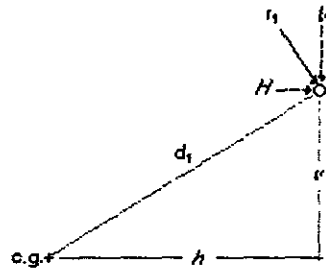


Figura 5.6 Componentes de las fuerzas

Las componentes vertical y horizontal de la distancia d_1 están representadas por v y h , respectivamente, y las componentes horizontal y vertical de la fuerza r_1 están representadas por H y V , respectivamente, en esta figura. Ahora es posible escribir la siguiente relación, de la que puede obtenerse H .

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{H}{v} \quad H = \frac{r_1 v}{d_1} = \left(\frac{M d_1}{\sum d^2} \right) \left(\frac{v}{d_1} \right)$$

Por lo tanto,

$$H = \frac{Mv}{\sum d^2}$$

Mediante un procedimiento semejante se encuentra V

$$V = \frac{Mh}{\sum d^2}$$

5.4 CONEXIONES SOLDADAS

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. La adopción de soldadura estructural fue muy lenta durante varias décadas, porque se pensaba que la soldadura tenía dos grandes desventajas:

1. Que tenía poca resistencia a la fatiga, en comparación con las conexiones remachadas.
2. Que era imposible asegurar una alta calidad de soldadura si no se contaba con una inspección amplia y costosa.

En la actualidad la mayoría de los ingenieros están de acuerdo en que existe una pequeña diferencia entre la resistencia a la fatiga de las juntas remachadas y las soldadas. También se admite que las reglas que gobiernan la clasificación de los soldadores, las mejores técnicas de aplicación y los requerimientos para la mano de obra especializada, hacen de la inspección de la soldadura un problema de mucho menor dificultad.

Algunas de las ventajas que la soldadura ofrece son que el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso de las estructuras, ya que las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme. En algunas de las estructuras de puentes es posible ahorrar hasta un 15 por ciento o más del peso del acero con el uso de soldadura.

La soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que el remachado o atomillado, por ejemplo en columnas de tubos de acero que requieren ser conectadas a otros miembros de acero. El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas.

MANERAS DE SOLDAR

Aunque se dispone tanto de soldadura de gas como de soldadura con arco, casi toda la soldadura estructural es soldadura de arco:

Existe la necesidad de proporcionar metal de aportación a las juntas que se sueldan, para lograr una conexión satisfactoria. En la soldadura de arco eléctrico, la barra metálica que se denomina electrodo, se funde dentro de la junta a medida que ésta se realiza; en la soldadura por gas, es necesario introducir una barra metálica conocida como llenador o barra de soldar.

Soldadura por gas. En la boquilla de un maneral o soplete se quema una mezcla de oxígeno con algún tipo adecuado de gas combustible, el gas que se utiliza comúnmente en soldadura estructural, es acetileno, y el proceso recibe el nombre de soldadura oxi-acetilénica. La flama producida puede utilizarse tanto para corte de metales como para soldadura, pero principalmente se usa para realizar cortes. En talleres de fabricación con equipo para corte con gas, se pueden realizar cortes que se asemejan a los cortes de segueta por su uniformidad.

Soldadura por arco. Se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el electrodo. El arco es una chispa continua, que parte del electrodo a las piezas que se sueldan, provocando una fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan, cambia la energía eléctrica en calor. Se produce en el arco una temperatura que fluctúa entre los 3,200 y 5,500 °C. A medida que el extremo del

electrodo se funde, se forman pequeñas gotas de metal fundido que son forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura. El grado de penetración puede controlarse con precisión por la corriente consumida.

ELECTRODOS PARA SOLDAR

Se dispone de una gran variedad de electrodos, de manera que se puede hacer un ajuste apropiado de la resistencia y características del metal de base con el material de la soldadura. La American Welding Society (AWS), en cooperación con la ASTM, han establecido un sistema de numeración que clasifica a los electrodos para soldar, de manera siguiente:

Eaaabc

donde: E = electrodo;

aaa = número de dos o tres dígitos que establece la resistencia última a tensión del metal de aportación. (60, 70, 80, ... ,120 kips/in²);

b = dígito para indicar la posición apropiada de soldado, que puede ser plana, horizontal, vertical y sobrecabeza:

1 = apropiado para todas las posiciones;

2 = apropiado para filetes horizontales y colocación plana del trabajo;

c = dígito que indica la fuente de corriente y la técnica de soldadura.

TIPOS DE SOLDADURA

Los dos tipos principales de soldadura son la soldadura de filete y las soldaduras de tope (o de bisel). Existen además las soldaduras de tapón y de muesca que no son muy comunes en trabajos estructurales. Estas se muestran en la Figura 5-7.

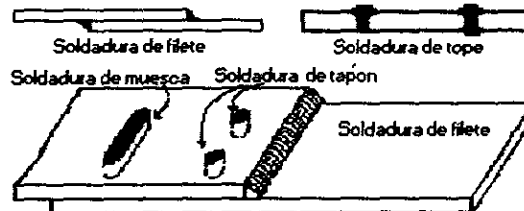


Figura 5.7 Tipos de soldadura

Las soldaduras de filete han demostrado ser más débiles que las soldaduras a tope; sin embargo, la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldadura de filete. Las soldaduras a tope se utilizan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano, cosa que muchas veces es difícil de lograr. Cuando los miembros por soldar están traslapados, se permiten tolerancias mayores en el montaje utilizando la soldadura de filete.

Las soldaduras a tope son bastante comunes en muchas conexiones tales como los empalmes en columnas y las conexiones de patines de vigas compuestas.

Una soldadura de tapón es una soldadura circular que une dos piezas, en una de las cuales se hacen las perforaciones necesarias para soldar. Una soldadura de muesca es una soldadura formada en una muesca o agujero alargado que une un miembro con otro a través de la muesca. Estos tipos de soldaduras pueden utilizarse cuando los miembros se traslapan y no se tiene la longitud necesaria para una soldadura de filete.

Las soldaduras de tapón y de muesca no se consideran adecuadas para transmitir fuerzas de tensión o cortante, debido a que no tienen mucha penetración en el miembro situado abajo del tapón o muesca.

Soldadura a tope. Cuando la penetración es completa, y las soldaduras a tope están sujetas a tensión axial o compresión axial, el esfuerzo en la soldadura se supone igual a la carga, dividida entre el área transversal neta de la soldadura. En la Figura 5-8 se muestran tres tipos de soldadura a tope. La unión sin preparación a tope mostrada en la parte (a) se utiliza para unir materiales relativamente delgados, de hasta aproximadamente 5/16" de espesor. A medida que el material es más grueso, es necesario el uso de soldaduras a tope en V, y de soldaduras a tope en doble-V como las ilustradas en las partes (b) y (c) de la Figura 5-8, respectivamente. En estas dos soldaduras, los miembros se biselan o preparan antes de ser soldados, para permitir la penetración total de la soldadura.

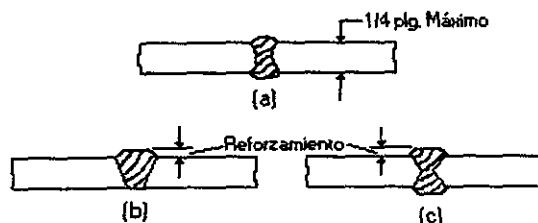


Figura 5.8 Soldadura a tope

Desde el punto de vista de la resistencia, la resistencia al impacto y a esfuerzos repetitivos, y a la cantidad de metal de aporte requerido, las soldaduras a tope se prefieren a las de filete. Desde otros puntos de vista no son tan atractivas, por lo que la inmensa mayoría de las soldaduras estructurales son de filete.

Soldaduras de filete. Las pruebas han demostrado que las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes en soldaduras de filete que se establecen en las especificaciones para soldadura, son los esfuerzos de corte. Cuando sea práctico usar soldadura de filete es conveniente que las conexiones estén sujetas únicamente a esfuerzos de corte, y no a la combinación de corte y tensión, o a corte y compresión.

Cuando las soldaduras de filete se prueban a la ruptura, parecen fallar por corte en ángulos de aproximadamente 45° a través de la garganta. Su resistencia por consiguiente, se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la garganta de la soldadura. El área de la garganta es igual al grueso teórico de la misma por la longitud de la soldadura.

Para el filete de 45° o de lados iguales, el grueso de la garganta es 0.707 veces el tamaño de la soldadura, pero tiene diferentes valores para soldaduras de filete de lados desiguales. La soldadura de filete debe tener, de preferencia, una superficie plana o ligeramente convexa, aunque la convexidad de la soldadura no se considera en la resistencia calculada.

Esfuerzos permisibles en la soldadura

Es probable que la junta a tope sea la única junta que este sometida a tensión directa. Los esfuerzos permisibles de tensión o compresión para el metal soldador se indican a continuación:

Las especificaciones AASHTO indican que se debe revisar que el esfuerzo de fluencia y esfuerzo último del metal soldador ser igual o mayor que los esfuerzos mínimo especificados del metal de base, respectivamente. El esfuerzo permisible en el área efectiva del metal soldador se define para cada tipo de soldadura, como sigue:

Soldadura a tope. El mismo que el metal base a unir, excepto en el caso de uniones de metales de diferentes fluencias, en que el material con la menor fluencia es el que gobierna.

Soldadura de filete. Para esta soldadura el esfuerzo permisibles es:

$$F_v = 0.27 F_u$$

donde: F_v = esfuerzo cortante básico permisible
 F_u = esfuerzo de tensión de la clasificación del electrodo pero no mayor que el esfuerzo de tensión de las partes conectadas.

Cuando se detalla con soldadura de filete para apagar y templar el acero, el diseño puede usar electrodos de clasificación con esfuerzos menores que el metal base previendo que estos requerimientos sean especificados claramente en los planos.

Soldadura de tapón: $F_v = 870 \text{ kg/cm}^2$ para resistencia sólo a esfuerzos cortantes, donde, F_v es el esfuerzo cortante básico permisible.

Capítulo 6
Norma para el
diseño de puentes
fabricados con vigas
de perfil I compuestas

CAPÍTULO 6 NORMA PARA EL DISEÑO DE Puentes FABRICADOS CON VIGAS DE PERFIL I COMPUESTAS

6.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El diseño de estados límite es un método para dimensionar miembros estructurales para múltiples de las cargas de diseño, asegurando el buen servicio y la durabilidad de las estructuras. Se dan consideraciones para el control de deformaciones permanentes bajo sobrecargas, para las características de fatiga bajo cargas de servicio, y para el control de deflexiones por carga viva bajo cargas de servicio.

6.1.1 Alcance

Los artículos contenidos en estas normas presentan disposiciones para diseño y construcción de la superestructura de puentes vehiculares urbanos, el arreglo de estas superestructuras está formado por un sistema de piso, generalmente una losa de concreto, apoyada sobre vigas formadas por placas de acero de forma I, las cuales puede ser simples o compuestas, este es el arreglo comúnmente empleado en éstos tipos de puentes.

