



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

## COMPARACIÓN ENTRE LAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES, FACTORES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA EN EL DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES VEHICULARES BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES

### T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

**RONALD CESAR GÓMEZ JOHNSON**

TUTOR:

**DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ**

Ciudad Universitaria, D.F., abril de 2008

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Orlando Javier Díaz López  
Secretario: Dr. José Alberto Escobar Sánchez  
Vocal: Dr. Roberto Gómez Martínez  
1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. Oscar López Bátiz  
2<sup>do</sup>. Suplente: M.I. Carlos Adan Montoya Beltrán

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

## **DEDICATORIA**

A mi madre, ya que gracias a tu cariño y sacrificio incansable la culminación de esta meta no hubiera sido posible.

A mis tíos Victor Hugo y Karin, que estuvieron siempre presentes para brindarme su apoyo incondicional desde el primer momento, gracias por todo.

A mis hermanos: Rita, Cris, Ale, Gabi, Vico, que son parte de mi vida, va para ustedes.

A todas aquéllas personas, que de una u otra manera colaboraron para la conclusión de este trabajo, les ofrezco mi más sincero agradecimiento.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi tutor, Dr. Roberto Gómez Martínez, por su apoyo desde el primer momento y la confianza depositada en mi persona.

Al Instituto de Ingeniería por ayudarme a consolidar mi formación académica y cobijarme durante el tiempo de mis estudios.

A los profesores del Programa de Maestría en Estructuras por compartir su conocimiento con nosotros.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por abrirme sus puertas y así poder culminar esta meta.

# **Contenido**

## **Capitulo 1 Introduccion**

## **Capitulo 2 Evolucion de las filosofías de diseño**

### **Introduccion**

**Filosofia de diseño por esfuerzos admisibles**

**Filosofia de diseño por resistencia ultima**

**Filosofia de diseño por factores de carga y resistencia**

**Bibliografia**

## **Capitulo 3 Recomendaciones para el diseño de superestructuras de puentes vehiculares**

### **Introduccion**

### **Cargas**

**Cargas permanentes**

**Carga viva**

**Carga de fatiga**

**Carga en el tablero**

**Carga en barreras**

### **Efectos dinamicos**

**Carril de transito y diseño**

**Factor de presencia multiple**

**Factores de distribución de carga**

### **Metodos de analisis**

### **Estados limite de diseño**

**Estado limite de servicio**

**Estado limite de fatiga y fractura**

**Estado limite de resistencia**

**Estado limite de evento extremo**

**Combinacion de carga y factores de carga**

### **Requerimientos de resistencia en flexion**

**Concreto reforzado**

**Concreto presforzado**

**Acero de refuerzo maximo**

**Acero de refuerzo minimo**

**Acero de refuerzo por distribucion y temperatura**

**Requerimientos de resistencia al cortante**

**Requerimientos de servicio**

**Limite de esfuerzos (concreto presforzado)**  
**Control de agrietamiento (concreto reforzado)**  
**Control de deflexiones**  
**Fatiga**

**Bibliografia**

#### **Capitulo 4 Casos de estudio**

**Introduccion**  
**Superestructura del tipo losa maciza**  
**Losa sobre trabes**  
**Nervadura de concreto reforzado**  
**Viga de concreto presforzado**  
**Bibliografia**

#### **Capitulo 5 Conclusiones**

#### **Apendices**

**Memoria de calculo-superestructura del tipo losa maciza**  
**Memoria de calculo-losa sobre trabes**  
**Memoria de calculo-nervadura de concreto reforzado**  
**Memoria de calculo-viga de concreto presforzado**  
**Memoria de calculo-barrera de concreto reforzado**

## **RESUMEN**

En el presente trabajo, se efectúa una revisión de la evolución de las filosofías de diseño, desde principios del siglo XX al presente, y de las recomendaciones del Reglamento AASHTO para el análisis y diseño de superestructuras de puentes vehiculares. Se lleva a cabo una comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles, factores de carga y factores de carga y resistencia, en el diseño de tres tipos de superestructuras de puentes vehiculares (losa maciza, losa sobre nervaduras de concreto reforzado, losa sobre vigas presforzadas), correspondientes a puentes simplemente apoyados. Con base en la revisión efectuada y los resultados obtenidos, se propone estudiar la factibilidad de modernizar el Reglamento de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México, en la parte de Proyecto de Puentes y Estructuras, que en la actualidad sólo contempla como alternativas para el diseño estructural, las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles y factores de carga.

## **ABSTRACT**

In this work, a revision of the evolution of design philosophies is presented, including recommendations used since the beginning of 20<sup>th</sup> century to present time, and the recommendations of the AASHTO Specifications for the analysis and design of highway bridge superstructures. A comparison among the design philosophies for allowable stress, load factors and load factors and resistance, is developed for the design of three types of highway bridge superstructures (solid slab, slab over reinforced concrete beams, slab over prestressed beams), corresponding to simply supported bridges. Based on the results of the revision, a recommendation is proposed to study the feasibility of modernizing the Specification of the Ministry of Communications and Transports of México, in that section dealing with the Project of Bridges and Structures that at the present time only contemplates two alternatives for the structural design: allowable stress and load factors philosophies.

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

En Estados Unidos, la primera norma nacional ampliamente reconocida para el diseño y la construcción de puentes fue publicada en 1931 por la American Association of State Highway Officials (AASHO), organismo antecesor de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Desde esa fecha el cúmulo de conocimientos relacionados con el diseño de puentes vehiculares ha crecido enormemente, y continúa creciendo. Tanto la teoría como la práctica han evolucionado de manera relevante, reflejando los avances logrados a través de investigaciones referidas a la comprensión de las propiedades de los materiales, nuevos materiales, análisis más racionales y precisos del comportamiento estructural, uso más eficiente de las computadoras y la tecnología informática. Actualmente se estudian eventos extremos que representan riesgos particulares para los puentes, tales como eventos sísmicos, socavación, corrosión, fatiga, entre muchos otros.

Desde su origen hasta el comienzo de la década de los setentas, la única filosofía de diseño incorporada en las especificaciones era la del Diseño por Esfuerzos de Admisibles. Desde principios de los setentas, dicha filosofía se fue ajustando para reflejar la variabilidad en la predicción de cierto tipo de cargas (vehiculares, viento) a través de factores de ajuste, surgiendo así la filosofía conocida como Diseño por Resistencia Última (Factores de Carga).

La filosofía descrita también se amplió al considerar la variabilidad de las propiedades de los elementos estructurales, de forma similar a la variabilidad de las cargas. Aunque la filosofía de Diseño por Resistencia Última (Factores de Carga) la considera parcialmente, la filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) toma en cuenta de manera explícita la variabilidad del comportamiento de los elementos estructurales confiando exhaustivamente en los métodos estadísticos.

En junio de 1994, se publicó la primera edición del Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications en unidades del sistema inglés y del sistema internacional. Desde entonces, se han hecho revisiones a dicho Reglamento, las cuales fueron publicadas mediante especificaciones interinas.

Esta nueva especificación (LRFD), está basada en nuevos desarrollos en la Ingeniería de Puentes, proporcionando un nivel de seguridad uniforme para los diferentes tipos de puentes y longitudes de claro, a diferencia del Reglamento AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges que no proporciona un nivel de seguridad consistente y uniforme; más adelante, en este trabajo se profundizará sobre este aspecto.



La filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia incorpora lo mejor de las filosofías de Diseño por Esfuerzos de Admisibles y Resistencia Última; a partir de octubre de 2007 será obligatorio su uso en los Estados Unidos Americanos.

En la actualidad, el Reglamento de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes de México, en la parte de Proyecto de Puentes y Estructuras, contempla como alternativas para el diseño estructural, las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles y por Resistencia Última.

El objetivo del presente trabajo es efectuar una comparación entre las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD) y Factores de Carga y Resistencia (LRFD), en el diseño de tres tipos de superestructuras de puentes vehiculares (losa maciza, losa sobre nervaduras de concreto, losa sobre vigas presforzadas), correspondientes a puentes simplemente apoyados. Para ello, primeramente se hará una descripción general de la evolución de las filosofías de diseño desde principios de 1900 al presente. Después, se hará una revisión general de las recomendaciones relativas al análisis y diseño de puentes correspondientes a las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles y Resistencia Última, ambas consideradas en el Reglamento AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (2002).

Por último, se hará una revisión y descripción a detalle de las recomendaciones relativas al análisis y diseño de puentes correspondiente a la filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2004); paralelamente se contrastarán las diferencias encontradas con las recomendaciones del Reglamento AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (2002).

Como producto de la comparación, se contrastarán las diferencias encontradas, tanto en el diseño de las superestructuras de puentes vehiculares (carga permanente, carga viva, efectos dinámicos, factor de presencia múltiple, factores de distribución de carga, métodos de análisis, estados límite de diseño, combinación de carga, factores de carga, requerimientos de resistencia en flexión y cortante, límites en las cantidades de acero de refuerzo, requerimientos de servicio) como en la facilidad de aplicación del Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2004).

Finalmente, con base en los resultados obtenidos, se emitirán las conclusiones pertinentes y las recomendaciones que ameriten.

## CAPÍTULO 2

# EVOLUCIÓN DE LAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

### 2.1 INTRODUCCIÓN

A lo largo de los años, los ingenieros han desarrollado procedimientos de diseño para proporcionar diseños con márgenes satisfactorios de seguridad. En este sentido se pueden mencionar dos filosofías de diseño predominantes, por una parte el procedimiento de Diseño por Esfuerzos Admisibles que data desde principios de 1900, y el procedimiento de Diseño por Resistencia Última cuya primera aparición formal en el Reglamento de Diseño Norteamericano fue en 1941. Si embargo, históricamente el primer procedimiento de diseño conocido fue el de Resistencia Última, ya que mediante pruebas de laboratorio, se podía estimar la carga última aunque sin un conocimiento de la magnitud o distribución de esfuerzos internos; posteriormente creció el interés por comprender los procedimientos elásticos de análisis, y de esta manera se fue generalizando el procedimiento de Diseño por Esfuerzos Admisibles.

Durante el transcurso de los años creció la inquietud por comprender de una manera detallada el comportamiento real de estructuras de concreto reforzado, sujetas a cargas mayores que las cargas de servicio y por ende surgieron los primeros ajustes a la teoría y a los procedimientos de diseño. En los años 30, surge la primera modificación al procedimiento de Diseño por Esfuerzos de Admisibles, fruto del estudio de columnas axialmente cargadas; en 1941 se incluyeron procedimientos de diseño de columnas axialmente cargadas con base en el comportamiento de resistencia última; más adelante se modificó el método para considerar el agrietamiento y flujo plástico en vigas de concreto con acero de compresión y columnas cargadas excéntricamente.

En 1956, el Reglamento ACI fue el primero que oficialmente reconoció y permitió el procedimiento de Diseño por Resistencia Última. En 1963, el mismo Reglamento trata ambos procedimientos en una base igual, pero realmente la mayor parte del procedimiento de Diseño por Esfuerzos Admisibles ha sido modificado para reflejar el comportamiento de Resistencia Última, también conocido como procedimiento de Diseño por Estados Límite.

A partir de 1968 se inició la discusión de la probable aplicación de procedimientos probabilísticos para respaldar el Reglamento determinístico, con el fin de destacar el realismo y mejorar la consistencia en el tratamiento de incertidumbres (cargas y resistencia): las bases teóricas dependieron de valores pronosticados (promedios) y en medidas comunes de dispersión (desviación estándar o coeficiente de variación).

En 1998, la Asociación de Ingenieros Civiles de Norteamérica publica la Norma ASCE 7-98 “Cargas Mínimas de diseño para Edificios y otras Estructuras”, la cual especificaba cargas y combinaciones de carga con sus correspondientes factores de carga, basados éstos en un análisis probabilístico, utilizando datos estadísticos de parámetros de carga y resistencia disponibles desde los años 70.

Debido a que en el Reglamento ACI 318-99, la carga y los factores de combinación de carga se mantenían invariantes desde los años 50, se optó por incorporar en el Reglamento la Norma ASCE 7-98.

Surge así el proceso de calibración del Reglamento ACI 318. Se dividió en dos etapas: la primera consistió en determinar factores de reducción de resistencia apropiados y consistentes con las cargas y combinaciones de carga especificados en la Norma ASCE 7-98, mediante el desarrollo de modelos estadísticos de resistencia. La segunda etapa se centró en el análisis de confiabilidad y la selección de los factores de reducción de resistencia. Fruto de este proceso de calibración, la edición 2002 del Reglamento ACI 318, especificaba cargas y combinaciones de carga consistentes con la Norma ASCE 7-98.

En 1986, ingenieros de puentes del estado de California, Colorado, Florida, Michigan, y Washington sometieron una carta al Subcomité de Puentes de la AASHTO expresando su preocupación, ya que el Reglamento AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges estaba quedándose atrás en el tiempo, además de existir vacíos e inconsistencias en la 13ª edición. En respuesta a estas preocupaciones, se comenzó un estudio por parte del Programa de Investigación Cooperativo Nacional de Carreteras (NHCRP: *National Cooperative Highway Research Program*) para explorar la viabilidad de desarrollar una especificación de estados límite con base probabilística. En mayo de 1987, el estudio concluyó con recomendaciones de desarrollar una especificación de estados límite probabilística con comentarios, llenar los vacíos y corregir las inconsistencias. El Subcomité de Puentes aceptó las recomendaciones y el NCHRP comenzó un segundo proyecto en julio de 1988 para desarrollar una especificación moderna y comprensiva de puentes con comentarios. El proyecto se completó y se sometió a aprobación en marzo de 1993.

## **2.2 FILOSOFÍA DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES**

Se trata de un procedimiento de diseño determinista, que considera fijos y no aleatorios los distintos valores numéricos que sirven de partida para el cálculo (resistencias de los materiales, cargas aplicadas).

En este método se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas máximas de servicio, se calculan los esfuerzos correspondientes a estas solicitaciones (esfuerzos de trabajo) y se comparan sus valores con una fracción de la resistencia de los materiales (esfuerzo admisible), encontrándose usualmente en el rango elástico.

Inicialmente, este procedimiento de diseño fue desarrollado centrándose primordialmente en estructuras metálicas (puentes con armaduras abiertas o arcos). Se observó que el acero estructural tenía un comportamiento lineal hasta su límite de fluencia, punto que se encuentra por debajo del punto de resistencia última del material.

El procedimiento de diseño parte de las siguientes hipótesis:

- Las tensiones en la fibra más comprimida del concreto y en el acero de refuerzo en tensión están limitadas por los valores de los correspondientes esfuerzos admisibles. Aunque las especificaciones más antiguas no definían con precisión el concepto de resistencia del concreto en compresión, la práctica habitual era tomar la resistencia media obtenida al romper varias probetas; después se dio paso a la resistencia característica en la que se tiene en cuenta la dispersión. En cuanto al acero de refuerzo, se toma el límite elástico garantizado.
- Se admite la hipótesis de Bernoulli, en el sentido de que las deformaciones normales a la sección siguen una ley de variación lineal. Estas deformaciones son las mismas para el acero de refuerzo que para el concreto que las rodea.
- Se admite un diagrama esfuerzo – deformación lineal para el concreto en compresión (Ley de Hooke). Se prescinde de la colaboración del concreto en tensión.
- Se aplican a la sección ecuaciones de equilibrio, igualando las resultantes de esfuerzos internos en el concreto y acero de refuerzo, con los esfuerzos actuantes sobre la sección.

El principio de la filosofía de Diseño por Esfuerzos Admisibles se puede resumir con la siguiente expresión:

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{FS} \quad (2.1)$$

donde:

$Q_i$  = Efecto de las cargas.

$R_n$  = Resistencia nominal.

$FS$  = Factor de seguridad.

La filosofía de Diseño por Esfuerzos Admisibles ha demostrado ser un método simple y útil pero tiene algunas inconsistencias serias, las cuales se enumeran a continuación.

1. No es posible determinar de manera cuantitativa el margen de seguridad, debido a que el factor de seguridad es elegido basado en la experiencia y juicio individual. El factor de seguridad se aplica a la resistencia, y las cargas son determinadas de manera determinística.
2. El concepto de resistencia está basado en un comportamiento elástico lineal, isotrópico y homogéneo del material.
3. La relación modular “ $n$ ” que sirve de base al método y que se define como el cociente entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto, es un valor difícil de precisar por depender de muchos factores, como la calidad del concreto, la forma de la sección, el tipo de sollicitación, la duración de las cargas, las condiciones ambientales en que se encuentra el elemento, etc.
4. Debido al complejo comportamiento reológico del concreto (flujo plástico y contracción) no siempre es posible evaluar el reparto de esfuerzos entre los dos materiales, acero y concreto mediante el concepto de equivalencia. En realidad, se produce una redistribución de esfuerzos con una sobrecarga del acero de refuerzo y descarga del concreto.
5. En secciones diseñadas por este procedimiento de diseño, los esfuerzos a los que trabaja el acero de refuerzo en compresión son, en general, muy bajos, con el consiguiente perjuicio económico. Este inconveniente se agrava con el empleo de aceros de alto límite elástico.
6. No se toma en cuenta la reducción local de rigidez que ocasiona la fisuración del concreto, con la consiguiente redistribución de esfuerzos que este fenómeno origina.
7. El diagrama de esfuerzo – deformación del concreto dista mucho de ser rectilíneo, variando además con la forma de aplicar las cargas y con su duración. Por ello, las hipótesis elásticas son válidas tan solo hasta una cierta fase del proceso de carga.

Como consecuencia, el cociente entre el esfuerzo de rotura del material y su esfuerzo de trabajo no refleja el margen de seguridad real de la estructura.

8. Hay casos en los que las solicitaciones no son proporcionales a las cargas. Se trata de problemas no lineales, en los que un aumento de la acción exterior provoca un aumento de solicitación de mayor magnitud de la que proporcionalmente le correspondería.
9. Se tiene implícito que los esfuerzos en los miembros son nulos antes de la aplicación de las cargas, por tanto no existen esfuerzos residuales. Esta suposición no es cierta en la mayoría de los casos.

### 2.3 FILOSOFÍA DE DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA

También conocida como filosofía de Diseño por Estados Límite. Se trata de un procedimiento de diseño probabilista, en el cual se consideran como aleatorias las diversas magnitudes que sirven de partida para el cálculo, por lo que se admite que los valores con que se opera tienen una determinada probabilidad de ser o no alcanzados en la realidad. En este procedimiento de diseño se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas factorizadas (factores de carga), y se comparan sus valores con las solicitaciones últimas, que son las que agotarían el elemento si los materiales tuviesen en vez de las resistencias reales, resistencias reducidas (factores de reducción de resistencia).

El propósito del diseño es lograr probabilidades aceptables para que una estructura no llegue a fallar durante su vida útil, es decir, que no alcanzará un estado límite. Así, cualquier manera en la que una estructura falle durante su vida útil, constituirá un estado límite, y deberá evitarse alcanzar tal condición durante la vida esperada de la estructura.

Los dos tipos principales de estado límite son: el estado límite último y los estados límites de servicio (durabilidad, agrietamiento, deflexión, fatiga). La importancia relativa de cada estado límite variará según la naturaleza de la estructura. El diseño se basará en el estado límite elegido, pero también se deberán verificar todos los demás estados límites pertinentes.

El principio de la filosofía de Diseño por Resistencia Última se puede resumir con la siguiente expresión:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.2)$$

donde:

$Q_i$  = Efecto de las cargas.

$R_n$  = Resistencia nominal.

$\gamma_i$  = Factor de carga.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

El lado izquierdo de la inequación representa la demanda de resistencia requerida y se expresa en términos de cargas de diseño (momentos o fuerzas interiores), multiplicadas por factores de carga apropiados que permiten tomar en cuenta posibles sobrecargas e inexactitudes del análisis.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de exactitud a la que la carga normalmente puede calcularse, y la variación que podría esperarse en la carga durante la vida esperada de la estructura. Por tanto, las cargas muertas, por ejemplo, son estimadas con mayor precisión, además de que son menos variables en el tiempo. Por ello se les asigna un factor de carga más bajo que el factor de carga para cargas vivas, que son más difíciles de estimar de manera precisa debido a su carácter transitorio.

El lado derecho de la inequación representa la resistencia factorizada, proveniente de multiplicar la resistencia nominal por el factor de reducción de resistencia.

El factor de reducción de resistencia tiene por objetivo:

- Definir un nivel de resistencia para el diseño, el cual es menor del que podría esperarse si todas las dimensiones y propiedades del material fueran iguales a las usadas en los cálculos.
- Reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad del miembro bajo los efectos de carga considerados.
- Reflejar la importancia del miembro.

Así, por ejemplo, se tiene un factor de reducción de capacidad menor para columnas que para trabes, ya que generalmente las columnas tienen menos ductilidad, son más sensibles a variaciones en la resistencia del concreto, y llevan áreas cargadas más grandes que las trabes.

## **2.4 FILOSOFÍA DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA**

Procedimiento de diseño probabilístico, que se puede ver como una extensión lógica del procedimiento de diseño por Resistencia Última, en el cual se toma en cuenta la variabilidad, tanto de las cargas como del comportamiento de los elementos estructurales de manera explícita. La conversión a la filosofía de diseño por Factores de Carga y Resistencia podría considerarse como un mecanismo para seleccionar de manera más sistemática y racional los factores de carga y resistencia

El principio de la filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia se puede resumir con la siguiente expresión:

$$\eta \cdot \sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi R_n \quad (2.3)$$

donde:

$Q_i$  = Efecto de las cargas.

$R_n$  = Resistencia nominal.

$\eta$  = Factor de modificación de carga.

$\gamma_i$  = Factor de carga.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

Los factores de carga y resistencia han sido calibrados por ensayos de diseño para proporcionar un nivel de seguridad alto y uniforme en puentes nuevos. El nivel de seguridad se expresa por un índice de confiabilidad ( $\beta$ ). La filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia proporciona un índice de confiabilidad de aproximadamente  $\beta=3.5$  para los diferentes tipos y configuraciones de puentes. Un índice de confiabilidad de  $\beta=3.5$  asegura una probabilidad de excedencia de que 2 de 10000 elementos o componentes diseñados, tendrán la suma de las cargas factorizadas mayor que la resistencia factorizada, durante el tiempo de vida de las estructuras.

Las estructuras diseñadas de acuerdo con las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles o Resistencia Última, ambas incluidas en el Reglamento AASHTO Bridge Standard Specifications for Highway Bridges (2002), tienen un índice de confiabilidad ( $\beta$ ) que puede ser tan bajo como 2.0 o tan alto como 4.5.

Un índice de confiabilidad  $\beta=2.0$ , implica una probabilidad de excedencia de que 4 de cada 100 elementos o componentes diseñados probablemente se cargarían excesivamente y experimentarían un problema en algún momento durante el tiempo de vida de la estructura. Esta proporción de cargas excesivas es muy alta y produciría costos altos de mantenimiento o colapso. Por otro lado, si  $\beta=4.5$ , el diseño sería muy conservador y costoso.

## 2.5 BIBLIOGRAFÍA

- Andrzej S. Nowak and Maria M. Szerszen – “Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical Models for Resistance”, ACI Structural Journal, 2003.
- C. Allin Cornell – “A probability-Based Structural Code”, ACI Journal, 1969.



- Dr. Edgar G. Nawy, P.E. – Concreto Reforzado (un enfoque básico), Ed. Prentice-Hall Hispanoamérica, S.A., 1989.
- Haresh C. Shah and Robert G. Sexsmith – “A probabilistic Basis for the ACI Code”, ACI Journal, 1969.
- Jack R. Benjamin and N.C. Lind – “A Probabilistic Basis for a Deterministic Code”, ACI Journal, 1977
- Maria M. Szerszen and Andrzej S. Nowak – “Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability Analysis and Resistance Factors”, ACI Structural Journal, 2003.
- M. Myint Lwin – “Why the AASHTO Load and Resistance Factor Design Specifications?”, Transportation Research Record, 1993.
- Notes on ACI 318-71 Building Code Requirements with Design Applications, Third Edition, 1972.
- Phil M. Ferguson – Reinforced Concrete Fundamentals with Emphasis on Ultimate Strength, Ed. John Wiley & Sons, Inc, 1958.
- Prof. P. Jiménez Montoya, Dr. A. García Meseguer, Dr. F. Moran Cabré – Hormigón Armado, Tomo I, 7ª Edición, Editorial Gustavo Pili, S.A. 1973.
- Wang and Salmon – Reinforced Concrete Design, International Text Book Company, 1965.
- W.H. Mosley and J.H. Bungey – Reinforced Concrete Design, Fourth Edition, MacMillan Education LTD, 1990.
- Wai-Fah Chen & Lian Duan – Bridge Engineering Handbook, CRC Press, 1999.

## **CAPÍTULO 3**

# **RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES VEHICULARES**

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se hace una revisión y comparación de las recomendaciones para el diseño de superestructuras de puentes vehiculares. En lo subsecuente se designará como ASD a la Filosofía de Diseño por Esfuerzos Admisibles, LFD a la Filosofía de Diseño por Factores de Carga, ambas incluidas en el Reglamento AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition-2002; y LRFD a la Filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia incluida en el Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 3rd Edition-2004.

### **3.2 CARGAS**

#### **3.2.1 Cargas permanentes**

Son aquellas que permanecen en el puente por un periodo de tiempo largo, inclusive durante su vida de servicio.

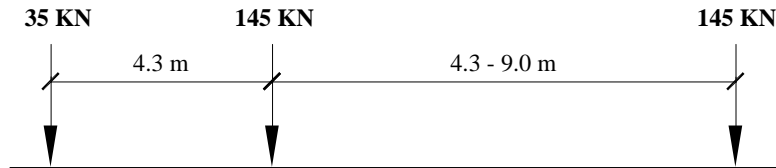
Por lo que respecta a la carga muerta, en LRFD se hace una diferenciación. Esta se desglosa en la carga muerta de componentes estructurales y aditamentos no estructurales (DC), y en la carga muerta de superficies de rodamiento (DW), mientras que en LFD y ASD no existe tal diferenciación.

#### **3.2.2 Carga viva**

El modelo de carga viva considerado en LRFD consiste en una combinación de un camión o un tandem de diseño, dependiendo de cual ocasione el mayor efecto, y un carril de diseño. El modelo de carga viva surge de un estudio del Buró de Investigación del Transporte (1990) (TRB: *Transportation Research Board*). Por otra parte, es importante hacer notar que las cargas que conforman el modelo de carga viva de LRFD, no están destinadas a modelar cualquier vehículo o combinación de vehículos, sino espectros de carga y sus efectos asociados.

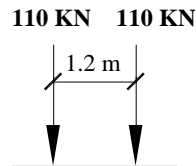
La carga viva considerada en ASD y LFD consiste en un camión o un carril de diseño, dependiendo de cual ocasione el mayor efecto.

*Camión de diseño.*- La designación para el camión de diseño en LRFD es HL-93. Representa al típico camión semi-trailer, el cual es básicamente igual al camión HS20-44 especificado para ASD y LFD.



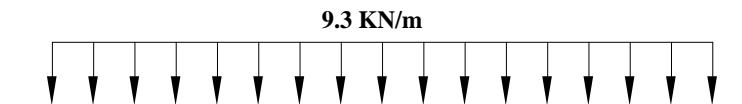
**Figura 3.1** Tren de carga, camión de diseño HL-93 y HS20-44

*Tandem de diseño.*- Consiste en dos ejes, cada uno de 110 kN, separados una distancia de 1.2 m.

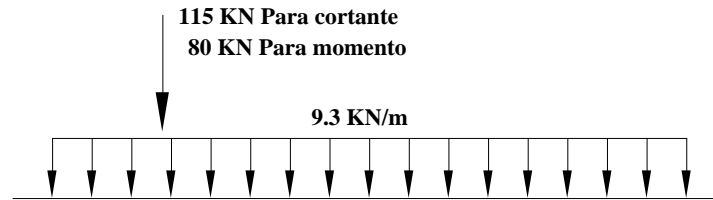


**Figura 3.2** Tren de carga, tandem de diseño

*Carril de diseño.*- Consiste de una carga uniformemente distribuida y se asume que ocupa un ancho de 3 m. (10 ft) transversalmente. Su intensidad es invariante para ASD, LFD y LRFD, con la única diferencia de que el carril de diseño para LRFD no requiere de ninguna carga concentrada, la cual es igual 80 kN (18000 lb) para momento, y 115 kN (26000 lb) para cortante en LFD y ASD.



**Figura 3.3** Carril de diseño LRFD



**Figura 3.4 Carril de diseño LFD y ASD**

### 3.2.3 Carga de fatiga

La resistencia de algunos componentes de un puente es sensible a esfuerzos repetitivos o de fatiga. Cuando la carga es cíclica, el nivel de esfuerzos que pudiera provocar la fractura por fatiga puede ser significativamente menor que el esfuerzo nominal de fluencia.

El esfuerzo de fatiga se relaciona con el rango de esfuerzos producidos por la carga viva y con el número de ciclos de esfuerzo bajo condiciones de carga de servicio.

En el caso de LRFD, debido a que la mayoría de los camiones no exceden los límites legales de peso, sería conservador utilizar el modelo de carga viva completo. Esto significa que se debe usar una carga menor para estimar el rango de esfuerzos producidos por la carga viva, para lo cual, la carga de fatiga se define como un camión de diseño con una separación entre ejes de 9 m y con un factor de carga de 0.75; además se debe incluir el incremento por carga vehicular dinámica (IM), asumiendo que el puente sólo estará cargado en un carril.



**Figura 3.5 Tren de carga, carga de fatiga**

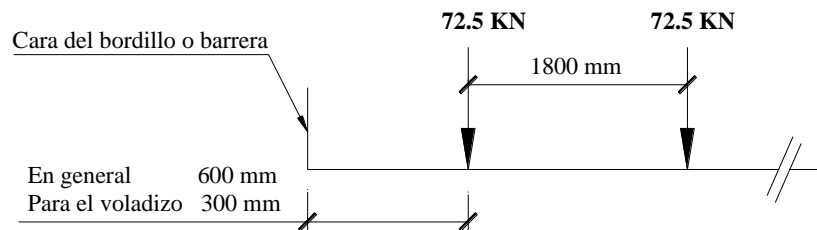
El promedio del efecto de carga debido a los vehículos de estudio, utilizados para la calibración de LRFD, fue de 75% del momento debido al camión de diseño (Nowak, 1993); de ahí el uso de un factor de carga de 0.75.

En las filosofías ASD y LFD, no se considera ninguna carga de fatiga; la recomendación estriba en que al revisar por fatiga, la carga viva no debe exceder el camión de diseño HS20-44.

### 3.2.4 Carga en el tablero

Las recomendaciones para el posicionamiento de la carga de eje para el diseño del tablero permanecen invariantes. La única diferencia se encuentra cuando se diseña el voladizo. En el caso de LRFD, el voladizo se deberá diseñar para ser capaz de soportar eventos extremos, tales como la colisión de vehículos.

El tablero se debe diseñar para el mayor efecto. En el caso de LRFD, se deberá considerar el camión o el tandem de diseño, aunque en la mayor parte de los casos predomina el camión de diseño; en ASD y LFD se deberá considerar el camión de diseño. Para localizar la ubicación del máximo momento positivo, se deben dibujar las líneas de influencia de momento.



**Figura 3.6** Posicionamiento de la carga de eje para el diseño del tablero de losa

### 3.2.5 Carga en barreras

En el caso de LRFD, las barreras deben ser diseñadas para ser capaces de resistir eventos extremos, tales como colisiones de vehículos, de tal manera que si ocurriera alguna falla, ésta se encuentre en la barrera, ya que resulta más sencillo reparar la barrera que el voladizo. Se definen niveles de prueba en función de la ubicación del puente. A cada nivel de prueba le corresponden fuerzas de diseño y longitudes de distribución. El nivel de prueba más general es el TL-4 con una fuerza transversal de diseño de 240 kN, con una longitud de distribución de 1.07 m.

La carga de diseño para barreras en ASD y LFD es de 44.5 kN y se asume que estará distribuida en una longitud de 1.5 m; en ambos casos el diseño de las mismas debe ser realizado por ASD.

## 3.3 EFECTOS DINÁMICOS

Debido a que una superficie de rodamiento no es perfectamente lisa, existe una reacción entre ésta y el sistema de suspensión de los vehículos.

Esta reacción crea fuerzas axiales, mismas que exceden el peso estático del vehículo durante el tiempo de aceleración y disminuyen durante el tiempo de desaceleración. Aunque a este fenómeno comúnmente se le llamó “impacto”, una descripción más precisa del mismo sería “carga dinámica”, y su forma de incluirlo es mediante una fracción del efecto de las cargas vivas.

Se introduce en LRFD el término “incremento por carga vehicular dinámica (IM)”, el cual se define como la relación entre la deflexión adicional debida a efectos dinámicos y la máxima deflexión estática (Hwang y Nowak, 1991). Esta relación se puede definir como el factor de amplificación que se debe aplicar a la respuesta estática para lograr un efecto de carga dinámica. Es importante observar que esta relación varía significativamente con las diferentes posiciones del vehículo.

Los parámetros principales que afectan el factor de amplificación son:

- Características dinámicas del vehículo.
- Características dinámicas del puente.
- Rugosidad de la superficie de rodamiento.

Por varios años, en LFD y ASD se utilizó para el impacto una expresión que intentaba reflejar el comportamiento descrito usando la longitud del claro como un parámetro. El valor límite para el impacto para estas filosofías es de 30% y se aplica tanto al camión o al carril de diseño, dependiendo de cual ocasione el mayor efecto.

$$I = \frac{15000}{L + 38000} \leq 0.3 \quad (3.1)$$

donde:

$I$  = Factor de impacto.

$L$  = Longitud del claro (mm).

En otras especificaciones como el OHBDC, 1983 (Ontario Highway Design Bridge Code) se modeló este comportamiento como una función de la frecuencia natural del sistema o claro del puente. Esta aproximación es racional pero problemática, debido a que se debe calcular, o al menos estimar, la frecuencia natural del sistema durante el proceso de diseño; obtener una buena estimación de la frecuencia natural del sistema es difícil para una estructura existente y ciertamente más difícil para un puente en la etapa de diseño.

El incremento por carga vehicular dinámica (IM) en LRFD se aplica al camión o al tandem de diseño, dependiendo de cual ocasione el mayor efecto y no así al carril de diseño. A continuación, se muestran los valores recomendados en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1 Incremento por carga vehicular dinámica, IM**

Componente	IM (%)
Juntas de tablero (todos los estados límite)	75
Todos los demás componentes	
Estado límite de fatiga y fractura	15
Todos los demás estados límite	33

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004 - Tabla 3.6.2.1-1

### 3.4 CARRIL DE TRÁNSITO Y DISEÑO

A cada uno de los carriles que el Ingeniero de Tránsito desea alojar en el puente, se le llama “carril de tránsito”, generalmente son de un ancho de 3.6 m.

El carril de diseño, es una designación usada por el Ingeniero de Puentes para la ubicación de la carga viva. El ancho y la ubicación pueden o no ser las mismas que el carril de tránsito; generalmente se usa un ancho de 3.0 m (10 ft).

El número de carriles de diseño se define tomando la parte entera del cociente del ancho de vía entre 3.6 m. El ancho de vía es la distancia entre barreras, y en el caso de que los carriles de tránsito sean menores a 3.6 m. de ancho, el número de carriles de diseño será igual al número de carriles de tránsito y su ancho será igual al ancho de los carriles de tránsito.

Las definiciones de carril de tránsito y carril de diseño permanecen invariantes en las tres filosofías.

### 3.5 FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE

Los vehículos pueden estar presentes en carriles adyacentes en puentes con múltiples carriles de diseño. Sin embargo, es poco probable que tres carriles adyacentes se encuentren cargados con la carga de diseño. Este factor se refiere a la probabilidad de ocurrencia de tener carriles de diseño simultáneamente cargados; el máximo efecto de carga viva se deberá determinar considerando cada posible combinación del número de carriles cargados.

Cuando se realice el diseño de traveses, los factores de presencia múltiple ( $m$ ) afectarán a los factores de distribución de carga. En LRFD, cuando se está revisando el estado límite de fatiga, no se debe hacer uso de estos factores.

En el caso de tener un carril de diseño cargado se tiene un valor mayor que la unidad. Este valor resulta de la calibración estadística de LRFD, la que se basó en pares de vehículos en lugar de un sólo vehículo. Por consiguiente, cuando un sólo vehículo esté en el puente, éste puede ser más pesado que un par de vehículos y todavía puede tener la misma probabilidad de ocurrencia, en contraste con la recomendación de ASD y LFD que asigna la unidad para el caso de un carril de diseño cargado.

Para más de dos carriles de diseño cargados, los factores de presencia múltiple de ASD y LFD son más conservadores que la recomendación de LRFD.

**Tabla 3.2 Factores de presencia múltiple,  $m$**

Número de carriles de diseño	Factor de presencia múltiple, $m$	
	ASD, LFD	LRFD
1	1.00	1.20
2	1.00	1.00
3	0.90	0.85
Mayor a 3	0.75	0.65

Fuente: AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002 – Art.3.12.1 y AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004 - Tabla 3.6.1.1.2-1

### 3.6 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA

Por varios años LFD y ASD han empleado los factores de distribución. En el caso más general el factor de distribución de carga se expresa como:

$$g = \frac{S}{D} \quad (3.2)$$

donde:

$g$  = Factor de distribución (número de líneas de rueda cargadas por viga).

$S$  = Separación entre vigas (mm).

$D$  = Constante, dependiente del tipo de puente y del número de carriles de diseño cargados.



Esta manera de estimar el factor de distribución de carga resulta muy simple y fácil de aplicar, pero no siempre proporciona buenas estimaciones en la carga soportada por una trabe. Zoakie et al. (1991) y Nowak (1993) demostraron que esta formulación subestima los efectos de carga para trabes con poca separación, y los sobrestima cuando la separación entre trabes es grande.

Los factores de distribución en LRFD, son el resultado de un trabajo de investigación realizado por Zoakie et al. (1991) basado en el estudio de puentes simplemente apoyados, y su uso está limitado a puentes que cumplan los siguientes requisitos:

- Sección transversal constante.
- El número de vigas debe ser mayor o igual a cuatro.
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez.
- El ancho del voladizo no debe exceder de 0.91 m. (10 ft.)
- La curvatura en el plano debe ser pequeña.
- La sección transversal es consistente con las secciones mostradas en la Tabla 4.6.2.2.1-1 del Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 3rd Edition-2004.

En el caso de tener solo tres trabes, se aplica la “Regla de nivel”, la que básicamente es una distribución estática de la carga basada en la hipótesis de que el tablero está simplemente apoyado sobre las trabes, excepto la viga exterior, la que se considera continua con el voladizo; éste es un método de análisis conservador.

Existe una diferenciación en LRFD para los factores de distribución de carga por momento y cortante, éstos ya incluyen el factor de presencia múltiple salvo el caso de un número de trabes menor a cuatro, en tal caso se aplicará la “Regla de nivel” para obtener el factor de distribución de carga y posteriormente se afectará el mismo por el factor de presencia múltiple. Para la elección del factor de distribución de carga adecuado se debe establecer en primera instancia el tipo de trabes, el tipo de sección transversal y cumplir con el rango de aplicación correspondiente.