6.1.2 Materiales

Estas Normas reconocen los aceros listados en la Tabla 6-1, otros aceros pueden ser usados si se verifican que presentan características por lo menos tan satisfactorias como las de los aceros manejados en ésta tabla, además deben especificarse sus propiedades tales como: resistencia, curva esfuerzo-deformación, efecto de carga de larga duración, efecto de repetición de carga, efectos de soldadura y la resistencia a la corrosión.

Tabla 6-1 Propiedades de aceros estructurales

Tipo de acero	Norma AASHTO	Norma ASTM	Esfuerzo de fluencia mínimo F_y en kg/cm^2	Resistencia mínima de tensión F_u en kg/cm^2
Al carbono	M 270 Grado 36	A 36	2,530	4,075 - 5,620
Alta resistencia baja aleación	M 270 Grado 50	A 572	3,515	4,570
	Grado 50W	A 588	3,515	4,920
Templados y revenidos	M 270 Grado 70W	A 852	4,920	6,325
	Grado 100/100W	A 514	6,325 - 7,030	7,030 - 7,730

6.2 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

6.2.1 Longitud efectiva de claros

Para el cálculo de esfuerzos, las longitudes de claros se supondrán como la distancia entre centros de carga u otros puntos de apoyo.

6.2.2 Proporciones con el peralte

Para vigas simples, la proporción de peralte a la longitud de claro deberá ser, preferentemente, no menor que $1/25$.

Para vigas compuestas, la proporción del peralte total de la viga (losa de concreto más viga de acero) a la longitud del claro deberá ser, preferentemente, no menor que $1/25$, y la proporción del peralte de la viga de acero a longitud de claro deberá ser no menor que $1/30$.

Para las proporciones entre claros continuos y peralte, la longitud del claro deberá considerarse como la distancia entre puntos de inflexión de la curva deformada por carga muerta.

6.2.3 Deflexiones

Miembros de tramos simples o continuos deberán diseñarse para que las deflexiones debidas a cargas vivas de servicio más impacto no excedan $1/800$ de la longitud del tramo. Para los puentes ubicados en áreas urbanas, que son usados también por peatones, la deflexión no deberá exceder de $1/1000$ del tramo.

Las deflexiones de vigas en voladizo debidas a cargas vivas de servicio más impacto no deberán exceder de $1/300$ de la longitud del volado. Para el caso de los puentes usados también por peatones la deflexión no deberá exceder de $1/375$ del claro.

6.2.4 Relaciones de esbeltez máximas

Para miembros en compresión, la relación de esbeltez, KL/r , no excederá de 120 para miembros principales, además de no exceder de 140 para miembros secundarios o principales con contraventeo para acciones laterales o longitudinales. Para miembros en tensión, la relación de la longitud de tramo sin atiesadores a radio de giro no debe exceder de 200 para miembros principales, 240 para miembros contraventeados, y de 140 para miembros principales sujetos a inversión de esfuerzos.

6.2.5 Espesor mínimo de metal

El acero estructural (incluyendo contraventeos, marcos transversales y todo tipo de placas de conexión), excepto almas de ciertas formas laminadas, rellenos y pasamanos no deberá ser menor de 8 mm. de espesor. El espesor de alma de vigas laminadas o canales no deberá ser menor de 6 mm. Donde el metal este expuesto a corrosión, el espesor deberá incrementarse o deberá protegerse especialmente contra ésta.

6.3 DETALLES DE DISEÑO

6.3.1 Cargas

Las cargas vivas de servicio son las de vehículos que pueden operar legalmente en una carretera sin permitir cargas especiales. Para propósitos de diseño, las cargas de servicio son tomadas como las muertas, vivas, y cargas de impacto.

Las sobrecargas son las cargas vivas que pueden permitirse en una estructura en ocasiones no muy frecuentes sin causar daños permanentes. Para propósitos de diseño, la máxima sobrecarga se toma como $5(L+I)/3$.

6.3.2 Teoría de Diseño

Los miembros deberán ser proporcionados por los métodos especificados en los artículos siguientes, de modos que los esfuerzos máximos usados sean por lo menos, iguales al total de los efectos de cargas de diseño multiplicadas por su respectivo factor de carga especificado en la Tabla 2-1 del capítulo 2. Deberá revisarse el comportamiento de servicio como se especifica en esta norma.

6.3.3 Hipótesis

La deformación en miembros a flexión deberá ser supuesta directamente proporcional a la distancia al eje neutro.

Los esfuerzos en el acero menores que el esfuerzo de fluencia, F_y , para el grado de acero usado, deberán tomarse como 2×10^6 kg/cm² por la deformación del acero. Para deformaciones mayores que las correspondientes al esfuerzo de fluencia, F_y , los esfuerzos deberán ser considerados independientes de la deformación e igual al esfuerzo de fluencia, F_y . Esta suposición se aplica también al refuerzo longitudinal en la losa de concreto del piso, en la región de momento negativo cuando sean provistos conectores de cortante para asegurar acción compuesta en ésta región.

La fuerza máxima de los esfuerzos de compresión en la losa de concreto de una viga compuesta deberán ser supuestos independientes de la deformación e iguales a $0.85 f'_c$. Los esfuerzos de tensión del concreto no deberán ser considerados en los cálculos de flexión.

6.3.4 Cargas de Diseño Máximas

Los momentos, cortantes, o fuerzas máximas a ser soportadas por los miembros cargados deberán ser calculados para las combinaciones de carga especificadas. Cada parte de la estructura deberá ser dimensionada para el grupo de cargas que son aplicadas y deben usarse los requerimientos de diseño máximo para el grupo de las combinaciones de carga.

6.4 VIGAS Y TRABES SIMÉTRICAS

6.4.1 Secciones Compactas

Las vigas y traveses de forma I simétricas con alta resistencia al pandeo local y contraventeo adecuado para resistir el pandeo lateral torsional, se califica como sección compacta. La sección compacta es capaz de formar uniones plásticas con una capacidad rotacional inelástica de tres veces la rotación elástica correspondiente al momento elástico.

Las vigas de forma I laminadas o fabricadas y traveses fabricadas que reúnen los requerimientos que se describen a continuación, deberán considerarse secciones compactas y el esfuerzo máximo empleado se calcula como:

$$M_u = F_y Z$$

donde F_y es el esfuerzo de fluencia especificado del acero usado, y Z es el módulo de la sección plástica, el cual se puede obtener de las tablas de propiedades de algún manual.

Las vigas y traveses diseñadas como secciones compactas deberán reunir los siguientes requisitos:

(a) Patín de compresión:

$$\frac{b'}{t} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}}$$

donde b' es el ancho de la proyección del patín del elemento, y t es el espesor del patín

(b) Espesor del alma:

$$\frac{D}{t_w} \leq \frac{5,098}{\sqrt{F_y}}$$

donde D es la distancia libre entre los patines, t_w es el espesor del alma.

Cuando ambos b'/t y D/t_w exceden 75% del límite superior, debe aplicarse la interacción de la siguiente ecuación:

$$\frac{D}{t_w} + 935 \left(\frac{b'}{t} \right) \leq \frac{8,922}{\sqrt{F_{yf}}}$$

donde F_{yf} es el esfuerzo de fluencia del patín de compresión.

(c) Contraventeo Lateral:

$$\frac{L_b}{r_y} \leq \frac{[253.0 - 154.7(M_1 / M_u)] \times 10^3}{F_y}$$

donde L_b es la distancia entre los puntos de refuerzo del patín de compresión, r_y es el radio de giro de la sección de acero con respecto de el eje Y-Y, M_1 es el momento menor en el extremo del largo sin refuerzo del miembro, y M_u es el momento último en el otro extremo del largo sin refuerzo: (M_1/M_u) es positivo cuando los momentos causan curvatura simple entre los puntos reforzados. (M_1/M_u) es negativo cuando los momentos causan curvatura inversa entre los puntos reforzados.

El contraventeo lateral requerido deberá ser provisto por contravientos capaces de prevenir el desplazamiento lateral y la torsión de los miembros principales o por el empotramiento de la superficie superior y los lados del patín de compresión en concreto.

(d) Compresión máxima axial:

$$P = 0.15F_y A$$

donde A es el área de la sección transversal. Miembros con cargas axiales que exceden de $0.15F_y A$ tienen que ser diseñados como vigas-columna.

En el diseño de una viga continua de sección compacta, que cumple con los requisitos (a) a (d), los momentos negativos sobre los soportes en sobrecarga y carga máxima determinada por análisis elástico, puede reducirse por un máximo de 10%. Tal reducción deberá ser acompañada por un incremento en momentos en todos los tramos adyacentes estáticamente equivalentes y opuestos en signo para la disminución del momento negativo sobre soportes adyacentes. Por ejemplo, el

aumento del momento sobre el centro del tramo empleado equivale al promedio de disminución de los momentos sobre los dos soportes adyacentes. La reducción usada no se aplica para el momento negativo de un voladizo.

6.4.2 Secciones no Compactas Contraventeadas

Para vigas laminadas con forma I y traveses fabricadas que no reúnen los requisitos de las secciones compactas, pero reúnen los requisitos del párrafo que sigue, el esfuerzo máximo empleado se calcula como:

$$M_u = F_y S$$

donde S es el módulo de sección elástica.

La ecuación antes descrita se aplica a vigas y traveses que reúnen los siguientes requisitos:

(a) Patín de compresión:

$$\frac{b'}{t} \leq \frac{583}{\sqrt{F_y}}$$

donde $M < M_u$, b'/t puede incrementarse por la proporción $\sqrt{(M_u/M)}$.

(b) Espesor del alma:

$$\frac{D_c}{t_w} \leq \frac{4,083}{\sqrt{F_y}}$$

donde D_c es el peralte del alma en compresión igual a $D/2$ para traveses simétricas.

(c) Espaciamiento del contraventeo lateral para el patín de compresión:

$$L_b \leq \frac{1,406,000 A_f}{F_y d}$$

donde d es el peralte de viga o trabe, y A_f es el área del patín.

(d) Máxima compresión axial:

$$P = 0.15 F_y A$$

Miembros con carga que excede de $0.15 F_y A$ tiene que diseñarse como vigas-columna. El esfuerzo máximo de pandeo de miembros que no reúnen los requisitos del alma del inciso (b), o los requisitos del refuerzo lateral del inciso (c) deberán calcularse con las provisiones para las secciones sin refuerzo.

6.4.3 Transiciones

El máximo esfuerzo de miembros con propiedades geométricas que se ubiquen entre la limitaciones de las secciones compactas y de las secciones no compactas reforzadas, pueden calcularse por interpolación lineal, excepto que el espesor del alma debe satisfacer siempre el inciso (b) para secciones compactas.

6.4.4 Secciones sin Contraventeo

Para miembros que no reúnen los requisitos de contraventeo lateral del inciso (c), o los requisitos del espesor del alma del inciso (b) de secciones no compactas contraventeadas, y con la proporción de los momentos de inercia del patín de compresión al momento de inercia de los miembros sobre el eje vertical del alma, I_{yc}/I_y , dentro de los límites de $0.1 \leq I_{yc}/I_y \leq 0.9$, el esfuerzo máximo empleado se calcula como:

$$M_u = M_r R_b$$

donde: $R_b = 1$, para vigas con atiesadores longitudinales que reúnen los requisitos de secciones simétricas o asimétricas.

$$R_b = 1 - 0.002 \left(\frac{D_c t_w}{A_{fc}} \right) \left[\frac{D_c}{t_w} - \frac{\lambda}{\sqrt{M_r / S_{xc}}} \right] \leq 1.0, \text{ para cualquier otro miembro.}$$

D_c = profundidad del alma en compresión (cm) = $D/2$ para traveses simétricas;

t_w = espesor del alma (cm);

A_{fc} = área de compresión del patín (cm²);

M_r = momento de pandeo lateral torsional, o momento de fluencia (kg -cm);

S_{xc} = módulo de sección elástico con respecto al patín de compresión (cm³). Use S_{xc} para carga viva para una sección compuesta;

$\lambda = 4,083$ para todos los miembros con el área del patín de compresión mayor o igual que el área del patín de tensión;

$\lambda = 3,314$ para miembros con el área de patín de compresión menor que el área del patín de tensión.

La capacidad de momento de los miembros, M_r , no puede exceder el momento de fluencia, M_y . En adición M_r no puede exceder el momento de pandeo lateral torsional tomado como se indica a continuación:

Para miembros con $\frac{D_c}{t_w} \leq \frac{\lambda}{\sqrt{F_y}}$ o con alma atiesada longitudinalmente:

$$M_r = 6.4 \times 10^6 C_b \left(\frac{I_{yc}}{L_b} \right) \sqrt{0.772 \frac{J}{I_{yc}} + 9.87 \left(\frac{d}{L_b} \right)^2} \leq M_y$$

Para miembros con $\frac{\lambda}{\sqrt{F_y}} < \left(\frac{D_c}{t_w} \right) \leq \frac{4,839}{\sqrt{F_y}}$:

para $L_b = L_p$

$$M_r = M_y$$

para $L_r = L_b > L_p$

$$M_r = C_b F_y S_{xc} \left[1 - 0.5 \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

$$L_r = \left(\frac{40.2 \times 10^6 I_{yc} d}{F_y S_{xc}} \right)^{1/2}$$

para $L_b = L_r$

$$M_r = C_b \frac{F_y S_{xc}}{2} \left(\frac{L_r}{L_b} \right)^2$$

L_b = longitud sin refuerzo del patín de compresión, cm.

$L_p = 2,519 r' \sqrt{F_y}$, cm.

r' = radio de giro del patín de compresión sobre el eje vertical en el plano del alma (cm).

I_{yc} = momento de inercia del patín de compresión sobre el eje vertical en el plano del alma (cm⁴).

d = peralte de la trabe, cm.

$J = \frac{[(bt^3)_c + (bt^3)_t + Dt_w^3]}{3}$ donde b y t representan el ancho y espesor del patin de compresión y tensión respectivamente (cm⁴).

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$ donde M_1 es el menor y M_2 es el mayor de los momentos extremos en el segmento sin refuerzo de la viga; M_1/M_2 es positivo cuando los momentos causan curvatura inversa y negativo cuando deforma en curvatura simple.

$C_b = 1.0$ para voladizo sin refuerzo y para miembros donde el momento, dentro de una porción significativa del segmento sin refuerzo, es igual o mayor al mayor de los momentos extremos del segmento.

Si el alma es delgada y D_c/t_w excede el límite superior de $4,839/\sqrt{F_y}$, para las cargas de diseño máximas la sección debe modificarse para cumplir con el límite, o deberán ser proveídos atiesadores longitudinales.

Miembros con carga axial excediendo de $0.15F_y A$ tienen que diseñarse como vigas-columna.

6.4.5 Trabes atiesadas transversalmente

Para trabes que no reúnen los requerimientos de cortante, mostrados más adelante, se requieren atiesadores transversales para el alma. Para trabes con atiesadores transversales pero sin atiesadores longitudinales, el espesor del alma empleado deberá reunir los siguientes requisitos:

$$\frac{D}{t_w} \leq \frac{9,678}{\sqrt{F_y}}$$

El esfuerzo máximo de flexión de trabes atiesadas transversalmente que reúnen estos requisitos, deberá calcularse con las fórmulas previas, según sea aplicable

La relación ancho a espesor de los atiesadores transversales deberá ser tal que:

$$\frac{b'}{t} \leq \frac{689}{\sqrt{F_y}}$$

donde b' es la proyección del ancho del atiesador, y F_y es el esfuerzo de fluencia de el atiesador transversal.

El área gruesa de la sección de los atiesadores transversales intermedios no deberá ser menor que:

$$A = [0.15 B D t_w (1-C) (V/V_d) - 18 t_w^2] Y$$

donde Y es la relación del esfuerzo de fluencia de la placa del alma a el esfuerzo de fluencia de la placa del atiesador; $B = 1.0$ para atiesadores pares, 1.8 para ángulos simples, y 2.4 para placas simples; y C se calcula con las fórmulas de cortante como se verá más adelante. Cuando los valores calculados por esta ecuación se aproximan a cero o son negativos, entonces se necesitan atiesadores transversales que deberán cumplir con lo siguiente:

El momento de inercia de los atiesadores transversales, con respecto al plano medio del alma, no deberá ser menor que;

$$I = d_o t_w^3 J$$

donde: $J = 2.5 (D/d_o)^2 - 2$, pero no menor que 0.5

Cuando los atiesadores son en pares, el momento de inercia deberá ser tomado sobre la línea central de la placa del alma. Cuando son usados atiesadores simples, el momento de inercia deberá ser tomado sobre la superficie de la cara en contacto con la placa del alma.

Los atiesadores transversales no necesitan estar apoyados en el patín de tensión. La distancia entre el extremo del atiesador soldado y el borde próximo de la soldadura filete entre alma y patín no deberá ser menor que $4t_w$ o mayor que $6t_w$. Los atiesadores provistos en solo un lado del alma puede estar en apoyos contrarios, pero necesitan no estar juntos al patín de compresión para ser efectivos. Sin embargo, atiesadores transversales que conectan diafragmas o barras cruzadas a la viga o trabe deberán ser rigidizados conectándolos a la parte superior e inferior de los patines.

6.4.6 Trabes atiesadas longitudinalmente

Los atiesadores longitudinales se requieren cuando el espesor del alma es menor que lo especificado para atiesadores transversales y deberán colocarse a una distancia $D/5$ desde el interior de la superficie del patín de compresión. El espesor del alma de trabes placa con atiesadores transversales y un atiesador longitudinal deberá reunir los requisitos siguientes:

$$\frac{D}{t_w} \leq \frac{19,355}{\sqrt{F_y}}$$

El esfuerzo máximo de flexión de trabes atiesadas longitudinalmente que reúnen estos requisitos, deberán calcularse con la fórmulas previas, según sea aplicable

La dimensión del atiesador longitudinal deberá ser tal que:

(a) la relación ancho a espesor no es mayor que aquel dado para atiesadores transversales

(b) la rigidez del atiesador no es menor que:

$$I \geq Dt_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right]$$

(c) el radio de giro del atiesador no es menor que:

$$r \geq \frac{d_o \sqrt{F_y}}{6,098}$$

Calculando los valores I y r de arriba, un alma desnuda centralmente localizada no mayor que $18t_w$ de ancho deberá considerarse como una parte del atiesador longitudinal. En adición, el módulo de sección de los atiesadores transversales no deberá ser menor que:

$$S_s = \frac{1}{3}(D/d_o)S_l$$

donde D es el peralte total del panel (distancia libre entre patines componentes) y S_l es el modulo de sección del atiesador longitudinal cerca de $D/5$.

6.4.7 Cortante

La capacidad de cortante de vigas forma I laminadas o fabricadas y traveses fabricadas deberá calcularse como sigue:

Para vigas y traveses con almas sin atiesadores, la capacidad de cortante empleada se limita a la fuerza de cortante plástica o de pandeo como sigue:

$$V_u = CV_p$$

Para traveses con alma atiesada y relación (d_o/D) menor o igual a 3, la capacidad de cortante deberá determinarse incluyendo la resistencia después del pandeo, debido a la acción del campo de tensión, como sigue:

$$V_u = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right]$$

donde V_p es igual a la fuerza de cortante plástico y se determina como sigue:

$$V_p = 0.58 F_y D t_w$$

La constante C es igual al esfuerzo cortante de pandeo dividido entre el esfuerzo cortante de fluencia, y se determina como sigue:

$$\begin{aligned} \text{para } \frac{D}{t_w} &< \frac{1,591\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}; & C &= 1 \\ \text{para } \frac{1,591\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} &\leq \frac{D}{t_w} < \frac{1,989\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}; & C &= \frac{1,591\sqrt{k}}{\left(\frac{D}{t_w}\right)\sqrt{F_y}} \\ \text{para } \frac{D}{t_w} &> \frac{1,989\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}; & C &= \frac{11.93 \times 10^6 k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2 F_y} \end{aligned}$$

donde el coeficiente de pandeo, $k = 5 + [5 \div (d_o/D)^2]$, excepto que k deberá tomarse como 5 para vigas y traveses sin atiesadores.

D = claro, distancia sin soportar entre los componentes del patín;

d_o = distancia entre atiesadores transversales;

F_y = esfuerzo de fluencia de la placa del alma.

Si una trabe panel es controlada por la ecuación de cortante para traveses con alma atiesada, y sujeta a acción simultánea de cortante y momento de flexión con la magnitud del momento mayor que $0.75M_u$, el cortante deberá limitarse a no más que:

$$V/V_u = 2.2 - (1.6M/M_u)$$

Cuando se requieran atiesadores transversales intermedios, los atiesadores transversales deberán ser espaciados una distancia, d_o , de acuerdo a la capacidad de cortante, pero no mayor que $3D$. Los Atiesadores transversales pueden omitirse en las porciones de las traveses donde la fuerza cortante máxima sea menor que el valor dado por las fórmulas para cortante, sujeto al manejo requerido más adelante.

Se requieren atiesadores transversales si D/t_w es mayor a 150. Para paneles sin atiesadores longitudinales, el espaciamiento de esos atiesadores no deberá exceder $D[260/(D/t_w)]^2$ para asegurar eficiente manejo, fabricación, y colocación de traveses.

Para traveses atiesadas longitudinalmente, los atiesadores transversales deberán espaciarse una distancia, d_o , de acuerdo a su capacidad de cortante, pero no más que 1.5 veces el peralte máximo del subpanel. Los requerimientos de manejo dados previamente no deberán aplicarse a traveses atiesadas longitudinalmente. El peralte total del alma D deberá usarse para la determinación de la capacidad de cortante de traveses atiesadas longitudinalmente.

El primer atiesador espaciado sobre el soporte simple extremo de una trabe atiesada transversalmente o longitudinalmente, deberá ser tal que la fuerza cortante en el panel extremo determinado no exceda la fuerza cortante plástica o de pandeo dada por la siguiente ecuación:

$$V = CV_p$$

Para traveses atiesadas transversalmente, el espaciamiento máximo de los primeros atiesadores transversales se limita a $1.5D$. Para traveses atiesadas longitudinalmente, el espaciamiento máximo de los primeros atiesadores transversales se limita a 1.5 veces el peralte máximo del subpanel.

6.5 VIGAS Y TRABES COMPUESTAS

Las vigas y traves compuestas deberán diseñarse cumpliendo el criterio expuesto a continuación.