Para el factor de distribución de carga para momento en la trabe interior se tiene el siguiente rango de aplicación:

$$\begin{aligned}
 1100 &\leq S \leq 4900 \\
 110 &\leq t_s \leq 300 \\
 6000 &\leq L \leq 73000 \\
 N_b &\geq 4 \\
 4 \times 10^9 &\leq K_g \leq 3 \times 10^{12}
 \end{aligned}
 \tag{3.3}$$

Una vez que se verifica el rango de aplicación, LRFD propone las expresiones para determinar el factor de distribución. A continuación se muestran las expresiones para un carril y dos carriles cargados, respectivamente:

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} \quad (3.4)$$

$$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} \quad (3.5)$$

$$K_g = n \cdot \left( e_g + e_g^2 \cdot A \right) \quad (3.6)$$

Para el factor de distribución de carga para momento en la trabe exterior se tiene el siguiente rango de aplicación:

$$-300 \leq d_e \leq 1700 \quad (3.7)$$

A continuación se muestran las recomendaciones y expresiones para determinar el factor de distribución de carga, para un carril y dos carriles cargados, respectivamente:

$$\text{“Regla de nivel”} \quad (3.8)$$

$$mg_M^{ME} = e \cdot mg_M^{MI} \quad (3.9)$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} \quad (3.10)$$

Para el factor de distribución de carga para cortante en la trabe interior se tiene el siguiente rango de aplicación:

$$\begin{aligned} 1100 &\leq S \leq 4900 \\ 110 &\leq t_s \leq 300 \\ 6000 &\leq L \leq 73000 \\ N_b &\geq 4 \end{aligned} \quad (3.11)$$

Una vez verificado el rango de aplicación, LRFD propone las expresiones para determinar el factor de distribución, a continuación se muestran las expresiones para un carril y dos carriles cargados, respectivamente:

$$mg_V^{SI} = 0.36 + \left( \frac{S}{7600} \right) \quad (3.12)$$

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \left( \frac{S}{3600} \right) + \left( \frac{S}{10700} \right)^{2.0} \quad (3.13)$$

A continuación se muestran las recomendaciones y expresiones para determinar el factor de distribución de carga, para un carril y dos carriles cargados, respectivamente:

$$\text{“Regla de nivel”} \quad (3.14)$$

$$mg_V^{ME} = e \cdot mg_V^{MI} \quad (3.15)$$

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000} \quad (3.16)$$

donde:

$A$  = Área de la trabe ( $\text{mm}^2$ ).

$d_e$  = Distancia entre el eje de la trabe exterior y la cara de la guarnición (mm).

$e$  = Factor de corrección.

$e_g$  = Excentricidad de la trabe (mm).

$I_g$  = Momento de inercia de la trabe ( $\text{mm}^4$ ).

$K_g$  = Parámetro de rigidez longitudinal ( $\text{mm}^4$ ).

$L$  = Longitud del tramo (mm).

$n$  = Relación modular ( $E_{\text{trabe}}/E_{\text{losa}}$ ).

$N_b$  = Número de trabes.

$S$  = Separación entre trabes (mm).

$t_s$  = Espesor de la losa (mm).

### 3.7 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Las tres filosofías de diseño permiten recurrir a diferentes métodos de análisis para el diseño de tableros, tales como el método aproximado de franjas y el método del elemento finito.

Adicionalmente a éstos, LRFD permite utilizar un método empírico, con el cual el diseñador debe satisfacer una serie requerimientos simples relacionados con el espesor de la losa y detalles del acero de refuerzo. En este método los estados límite se dan por satisfechos sin revisiones extensas de diseño.

En el caso particular del presente trabajo, el método adoptado para el diseño del tablero fue el método aproximado de franjas, que consiste en dividir la losa en franjas (longitudinales o transversales en función de la geometría del tablero de losa), las cuales se consideran como losas que trabajan en una sola dirección.

En el caso de losas macizas con acero de refuerzo principal paralelo al tránsito, LFD y ASD definen un ancho de franja, según se trate de carga de ruedas o de la carga del carril de diseño. No queda completamente claro si las expresiones proporcionadas para el ancho de franja corresponden a la condición de un sólo carril de diseño cargado, o a más de un carril:

$$E_{cargaderuedas} = \left\langle 120 + 0.6S \right\rangle \leq 2130 \text{ mm} \quad \text{para carga de ruedas} \quad (3.17)$$

$$E_{carrilde\text{diseño}} = 2 \cdot E_{cargaderuedas} \quad \text{para el carril de diseño} \quad (3.18)$$

donde:

$E_{carga\ de\ ruedas}$  = Ancho de franja para carga de ruedas (mm).

$E_{carril\ de\ diseño}$  = Ancho de franja para el carril de diseño (mm).

$S$  = Longitud del claro (mm).

Por el contrario para el caso de tener uno o dos carriles de diseño cargados, LRFD establece de una manera clara el ancho de franja:

$$E = 250 + 0.42 \cdot \sqrt{L_1 \cdot W_1} \quad \text{para 1 carril cargado} \quad (3.19)$$

$$E = 2100 + 0.12 \cdot \sqrt{L_1 \cdot W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad \text{para 2 carriles cargados} \quad (3.20)$$

donde:

$E$  = Ancho de franja (mm).

$L_1$  = Longitud del claro modificada (mm).

$N_L$  = Número de carriles de diseño.

$W_1$  = Ancho modificado entre los bordes del puente (mm).

$W$  = Ancho físico entre los bordes del puente (mm).

En el caso de tableros apoyados sobre traveses, y tomando en cuenta las dimensiones de la sección transversal del puente, se considera que las franjas llevarán el acero de refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito; LFD y ASD definen el ancho de franja solamente para el voladizo (momento negativo exterior). No se tienen expresiones para determinar el ancho de franja para momentos positivos y negativos interiores. Para subsanar este aspecto se revisó la bibliografía, y al no encontrar diferencias sustanciales en las expresiones se adoptaron las que recomienda el Manual de Puentes del Departamento de Carreteras de Massachusetts en su edición 2007:

$$E = 0.8 \cdot X + 1140 \text{ para el voladizo} \quad (3.21)$$

$$E = 1420 + 0.063 \cdot S \text{ para momento negativo y positivo interior} \quad (3.22)$$

Las expresiones para determinar los anchos de franja en LRFD, son en función del tipo de tablero. Para el caso particular de un tablero colado in situ se tienen las siguientes expresiones:

$$E = 0.833 \cdot X + 1140 \text{ para el voladizo} \quad (3.23)$$

$$E = 660 + 0.55 \cdot S \text{ para momento positivo interior} \quad (3.24)$$

$$E = 1120 + 0.25 \cdot S \text{ para momento negativo interior} \quad (3.25)$$

donde:

$E$  = Ancho de franja (mm).

$S$  = Separación entre traveses (mm).

$X$  = Distancia desde la carga de rueda hasta el eje del apoyo (mm).

### 3.8 ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO

Se define como estado límite a una condición más allá de la cual la estructura o un componente de ésta, deja de cumplir con la función para la cual fue diseñada.

#### 3.8.1 Estado límite de servicio

En el estado límite de servicio se considera las restricciones en esfuerzos, anchos de grieta y deflexiones en los componentes de un puente que ocurren bajo condiciones regulares de servicio.

A diferencia de LFD, en LRFD el estado límite de servicio se subdivide en tres estados:

*Servicio I.-* Se considera la combinación de carga relacionada con la operación normal del puente con una velocidad de viento de 90 km/h y con todas las cargas con sus valores nominales. También está relacionado con el control de deflexiones en estructuras enterradas, control de agrietamiento en estructuras de concreto reforzado y determinación de esfuerzos de compresión en estructuras de concreto presforzado.

*Servicio II.-* Se considera la combinación de carga relacionada sólo con estructuras de acero y está destinada a controlar la fluencia y el deslizamiento (aflojamiento) de las conexiones debidas a la carga viva vehicular.

*Servicio III.-* Con el objetivo de controlar el agrietamiento, se considera sólo la combinación de carga relacionada con la tensión en estructuras de concreto presforzado. En la combinación de carga se tiene un factor de carga de 0.8 que afecta a la magnitud de la carga viva. El significado estadístico de este factor de carga, es que se espera que la presencia de la carga viva que podría ocasionar el agrietamiento se presente aproximadamente una vez al año para puentes con dos carriles de tránsito.

La investigación del estado límite de servicio en LFD parte de la premisa de que las cargas serán tomadas con sus valores nominales, indistintamente del tipo de material que conforme al elemento estudiado, ya sea concreto reforzado, concreto presforzado o acero estructural.

En el caso de investigar los requerimientos de restricción de esfuerzos, agrietamiento, y control de deflexiones, con ASD se dan por satisfechos estos requerimientos siempre y cuando los esfuerzos, producto de las cargas (permanentes y vehiculares) en la condición de servicio (cargas nominales), no sobrepasen los esfuerzos admisibles definidos en el Reglamento.

En el caso de LFD y LRFD no se encuentran diferencias en las expresiones y parámetros máximos para los requerimientos de restricción de esfuerzo, agrietamiento y control de deflexiones.

### **3.8.2 Estado límite de fatiga y fractura**

El estado límite de fatiga y fractura tiene por objeto establecer restricciones en el rango de esfuerzos causados por el camión de diseño, las que dependerán del número de incursiones en el rango de esfuerzos esperados durante la vida de diseño del puente.

Las restricciones están destinadas a limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas y a prevenir fracturas debido a los efectos de acumulación de esfuerzos en elementos de acero (componentes y conexiones).

La fractura debido a la fatiga ocurre a niveles de esfuerzo por debajo de la resistencia medida en pruebas uniaxiales. Con el paso de camiones se ocasionan un número relativamente alto de esfuerzos que caen fuera del rango permisible, y se acumula el daño. Cuando éste es lo suficientemente grande, aparecerá una grieta en el material en el punto donde se halle la concentración de esfuerzos; la grieta crecerá a medida que se tengan ciclos repetidos de esfuerzo hasta que el miembro se fracture. En este estado límite se debe considerar un factor de resistencia igual a la unidad.

En el caso de ASD y LFD como se mencionó anteriormente, no se define de manera explícita una carga de fatiga. Para este estado límite, en LRFD la carga de fatiga está definida de manera clara, así como el valor del incremento por carga vehicular dinámica (IM). La combinación de carga presenta un factor de carga menor que la unidad, hecho que se justifica debido a estadísticas que mostraron que camiones ligeramente más livianos causan más ciclos repetitivos de esfuerzo, que aquéllos que tienen el peso del camión de diseño.

En el caso del concreto reforzado, al investigar este estado límite en ASD y LFD, las cargas se toman con su valor nominal; en LRFD la carga se reduce por un factor de carga de 0.75. En la expresión que determina el rango de esfuerzos no se encuentran diferencias.

En el caso del concreto presforzado, en LFD no existe recomendación para la investigación de este estado límite. En LRFD se debe verificar el esfuerzo en la fibra inferior al centro del claro, si es un esfuerzo de tensión, se debe revisar por fatiga. De esta manera se define el rango de esfuerzos el cual está en función de la curvatura del acero de presfuerzo.

En el caso del acero estructural, las tres filosofías de diseño establecen como parámetros básicos para determinar el rango de esfuerzos: el tipo de conexión y el número de ciclos considerados en el rango de esfuerzos. No se encuentran diferencias en la clasificación proporcionada para el tipo de conexión. En el caso de la determinación del número de ciclos considerados en el rango de esfuerzos, en ASD y LFD éste se determina en función del tipo de conexión. En LRFD, el número de ciclos considerados en el rango de esfuerzos resulta de la siguiente expresión:

$$N = \left( \frac{65}{S} \right)^{1/5} n \cdot \left( \frac{ADTT_{SL}}{ADT} \right) \quad (3.26)$$

$$ADTT_{SL} = p \cdot ADT \quad (3.27)$$

donde:

$ADTT_{SL}$  = Tránsito promedio diario de camiones en un solo carril.

$ADT$  = Tránsito promedio diario.

$N$  = Número de ciclos considerados en el rango de esfuerzos.

$n$  = Ciclos por paso del camión.

$p$  = Fracción de camiones presentes en un solo carril.

### 3.8.3 Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia se establece para proporcionar suficiente resistencia ante las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se esperan actúen durante la vida de diseño del puente.

A diferencia de LFD, en LRFD el estado límite de resistencia se divide en 5 estados:

*Resistencia I.-* Se asocia con la combinación de carga básica que relaciona el uso vehicular normal del puente sin la presencia de viento.

*Resistencia II.-* Se asocia con la combinación de carga que relaciona el uso del puente permitiendo el paso de vehículos especiales sin la presencia de viento.

*Resistencia III.-* Se asocia con la combinación de carga relacionada con el puente expuesto a una velocidad de viento mayor a 90 km/h sin la presencia de carga viva en el puente.

*Resistencia IV.-* Se asocia con la combinación de carga relacionada con puentes de gran longitud, donde la relación del efecto de carga muerta a carga viva es elevada.

*Resistencia V.-* Se asocia con la combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente con una velocidad de viento de 90 km/h.

### 3.8.4 Estado límite de evento extremo

El estado límite de evento extremo no se encuentra considerado como tal en LFD, y se asocia con la supervivencia estructural del puente durante un sismo de gran magnitud, una crecida, la colisión (embarcaciones o vehículos), o flujo de hielo.

La probabilidad de ocurrencia simultánea de estos eventos es baja, por lo tanto, la aplicación se realiza por separado.



*Evento extremo I.-* Se asocia con la combinación de carga relacionada con el sismo, también incluye el empuje producto de crecidas y la fricción.

*Evento extremo II.-* Se asocia con la combinación de carga relacionada con la carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos.

### 3.9 COMBINACIÓN DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

La combinación de carga que gobierna los estados límite en ASD y LFD, considerando la acción de cargas gravitacionales, se muestra a continuación:

$$\text{Grupo } \text{I} = \gamma \cdot \beta_D \cdot D + \beta_L \cdot (L + I) \quad (3.28)$$

donde:

$\gamma$  = Factor de carga.

$\beta$  = Coeficiente.

$D$  = Carga muerta.

$I$  = Impacto.

$L$  = Carga viva.

En LRFD la ecuación que gobierna los estados límite es la siguiente:

$$\eta \cdot \left[ \gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW + \gamma_{LL+IM} \cdot (L + IM) \right] \quad (3.29)$$

donde:

$DC$  = Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales

$DW$  = Carga muerta de la superficie de rodamiento

$IM$  = Incremento por carga vehicular dinámica.

$LL$  = Carga viva.

$\eta$  = Factor de modificación de carga.

$\gamma_{DC}$  = Factor de carga.

$\gamma_{DW}$  = Factor de carga.

$\gamma_{LL+IM}$  = Factor de carga.

El factor de modificación de carga ( $\eta$ ) toma en cuenta la ductilidad, redundancia e importancia operacional del puente, y se determina con la siguiente ecuación:

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95 \quad (3.30)$$

donde:

$\eta_D$  = Factor de ductilidad.

$\eta_R$  = Factor de redundancia.

$\eta_I$  = Factor de importancia operacional.

Los factores de ductilidad y redundancia se asocian con la resistencia del puente, mientras que el factor de importancia se asocia con la consecuencia de la salida de servicio del puente.

*Factor de ductilidad,  $\eta_D$ .*- El factor se basa en la premisa de que el sistema estructural de un puente deberá ser proporcionado y detallado para asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas en el estado límite de resistencia y evento extremo, antes de la falla. Se debe evitar el comportamiento frágil, ya esto que implica una falla súbita (pérdida de la capacidad de carga).

**Tabla 3.3 Factor de ductilidad,  $\eta_D$**

Estado límite	$\eta_D$
Resistencia:	
Componentes y conexiones no dúctiles	1.05
Diseños convencionales	1.00
Componentes y conexiones dúctiles	0.95
Todos los demás estados límite	1.00

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004 – Art. 1.3.3

*Factor de redundancia,  $\eta_R$ .*- La redundancia afecta significativamente el margen de seguridad de un puente; incrementa el margen de seguridad y se refleja en el estado límite de resistencia.

**Tabla 3.4 Factor de redundancia,  $\eta_R$**

Estado límite	$\eta_R$
Resistencia:	
Miembros no redundantes	1.05
Niveles convencionales de redundancia	1.00
Miembros redundantes	0.95
Todos los demás estados límite	1.00

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004 – Art. 1.3.4

*Factor de importancia,  $\eta_I$ .*- Debido a que la construcción debe estar justificada con base en requerimientos sociales o de seguridad, es difícil encontrar una situación en la que un puente no sea operacionalmente importante.

**Tabla 3.5 Factor de importancia operacional,  $\eta_I$**

Estado límite	$\eta_I$
Resistencia:	
Puentes operacionalmente importantes	1.05
Puentes operacionalmente no importantes	0.95
Todos los demás estados límite	1.00

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004 – Art. 1.3.5

Los factores de carga y resistencia considerados en LRFD se determinaron con base en métodos probabilísticos. En el caso de los factores de carga, se observan diferencias en los valores de los mismos comparados con LFD, mientras que en ASD los factores de carga se consideran como la unidad, es decir las cargas se consideran con sus valores nominales.

Por otra parte, en LRFD se introducen factores de carga máximos y mínimos, esto en función del tipo de efecto. Si éste es aditivo se deberá tomar el factor de carga máximo, de lo contrario se deberá tomar el factor de carga mínimo.

**Tabla 3.6 Factores de carga en LFD y ASD**

Factor de carga	LFD		ASD
	Estado límite		
	Resistencia	Servicio	
$\gamma$	1.30	1.00	1.00
$\beta_D$	1.00	1.00	1.00
$\beta_L$	1.67	1.00	1.00

Fuente: AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002 – Tabla 3.22.1A

**Tabla 3.7 Factores de carga en LRFD**

Combinación de carga Estado límite	DC DW	LL IM
Resistencia I	$\gamma_p$	1.75
Resistencia II	$\gamma_p$	1.35
Resistencia III	$\gamma_p$	-
Resistencia IV EH, EV, ES, DW, DC solo	$\gamma_p$ 1.5	-
Resistencia V	$\gamma_p$	1.35
Evento extremo I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$
Evento extremo II	$\gamma_p$	0.50
Servicio I	1.00	1.00
Servicio II	1.00	1.30
Servicio III	1.00	0.80
Fatiga LL, IM	-	0.75

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004 – Tabla 3.4.1-1

donde:

$\gamma_p$  = Factor de carga para carga permanente.

$\gamma_{EQ}$  = Factor de carga para carga viva aplicado simultáneamente con cargas sísmicas.

**Tabla 3.8 Factores de carga para carga permanente**

Tipo de carga	$\gamma_p$	
	Máximo	Mínimo
Componentes y uniones, DC	1.25	0.90
Superficie de rodamiento, DW	1.50	0.65

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004 – Tabla 3.4.1-2

### 3.10 REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA EN FLEXIÓN

#### 3.10.1 Concreto reforzado

En ASD, se definen los siguientes esfuerzos admisibles para evaluar el momento resistente de miembros de concreto reforzado sometidos a flexión:

*Concreto:*

Fibra extrema en compresión.-  $f_c = 0.40 \cdot f_c'$

Fibra extrema en tensión.-  $f_t = 0.21 \cdot f_r$  y  $f_r = 0.62 \cdot \sqrt{f_c'}$

*Acero de refuerzo:*

Acero de refuerzo grado 60.-  $f_s = 165$  MPa

donde:

$f_c$  = Esfuerzo admisible de la fibra extrema en compresión (MPa).

$f_c'$  = Resistencia especificada a compresión del concreto (MPa).

$f_t$  = Esfuerzo admisible de la fibra extrema en tensión (MPa).

$f_r$  = Módulo de ruptura del concreto (MPa).

$f_s$  = Esfuerzo admisible a tensión del acero de refuerzo (MPa).

En el caso del concreto, se puede observar que para esfuerzos de compresión el factor de seguridad considerado es de 2.50, para esfuerzos de tensión se tiene un factor de seguridad de 4.76, y en el caso del acero de refuerzo el factor de seguridad es de 2.55.

Por otro lado, para evaluar el momento resistente de la sección se debe establecer primeramente la relación modular ( $n$ ), la que relaciona el módulo de elasticidad del acero y del concreto. Una vez establecida esta relación es posible calcular la profundidad del eje neutro ( $k_b d$ ), suponiendo un comportamiento elástico lineal. Después, con base en razonamientos geométricos es posible calcular la distancia entre las fuerzas internas resultantes de compresión y tensión en la sección ( $j_b d$ ). Con estos parámetros determinados es posible realizar el equilibrio de las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, y así calcular la cantidad de acero de refuerzo requerido. A continuación se presentan las ecuaciones para calcular los diferentes aspectos mencionados:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.31)$$

$$k_b d = \left( \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \right) \quad (3.32)$$

$$j_b d = \left( 1 - \frac{k_b}{3} \right) \cdot d \quad (3.33)$$

$$A_s = \frac{M_{diseño}}{j_b d \cdot f_s} \quad (3.34)$$

$$M_{resistente} = A_s \cdot j_b d \cdot f_s \quad (3.35)$$

donde:

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero (MPa).

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto (MPa).

$j_b d$  = Distancia entre resultantes de fuerzas internas (mm).

$k_b d$  = Profundidad del eje neutro (mm).

$M_{diseño}$  = Momento de diseño (N\*mm).