- (a) La resistencia máxima a flexión de cualquier sección no deberá ser menor que la suma de los momentos calculados sobre esa sección multiplicada por los factores de carga apropiados.
- (b) El alma de la sección de acero usada se diseña para cargar el cortante externo total y deber satisfacer los requisitos aplicables a vigas simétricas. En tal aplicación, el valor de D_c deberá tomarse como la distancia libre entre el eje neutro de la sección compuesta para cargas vivas y el patín de compresión.
- (c) La relación entre la proyección superior del ancho de placa del patín de compresión a espesor no deberá exceder el valor determinado por la fórmula:

$$\frac{b'}{t} = \frac{583}{\sqrt{1.3 f_{du}}}$$

donde f_{du} es el esfuerzo de compresión en el patín superior debido a la carga muerta no compuesta.

- (d) La capacidad de momento máximo de secciones no compactas, cuando se consideran cargas muertas no compuestas con un factor de $\gamma = 1.3$, deberá calcularse con las fórmulas descritas para secciones reforzadas, excepto que D_c/t_w de la sección de acero puede exceder $4,839/\sqrt{F_y}$, pero D/t_w no deberá exceder $9,678/\sqrt{F_y}$ para traves sin atiesadores longitudinales. D_c/t_w para la sección de acero no deberá exceder $9,678/\sqrt{F_y}$ para traves con atiesadores longitudinales.
- (e) El cortante máximo debido a carga muerta no compuesta con un factor de carga de $\gamma = 1.3$ no deberá exceder la capacidad de cortante de pandeo en el alma.
- (f) La capacidad de momento para el inicio de la fluencia deberá calcularse considerando la aplicación de las cargas vivas y muertas para el acero y la sección compuesta.
- (g) El colado, o la secuencia de colocación, para la losa de concreto compuesta debe cumplir los requisitos de los incisos (c), (d), y (e).

6.5.1 Sección de momento positivo de vigas y traves compuestas

6.5.1.1 Sección compacta

La resistencia máxima, M_u , de traves y vigas compuestas, y compactas en la región de momento positivo, deberá calcularse de acuerdo con los artículos siguientes. El diagrama esfuerzo-deformación del acero deberá exhibir una meseta de fluencia seguida por un rango de endurecimiento por deformación.

Aceros tales como AASHTO M270 Grado 36, 50, y 50W (ASTM A709 Grados 36, 50 y 50W) reúnen estos requisitos.

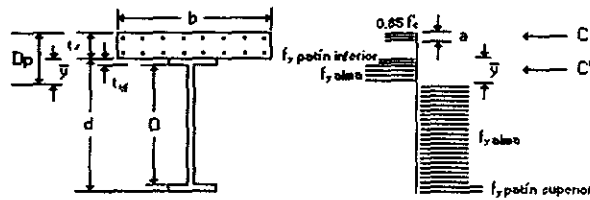


Figura 6.1 Distribución completamente plástica de esfuerzos

El momento resultante de la distribución completamente plástica de esfuerzos (Figura 6-1) puede calcularse como sigue:

(a) La fuerza de compresión en la losa de concreto, C , es igual al menor de los valores dados por las siguientes ecuaciones:

$$(1) \quad C = 0.85 f'_c b t_s + (AF_y)_c$$

donde b es el ancho efectivo de la losa, t_s es el espesor de la losa, y $(AF_y)_c$ es el producto del área y el esfuerzo de fluencia de la parte del refuerzo que se ubica en la zona de compresión de la losa.

$$(2) \quad C = (AF_y)_{bf} + (AF_y)_{wf} + (AF_y)_w$$

donde $(AF_y)_{bf}$ es el producto del área y el esfuerzo de fluencia para el patín inferior de la sección de acero (incluyendo cualquier cubreplaca), $(AF_y)_{wf}$ es el producto del área y el esfuerzo de fluencia para el patín superior de la sección de acero, y $(AF_y)_w$ es el producto del área y el esfuerzo de fluencia para el alma de la sección de acero.

(b) La profundidad del bloque de esfuerzos se calcula con la fuerza de compresión en la losa.

$$a = \frac{C - (AF_y)_c}{0.85 f'_c b}$$

(c) Cuando la fuerza de compresión en la losa es menor que el valor dado por la ecuación (1), la porción superior de la sección de acero estará sujeta a la siguiente fuerza de compresión:

$$C' = \frac{\sum (AF_y) - C}{2}$$

(d) La localización del eje neutro dentro de la sección de acero, medida de la parte superior de la sección de acero, puede determinarse como sigue:

$$\begin{aligned}
 \text{para } C < (AF_y)_f & \quad \bar{y} = \frac{C}{(AF_y)_f} t_f \\
 \text{para } C \geq (AF_y)_f & \quad \bar{y} - t_f = \frac{C - (AF_y)_f}{(AF_y)_w} D \quad \dots (I)
 \end{aligned}$$

(e) La resistencia máxima de la sección en flexión es el primer momento de todas las fuerzas sobre el eje neutro, tomando todas las fuerzas y brazos de momento como cantidades positivas.

Las vigas y traveses compuestas en regiones de momento positivo calificarán como compactas cuando el alma de la sección de acero satisfaga los siguientes requisitos:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \frac{5,098}{\sqrt{F_y}} \quad \dots (II)$$

donde D_{cp} es el peralte del alma en compresión sobre el momento plástico calculado y t_w es el espesor del alma. La ecuación anterior se satisface si el eje neutro, en la sección de momento plástico, se localiza arriba del alma; de otra manera D_{cp} deberá ser calculado como \bar{y} de la ecuación (I) menos t_f . También, la distancia D_p , de la parte superior de la losa al eje neutro, en la sección de momento plástico, deberá satisfacer:

$$\left(\frac{D_p}{D'} \right) \leq 5 \quad \dots (IIa)$$

donde: $D' = \beta \frac{(d + t_s + t_h)}{75}$

$\beta = 0.9$ para $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$;

$= 0.7$ para $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$;

d = profundidad de la viga o trabe de acero;

t_s = espesor de la capa;

t_h = espesor de la capa de concreto arriba del patín superior de la trabe o viga.

La ecuación anterior no necesita revisarse para secciones donde el esfuerzo máximo del patín no ha excedido el esfuerzo mínimo de fluencia especificado del patín.

La resistencia máxima a flexión, M_u , de vigas y traveses compuestas compactas en tramos simples, o en la región de momento positivo de tramos continuos con secciones compactas no compuestas o compuestas con momento negativo en los apoyos, deberá tomarse como:

$$\text{para } D_p \leq D' \quad M_u = M_p \quad \dots \text{ (IIb)}$$

$$\text{para } D' < D_p \leq 5D' \quad M_u = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left(\frac{D_p}{D'} \right) \quad \dots \text{ (IIc)}$$

donde: M_p = capacidad de momento plástico de la sección compuesta de momento positivo;
 M_y = capacidad de momento en la primer fluencia de la sección compuesta de momento positivo calculado como F_y veces el módulo de sección con respecto al patín de tensión. La relación modular, n , deberá usarse para calcular las propiedades de la sección trasformada.

En tramos continuos con secciones compuestas compactas de momento positivo, pero con secciones no compactas y no compuestas o compuestas de momento negativo en los apoyos, la resistencia máxima de flexión, M_u , de la sección compuesta de momento positivo deberá tomarse, ya sea como la capacidad de momento en el inicio de la fluencia determinado como se especifica en el inciso (f) de la sección 6.5, o como:

$$M_u = M_y + A(M_u - M_y)_{\text{apoyo}} \quad \dots \text{ (IId)}$$

donde: M_y = la capacidad de momento en el inicio de la fluencia de la sección compacta de momento positivo calculada de acuerdo con el inciso (f);
 $(M_u - M_y)_{\text{apoyo}}$ = Capacidad de momento de la sección no compacta en el apoyo, M_u , tomada de la sección 6.4.2 o 6.4.4, menos el momento elástico en el apoyo, M_y , para la carga que produce la máxima flexión positiva en el tramo. Use el menor valor de la diferencia para las dos secciones en apoyos para tramos interiores;
 $A = 1$ para tramos interiores;
 A = distancia desde el soporte final a la localización del momento positivo máximo dividido por el largo de tramo para tramos extremos.

M_u calculado de la ecuación (IId) no deberá exceder el valor aplicable de M_u calculado de cualquiera de los dos ecuaciones (IIb) o (IIc)

Para tramos continuos donde el esfuerzo máximo de flexión de la sección de momento positivo se determina de la ecuación (IId), el momento máximo positivo en el tramo no deberá exceder M_y , para la carga que produce los momentos máximos negativos sobre el o los apoyos adyacentes.

Para secciones compuestas en regiones de momento positivo que no satisfacen los requisitos de la ecuación (II) o la ecuación (IIa), M_u deberá determinarse como lo especifica la sección siguiente.

6.5.1.2 Secciones no Compactas

Cuando la sección de acero no satisface los requisitos de las secciones compactas de la sección 6.5.1.1 el esfuerzo máximo de flexión, M_u , de la sección deberá tomarse como el momento en el inicio de la fluencia determinado como lo especifica el inciso (f) de la sección 6.5.

Cuando las trabes no son provistas con soportes temporales durante la colocación de las cargas muertas, la suma de los esfuerzos producidos por $1.30D_s$, que sólo actúan en la trabe de acero, con $1.30(D_c + 5(L + I)/3)$ que actúa en la trabe compuesta, no deberá exceder el esfuerzo de fluencia en cualquier punto, donde D_s y D_c son los momentos causados por las carga muerta que actúa en la trabe de acero y trabe compuesta, respectivamente.

Cuando las trabes son provistas con soportes intermedios efectivos, que se mantienen en su lugar hasta que el concreto haya alcanzado el 75% de el esfuerzo requerido a los 28 días, los esfuerzos producidos por la carga, $1.30(D + 5(L + I)/3)$, que actúan en la trabe compuesta, no deberá exceder el esfuerzo de fluencia en cualquier punto.

6.5.2 Secciones de momento negativo de vigas y trabes compuestas.

La resistencia máxima en flexión, M_u , de vigas y trabes compuestas en las regiones de momento negativo deberá ser calculada de acuerdo con la sección 6.4. Debe suponerse que la losa de concreto no resiste esfuerzos de tensión. En casos donde la capa reforzada es continua sobre soportes interiores, el refuerzo puede considerarse que actúa de manera compuesta con la sección de acero.

6.5.2.1 Secciones Compactas

Vigas y trabes compuestas en flexión negativa se califican como compactas cuando su sección de acero reúne los requisitos de la sección 6.4.1, y el diagrama esfuerzo-deformación del acero exhibe una meseta de fluencia seguida por un rango de endurecimiento por deformación. M_u deberá calcularse como el momento resultante de la distribución de esfuerzos completamente plásticos que actúan en la sección, incluyendo cualquier barra compuesta.

Si la distancia desde el eje neutro al patín de compresión excede de $D/2$, los requisitos de la sección compacta dados por las ecuaciones de los incisos (a) y (b) de la sección 6.4.1, deberán modificarse reemplazando D con el valor $2D_{cp}$, donde D_{cp} es el peralte del alma en compresión en la sección de momento plástico.