$M_{resistente}$  = Momento resistente (N\*mm).

$n$  = Relación modular.

Una vez determinada la cantidad de acero de refuerzo requerida, se vuelve a calcular la profundidad del eje neutro y el momento resistente de la sección; se deberá verificar que el momento resistente sea mayor o igual al momento de diseño.

En el caso de LFD y LRFD, no se tienen cambios en los parámetros de cálculo de la resistencia nominal a flexión. Ésta es afectada por el factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ), cuyo valor se determina estadísticamente con el objetivo de reflejar las incertidumbres en el diseño, grado de ductilidad, confiabilidad bajo los efectos de carga considerados, y la importancia del miembro. En el caso de flexión, el factor de reducción de resistencia considerado por las dos filosofías es igual a 0.9.

La expresión utilizada para determinar la capacidad a flexión de la sección depende de:

- La cantidad de acero proporcionada.
- El límite de fluencia del acero de refuerzo.
- El peralte efectivo de la sección.
- La profundidad del bloque rectangular de esfuerzos de compresión.

En estos casos se utilizan las siguientes expresiones:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \frac{a}{2} \right) \quad (3.36)$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (3.37)$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b} \quad (3.38)$$

donde:

$a$  = Profundidad del bloque rectangular de esfuerzos de compresión (mm).

$A_s$  = Acero de refuerzo ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ).

$b$  = Ancho de la sección (mm).

$c$  = Profundidad del eje neutro (mm).

$d_s$  = Peralte efectivo (mm).

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$M_n$  = Momento resistente ( $\text{N}\cdot\text{mm}$ ).

$\beta_1$  = Parámetro del bloque rectangular de esfuerzos ( $\beta_1=0.85$  para  $f_c'=25$  MPa).

En el caso extremo, la resistencia nominal a flexión de la sección, afectada por el factor de reducción de resistencia, debe ser igual o mayor que el momento último producto de la correspondiente combinación de carga.

Manipulando algebraicamente las expresiones mostradas anteriormente, se puede llegar a obtener una expresión en función de la cuantía de refuerzo, que es un parámetro adimensional, y generalmente se la expresa en porcentaje para el caso del presente trabajo se adoptó por tomar este parámetro como adimensional:

$$\rho^2 - \left(1.7 \cdot \frac{f_c'}{f_y}\right) \cdot \rho + \frac{1.7 \cdot f_c' \cdot M_u}{\phi \cdot b \cdot d_s^2 \cdot f_y^2} = 0 \quad (3.39)$$

donde:

$M_u$  = Momento último ( $\text{N}\cdot\text{mm}$ ).

$\rho$  = Cuantía de refuerzo.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

### 3.10.2 Concreto presforzado

El diseño de trabes presforzadas se deberá basar en el estado límite de resistencia (LFD) y en su comportamiento en la condición de servicio (ASD).

En LRFD, se introduce el concepto de miembros parcialmente presforzados, los que son miembros de concreto estructural reforzados con cualquier combinación de acero de presfuerzo y acero de refuerzo convencional actuando juntos para resistir el mismo efecto.

La resistencia nominal a flexión en miembros presforzados, tanto en LFD como LRFD, depende del esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado límite de resistencia, aunque se tienen diferencias en la manera de evaluar esta variable. El antecedente de la determinación de esta variable, en LRFD, se puede encontrar en los trabajos de Naaman (1985), Loov (1988), Naaman (1989) y Naaman (1990-1992).

La resistencia nominal a flexión en miembros presforzados deberá afectarse por el factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ). En el caso de LFD se establece que el valor de  $\phi$  es igual a 1.0, mientras que LRFD proporciona una expresión que se encuentra en función del índice de presfuerzo parcial (*PPR*). A continuación se presentan las expresiones propuestas por LFD y LRFD respectivamente:

Comportamiento como sección rectangular o T:

$$a = \frac{A_{sp} \cdot f_{su}^* + A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.40)$$

$$f_{su}^* = f_{pu} \cdot \left\{ 1 - \frac{\gamma^*}{\beta_1} \cdot \left[ \frac{\rho^* \cdot f_{pu}}{f_c'} + \frac{d_t}{d} \cdot \left( \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} \right) \right] \right\} \quad (3.41)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot \left\{ A_{sp} \cdot f_{su}^* \cdot d \cdot \left[ 1 - 0.6 \cdot \left( \frac{\rho^* \cdot f_{su}^*}{f_c'} + \frac{d_t}{d} \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} \right) \right] + A_s \cdot f_y \cdot d_t \cdot \left[ 1 - 0.6 \cdot \left( \frac{d_t}{d} \cdot \frac{\rho^* \cdot f_{su}^*}{f_c'} + \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} \right) \right] \right\} \quad (3.42)$$

donde:

$a$  = Profundidad del bloque rectangular de esfuerzos de compresión (mm).

$A_{sp}$  = Área del acero de presfuerzo (mm<sup>2</sup>).

$A_s$  = Área del acero de refuerzo (mm<sup>2</sup>).

$b$  = Ancho efectivo (mm).

$d$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo (mm).

$d_t$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo (mm).

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$f_{su}^*$  = Esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado límite de resistencia (MPa).



$f_{pu}$  = Resistencia especificada del acero de presfuerzo (MPa).

$M_n$  = Resistencia nominal a flexión (N\*mm).

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

$\gamma^*$  = Factor para el tipo de presfuerzo ( $\gamma^* = 0.28$  para acero de presfuerzo de baja relajación).

$\beta_1$  = Parámetro del bloque rectangular de esfuerzos.

$\rho^*$  = Cuantía del acero de presfuerzo.

$\rho$  = Cuantía del acero de refuerzo.

Comportamiento como sección rectangular:

$$c = \frac{A_{sp} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{sp} \cdot \left( \frac{f_{pu}}{d_p} \right)} \quad (3.43)$$

Comportamiento como sección T:

$$c = \frac{A_{sp} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_y - 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot (b_w - b_f) \cdot h_f}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w + k \cdot A_{sp} \cdot \left( \frac{f_{pu}}{d_p} \right)} \quad (3.44)$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (3.45)$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left( 1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) \quad (3.46)$$

$$k = 2 \cdot \left( 1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (3.47)$$

$$\phi = 0.90 + 0.10 \cdot PPR \quad (3.48)$$

$$PPR = \frac{A_{sp} \cdot f_{py}}{A_{sp} \cdot f_{py} + A_s \cdot f_y} \quad (3.49)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot \left[ A_{sp} \cdot f_{ps} \cdot \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f'_y \cdot \left( d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot (b_w - b_f) \cdot \beta_1 \cdot h_f \cdot \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (3.50)$$

donde:

$a$  = Profundidad del bloque rectangular de esfuerzos de compresión (mm).

$A_s$  = Área del acero de refuerzo en tensión ( $\text{mm}^2$ ).

$A_s'$  = Área del acero de refuerzo en compresión ( $\text{mm}^2$ ).

$A_{sp}$  = Área del acero de presfuerzo ( $\text{mm}^2$ ).

$b$  = Ancho efectivo (mm).

$b_w$  = Ancho del alma (mm).

$c$  = Profundidad del eje neutro (mm).

$d_s$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tensión (mm).

$d_s'$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en compresión (mm).

$d_p$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo (mm).

$f_y$  y  $f_y'$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo en tensión y compresión (MPa).

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_{pu}$  = Resistencia especificada del acero de presfuerzo (MPa).

$f_{py}$  = Límite de fluencia del acero de presfuerzo (MPa).

$f_{ps}$  = Esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado límite de resistencia I (MPa).

$h_f$  = Profundidad del ala en compresión (mm).

$k$  = Parámetro adimensional.

$M_n$  = Resistencia nominal a flexión ( $\text{N}\cdot\text{mm}$ ).

$\beta_1$  = Parámetro del bloque rectangular de esfuerzos.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

$PPR$  = Índice de presfuerzo parcial.

En un caso extremo, la resistencia nominal a flexión de la sección, afectada por el factor de reducción de resistencia, debe ser igual o mayor que el momento último producto de la correspondiente combinación de carga. Se ha observado que la expresión propuesta por LFD da como resultado valores conservadores en comparación con la expresión propuesta por LRFD.

### 3.10.3 Acero de refuerzo máximo

En ASD, en el caso del concreto reforzado, cuando los esfuerzos máximos son alcanzados en el concreto o en el acero de refuerzo, el diseño se denomina “balanceado”. Tal condición se verifica si la cuantía de refuerzo es menor o igual al siguiente valor:

$$\rho_b = \frac{f_c' \cdot k_b}{2 \cdot f_s} \quad (3.51)$$

donde:

$f_c$  = Esfuerzo admisible de compresión (MPa).

$f_s$  = Esfuerzo admisible en el acero de refuerzo (MPa).

$k_b$  = Parámetro adimensional.

$\rho_b$  = Cuantía balanceada.

Si la cuantía de refuerzo es mayor a la cuantía balanceada, el esfuerzo calculado en el acero de refuerzo será menor que el esfuerzo admisible y la capacidad a flexión de la sección se deberá calcular con la siguiente expresión:

Si  $\rho \leq \rho_b$ :

$$M_{resistente} = A_s \cdot k_b d \cdot f_s \quad (3.52)$$

Si  $\rho > \rho_b$ :

$$M_{resistente} = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot n \cdot \left( \frac{1-k}{k} \right) \cdot \left( 1 - \frac{k}{3} \right) \quad (3.53)$$

$$k = 2 \cdot n \cdot \rho \cdot \left( \frac{f_c}{f_s} \right) \quad (3.54)$$

donde:

$\rho$  = Cuantía de refuerzo.

$\rho_b$  = Cuantía de refuerzo balanceada.

En LFD, la cuantía de refuerzo máxima en concreto reforzado se define como un porcentaje de la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.55)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b \quad (3.56)$$

donde:

$\rho_b$  = Cuantía balanceada.

$\rho_{max}$  = Cuantía de refuerzo máxima.

En el caso del concreto presforzado, en LFD, se define la siguiente expresión para evaluar el presfuerzo máximo:

$$\frac{\rho^* \cdot f_{su}^*}{f_c'} + \frac{d_t}{d} \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} - \frac{\rho' \cdot f_y'}{f_c'} \leq 0.36 \cdot \beta_1 \quad (3.57)$$

donde:

$d$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo (mm).

$d_t$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo (mm).

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo en tensión (MPa).

$f_y'$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo en compresión (MPa).

$\beta_1$  = Parámetro del bloque rectangular de esfuerzos.

$\rho^*$  = Cuantía del acero de presfuerzo.

$\rho$  = Cuantía del acero de refuerzo en tensión.

$\rho'$  = Cuantía del acero de refuerzo en compresión.

Explícitamente, en LRFD no se habla de una cuantía máxima de refuerzo, ya que tanto para concreto reforzado o presfuerzo la máxima cantidad de acero de refuerzo se limita a la relación de la profundidad del eje neutro al peralte efectivo:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (3.58)$$

donde:

$c$  = Profundidad del eje neutro (mm).

$d_e$  = Peralte efectivo (mm).

Si bien, las expresiones proporcionadas por LFD y LRFD son equivalentes, la diferencia entre ambas radica en la metodología de cálculo.

### 3.10.4 Acero de refuerzo mínimo

En ASD, se define la cuantía mínima de refuerzo para concreto reforzado de la siguiente manera:

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (3.59)$$

donde:

$\rho_{min}$  = Cuantía de refuerzo mínima.

En LFD y LRFD, en el caso de concreto reforzado y presforzado, no se tienen diferencias en la manera de definir la cuantía de refuerzo mínima, la que se define como el valor adecuado para desarrollar al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento calculado con base en el módulo de ruptura del concreto, ó 1.33 el momento factorizado, cualquiera que resulte el menor.

$$M_{cr} = S_c \cdot f_r \quad (3.60)$$

$$M_f = M_u \quad (3.61)$$

donde:

$f_r$  = Módulo de ruptura del concreto (MPa).

$M_{cr}$  = Momento de agrietamiento (N\*mm).

$M_f$  = Momento factorizado (N\*mm).

$M_u$  = Momento en el estado límite de resistencia para LFD y resistencia I para LRFD (N\*mm).

$S_c$  = Módulo de sección (mm<sup>3</sup>).

### 3.10.5 Acero de refuerzo por distribución y por temperatura

Las expresiones y recomendaciones para la determinación del refuerzo por distribución, en el caso de tableros de losas, permanecen invariantes en ASD, LFD y LRFD. En el caso de nervaduras, trabes de concreto presforzado o postensado, no se tienen diferencias en el valor límite a partir del cual se deberá proporcionar refuerzo por temperatura. De la misma manera, el espaciamiento máximo de este refuerzo permanece invariante en ASD, LFD y LRFD.

Para el acero de refuerzo por distribución en losas macizas:

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\% \quad (\text{LRFD, LFD y ASD}) \quad (3.62)$$

Para el acero de refuerzo por distribución en losas sobre trabes:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S_v}} \leq 67\% \quad (\text{LRFD, LFD y ASD}) \quad (3.63)$$

Para el acero de refuerzo por temperatura en losas macizas y losas sobre trabes:

$$A_{st} = 0.11 \cdot \frac{A_g}{f_y} \quad (\text{LRFD}) \quad (3.64)$$

$$2.65 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{ASD y LFD}) \quad (3.65)$$

Se proporcionará acero de refuerzo por temperatura en nervaduras de concreto reforzado y vigas de concreto pretensado o postensado si el peralte efectivo es mayor a 990 mm y su separación no excederá un sexto del peralte efectivo ó 300 mm.

Para el acero de refuerzo por temperatura en nervaduras de concreto reforzado:

$$A_{sk} \geq 0.001 \cdot \left( \frac{S}{d_s} - 760 \right) \geq \frac{A_s}{1200} \quad (\text{LRFD}) \quad (3.66)$$

$$A_{sk} \geq 0.001 \cdot \left( \frac{S}{d_s} - 760 \right) \geq 0.5 \cdot A_s \quad (\text{ASD y LFD}) \quad (3.67)$$

Para el acero de refuerzo por temperatura en vigas de concreto presforzado o postensado:

$$A_{sk} \geq 0.001 \cdot \left( \frac{S}{d_s} - 760 \right) \geq \frac{A_s + A_{sp}}{1200} \quad (\text{LRFD}) \quad (3.68)$$

$$A_{sk} \geq 0.001 \cdot \left( \frac{S}{d_s} - 760 \right) \geq 0.5 \cdot A_s \quad (\text{LFD}) \quad (3.69)$$

donde:

% = Porcentaje de acero de refuerzo por distribución (%).

$A_g$  = Área bruta de la sección ( $\text{mm}^2$ ).

$A_{st}$  = Área de acero de refuerzo por temperatura (losas macizas y losas sobre trabes) ( $\text{mm}^2$ ).

$A_s$  = Área de acero de refuerzo por flexión ( $\text{mm}^2$ ).

$A_{sp}$  = Área de acero de presfuerzo ( $\text{mm}^2$ ).

$A_{sk}$  = Área de acero de refuerzo por temperatura (vigas de concreto presforzado o postensado) ( $\text{mm}^2$ ).

$d_s$  = Peralte efectivo (mm).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$S$  = Longitud entre ejes de apoyo (mm).

$S_v$  = Distancia entre caras de vigas (mm).

### 3.11 REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA AL CORTANTE

El principio básico de diseño por cortante en ASD, se basa en que el esfuerzo cortante de diseño debe ser menor o igual que el esfuerzo cortante asumido por el concreto. En caso de no cumplir con este requerimiento se requerirá acero de refuerzo transversal.

En LFD, la premisa del diseño por cortante se basa en que la fuerza cortante en el estado límite de resistencia debe ser menor o igual que la fuerza cortante asumida por el concreto, reducida por el factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ). Para el diseño por cortante este toma un valor de 0.85; en caso de no cumplir con esta condición se requerirá acero de refuerzo transversal.

En LRFD, se tienen modificaciones en la premisa del diseño por cortante, la cual establece que la fuerza por cortante en el estado límite de resistencia I deberá ser menor o igual que un medio de la fuerza cortante asumida por el concreto, reducida por el factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ); factor que toma un valor de 0.90 para el diseño por cortante. Las expresiones para el diseño por cortante en LRFD tienen como base la aplicación de la Teoría Modificada del Campo de Compresión. La diferencia entre el factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ), empleado en LRFD y LFD, se puede atribuir a que la Teoría Modificada del Campo de Compresión da como resultado valores de la resistencia a cortante más ajustados a la realidad.

Para un entendimiento más claro de las diferencias encontradas en las metodologías de diseño por cortante, para concreto reforzado y presforzado, se muestran a continuación los pasos a seguir para el diseño por cortante en ASD, LFD y LRFD, respectivamente.

#### ASD.-

1. Establecer el peralte efectivo ( $d$ ) y el ancho de la sección ( $b_w$ ). Posteriormente, en la sección de estudio, calcular la fuerza cortante y momento de diseño por medio del análisis estructural.
2. Calcular el esfuerzo cortante asumido por el concreto,  $v_c$ .

$$v_c = 0.075 \cdot \sqrt{f'_c} + 7.58 \cdot \left( \frac{V \cdot d}{M} \right) \leq 0.133 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.70)$$

3. Verificar la necesidad de acero de refuerzo transversal.

$$v_{diseño} \geq v_c \quad (3.71)$$

4. Calcular la resistencia requerida por el acero de refuerzo transversal,  $v_s$ .

$$v_s = v_{diseño} - v_c \leq 0.12 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.72)$$

5. Calcular el espaciamiento requerido,  $s$ .

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_s}{v_s \cdot b_w} \quad (3.73)$$

$$s_{max} \leq \begin{cases} 0.5 \cdot d \\ 635 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.74)$$

6. Verificar refuerzo transversal mínimo,  $A_v$ .

$$A_v \geq \frac{0.345 \cdot b_w \cdot s}{f_y} \quad (3.75)$$

donde:

$A_v$  = Área del acero de refuerzo transversal ( $\text{mm}^2$ ).

$b_w$  = Ancho del alma del elemento (mm).

$d$  = Peralte efectivo de la sección (mm).

$f'_c$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_s$  = Esfuerzo admisible para el acero de refuerzo (MPa).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$M$  = Momento de diseño ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ).

$s$  = Espaciamiento del refuerzo transversal (mm).

$V$  = Fuerza cortante de diseño (N).

$v_c$  = Esfuerzo cortante asumido por el concreto (MPa).

$v_s$  = Esfuerzo cortante asumido por el refuerzo transversal (MPa).

$v_{diseño}$  = Esfuerzo cortante de diseño (MPa).

### LFD.-

1. Establecer el peralte efectivo ( $d$ ) y el ancho de la sección ( $b_w$ ). Posteriormente, en la sección de estudio, calcular la fuerza cortante y momento en el estado límite de resistencia por medio del análisis estructural.
2. Calcular la fuerza cortante asumida por el concreto,  $V_c$ .



En el caso de concreto reforzado:

$$V_c = \left[ 0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17.2 \cdot \rho_w \cdot \left( \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \right] \cdot b_w \cdot d \leq 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.76)$$

En el caso de concreto presforzado:

$$V_c < \begin{cases} (0.29 \cdot \sqrt{f'_c} + 0.3 \cdot f_{pe}) \cdot b_w \cdot d + V_p \\ 0.05 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}} \end{cases} \quad (3.77)$$

$$V_c \geq 0.14 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.78)$$

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} \cdot (0.5 \cdot \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (3.79)$$

3. Verificar la necesidad de acero de refuerzo transversal.

$$V_u \geq \phi V_c \quad (3.80)$$

4. Calcular la resistencia requerida por el acero de refuerzo transversal,  $V_s$ .

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \leq 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.81)$$

5. Calcular el espaciamiento requerido,  $s$ .

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.82)$$

En el caso de concreto reforzado:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 0.5 \cdot d \\ 610 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.83)$$

En el caso de concreto presforzado:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 0.75 \cdot h \\ 610 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.84)$$

6. Verificar refuerzo transversal mínimo,  $A_v$ .

$$A_v \geq \frac{0.345 \cdot b_w \cdot s}{f_y} \quad (3.85)$$

donde:

$A_v$  = Área del acero de refuerzo transversal ( $\text{mm}^2$ ).

$b_w$  = Ancho del alma del elemento (mm).

$d$  = Peralte efectivo de la sección (mm).

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$f_{pe}$  = Esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo después de las pérdidas (MPa).

$f_d$  = Esfuerzo en el centroide del acero de presfuerzo debido a la carga muerta no factorizada (MPa).

$h$  = Altura de la trabe (mm).

$M_{cr}$  = Momento de agrietamiento por flexión debido a las cargas externas ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ).

$M_{max}$  = Momento factorizado en la sección debido a las cargas externas ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ).

$M_u$  = Momento en el estado límite de resistencia ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ).

$s$  = Espaciamiento del refuerzo transversal (mm).

$V_c$  = Fuerza cortante asumida por el concreto (N).

$V_d$  = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no factorizada (N).

$V_i$  = Fuerza cortante factorizada en la sección debido a las cargas externas (N).

$V_p$  = Componente vertical de la fuerza de presfuerzo efectiva (N).

$V_s$  = Fuerza cortante asumida por el refuerzo transversal (N).

$V_u$  = Fuerza cortante en el estado límite de resistencia (N).

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

$\rho_w$  = Cuantía de refuerzo por flexión.

### LRFD.-

1. Establecer el peralte efectivo ( $d_v$ ) y el ancho de la sección ( $b_v$ ). Posteriormente, en la sección de estudio, calcular la fuerza cortante y momento en el estado límite de resistencia I por medio del análisis estructural.

$$d_v \geq \begin{cases} d_e - 0.5 \cdot a \\ 0.9 \cdot d_e \\ 0.72 \cdot h \end{cases} \quad (3.86)$$

2. Calcular la relación  $v_u/f_c'$ .

$$v_u = \frac{V_u}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v} \quad (3.87)$$

3. Estimar un valor de  $\theta$  y calcular  $\varepsilon_x$ .

En el caso de concreto reforzado:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v}\right) + 0.5 \cdot V_u \cdot \tan\theta}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \quad (3.88)$$

En el caso de concreto presforzado:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v}\right) + 0.5 \cdot (C_u - V_p) \cdot \tan\theta - A_{sp} \cdot f_{po}}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{sp})} \quad (3.89)$$

$$f_{po} = 0.7 \cdot f_{pu} \quad (3.90)$$

Si el valor de  $\varepsilon_x$  es negativo se deberá corregir con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v}\right) + 0.5 \cdot (C_u - V_p) \cdot \tan\theta - A_{sp} \cdot f_{po}}{2 \cdot (E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{sp})} \quad (3.91)$$

4. Calcular la fuerza cortante asumida por el concreto,  $V_c$ .

$$V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c'} \cdot d_v \cdot b_v \quad (3.92)$$

5. Verificar la necesidad de acero de refuerzo transversal.

$$V_u \geq 0.5 \cdot \phi_v V_c \quad (3.93)$$

6. Calcular la resistencia requerida por el acero de refuerzo transversal,  $V_s$ .

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c \quad (3.94)$$

7. Calcular el espaciamiento requerido,  $s$ .

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot c \tan \theta}{V_s} \quad (3.95)$$

Si:

$$v_u < 0.125 \cdot f_c' \quad \text{entonces} \quad s_{max} = 0.8 \cdot d_v \leq 600 \text{ mm} \quad (3.96)$$

$$v_u \geq 0.125 \cdot f_c' \quad \text{entonces} \quad s_{max} = 0.4 \cdot d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (3.97)$$

8. Verificar refuerzo transversal mínimo,  $A_v$ .

$$A_v \geq 0.083 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y} \quad (3.98)$$

9. Verificar la suficiencia del refuerzo longitudinal.

En el caso de concreto reforzado:

$$A_s \cdot f_y \geq \frac{M_u}{\phi_f \cdot d_v} + \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s \right) \cdot c \tan \theta \quad (3.99)$$

En el caso de concreto presforzado:

$$A_s \cdot f_y + A_{sp} \cdot f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi_f \cdot d_v} + \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot c \tan \theta \quad (3.100)$$

donde:

$a$  = Profundidad del bloque rectangular de esfuerzos de compresión (mm).

$A_c$  = Área del concreto en la zona de tensión por flexión del miembro ( $\text{mm}^2$ ).

$A_v$  = Área del acero de refuerzo transversal ( $\text{mm}^2$ ).

$A_s$  = Área del refuerzo longitudinal ( $\text{mm}^2$ ).

$A_{sp}$  = Área del acero de presfuerzo ( $\text{mm}^2$ ).

$b_v$  = Ancho del alma del elemento (mm).

$d_e$  = Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión (mm).

$d_v$  = Peralte efectivo de la sección (mm).

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa).

$E_p$  = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa).

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto (MPa).

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$f_{po}$  = Parámetro tomado como el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo multiplicado por la diferencia de las deformaciones unitarias entre el acero de presfuerzo y el concreto adyacente (MPa). Para niveles usuales de presfuerzo es posible utilizar un valor de 0.7 veces la resistencia especificada del acero de presfuerzo ( $f_{pu}$ ).

$f_{ps}$  = Esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado límite de resistencia I (MPa).

$h$  = Altura de la trabe (mm).

$M_u$  = Momento en el estado límite de resistencia I (N).

$s$  = Espaciamiento del refuerzo transversal (mm).

$V_c$  = Fuerza cortante asumida por el concreto (N).

$V_p$  = Componente vertical de la fuerza de presfuerzo efectiva (N).

$V_s$  = Fuerza cortante asumida por el refuerzo transversal (N).

$V_u$  = Fuerza cortante en el estado límite de resistencia I (N).

$\theta$  = Angulo de inclinación de los esfuerzos diagonales de compresión ( $^\circ$ ).

$\beta$  = Factor que indica la habilidad del concreto agrietado para transmitir tensión.

$\phi_v$  = Factor de reducción de resistencia por cortante.

$\phi_f$  = Factor de reducción de resistencia por flexión.

En el caso de trabes presforzadas también se deberá verificar el cortante por fricción producto de la transferencia de cortante entre el tablero y la trabe. A continuación se muestra la metodología de diseño de cortante por fricción empleada por LFD y LRFD, respectivamente.

### LFD.-

1. Calcular la resistencia nominal a cortante por fricción,  $V_{nh}$ .

$$V_{nh} = \mu \cdot \left( \frac{A_{vf}}{s} \cdot f_y \right) \quad (3.101)$$

2. Calcular el cortante horizontal debido a la guarnición, superficie de rodamiento y carga viva en el estado límite de resistencia,  $V_{uh}$ .

$$V_{uh} = \frac{V_u \cdot Q}{I} \quad (3.102)$$

3. Verificar la condición:

$$V_{uh} \leq \phi V_{nh} \quad (3.103)$$

4. Verificar acero de refuerzo transversal mínimo,  $A_{vf}$ .

$$A_{vf} \geq \frac{0.345 \cdot b_w \cdot s}{f_y} \quad (3.104)$$

5. Verificar la longitud de desarrollo,  $l_{dh}$ .

$$l_{hb} = \frac{100 \cdot d_b}{\sqrt{f_c'}} \quad (3.105)$$

$$l_{dh} = F \cdot l_{hb} \quad (3.106)$$

$$l_{dh} \geq \begin{cases} l_{dh} \\ 8 \cdot d_b \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.107)$$

6. Verificar la longitud disponible.

donde:

$A_{vf}$  = Área del acero de refuerzo transversal ( $\text{mm}^2$ ).

$b_w$  = Ancho del alma del elemento (mm).

$d_b$  = Diámetro del acero de refuerzo transversal (mm).

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$F$  = Factor de modificación.

$I$  = Momento de inercia de la sección ( $\text{mm}^4$ ).

$l_{hb}$  = Longitud de desarrollo básica (mm).

$l_{dh}$  = Longitud de desarrollo (mm).

$Q$  = Momento estático de la sección ( $\text{mm}^3$ ).

$s$  = Espaciamiento del refuerzo transversal (mm).

$V_{nh}$  = Resistencia nominal a cortante por fricción (N).

$V_{uh}$  = Fuerza cortante horizontal en el estado límite de resistencia (N).

$V_u$  = Fuerza cortante en el estado límite de resistencia (N).

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

$\mu$  = Coeficiente de fricción.

**LRFD.-**

1. Calcular la resistencia nominal a cortante por fricción,  $V_{nh}$ .

$$V_{nh} = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot \left( \frac{A_{vf}}{s} \cdot f_y + P_c \right) \quad (3.108)$$

$$V_{nh} \leq \begin{cases} 0.2 \cdot f'_c \cdot A_{cv} \\ 5.5 \cdot A_{cv} \end{cases} \quad (3.109)$$

2. Calcular el cortante horizontal debido a la guarnición, capa de rodamiento y carga viva en el estado límite de resistencia I.

$$V_{uh} = \frac{V_u \cdot Q}{I} \quad (3.110)$$

3. Verificar la condición:

$$\eta V_{uh} \leq \phi_v V_{nh} \quad (3.111)$$

4. Verificar acero de refuerzo transversal mínimo,  $A_{vf}$ .

$$A_{vf} = 0.35 \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y} \quad (3.112)$$

5. Verificar la longitud de desarrollo,  $l_{dh}$ .

$$l_{hb} = \frac{100 \cdot d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.113)$$

$$l_{dh} = F \cdot l_{hb} \quad (3.114)$$

$$l_{dh} \geq \begin{cases} l_{dh} \\ 8 \cdot d_b \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.115)$$

6. Verificar la longitud disponible.

donde:

$A_{cv}$  = Área del concreto comprometida en la zona de transferencia ( $\text{mm}^2$ ).

$A_{vf}$  = Área del acero de refuerzo transversal que cruza la zona de transferencia ( $\text{mm}^2$ ).

$b_v$  = Ancho del alma del elemento (mm).

$c$  = Factor de cohesión (MPa).

$d_b$  = Diámetro del acero de refuerzo transversal (mm).

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$F$  = Factor de modificación.

$l_{hb}$  = Longitud de desarrollo básica (mm).

$l_{dh}$  = Longitud de desarrollo (mm).

$P_c$  = Fuerza compresiva permanente normal al plano de corte (N).

$Q$  = Momento estático de la sección ( $\text{mm}^3$ ).

$s$  = Espaciamiento del refuerzo transversal (mm).

$V_{nh}$  = Resistencia nominal a cortante por fricción (N).

$V_{uh}$  = Fuerza cortante horizontal en el estado límite de resistencia I (N).

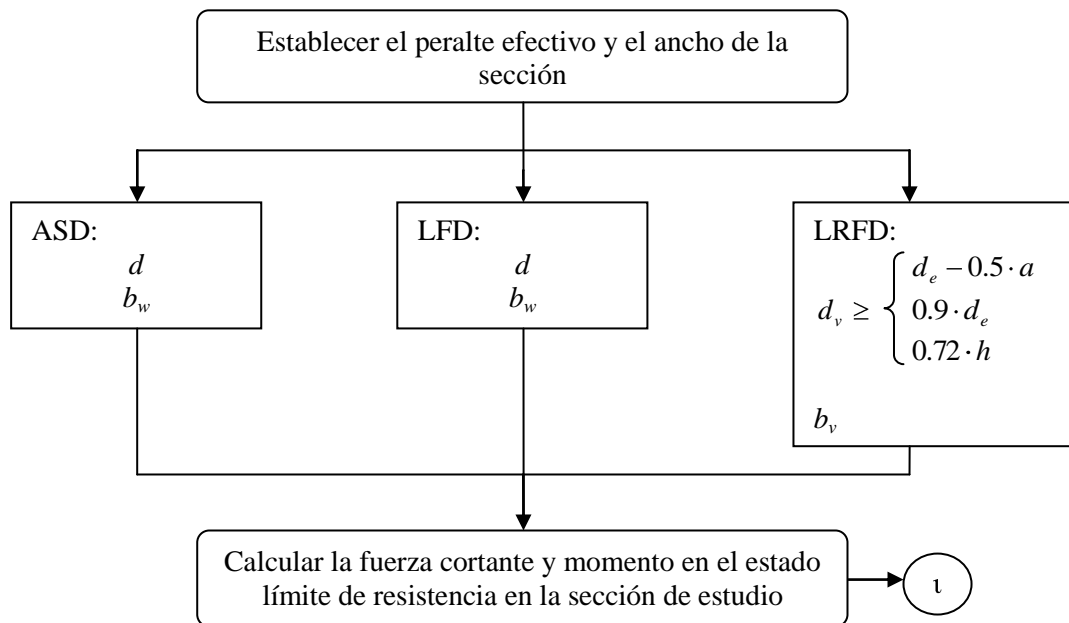
$V_u$  = Fuerza cortante en el estado límite de resistencia I (N).

$\phi_v$  = Factor de reducción de resistencia por cortante.

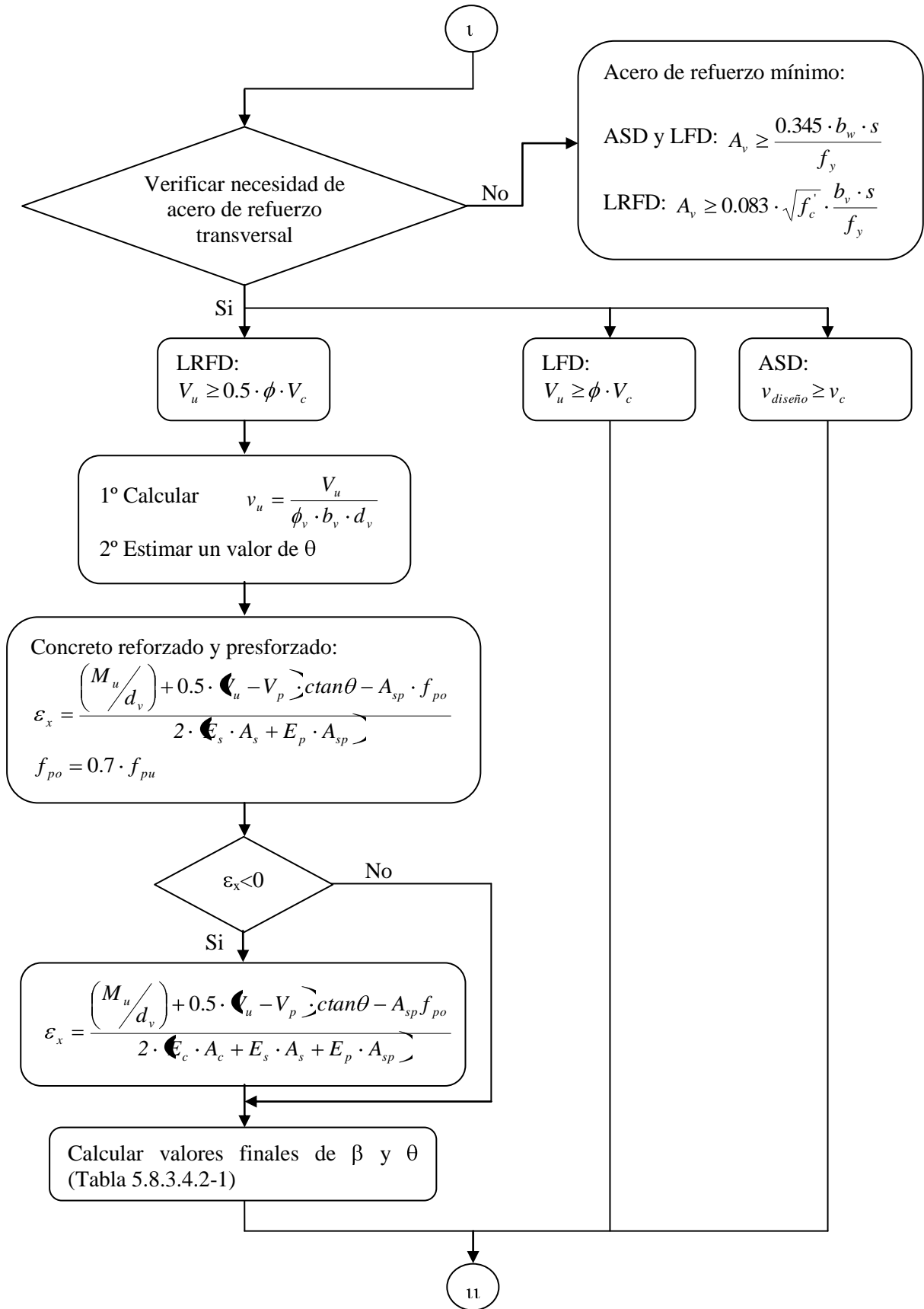
$\mu$  = Factor de fricción.

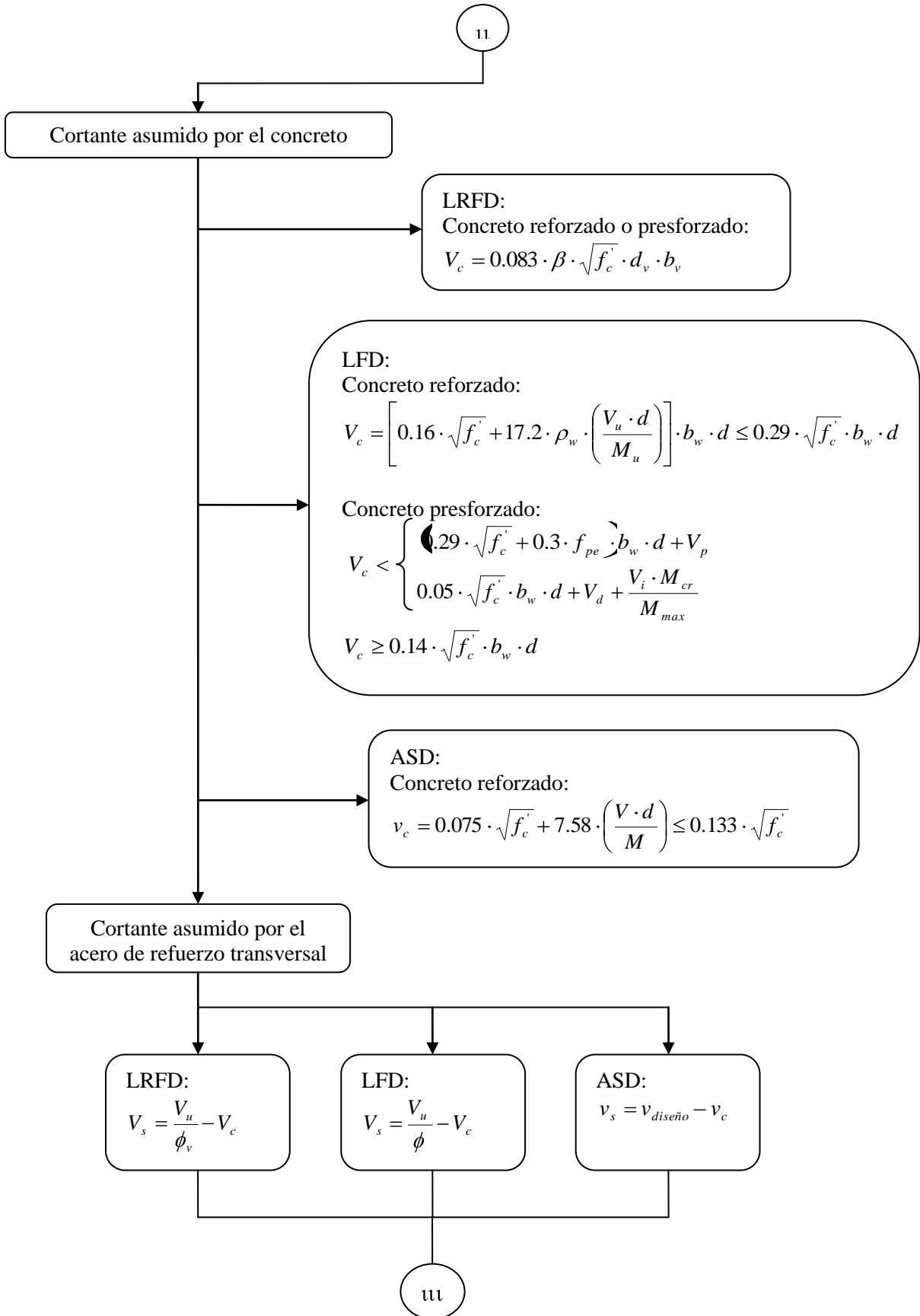
$\eta$  = Factor de modificación de carga.