6.5.2.2 Secciones no Compactas

Cuando la sección de acero no satisface los requisitos de sección compacta de la sección 6.5.2.1 pero satisface los requerimientos de la sección 6.4.2, la resistencia máxima, M_u , de la sección deberá tomarse como el momento en el inicio de la fluencia determinado como se especifica en el inciso (f) de la sección 6.5. Si los requisitos de los incisos (b) y (c) de la sección 6.4.2 no se cumplen, M_u deberá calcularse de acuerdo a las provisiones especificadas en la sección 6.4.4.

En la región de momento negativo de tramos continuos, el refuerzo mínimo longitudinal, incluyendo la distribución longitudinal de refuerzo, debe igualar o exceder 1% del área de la sección de la losa de concreto. Dos tercios del refuerzo requerido deben colocarse en el estrato superior de la losa dentro del ancho efectivo.

Cuando los conectores de cortante se omiten en la región de momento negativo, el refuerzo longitudinal deberá extenderse dentro de la región de momento positivo mas allá del anclaje de los conectores al menos 40 veces el diámetro del refuerzo.

Capítulo 7
Aspectos generales

CAPÍTULO 7 ASPECTOS GENERALES

7.1 ESTUDIOS PREVIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Los estudios previos de mecánica de suelos se realizan para poder definir, por lo menos, lo siguiente:

1. Los estratos de suelo

- profundidad, espesor y variabilidad
- identificación y clasificación
- propiedades relevantes como esfuerzo cortante, compresibilidad, rigidez, permeabilidad, expansión o colapso y susceptibilidad al congelamiento.

2. Los estratos de roca

- profundidad de la roca
- identificación y clasificación
- cualidades como diaclasas, presencia de grietas, resistencia a la interperie
- resistencia a compresión (carga uniaxial)
- expansión

3. Elevación del nivel freático

4. Elevación del nivel del terreno

Para obtener las características del subsuelo, es necesaria la exploración del subsuelo y la realización de pruebas de laboratorio, los tipos de sondeo en puentes se pueden clasificar en los siguientes:

a) Estudios simplificados

Los estudios simplificados se refieren a los datos obtenidos por observaciones directas, los que pueden ser suficientes cuando afloran materiales cuyas características son conocidas, tales como rocas, arenas o gravas cementadas, arcillas compactas y, en general, materiales que resisten capacidades de carga entre 2 y 10 kg / cm², y en los cuales se pueden proyectar obras con cimentaciones someras a base de mamposterías, concretos ciclópeos o concretos armados.

b) Exploraciones de carácter preliminar

En caso de información insuficiente de los estudios simplificados, es conveniente ejecutar trabajos de exploración del subsuelo. Entre los más comunes se pueden mencionar los que siguen:

- pozos a cielo abierto con muestreo alterado o inalterado
- perforaciones con posteadora y barrenos helicoidales
- métodos de penetración estándar
- métodos de penetración cónica

Por medio de estos procedimientos se obtendrán muestras alteradas no representativas, generalmente en cruces pequeños, que complementen la exploración a base de pozos a cielo abierto. También se pueden obtener muestras representativas inalteradas. Se podrá también fijar la profundidad de desplante y calcular la capacidad de carga, utilizando los parámetros de resistencia que se obtengan de las muestras analizadas en laboratorio.

c) Exploración de carácter definitivo

Si se estima que los procedimientos de carácter preliminar son insuficientes, dada la importancia de la obra o las características mecánicas de los materiales del lugar (trátase de arcillas blandas, arenas limosas sueltas susceptibles de licuarse o depósitos fluviales), será necesario obtener muestras a mayor profundidad que permitan la comparación de diversas alternativas de cimentación, ya sea someras, pilotes apoyados por punta, por fricción o mixtas, o cilindros de cimentación.

Las exploraciones de carácter definitivo, se realizan por medio de:

- pozos a cielo abierto con muestreo inalterado
- métodos de tubo de pared delgada
- métodos rotatorios para roca

Durante la exploración, se lleva el registro de los sondeos, donde se indica claramente, la fecha de inicio y terminación, localización y la elevación de la boca del sondeo, profundidad del nivel de agua freática, y además es también importante anotar las características del equipo empleado en la exploración.

De acuerdo con las muestras obtenidas, se realizan las pruebas de laboratorio, las que debidamente clasificadas permitirán conocer las características esfuerzo-deformación. Las muestras se someten a las pruebas de determinación de contenidos de agua; índice de clasificación como límites y granulometría; densidad de sólidos, resistencia a la compresión simple, triaxiales, de consolidación, expansión, etc.

SONDEOS EXPLORATORIOS

Pozos a cielo abierto: Consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda bajar directamente y examinar los diferentes estratos del suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Este tipo de excavación no puede llevarse

a grandes profundidades a causa de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye en los alcances del método.

Perforaciones con postedora, barrenos helicoidales: En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua, por lo menos en suelo plástico.

Los barrenos helicoidales pueden ser de muy diferentes tipos, el paso de la hélice debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo de suelos plásticos. Las posteadoras se hacen penetrar al terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación. Las herramientas se conectan al extremo de la tubería de perforación, formada por secciones de igual longitud, que se va añadiendo según aumenta la profundidad de sondeo.

Método de Penetración Estándar (SPT): El equipo consta de un muestreador especial (o penetrómetro) de media caña, el penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg que cae desde 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiéndolo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser limpiado, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo, se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde ese momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de 30 cm. A continuación se hace penetrar el muestreador en toda su longitud.

Método de Penetración de Cono: Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos. Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos.

En la prueba dinámica puede usarse un penetrómetro atornillado al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior con ayuda de un trípode para dirigir el peso. Es normal usar para esta labor un peso de 63.5 kg, con 76 cm de altura de caída (que es la misma energía para la penetración usada en la prueba estándar SPT). Se cuentan los golpes para 30 cm de penetración de la herramienta.

Las pruebas de penetración estática de conos, el cono se hinca aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que puede estar sujeto al ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1 cm/seg. A veces se obtiene una gráfica de presión aplicada contra presión obtenida; otras veces se anotan contra la profundidad los valores de la presión que haya sido necesaria para lograr una cierta penetración.

Desgraciadamente no existen correlaciones como en el caso de la prueba estándar, por lo cual los resultados son de muy dudosa interpretación.

Muestreo con tubos de pared delgada: En suelos cohesivos, el muestreo con tubos de pared delgada, se realiza prácticamente en forma única. El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente del procedimiento usado en el incado, si se desea un grado de alteración mínimo, el incado debe efectuarse ejerciendo presión continua y no a golpes.

En ocasiones en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y muestreador crece con el tiempo, pues la arcilla remoldeada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando, por lo tanto, su resistencia y adherencia con el muestreador.

Métodos rotatorios para roca: Cuando un gran bloque o estrato rocoso aparece en la perforación se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras de rotación, con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial, llamado "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación. En las segundas, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se hechan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo. En roca muy fracturada puede existir el peligro que las municiones se pierdan.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Granulometría. El tamaño de las partículas de tierra es importante para la identificación de suelos. Las muestras de suelos se hacen pasar por tamices o mallas de diversos tamaños para calcular los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que hay en ellas. La graduación de los tamices se encuentra regularmente entre 3/8 in. hasta el número 200 (que permite pasar partículas de suelos menores que 0.74 mm ó 0.003 in).

Contenido de humedad. El contenido de agua de un suelo es un porcentaje, en el que se compara el peso del agua contenida en la muestra de suelo, con el peso del suelo seco. Se determina pesando la muestra del suelo, después la muestra se seca en un horno y se vuelve a pesar para determinar la pérdida de agua. El peso del agua perdida, en comparación con el peso del suelo seco, se denomina contenido de agua o de humedad.

Densidad de sólidos. La densidad de sólidos es el peso de las partículas de tierra en una muestra, por lo común de un metro cúbico de tierra. La densidad de sólidos depende de dos factores; lo estrechamente unidas que se encuentran las partículas del suelo entre sí, y la gravedad específica de las rocas de las que se derivan las partículas del suelo.

Limites de Atterberg. Con frecuencia, los suelos limosos y arcillosos se prueban para determinar su consistencia. El contenido de agua de la muestra de suelo puede medirse en el límite entre plástico y semisólido y en el límite entre plástico y semilíquido. Estas cifras de contenido de humedad se denominan límites de Atterberg.

La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina Límite Líquido, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio, consistente en colocar al suelo en una Copa de Casagrande, formarle una ranura de dimensiones especificadas y contar el número de golpes en que la ranura se cierra, para determinar el límite líquido se debe probar la muestra y obtener varios contenidos de agua, en un intervalo de 20 a 30 golpes, el contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamente en 25 golpes es el Límite Líquido.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina Límite Plástico. Es también un determinado contenido de agua, se hace rolar entre las palmas de las manos un cilindro de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el Límite Plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando se ha logrado que el cilindro tenga 3 mm. de diámetro.

La gama de contenidos de humedad en que un suelo permanece plástico es una característica muy importante. Esta gama se denomina índice plástico o IP, y es la diferencia aritmética entre el límite plástico y el líquido.

Resistencia. Existen varios procedimientos para medir la resistencia de los suelos en los laboratorios. Los tipos de prueba más comunes son:

- Pruebas de corte directo
- Pruebas de corte doble
- Pruebas de corte de torsión
- Pruebas de corte de veleta
- Pruebas de compresión no confinada
- Pruebas de compresión triaxial

Consolidación. Las pruebas de consolidación se realizan para estimar la compresión o la consolidación de las capas de suelos bajo las cargas. De este modo, es posible estimar el asentamiento de las cimentaciones. Por regla general, las pruebas de consolidación se efectúan con muestras de 2.54 cm (1 in) de altura.

Por lo común, se considera que la consolidación es un proceso en el que se extrae agua del suelo, haciendo que las partículas del suelo se junten más unas a otras.

Permeabilidad. Las pruebas de permeabilidad de suelos se efectúan para medir la rapidez con la que se puede drenar el agua a través del suelo. Por lo común, durante la prueba se confina la muestra mediante una presión igual a la presión del suelo de sobrecarga a la profundidad a la que se extrajo la muestra. Los índices de permeabilidad se utilizan para seleccionar métodos de desagüe para excavaciones por debajo del nivel freático, así como también para otros fines.

Pruebas en rocas. También las muestras de roca se prueban o analizan en los laboratorios. Algunas pruebas son similares a los análisis de suelos. Entre las diferentes pruebas se encuentran:

- Las pruebas de abrasión que mide el desgaste y la rotura de trozos de roca en un tambor giratorio.
- Las pruebas de congelación y descongelación que sirven para medir los agrietamientos y los deterioros de las rocas.

TIPOS DE ESTRIBOS

Un estribo es la cimentación que soporta un extremo de la superestructura de un puente, las dimensiones y naturaleza de la superestructura tienen considerable

influencia sobre el tipo de estribo que resulta más apropiado en un caso dado, lo mismo que la topografía del lugar y las condiciones del subsuelo, sin embargo, el tipo de estribo a utilizar en un lugar dado, viene muchas veces determinado automáticamente por consideraciones arquitectónicas.