Los procedimientos para diseño por cortante descritos anteriormente, se pueden resumir en las siguientes figuras:









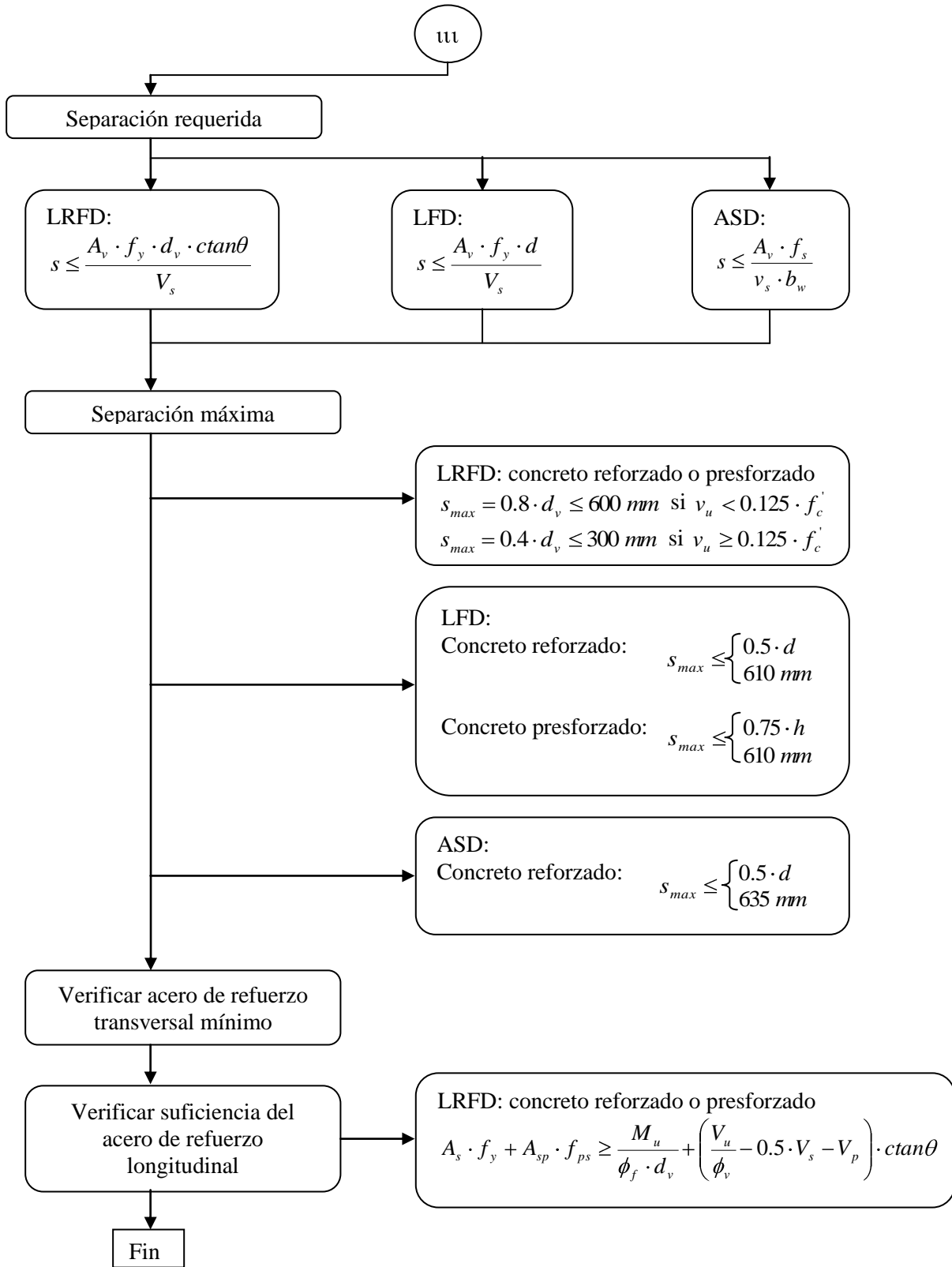
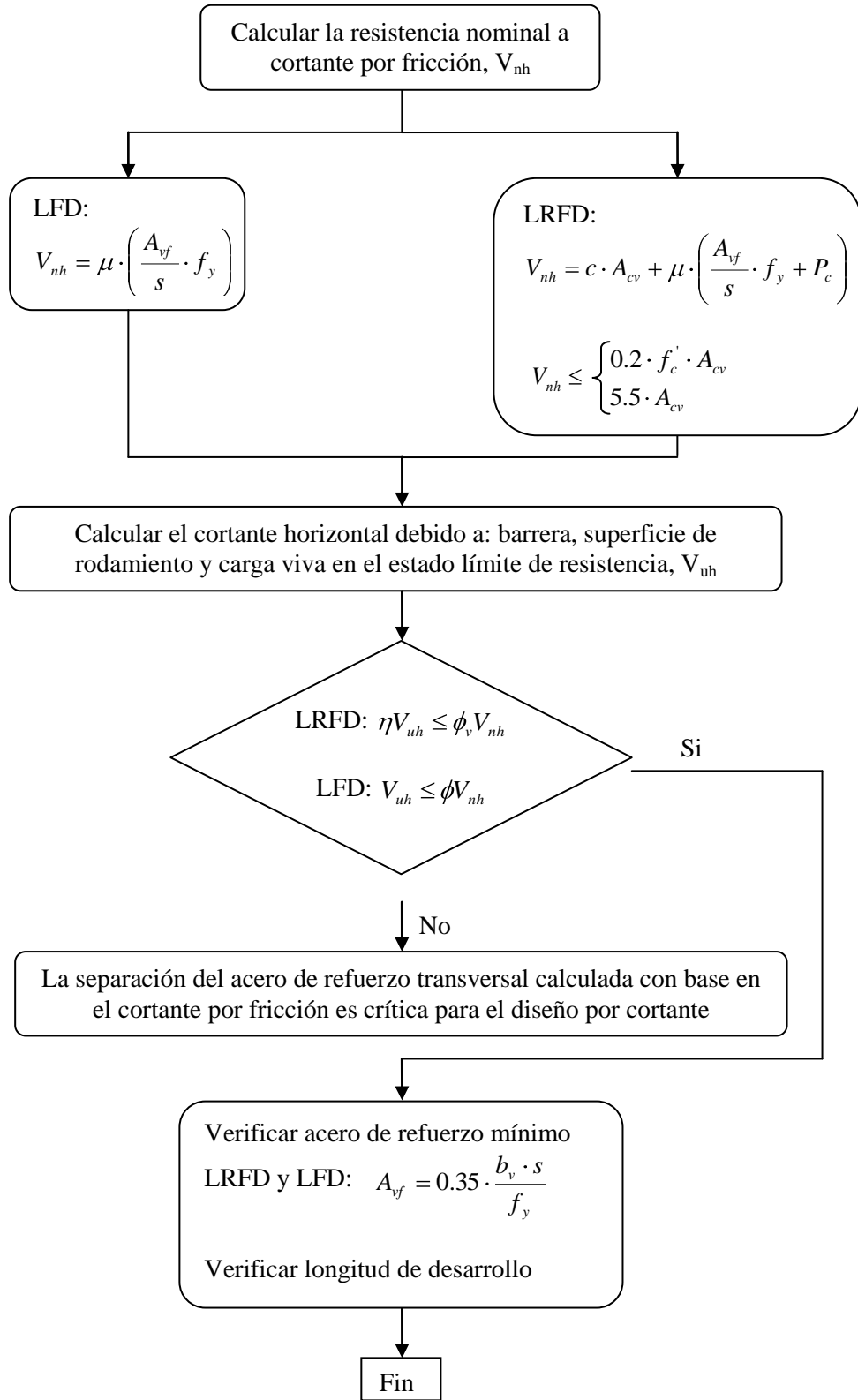


Figura 3.7 Diagrama de flujo para diseño por cortante



**Figura 3.8** Diagrama de flujo para verificación del cortante por fricción

### 3.12 REQUERIMIENTOS DE SERVICIO

#### 3.12.1 Límite de esfuerzos (concreto presforzado)

Para evaluar la condición de servicio, en estructuras de concreto presforzado se definen esfuerzos admisibles para el concreto, considerando las etapas: antes de las pérdidas y después de ocurridas las pérdidas por presfuerzo, y para el acero de presfuerzo.

No se encuentran diferencias en las expresiones para determinar los esfuerzos admisibles en la condición de servicio para el concreto y el acero de presfuerzo. A continuación se muestran las expresiones recomendadas por LRFD:

*Esfuerzos admisibles en el concreto – antes de las pérdidas:*

$$f_{ci} = 0.60 \cdot f'_c \quad (3.116)$$

$$f_{ti} = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.117)$$

*Esfuerzos admisibles en el concreto – después de las pérdidas:*

*Caso 1.-* Después de las pérdidas, debido a la suma de la fuerza de presfuerzo efectiva, cargas permanentes y transitorias durante el transporte e instalación.

$$f_c = 0.60 \cdot \phi_w \cdot f'_c \quad (3.118)$$

*Caso 2.-* Después de las pérdidas, debido a la carga viva más un medio de la suma de la fuerza de presfuerzo efectiva y cargas permanentes.

$$f_c = 0.40 \cdot f'_c \quad (3.119)$$

*Caso 3.-* Después de las pérdidas, debido a la suma de la fuerza de presfuerzo efectiva y cargas permanentes.

$$f_c = 0.45 \cdot f'_c \quad (3.120)$$

$$f_t = 0.50 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.121)$$

donde:

$f_{ci}$  = Esfuerzo admisible en la fibra extrema en compresión antes de las pérdidas (MPa).

$f_{ti}$  = Esfuerzo admisible en la fibra extrema en tensión antes de las pérdidas (MPa).

$f_{ci}'$  = Resistencia especificada del concreto al momento de la transferencia (MPa).

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

$f_c$  = Esfuerzo admisible en la fibra extrema en compresión después de las pérdidas (MPa).

$f_t$  = Esfuerzo admisible en la fibra extrema en tensión después de las pérdidas (MPa).

$\phi_w$  = Factor de reducción por cavidades.

*Esfuerzos admisibles en el acero de presfuerzo:*

$$f_{py} = 0.90 \cdot f_{pu} \quad (3.122)$$

$$f_{pj} = 0.78 \cdot f_{pu} \quad (3.123)$$

$$f_{pt} = 0.75 \cdot f_{pu} \quad (3.124)$$

$$f_{pe} = 0.80 \cdot f_{py} \quad (3.125)$$

donde:

$f_{pu}$  = Resistencia especificada del acero de presfuerzo (MPa).

$f_{py}$  = Límite de fluencia del acero de presfuerzo (MPa).

$f_{pj}$  = Esfuerzo admisible en el acero de presfuerzo al momento del tesado (MPa).

$f_{pt}$  = Esfuerzo admisible en el acero de presfuerzo después de la transferencia (MPa).

$f_{pe}$  = Esfuerzo admisible en el acero de presfuerzo después de las pérdidas (MPa).

Las pérdidas en el presfuerzo pueden dividirse en dos grupos: instantáneas, asociadas al acortamiento elástico en el concreto, y diferidas, asociadas a la contracción, flujo plástico en el concreto y relajación en el acero de presfuerzo; la pérdida total de la fuerza de presfuerzo será igual a la suma de las pérdidas instantáneas y diferidas.

No se tienen diferencias en la expresión para determinar la pérdida de presfuerzo por acortamiento elástico en el concreto, dicha expresión se muestra a continuación:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \quad (3.126)$$

donde:

$\Delta f_{pES}$  = Pérdida de presfuerzo por acortamiento elástico (MPa).

$E_p$  = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa).

$E_{ci}$  = Módulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia (MPa).

$f_{cgp}$  = Suma de esfuerzos en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo en la transferencia y el peso propio del miembro en la sección de máximo momento (MPa).

En el caso de LRFD, adicionalmente a la pérdida por acortamiento elástico en el concreto, se debe considerar la pérdida por relajación instantánea del acero de presfuerzo:

$$\Delta f_{pRI} = \frac{\log(4 \cdot t)}{40} \left[ \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] \cdot f_{pj} \quad (3.127)$$

donde:

$\Delta f_{pRI}$  = Pérdida de presfuerzo por relajación instantánea del acero de presfuerzo (MPa).

$t$  = Tiempo estimado desde la aplicación del presfuerzo a la transferencia (días).

Las pérdidas de presfuerzo diferidas se producen a lo largo del tiempo. No se tienen diferencias en la expresión que cuantifica la pérdida de presfuerzo por contracción:

$$\Delta f_{pSR} = 117 - 1.03 \cdot H \quad (3.128)$$

donde:

$\Delta f_{pSR}$  = Pérdida de presfuerzo por contracción (MPa).

$H$  = Promedio de humedad relativa anual (%).

No se tienen diferencias en la expresión que cuantifica la pérdida de presfuerzo por flujo plástico:

$$\Delta f_{pCR} = 12 \cdot f_{cgp} - 7 \cdot \Delta f_{cdp} \quad (3.129)$$

donde:

$\Delta f_{pCR}$  = Pérdida de presfuerzo por flujo plástico (MPa).

$\Delta f_{cdp}$  = Cambio de esfuerzo en el concreto a nivel del centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a las cargas permanentes (MPa).

Para cuantificar la pérdida de la fuerza de presfuerzo por relajación diferida del acero de presfuerzo se tienen las siguientes expresiones propuestas por LRFD y LFD, respectivamente:

$$\Delta f_{pR2} = 0.3 \cdot \left[ 38 - 0.4 \cdot \Delta f_{pES} - 0.2 \cdot \left( \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} \right) \right] \quad (3.130)$$

$$\Delta f_{pR2} = 34 + 0.10 \cdot \Delta f_{pES} - 0.05 \cdot \left( \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} \right) \quad (3.131)$$

donde:

$\Delta f_{pR2}$  = Pérdida de presfuerzo por relajación diferida del acero de presfuerzo (MPa).

Las expresiones recomendadas por LRFD, fueron fruto de nuevas investigaciones, tanto analíticas como experimentales.

Por otra parte, no se tiene recomendación alguna en LFD en el caso del enductado del acero de presfuerzo; LRFD recomienda que la cantidad de acero de presfuerzo enductado no exceda el 25 % de la cantidad total de acero de presfuerzo, y el número de torones enductados en una fila no será mayor al 40 % del número total de torones presentes en la misma fila. El límite de 25% surge de pruebas realizadas por el Departamento de Transportes de Florida (Shalawy, Robinson y Bachelor, 1993) y (Shalawy y Bachelor, 1991) en traveses presforzados a escala completa donde se observó que la capacidad a cortante de traveses presforzados era inadecuada con una cantidad de acero de presfuerzo enductado mayor a 40%. No se tienen diferencias en las recomendaciones para el diseño de la zona de anclaje.

En el caso de la longitud de desarrollo del acero de presfuerzo, la expresión propuesta por LRFD da como resultado valores conservadores en comparación con LFD. Esto se debe a la introducción del factor “k” propuesto por la Administración Federal de Carreteras (1998) (FHWA: *Federal Highway Administration*). Este factor intenta reflejar, de manera aproximada, las características más desfavorables del acero de presfuerzo fabricado antes de 1997. A continuación se presentan las expresiones propuestas por LFD y LRFD, respectivamente para la longitud de desarrollo:

$$l_d \geq \left( f_{su}^* - \frac{2}{3} \cdot f_{pe} \right) \cdot d_b \quad (3.132)$$

$$l_d \geq k \cdot \left( 0.15 \cdot f_{ps} - 0.097 \cdot f_{pe} \right) \cdot d_b \quad (3.133)$$

donde:

$l_d$  = Longitud de desarrollo del acero de presfuerzo (mm).

$d_b$  = Diámetro del acero de presfuerzo (mm).

$k$  = Factor adimensional ( $k=1.6$  para traveses presforzados).



$f_{su}^*$ ,  $f_{ps}$  = Esfuerzo en el acero de prefuerzo en el estado límite de resistencia (MPa).

$f_{pe}$  = Esfuerzo efectivo en el acero de prefuerzo después de las pérdidas (MPa).

La verificación de la condición de servicio (esfuerzos de compresión y tensión en el concreto), en el caso de LFD, se realiza bajo la combinación de carga que prevé el uso de factores de carga iguales a la unidad tanto para la carga permanente como para la carga transitoria.

En el caso de LRFD, los esfuerzos de compresión son investigados en el estado límite de servicio I y los esfuerzos de tensión se investigan con el estado límite de servicio III. La diferencia entre estos dos estados radica en el factor de carga aplicado a la carga transitoria, se considera un factor de carga igual a 1.0 para el estado límite de servicio I y 0.8 para el estado límite de servicio III.

A continuación se muestran las expresiones para determinar los esfuerzos en el concreto en la condición de servicio:

*En la transferencia.-*

LFD y LRFD:

$$f_{inf} = -\frac{F_{pi}}{A_V} - \frac{F_{pi} \cdot e_{CL}}{S_{V inf}} + \frac{M_V}{S_{V inf}} \quad (3.134)$$

$$f_{sup} = -\frac{F_{pi}}{A_V} + \frac{F_{pi} \cdot e_{CL}}{S_{V sup}} - \frac{M_V}{S_{V sup}} \quad (3.135)$$

*Caso 1.-*

LFD y LRFD:

$$f_{inf} = -\frac{F_{pf}}{A_V} - \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{V inf}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{V inf}} + \frac{M_{DA}}{S_{sc inf viga}} \quad (3.136)$$

$$f_{sup} = -\frac{F_{pf}}{A_V} + \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{V sup}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{V sup}} + \frac{M_{DA}}{S_{sc sup viga}} \quad (3.137)$$

*Caso 2.-*

LFD y LRFD:

$$f_{sup} = -\frac{F_{pf}}{2 \cdot A_V} + \frac{F_{pf} \cdot e}{2 \cdot S_{V sup}} + \frac{M_V + M_{DS}}{2 \cdot S_{V sup}} + \frac{M_{DA}}{2 \cdot S_{sc sup viga}} - \frac{M_{LL+IM}}{S_{sc sup viga}} \quad (3.138)$$

Caso 3.-

LFD:

$$f_{inf} = -\frac{F_{pf}}{A_V} - \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vinf}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vinf}} + \frac{M_{DA} + M_{LL+IM}}{S_{scinfviga}} \quad (3.139)$$

LRFD:

$$f_{inf} = -\frac{F_{pf}}{A_V} - \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vinf}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vinf}} + \frac{M_{DA} + 0.8 \cdot M_{LL+IM}}{S_{scinfviga}} \quad (3.140)$$

LFD y LRFD:

$$f_{sup} = -\frac{F_{pf}}{A_V} + \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vsup}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vsup}} + \frac{M_{DA} + M_{LL+IM}}{S_{scsupviga}} \quad (3.141)$$

$$f_{suplosa} = -\left( \frac{M_{DA} + M_{LL+IM}}{S_{scsuplosa}} \right) \cdot \sqrt{\frac{f'_{cviga}}{f'_{closa}}} \quad (3.142)$$

donde:

$A_V$  = Área de la trabe ( $\text{mm}^2$ ).

$e_{CL}$  = Excentricidad en el centro del claro (mm).

$e$  = Excentricidad en la sección considerada (mm).

$f'_{cviga}$  = Resistencia especificada del concreto de la trabe (MPa).

$f'_{closa}$  = Resistencia especificada del concreto de la losa (MPa).

$f_{inf}$  = Esfuerzo en el concreto en la fibra extrema inferior (MPa).

$f_{sup}$  = Esfuerzo en el concreto en la fibra extrema superior (MPa).

$f_{pi}$  = Esfuerzo en el acero de prefuerzo en la transferencia (MPa).

$f_{pf}$  = Esfuerzo en el acero de prefuerzo después de las pérdidas (MPa).

$M_V$  = Momento debido al peso propio de la trabe ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ).

$M_{DS}$  = Momento debido al peso propio de la losa, voladizo y diafragma ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ).

$M_{DA}$  = Momento debido al peso propio de la guarnición y capa de rodamiento ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ).

$M_{LL+IM}$  = Momento debido a la carga viva más el incremento por carga vehicular dinámica ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ).

$S_{Vinf}$  = Módulo de sección (fibra inferior de la trabe) ( $\text{mm}^3$ ).

$S_{Vsup}$  = Módulo de sección (fibra superior de la trabe) ( $\text{mm}^3$ ).

$S_{scinfviga}$  = Módulo de sección de la sección compuesta (fibra inferior de la trabe) ( $\text{mm}^3$ ).

$S_{scsupviga}$  = Módulo de sección de la sección compuesta (fibra superior de la trabe) ( $\text{mm}^3$ ).

$S_{scsuplosa}$  = Módulo de sección de la sección compuesta (fibra superior de la losa) ( $\text{mm}^3$ ).

### 3.12.2 Control de agrietamiento (concreto reforzado)

Los miembros de concreto reforzado están sujetos a agrietamiento bajo cualquier condición de carga. Si los esfuerzos de tensión en la sección de concreto superan el 80% del módulo de ruptura, se considera que la sección se encuentra agrietada y por lo tanto se debe verificar que la distribución del refuerzo en la zona de tensión sea la adecuada para controlar el agrietamiento. Esta verificación se realizará en todos los miembros de concreto reforzado.

La expresión y valor límite para la verificación del control de agrietamiento en concreto reforzado permanece invariante en ASD, LFD y LRFD:

$$f_{sa} = \frac{Z}{\phi_c \cdot A^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 \cdot f_y \quad (3.143)$$

donde:

$f_{sa}$  = Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo debido a las cargas de servicio (MPa).

$A$  = Área de concreto que tiene el mismo centroide que el acero de refuerzo en tensión (mm<sup>2</sup>).

$d_c$  = Profundidad del concreto medida desde la fibra extrema en tensión al centroide de la varilla (mm).

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$Z$  = Parámetro de ancho de grieta (N/mm).

### 3.12.3 Control de deflexiones

No se encuentran diferencias en el valor límite de la deflexión debido a la carga vehicular en ASD, LFD y LRFD. Para puentes simplemente apoyados se establece que la máxima deflexión, producto de la carga vehicular, no debe ser mayor que la longitud del claro dividida entre 800. En el caso de LRFD, se tomará el mayor valor que resulte de considerar el camión de diseño, el 25% del camión y el carril de diseño. En LFD, se establece que la deflexión será debida a la carga viva, es decir al camión o al carril de diseño.

### 3.12.4 Fatiga

En el caso de concreto reforzado, en ASD, LFD y LRFD no se tienen diferencias en la expresión y valor límite para calcular el rango de esfuerzos en el acero de refuerzo. Vale la pena mencionar que el rango de esfuerzos en LRFD corresponde a la combinación de carga (ecuación 3.29 y tabla 3.7) y carga de fatiga (figura 3.5), mientras que en ASD y LFD el rango de esfuerzos corresponde al camión de diseño HS20-44.

$$f_f \leq 145 - 0.33 \cdot f_{min} + 55 \cdot \left( \frac{r}{h} \right) \quad (3.144)$$

donde:

$f_f$  = Rango de esfuerzos (MPa).

$f_{min}$  = Esfuerzo mínimo debido a la carga vehicular (MPa).

$r/h$  = Relación del radio base a la altura de la deformación transversal, si no se dispone de esta información, se debe utilizar un valor igual a 0.3.

Por otra parte, no se encuentra recomendación alguna en LFD para revisar por fatiga en miembros de concreto presforzado.

En LRFD, se establece la revisión del esfuerzo en la fibra inferior al centro del claro (debido a la fuerza de presfuerzo efectiva, cargas permanentes y dos veces la carga de fatiga); si el esfuerzo evaluado es un esfuerzo de tensión, entonces se deberá efectuar la revisión por fatiga.

En LFD, se parte de la premisa de que el miembro no se agrietará durante su vida de diseño, para lo cual, durante la etapa de revisión del estado límite de servicio, se deberá utilizar la sección no agrietada del elemento. Por otra parte, LRFD establece la posibilidad de que el miembro pueda agrietarse en la condición de servicio, siempre y cuando se verifiquen las consideraciones relativas al ancho de grieta, fatiga del acero de presfuerzo y corrosión.

Las propiedades de la sección se calcularán con base en la sección agrietada si la suma de los esfuerzos debido a la fuerza de presfuerzo efectiva, carga permanente y 1.5 veces la carga de fatiga son de tensión y exceden 25% de la raíz cuadrada de la resistencia especificada del concreto de la viga. De lo contrario las propiedades de la sección se calcularán con base en la sección bruta del miembro.

La decisión de permitir o no el agrietamiento de la viga presforzada, será una decisión del diseñador. La condición agrietada no es deseable desde el punto de vista de la aparición de corrosión y fatiga en el acero de presfuerzo, por lo tanto la introducción de la revisión por fatiga tendrá repercusión en el incremento del peralte de la trabe presforzada y/o el acero de presfuerzo.

El rango de esfuerzos en el acero de presfuerzo en LRFD está en función de su radio de curvatura. Se establece 125 MPa para radios de curvatura mayores a 9 m y 70 MPa para radios de curvatura menores a 3.6 m.

### 3.13 BIBLIOGRAFÍA

- American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO LRFD Bridge Design Specifications SI Units Third Edition, 2004.
- American Association of State Highway and Transportation Officials – Standard Specifications for Highway Bridges 17<sup>th</sup> Edition, 2002.
- Massachusetts Highway Department – Bridge Design Manual, 2007.
- M. Myint Lwin – “Why the AASHTO Load and Resistance Factor Design Specifications?”, Transportation Research Record, 1993.
- Richard M. Barker & Jay A. Puckett – Design of Highway Bridges, Ed. John Wiley & Son, 1997.

## **CAPÍTULO 4**

### **CASOS DE ESTUDIO**

#### **4.1 INTRODUCCIÓN**

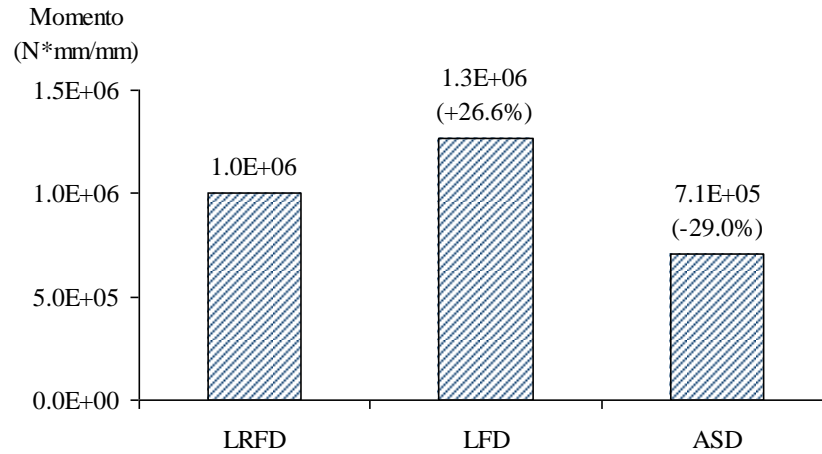
Se presentan a continuación, tres diseños de superestructuras de puentes vehiculares (losa maciza, losa sobre nervaduras de concreto reforzado, losa sobre vigas de concreto presforzado), en los que se contrastan en cada uno de los casos, los resultados obtenidos producto del uso de las filosofías diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD) ambas incluidas en el Reglamento AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition-2002; y Factores de Carga y Resistencia (LRFD) incluida en el Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 3rd Edition-2004. En el caso de las superestructuras apoyadas sobre nervaduras de concreto reforzado y vigas de concreto presforzado, se presentará por separado el diseño de la losa, la nervadura de concreto reforzado y la viga de concreto presforzado. Para ambos tipos de superestructuras, se tomará como válido el diseño de la losa, ya que la misma está apoyada sobre 4 nervaduras de concreto reforzado e igual número de vigas presforzadas.

El análisis se efectuó con base en las ecuaciones 3.1 a 3.30, y las Tablas 3.1 a 3.8. Los requerimientos de resistencia en flexión se realizan con base en las ecuaciones 3.31 a 3.35 y 3.39 para concreto reforzado, para concreto presforzado con base en las ecuaciones 3.40 a 3.50; los requerimientos de resistencia al cortante se realizan con base en los procedimientos descritos para diseño por cortante (ecs. 3.70 a 3.100) y cortante por fricción (ecs. 3.101 a 3.115). Por lo que respecta a los requerimientos de servicio, en concreto presforzado se realizan con base en las ecuaciones 3.116 a 3.142.

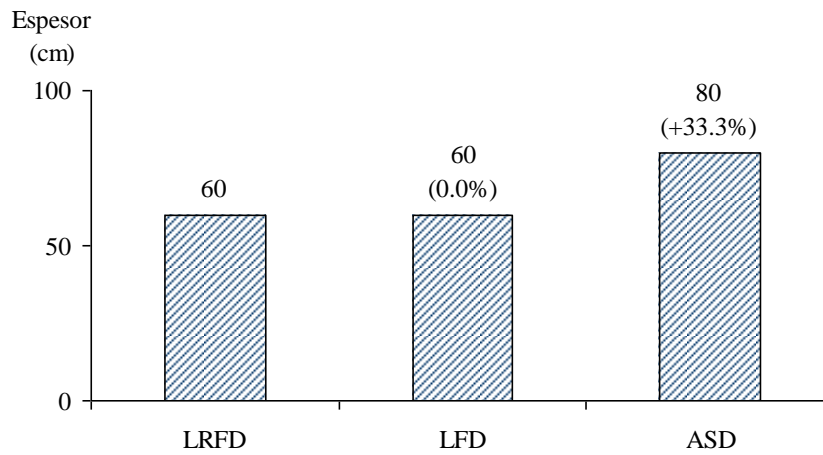
Para efecto de comparación entre las dimensiones, demandas de momento, cortante, cantidades de acero de refuerzo y presfuerzo; el cálculo de los porcentajes de incremento (+) o decremento (-) se realizó con respecto a las cantidades calculadas con la filosofía LRFD.

#### **4.2 SUPERESTRUCTURA DEL TIPO LOSA MACIZA**

Con base en los resultados obtenidos en el Apéndice A, se tienen los siguientes resultados:



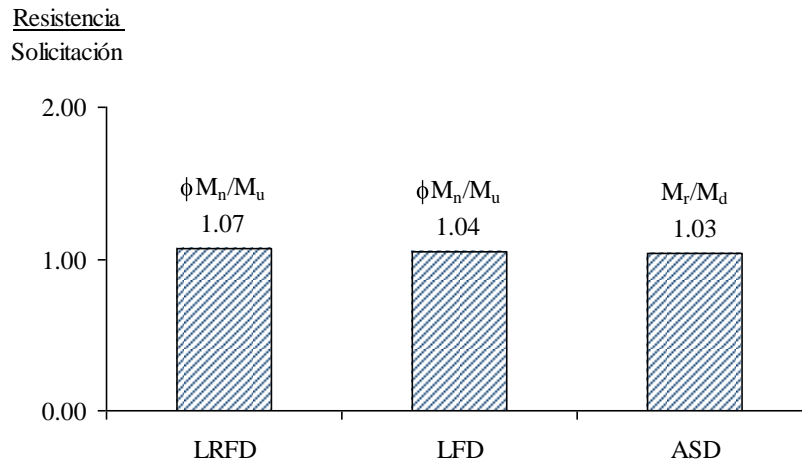
**Figura 4.1 Demanda de momento (condición de resistencia), losa maciza**



**Figura 4.2 Espesores de losa, losa maciza**

**Tabla 4.1 Cantidades de acero de refuerzo, losa maciza**

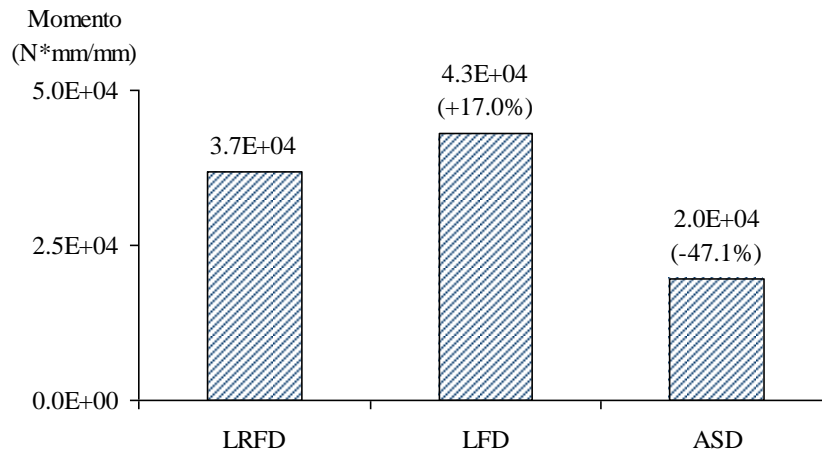
Descripción del acero de refuerzo	LRFD	LFD		ASD	
	Cantidad (kg)	Cantidad (kg)	Incremento (%)	Cantidad (kg)	Incremento (%)
Principal, paralelo al tránsito	4149.9	5187.4	25.0	6577.6	58.5
Distribución	595.3	744.1	25.0	992.2	66.7
Contracción y temperatura	485.3	485.3	0.0	485.3	0.0
Total	5230.4	6416.7	22.7	8055.0	54.0



**Figura 4.3** Relación de momento resistente a momento último, losa maciza

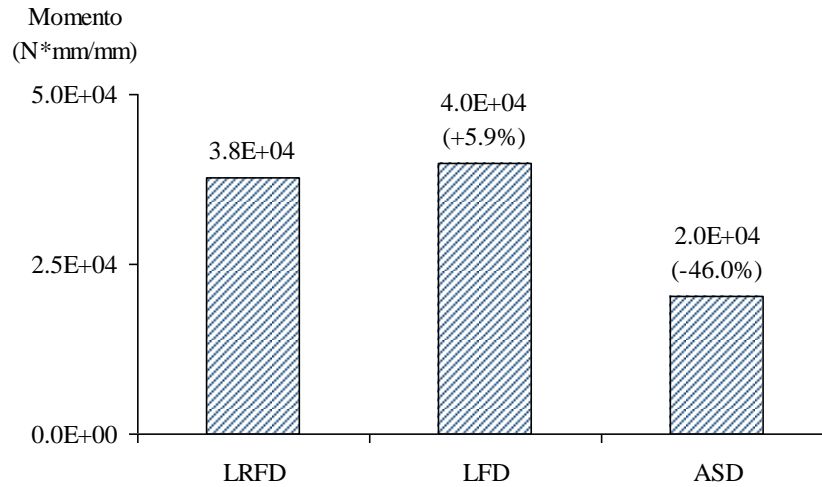
### 4.3 LOSA SOBRE TRABES

Con base en los resultados obtenidos en el Apéndice B, se tienen los siguientes resultados:



**Figura 4.4** Demanda de momento positivo (condición de resistencia), losa sobre traves

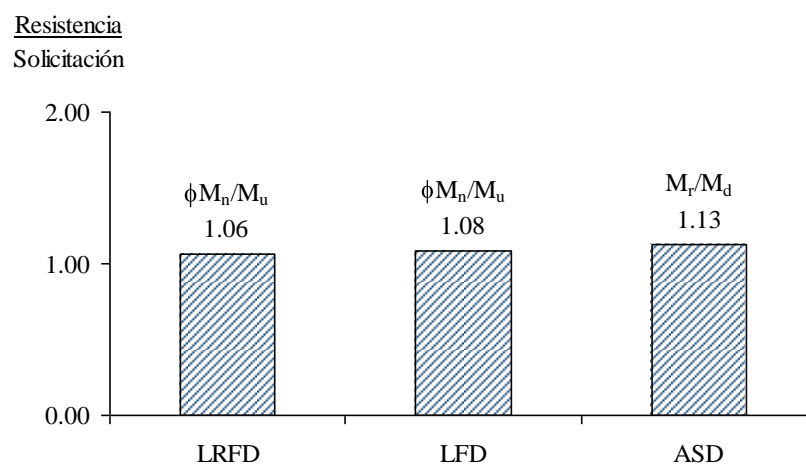




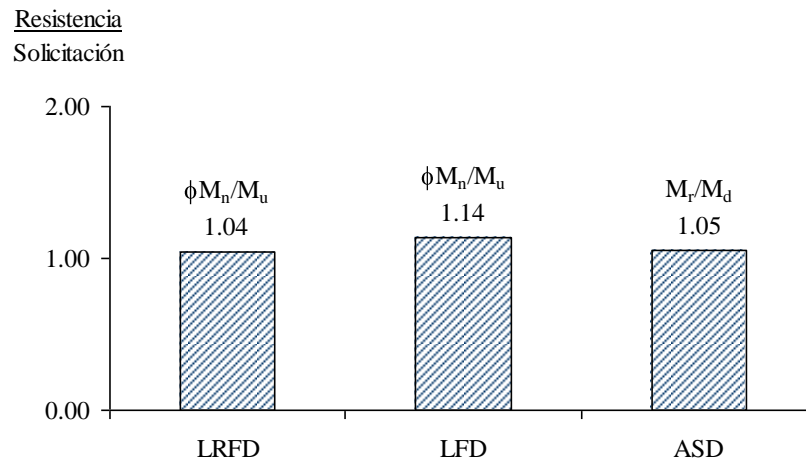
**Figura 4.5** Demanda de momento negativo (condición de resistencia), losa sobre traveses

**Tabla 4.2** Cantidades de acero de refuerzo, losa sobre traveses

Descripción del acero de refuerzo	LRFD	LFD		ASD	
	Cantidad (kg)	Cantidad (kg)	Incremento (%)	Cantidad (kg)	Incremento (%)
Momento positivo	483.0	601.8	24.6	744.3	54.1
Momento negativo	855.4	829.9	-3.0	887.4	3.7
Distribución	352.8	499.1	41.5	576.6	63.4
Contracción y temperatura	163.5	163.5	0.0	163.5	0.0
Total	1854.7	2094.3	12.9	2371.8	27.9



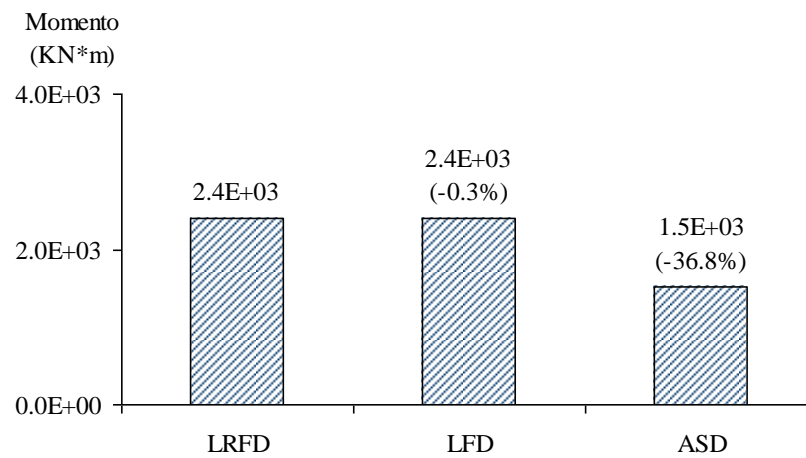
**Figura 4.6** Relación de momento resistente (+) a momento último, losa sobre traveses



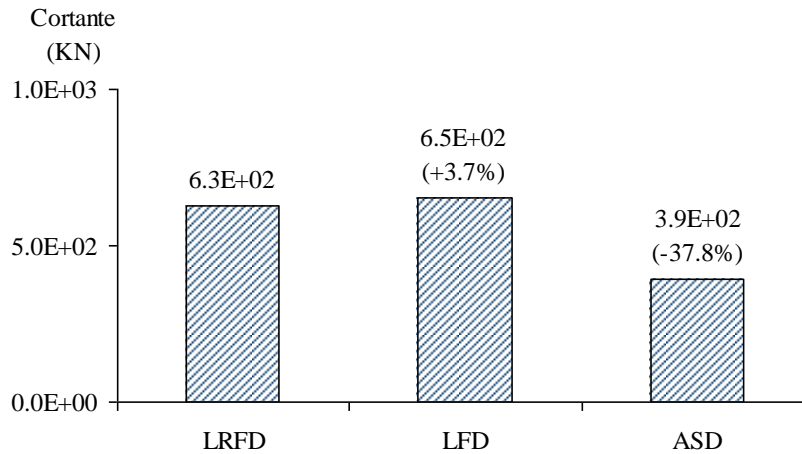
**Figura 4.7** Relación de momento resistente (-) a momento último, losa sobre traves