Algunos tipos de estribos ordinarios, de puentes vehiculares y pasos a desnivel, se describe a continuación:

Estribo de aletas rectas. En general, es un muro de contención modificado para soportar la superestructura, éste se muestran en la Figura 7.1. Se usa con terraplenes de altura moderada. Se construye a menudo en causas de corrientes en las que las aletas evitan que el relleno obstruya la corriente y tienda a evitar la acción de socavación del agua. En el caso de pasos inferiores, las aletas pueden sustituirse por muros de contención más largos, cuando sea necesario. Este tipo de estribo es adaptable para usarlo con puentes oblicuos lo mismo que en los normales. Tales estribos suelen ser macizos que deben resistir grandes momentos de vuelco. Por tanto, deben usarse en terrenos firmes o en arena.

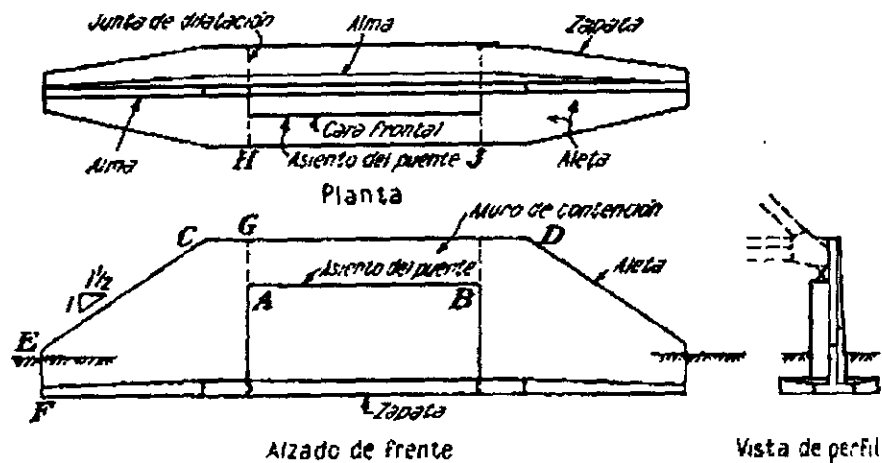


Figura 7.1 Estribo de aletas rectas

Otro tipo de estribo de alas rectas es el mostrado en la Figura 7.2. El asiento y el muro de contención sobre el mismo, constituyen una viga pesada que se extiende entre pilares con contrafuertes sobre pilas, y las aletas son sus prolongaciones en voladizo. Este es un tipo mucho más económico cuando está emplazado en terreno de débil resistencia, y se puede usar con ventaja en buenos terrenos si se necesita una profundidad considerable para alcanzar el firme o para evitar el peligro de socavación.

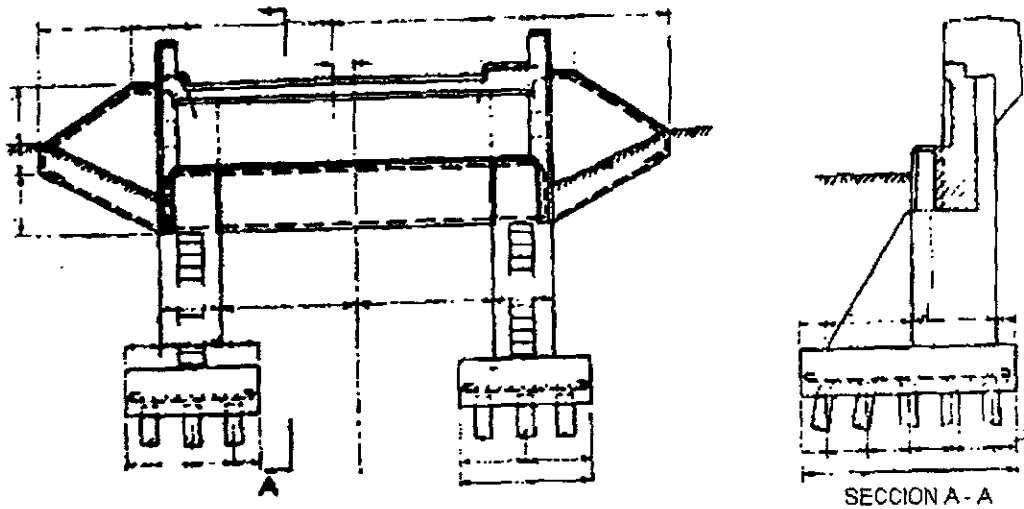


Figura 7.2 Estribo apoyado en Pilas

Estribo de aletas oblicuas. Es muy similar al estribo de aletas rectas, con una modificación poco importante, sin embargo, en su comportamiento estructural tiene una diferencia notable. Cuando la superestructura es estrecha y el ángulo α de las aletas es grande, de 30 a 45°, el estribo tiene una forma que es fundamentalmente estable, esto es, las aletas sirven de contrafuertes, de modo que la estructura es más resistente de lo que sería un muro de contención en T recto. Este estribo de muestra en la Figura 7.3.

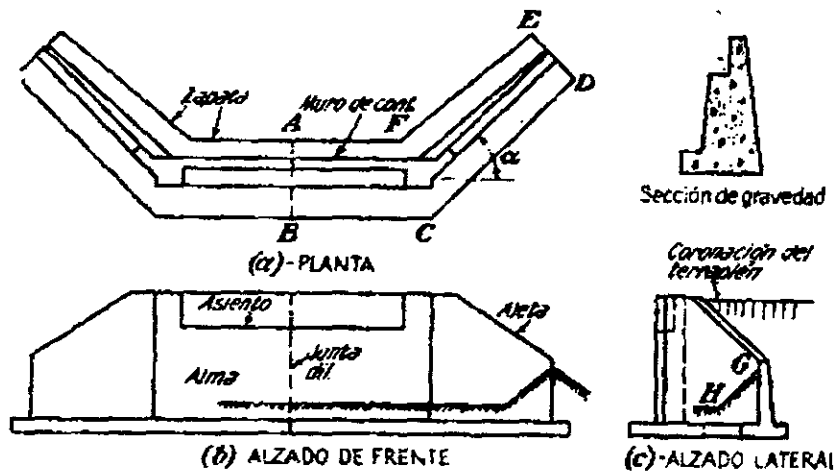


Figura 7.3 Estribo de aletas inclinadas

El estribo en forma de U es una derivación del estribo de aletas inclinadas, con la diferencia de que este tienen las aletas perpendiculares a la cara frontal, que sirven como contrafuertes si el puente no es muy ancho. Este estribo se usa para soportar la estructura de tablero de carretera, compuesta de pesadas vigas colocadas longitudinalmente bajo la carretera.

Estribo de cajón. Este estribo puede parecer en forma de U, a causa de las aletas. Sin embargo, es una cajón parcialmente colocado sobre el suelo. Como se muestra en la Figura 7.4, las dos pilastras son prácticamente pilas sobre zapatas cuadradas. El tablero de la calzada es una parte integrante del estribo, que igual que las aletas se extiende del muro frontal al secundario. Un estribo de cajón elimina el relleno que requieren pesados muros de contención, por tanto puede reducirse el peso y utilizarse en suelos de poca resistencia, aunque tenga apariencia de macizo.

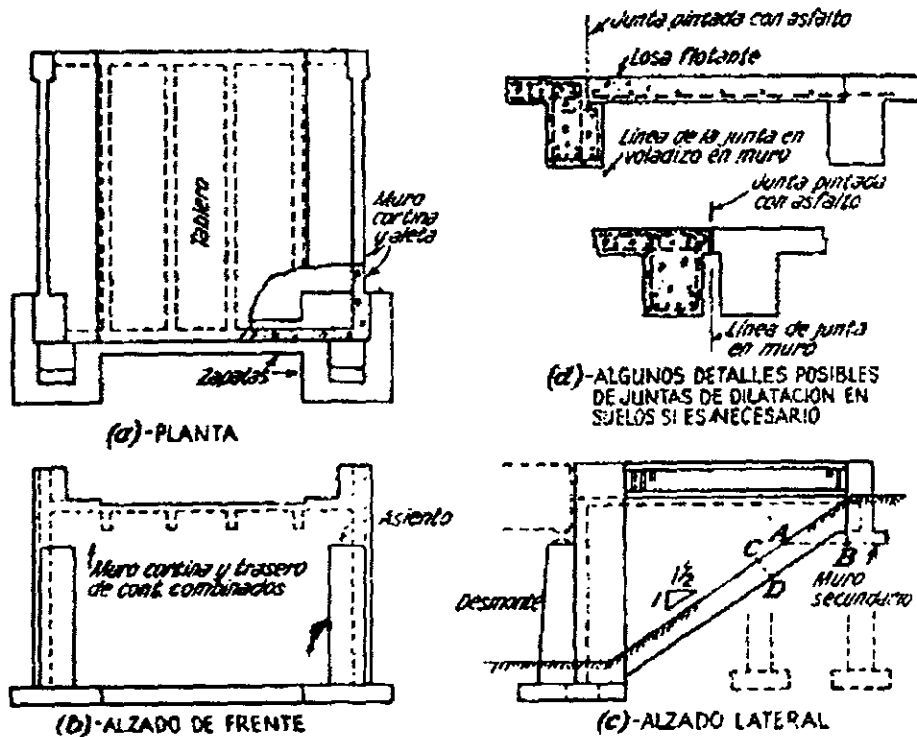


Figura 7.4 Estribo de cajón

En muchos casos es lógico tener la idea de reducir las presiones laterales en los estribos y asegurar aún más la economía. En el estribo de tramo de orilla se han suprimido los muros de aleta y cuando sea posible el muro frontal, se podrá reducir mediante el empleo de aberturas rectangulares o en arco.

Estribo sin aletas. Este estribos es simplemente un muro de contención, algunas veces con pequeñas aletas traseras o laterales. El tramo final de la superestructura puede estar soportado por un simple muro con un asiento de puente. Está sustentado simplemente sobre un lecho excavado, rodeado luego por el relleno. Si las condiciones del suelo o el peligro de socavación lo requieren, se debe profundizar el muro lo necesario.

7.2 CUIDADOS EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo de los puentes de vigas de perfil I es uno de los más sencillos y rápido, en la construcción de puentes, pues no requiere de una fabricación de los elementos metálicos, sino que se adquiere con los distribuidores o fabricantes de perfiles laminados; tratándose de elementos de producción en línea; o bien se fabrican las vigas que señalan los planos del proyecto respectivo observando las especificaciones de soldadura, calibre y calidad de las placas o elementos metálicos.

Transporte: Cuando se trata de vigas de más de 12 metros de longitud debe preverse la forma de transporte con el fin de no complicar el mismo, sin embargo debe considerarse que el transportar los tramos más grandes posibles representa economía y rapidez en la ejecución de los trabajos, ya que se puede evitar el realizar alguna unión de campo que implica costo, tiempo y una supervisión mas cuidadosa que la de taller ya que los trabajos de soldadura "*in situ*" no cuentan con todos los elementos que se tienen en un taller.

Fabricación: En términos generales, los factores que interviene en la construcción de vigas de acero soldadas son los siguientes:

El corte de la piezas se hará según las indicaciones de los planos, hay una gran variedad de equipo para efectuar el corte de piezas de acero, se debe aplicar el equipo más ventajoso económicamente.

El corte con la flama de oxiacetileno es probablemente el más usado por los fabricantes de estructuras de acero, y se puede utilizar desde espesores ligeros hasta de 24" de grueso, efectuándose el corte en cualquier forma deseada, la variación máxima es de 5 mm. Al hacer cortes en planchas es conveniente hacerlos simultáneos para equilibrar el calor y evitar, hasta donde sea posible, la distorsión de placas.

Una vez obtenidas las piezas necesarias, deberán enderezarse, y el proceso de enderezado debe aplicarse a todas ellas, antes de ensamblarse, para poder formar uno o varios elementos estructurales, y después de soldarse, para corregir la distorsión.

La deformación en arco, y ondulaciones debidas a la expansión y contracción de la soldadura pueden corregirse por medio de fuerzas externas aplicadas a la pieza, o con aplicación de calor, o bien con una combinación de ambos procedimientos.

El ensamblado de las piezas para formar elementos estructurales se realiza

punteando las partes, y los puntos de soldadura deberán hacerse en forma conveniente con objeto de tener preparaciones de juntas lo más limpias posible. Si se tiene una repetición de estos ensambles de taller, es conveniente hacerlos sujetándolos por medio de dispositivos especiales, para obtener piezas iguales.

Existen muchos métodos para realizar soldaduras, los más usados son la soldadura de arco eléctrico manual y la de arco sumergido.

Hay que tomar ciertas precauciones contra la temperatura, humedad y viento, al realizar un trabajo de soldadura. No se debe permitir a los soldadores trabajar en temperatura ambiente demasiado fría, porque el resultado será una mano de obra de mala calidad, por la incomodidad de la ropa de protección; tampoco se le permitirá hacer su trabajo si hay viento fuerte, porque la estabilidad el arco es afectada adversamente; en caso de permitirlo se pondrán mamparas de protección para romper el viento.

Una junta preparada correctamente significa el 80% de una buena ejecución. Una vez preparada la junta y antes de soldarla, deberán verificarse las dimensiones de la cara de raíz, ángulo del bisel, limpieza, marcas de ensamble, alineamiento de las partes a unir, y la uniformidad y tamaño de las aberturas de raíz.

Montaje: El método seleccionado de montaje depende de la rapidez requerida y del equipo disponible, además se deben tomar en cuenta los costos relativos de muchos otros factores; el método depende de las condiciones del lugar, de las áreas disponibles para operar el equipo y de los riesgos en comparación con otros métodos.

Es necesario tomar en cuenta el tipo, tamaño y altura de la estructura, las posibles interferencias con otras operaciones, el tráfico de automoviles o de peatones. El montaje es de lo más sencillo y deberá hacerse con grúa si se encuentra una disponible cerca de la obra, en caso contrario deberá hacerse utilizando plumas, polipastos y malacates manuales para cable de acero.

Dos de los métodos comunmente usados con plumas son los siguientes: Montaje por lanzamiento para claros grandes y montaje con cable - vía para claros pequeños con vigas ligeras.

El montaje por lanzamiento se describe gráficamente en la Figura 7.5.

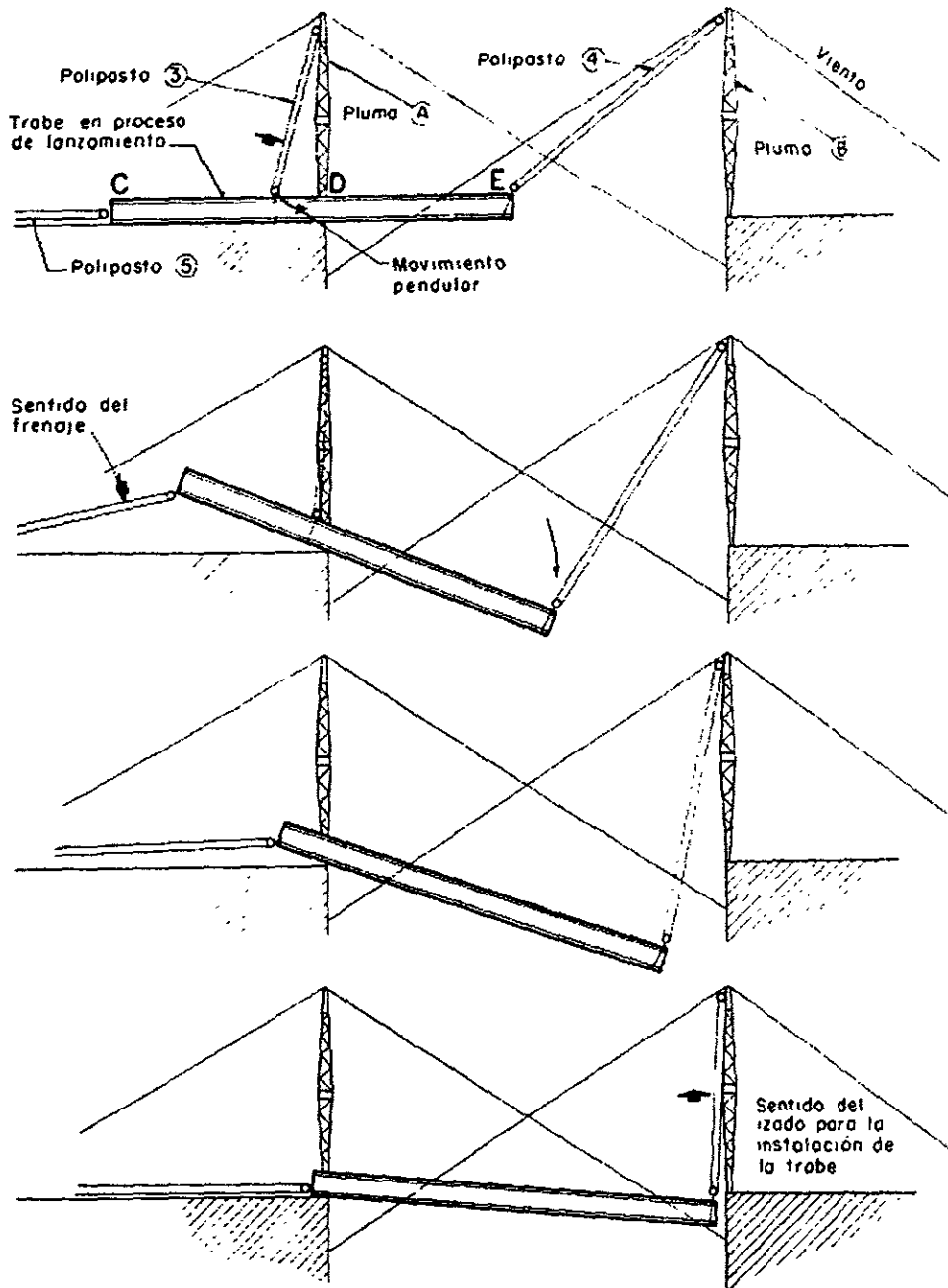


Figura 7.5 Montaje por lanzamiento

Sobre los apoyos extremos se utilizan las plumas (A) y (B); con la pluma (A) se agarra la trabe de una sección del tramo CD, fuera del eje de la pluma, de manera que al accionar el polipasto (3), la trabe corre por gravedad realizando un movimiento pendular, dado que la carga tiende a estar dentro de la vertical.

El extremo de la trabe, a su vez, se encuentra conectado al polipasto (4) de la pluma (B), y el otro extremo a un polipasto de frenaje (5). Se continúa esta serie de movimientos, hasta que el tramo de la viga CD se iguala al tramo volado DE; a partir

de ahí la trabe tiende a girar en el sentido de la flecha, pero el polipasto de frenaje impide su caída. Durante esta maniobra, la trabe se apoya en un solo punto, sobre una calza de madera protegida en su parte superior por un canal de acero.

A medida que actúa el polipasto (3), la trabe corre en el sentido de su lanzamiento, tanto como lo permite el polipasto de frenaje (5). Cuando el extremo volado de la trabe alcanza prácticamente el apoyo opuesto, se iza con el polipasto (4), combinando su acción con la de los (3) y (5), para dejarla en su sitio final de montaje.

El montaje de traveses auxiliado por cable - vía, es sumamente práctico y sencillo:

El extremo por lanzar de la trabe, se iza como se muestra en la Figura 7.6 por el polipasto (4), que conecta con el carro de cable - vía (5), quedando así suspendido del cable de carga (6).

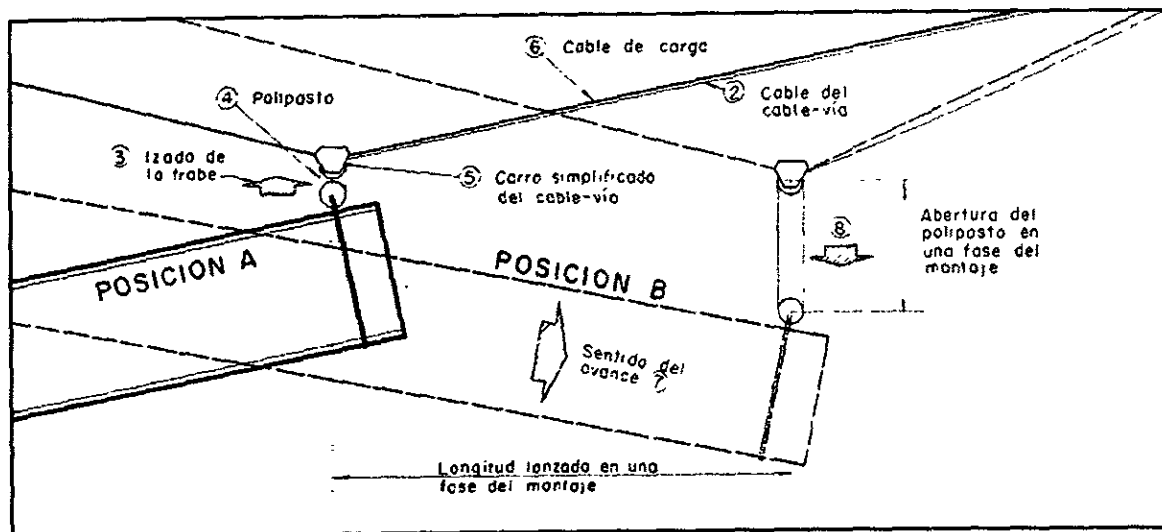


Figura 7.6 Montaje con Cable - Vía

Un trailer suspende y empuja la parte posterior de la trabe en proceso de lanzamiento. Al correr la trabe en el sentido del avance, el polipasto (4) se abre bajando el extremo de la trabe, por sobrar cable, dado que éste sólo iza a la trabe actuando como un malacate propio. Se iza de nuevo el extremo lanzado de la trabe y se repite la operación descrita.

Colado: Una vez realizado el montaje, podrá colocarse la cimbra sostenida en las mismas traveses o vigas de acero evitando totalmente la obra falsa. Regularmente el proyecto debe prever la condición de trabajo de cimbrado y colado sin obra falsa pero se deberá asegurar esta situación, ya que las fallas del patín de compresión pueden presentarse si no se tomaron estas consideraciones en el diseño. En la mayoría de los casos es más económico, rápido y seguro hacer de las vigas elementos autoportantes para las condiciones de colado.

Conclusiones

CONCLUSIONES

Las tecnologías orientadas al desarrollo de nuevos materiales exigen un profundo conocimiento de las debilidades y bondades que éstos tienen, a fin de desarrollar estructuras eficientes y seguras desde el punto de vista de su composición, no solo estructural, sino ante otras variables como son la factibilidad de producción y los costos.

El uso de los materiales tradicionales como el concreto en sus múltiples opciones, el acero y la madera, entre los más usuales, no garantiza la eficiencia de las soluciones si éstas no son racionales. Una concepción racional significa el aprovechamiento máximo de sus propiedades físico-mecánica, de su capacidad resistente y, por supuesto, de la disponibilidad de los mismos en la región.

En México, los constructores no han impulsado las construcciones compuestas y en especial las construcciones de acero, debido a que el costo de la maquinaria, el equipo y la mano de obra, utilizadas en el montaje de estructuras metálicas es algunas veces mayor que para la construcción de estructuras de concreto.

Los constructores no toman en cuenta muchas de las ventajas que ofrece la construcción de estructuras compuestas, que es el aprovechamiento óptimo de las propiedades del concreto resistiendo compresión y del acero resistiendo tensión y cortante, concibiendo estructuras más ligeras y por lo tanto más económicas.

Para poder desarrollar un proyecto óptimo y eficiente, es necesario conocer los más aproximadamente el peso de las cargas que actuaran en la estructura. En los últimos años el desarrollo tecnológico en la construcción de camiones de carga, ha desarrollado camiones que transportan cargas mucho más pesadas que los camiones de diseño utilizados por los reglamentos actuales, por lo que es necesario prever cual será el camión más pesado que circulara sobre el puente durante su vida útil, además de verificar que los camiones que transitan por los puentes cumplan con las cargas máximas reglamentadas para cada tipo de puente.

BIBLIOGRAFIA

Demetrios E. Tonias, P. E. Bridge Engineering
Mc Graw – Hill, Inc. 1995

American Association of State Highway y Transportation Official. Standard Specifications for Highway Bridges, 15th ed.
Washington, D. C. 1993

Roberto Meli Piralla. Diseño Estructural
Limusa, S. A. de C. V. 1995

Arthur H. Nilson / George Winter. Design of Concrete Structures, Tenth Edition
Mc Graw – Hill, Inc. 1986

R. P. Johnson. Composite Structures of Steel y Concrete
London: Crosby Lockwood Staples

Colin O'Connor. Design of Bridge Superstructures
New York: Wiley Interscience

Joseph E. Bowles. Diseño de Acero Estructural
Limusa, S. A. de C. V. 1991

Jack C. Mc Cormac. Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD
Alfaomega, S. A. de C. V. 1991

American Institute of Steel Construcction. Allowable Stress Design Manual of Steel Construcction, 9 th ed.
Chicago, 1989

Instituto Mexicano de Construcciones de Acero. Manual de Construcciones en Acero, Tomo I

Seminario Internacional de Puentes 24,25 y 26 de octubre de 1991
Memoria Instituto Mexicano del Transporte

Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros
Secretaria de Comunicaciones y Transportes
México, 1984

Ing. Raul Salas Rico. Proyecto y Diseño de Puentes
Secretaria de Comunicaciones y Transportes

Ricardo Lasso Herrera. Procedimiento de Construcción de Puentes
Secretaria de Comunicaciones y Transportes

Anexos

ANEXO A

CARGAS - H 15-44 (M13.5)

TABLA DE MOMENTOS, CORTANTES, Y REACCIONES MAXIMAS PARA TRAMO SIMPLE, EN UNA FRANJA

Claro	Momento	Cortante	Claro	Momento	Cortante
1	2.72	10.90	31	133.33	19.93
2	5.44	10.90	32	140.58	20.29
3	8.16	10.90	33	147.82	20.65
4	10.88	10.90	34	155.32	21.01
5	13.60	11.31	35	163.11	21.36
6	16.32	11.68	36	170.89	21.72
7	19.04	11.94	37	178.91	22.08
8	21.86	12.18	38	187.24	22.44
9	25.08	12.33	39	195.58	22.79
10	28.45	12.48	40	204.11	23.15
11	31.82	12.77	41	212.99	23.51
12	35.21	13.15	42	221.86	23.87
13	38.59	13.51	43	230.91	24.22
14	41.98	13.84	44	240.33	24.58
15	45.37	14.21	45	249.76	24.94
16	48.76	14.58	46	259.33	25.30
17	52.16	14.92	47	269.29	25.65
18	56.47	15.28	48	279.25	26.01
19	61.30	15.66	49	289.34	26.37
20	66.31	15.99	50	299.85	26.73
21	71.51	16.36	51	310.36	27.08
22	76.92	16.72	52	320.97	27.44
23	82.43	17.08	53	332.02	27.80
24	88.18	17.43	54	343.07	28.16
25	94.09	17.79	55	354.19	28.51
26	100.14	18.15	56	365.79	28.87
27	106.43	18.50	57	377.39	29.23
28	112.87	18.86	58	389.04	29.59
29	119.44	19.22	59	401.17	29.94
30	126.28	19.58	60	413.31	30.30

El Claro esta en metros, el Momento en toneladas-metro y el Cortante en toneladas.

Estos valores estan sujetos a la reduccion especificada para carga con franjas múltiples.

Estos calores no incluye impacto.

ANEXO A

CARGAS - HS 15-44 (M13.5)

TABLA DE MOMENTOS, CORTANTES, Y REACCIONES MAXIMAS PARA TRAMO SIMPLE, EN UNA FRANJA

Claro	Momento	Cortante	Claro	Momento	Cortante
1	2.72	10.90	31	161.14	22.28
2	5.44	10.90	32	167.25	22.34
3	8.16	10.90	33	173.35	22.40
4	10.88	10.90	34	179.46	22.46
5	13.60	12.48	35	185.57	22.52
6	16.32	14.04	36	191.69	22.57
7	19.04	15.15	37	197.80	22.67
8	23.41	15.99	38	203.91	22.80
9	28.51	16.76	39	210.02	22.93
10	33.67	17.54	40	216.13	23.15
11	39.44	18.18	41	222.25	23.51
12	45.46	18.71	42	228.36	23.87
13	51.51	19.14	43	235.06	24.22
14	57.56	19.51	44	242.96	24.58
15	63.62	19.86	45	250.85	24.94
16	69.70	20.16	46	259.33	25.30
17	75.77	20.41	47	269.29	25.65
18	81.85	20.64	48	279.25	26.01
19	87.94	20.85	49	289.34	26.37
20	94.02	21.04	50	299.85	26.73
21	100.11	21.20	51	310.36	27.08
22	106.20	21.35	52	320.97	27.44
23	112.29	21.49	53	332.02	27.80
24	118.40	21.61	54	343.07	28.16
25	124.50	21.73	55	354.19	28.51
26	130.61	21.85	56	365.79	28.87
27	136.71	21.93	57	377.39	29.23
28	142.78	22.02	58	389.04	29.59
29	148.82	22.11	59	401.17	29.94
30	155.00	22.20	60	413.31	30.30

El Claro esta en metros, el Momento en toneladas-metro y el Cortante en toneladas.

Estos valores estan sujetos a la reduccion especificada para carga con franjas múltiples.

Estos calores no incluye impacto.

ANEXO A

CARGAS - H 20-44 (M18)

TABLA DE MOMENTOS, CORTANTES, Y REACCIONES MAXIMAS PARA TRAMO SIMPLE, EN UNA FRANJA

Claro	Momento	Cortante	Claro	Momento	Cortante
1	3.63	14.53	31	177.77	26.58
2	7.25	14.53	32	187.43	27.06
3	10.88	14.53	33	197.09	27.53
4	14.51	14.53	34	207.09	28.01
5	18.14	15.06	35	217.47	28.49
6	21.76	15.57	36	227.85	28.96
7	25.39	15.93	37	238.54	29.44
8	29.05	16.23	38	249.65	29.92
9	33.43	16.44	39	260.76	30.39
10	37.94	16.61	40	272.14	30.87
11	42.44	17.04	41	283.98	31.35
12	46.95	17.53	42	295.81	31.82
13	51.46	17.99	43	307.88	32.30
14	55.97	18.47	44	320.44	32.78
15	60.49	18.96	45	333.00	33.25
16	65.01	19.42	46	345.76	33.73
17	69.54	19.90	47	359.05	34.21
18	75.29	20.39	48	372.33	34.68
19	81.73	20.85	49	385.79	35.16
20	88.42	21.33	50	399.80	35.64
21	95.34	21.82	51	413.81	36.11
22	102.55	22.29	52	427.95	36.59
23	109.91	22.77	53	442.69	37.07
24	117.57	23.24	54	457.42	37.54
25	125.45	23.72	55	472.26	38.02
26	133.51	24.20	56	487.72	38.50
27	141.90	24.67	57	503.18	38.97
28	150.50	25.15	58	518.71	39.45
29	159.26	25.63	59	534.89	39.93
30	168.38	26.10	60	551.08	40.40

El Claro esta en metros, el Momento en toneladas-metro y el Cortante en toneladas.
 Estos valores estan sujetos a la reduccion especificada para carga con franjas múltiples.
 Estos calores no incluye impacto.

ANEXO A

CARGAS - HS 20-44 (MS18)

**TABLA DE MOMENTOS, CORTANTES, Y REACCIONES MAXIMAS
PARA TRAMO SIMPLE, EN UNA FRANJA**

Claro	Momento	Cortante	Claro	Momento	Cortante
1	3.63	14.53	31	214.85	29.69
2	7.25	14.53	32	222.99	29.78
3	10.88	14.53	33	231.14	29.87
4	14.51	14.53	34	239.28	29.95
5	18.14	16.66	35	247.43	30.03
6	21.76	18.71	36	255.58	30.10
7	25.39	20.19	37	263.73	30.22
8	31.21	21.31	38	271.88	30.40
9	38.00	22.35	39	280.03	30.58
10	44.90	23.37	40	288.18	30.87
11	52.59	24.22	41	296.33	31.35
12	60.62	24.95	42	304.48	31.82
13	68.67	25.53	43	313.41	32.30
14	76.74	26.00	44	323.94	32.78
15	84.83	26.47	45	334.48	33.25
16	92.93	26.89	46	345.78	33.73
17	101.03	27.22	47	359.06	34.21
18	109.13	27.52	48	372.34	34.68
19	117.25	27.81	49	385.79	35.16
20	125.36	28.07	50	399.80	35.64
21	133.48	28.25	51	413.82	36.11
22	141.60	28.47	52	427.97	36.59
23	149.72	28.67	53	442.70	37.07
24	157.86	28.82	54	457.44	37.54
25	166.01	28.97	55	472.27	38.02
26	174.15	29.11	56	487.73	38.50
27	182.28	29.23	57	503.20	38.97
28	190.42	29.35	58	518.72	39.45
29	198.55	29.47	59	534.90	39.93
30	206.70	29.59	60	551.09	40.40

El Claro esta en metros, el Momento en toneladas-metro y el Cortante en toneladas.

Estos valores estan sujetos a la reduccion especificada para carga con franjas múltiples.

Estos valores no incluye impacto.