#### 4.4 NERVADURA DE CONCRETO REFORZADO

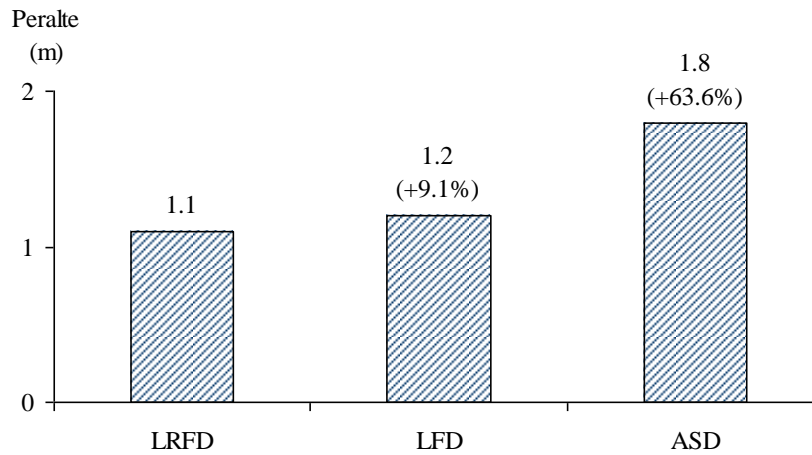
Con base en los resultados obtenidos en el Apéndice C, se tienen los siguientes resultados:



**Figura 4.8** Demanda de momento (condición de resistencia), nervadura



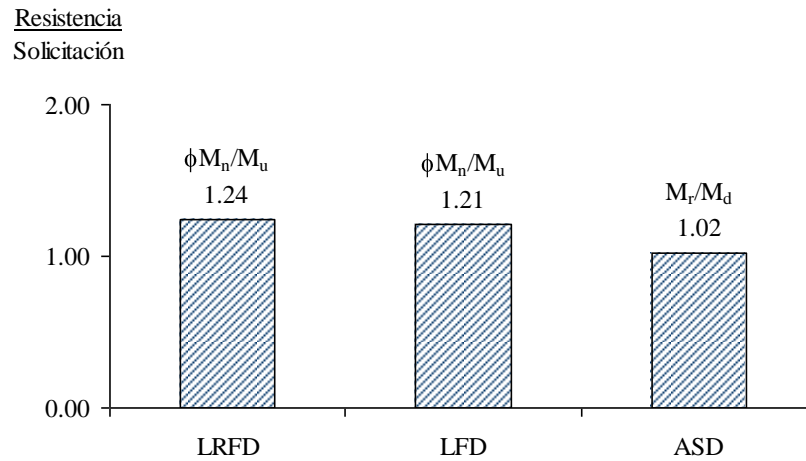
**Figura 4.9** Demanda de cortante (condición de resistencia), nervadura



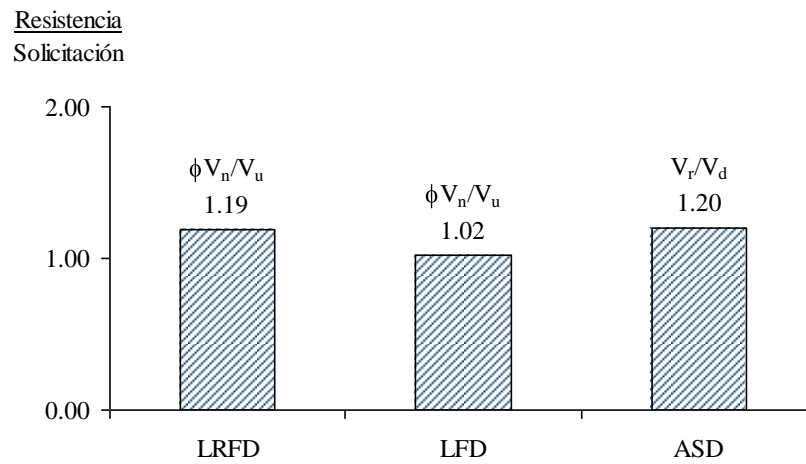
**Figura 4.10** Peralte estructural de la nervadura

**Tabla 4.3** Cantidades de acero de refuerzo, nervadura

Descripción del acero de refuerzo	LRFD	LFD		ASD	
	Cantidad (kg)	Cantidad (kg)	Incremento (%)	Cantidad (kg)	Incremento (%)
Flexión	979.4	857.0	-12.5	734.6	-25.0
En las caras de la nervadura	61.4	122.7	100.0	306.8	400.0
Cortante	75.9	94.6	24.7	96.4	27.1
Total	1116.7	1074.3	-3.8	1137.8	1.9



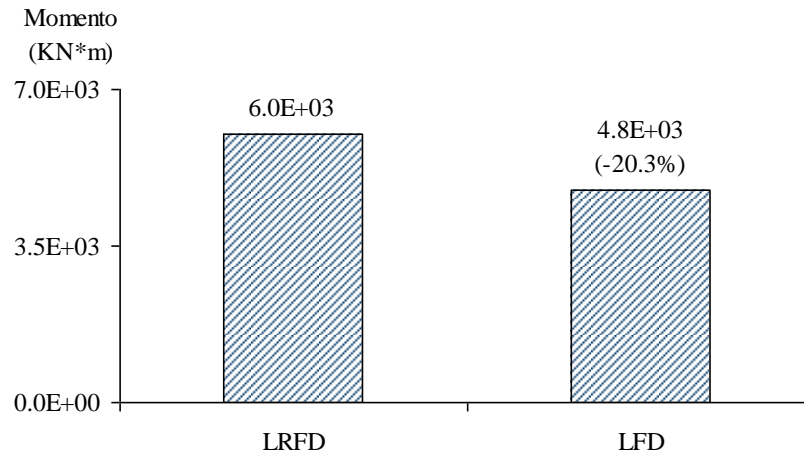
**Figura 4.11 Relación de momento resistente a momento último, nervadura**



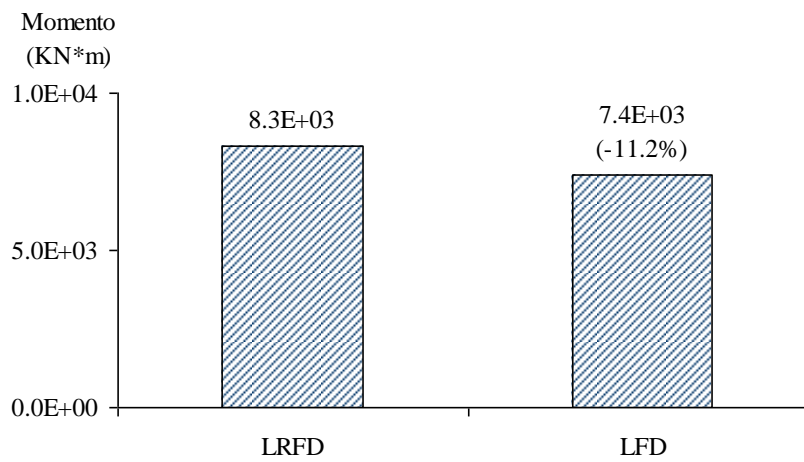
**Figura 4.12 Relación de cortante resistente a cortante último, nervadura**

#### 4.5 VIGA DE CONCRETO PRESFORZADO

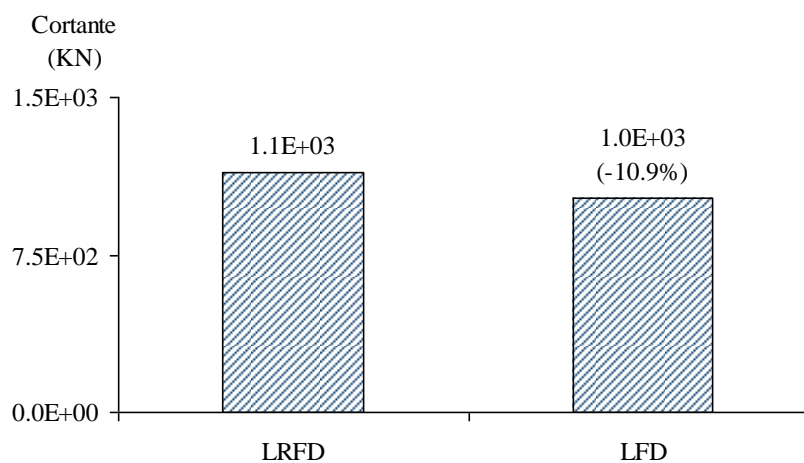
Con base en los resultados obtenidos en el Apéndice D, se tienen los siguientes resultados:



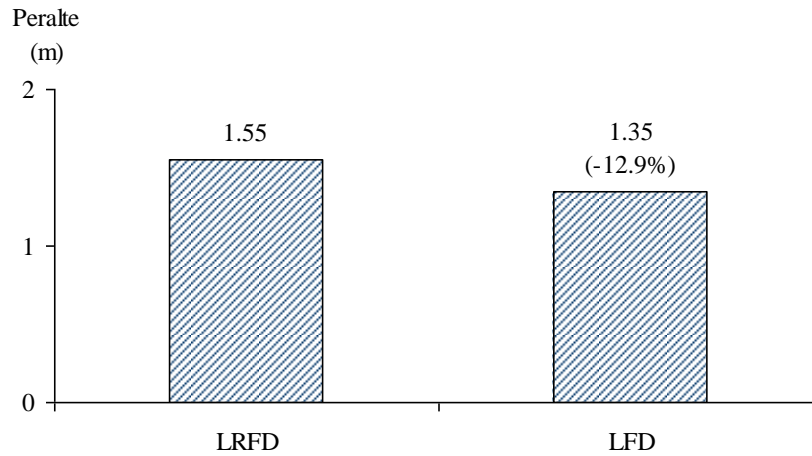
**Figura 4.13** Demanda de momento (condición de servicio), viga presforzada



**Figura 4.14** Demanda de momento (condición de resistencia), viga presforzada



**Figura 4.15** Demanda de cortante (condición de resistencia), viga presforzada



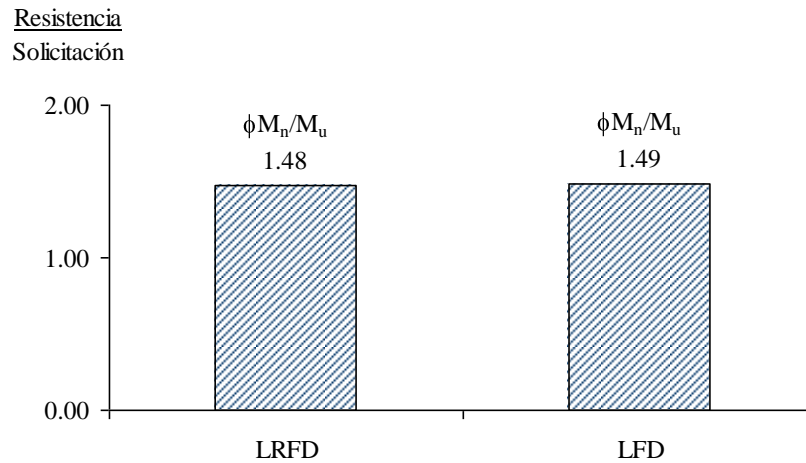
**Figura 4.16** Peralte estructural de la viga presforzada

**Tabla 4.4** Cantidades de acero de refuerzo, viga presforzada

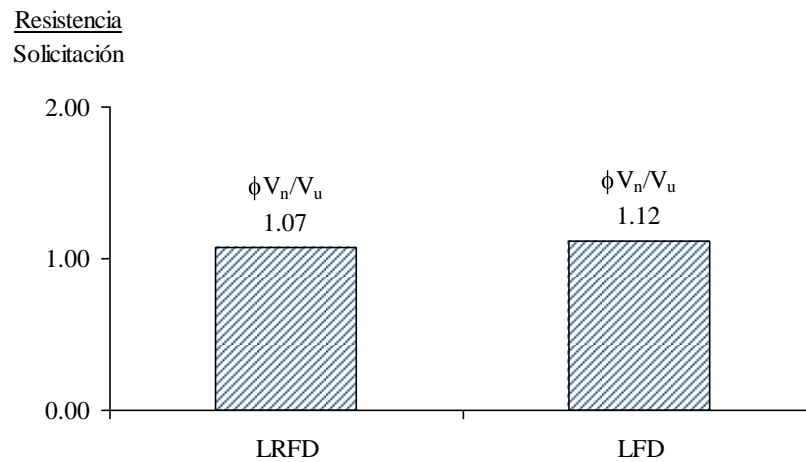
Descripción	LRFD	LFD	
	Cantidad (kg)	Cantidad (kg)	Incremento (%)
Acero de refuerzo ordinario para flexión	363.9	363.9	0.0
Acero de refuerzo en las caras de la viga	303.3	242.6	-20.0
Cortante	377.1	622.3	65.0
Total	1044.4	1228.8	17.7

**Tabla 4.5** Cantidades de acero de presfuerzo, viga presforzada

Descripción	LRFD	LFD	
	Cantidad (kg)	Cantidad (kg)	Incremento (%)
Acero de presfuerzo	1169.9	1121.2	-4.2



**Figura 4.17** Relación de momento resistente a momento último, viga presforzada



**Figura 4.18** Relación de cortante resistente a cortante último, viga presforzada

## 4.6 BIBLIOGRAFÍA

- American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO LRFD Bridge Design Specifications SI Units Third Edition, 2004.
- American Association of State Highway and Transportation Officials – Standard Specifications for Highway Bridges 17<sup>th</sup> Edition, 2002.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSIONES

Se realizó una comparación entre las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD) presentes en el Reglamento AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (2002), y Factores de Carga y Resistencia (LRFD) presente en el Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2004), aplicada a 3 tipos de superestructuras de puentes vehiculares (losa maciza, losa sobre nervaduras de concreto reforzado, losa sobre vigas presforzadas), correspondientes a puentes simplemente apoyados.

Las principales diferencias encontradas en la filosofía LRFD con respecto a LFD y ASD, se pueden citar a continuación:

Por lo que respecta a la carga viva, el modelo de carga viva de LRFD consiste en un camión o un tandem de diseño dependiendo de cual ocasione el mayor efecto, y un carril de diseño. Este modelo no representa un vehículo o una combinación de vehículos en particular, sino espectros de carga y sus efectos asociados. El camión de diseño básicamente es igual al camión HS20-44, y el carril de diseño no requiere de ninguna carga concentrada. En términos de carga el modelo de carga viva es mayor que la carga viva considerada por las filosofías LFD y ASD. Para la consideración de la carga muerta, se hace una diferenciación entre la carga muerta de componentes estructurales y aditamentos no estructurales (DC), y la carga muerta de la superficie de rodamiento (DW).

El factor de impacto se calcula en función del incremento por carga vehicular dinámica. Los valores establecidos surgieron de pruebas de campo y del estudio de los efectos dinámicos presentado en un informe por el Grupo de Trabajo de Calibración (*Calibration Task Group*) (Nowak, 1992), donde se detalla la relación entre el incremento por carga vehicular dinámica y la configuración del vehículo. El valor del incremento por carga vehicular dinámica está establecido tanto para los diferentes estados límite como para las juntas de expansión. A diferencia de la expresión considerada por LFD y ASD que se encuentra en función de la longitud del claro y tiene como valor límite 30%.

Por otra parte, en la filosofía LRFD, los factores de distribución de carga son resultado de un trabajo de investigación (Zoakie et al., 1991), basado en el estudio de puentes simplemente apoyados, y su aplicación está limitada al cumplimiento de requisitos relacionados con el tipo de sección de la superestructura, el número de vigas, el ancho del voladizo, y la curvatura en el plano.



Las nuevas expresiones subsanan el inconveniente de la expresión utilizada por LFD y ASD, la que subestimaba los efectos de la carga para vigas con poca separación, y los sobrestimaba cuando la separación entre vigas es grande. Los factores de presencia múltiple son resultado de una calibración estadística.

Por lo que respecta a los estados límite, en LRFD se hace una diferenciación, tanto para el estado límite de servicio como para el estado límite de resistencia (último). El estado límite de servicio se divide en: servicio I, destinado al control de deflexiones, control de agrietamiento y determinación de esfuerzos de compresión en estructuras de concreto presforzado; servicio II, destinado a controlar la fluencia y el deslizamiento (aflojamiento) de conexiones en estructuras de acero debidas a la carga vehicular; servicio III, destinado a controlar el agrietamiento en estructuras de concreto presforzado. El estado límite de resistencia (último) se divide en: resistencia I, que considera el uso vehicular normal del puente sin la presencia de viento; resistencia II, que considera el uso del puente permitiendo el paso de vehículos especiales sin la presencia de viento; resistencia III, que considera una velocidad de viento mayor a 90 km/h sin la presencia de carga vehicular; resistencia IV, exclusiva para puentes de gran claro, donde la relación del efecto de carga muerta a carga viva es elevada; resistencia V, que considera el uso vehicular normal del puente con una velocidad de viento de 90 km/h.

También, se establece el estado límite de evento extremo que se divide en: evento extremo I, que considera el sismo, empuje debido a crecidas, fricción y; evento extremo II, que considera la carga de hielo, y la colisión de embarcaciones o vehículos.

Adicionalmente, en el estado límite de fatiga y fractura se establece la revisión por fatiga de estructuras de concreto presforzado, cuyo efecto puede reflejarse en el diseño con un incremento en el peralte estructural y/o cantidad de acero de presfuerzo. Dicha revisión no está contemplada por LFD.

Por lo que respecta a la combinación de carga, en LRFD se contempla un factor de modificación de carga que toma en cuenta la ductilidad, redundancia (ambos asociados con la resistencia del puente) e importancia (asociado con la consecuencia de la salida de servicio del puente). Se establecen factores de carga máximos y mínimos en función del tipo de efecto; si éste es aditivo se deberá tomar el factor de carga máximo, de lo contrario se deberá tomar el factor de carga mínimo. Tanto los factores de carga como los factores de reducción de resistencia se determinaron con base en métodos probabilísticos, el antecedente de la determinación de estos factores puede encontrarse en el trabajo desarrollado por Nowak (1992).

Cabe mencionar, que LRFD prevé para la carga viva un factor de carga de 1.66 (considerando el factor de modificación de carga), mientras que LFD prevé un factor de 2.17, lo que implica un incremento de 30.5% a los efectos debidos a la carga viva. Para puentes simplemente apoyados con longitud de claro de corta a mediana (hasta 45 m), los efectos debidos a la carga viva son los más significativos, por lo tanto el incremento en la carga viva se verá reflejado en el diseño (dimensiones y/o cantidades de acero de refuerzo).

Por lo que respecta a los requerimientos de resistencia en flexión, en el caso de miembros de concreto reforzado, en LRFD y LFD básicamente permanecen invariantes; en ASD, la capacidad de la sección a flexión depende de la relación modular ( $n$ ) y de los esfuerzos admisibles del concreto en compresión y del acero de refuerzo, los cuales tienen factores de seguridad de 2.50 y 2.55, respectivamente. En el caso de miembros de concreto presforzado, la resistencia nominal a flexión tanto en LRFD como en LFD, depende del esfuerzo en el acero de presfuerzo en la condición de resistencia (última). En el caso de LRFD, se introduce el factor “ $k$ ”, propuesto por la Administración Federal de Carreteras (1998) (FHWA: *Federal Highway Administration*). Este factor intenta reflejar, de manera aproximada, las características más desfavorables del acero de presfuerzo fabricado antes de 1997. En el presente trabajo, se ha observado que la expresión propuesta por LFD da como resultado valores conservadores en comparación con la expresión propuesta por LRFD.

Adicionalmente, en LRFD se introduce de manera explícita el concepto de miembros parcialmente presforzados a través del índice de presfuerzo ( $PPR$ ). Los miembros parcialmente presforzados son aquellos que están conformados de concreto estructural con cualquier combinación de acero de presfuerzo y acero de refuerzo ordinario actuando juntos para resistir el mismo efecto. Dicho concepto se encuentra de manera implícita en LFD.

Por otro lado, no se tienen diferencias en los factores de reducción de resistencia por flexión, tanto en LRFD como en LFD, se consideran factores de 0.90 y 1.00 para miembros de concreto reforzado y presforzado, respectivamente.

Por lo que respecta a la verificación de la cantidad de acero de refuerzo máximo, la principal diferencia encontrada en LRFD, radica en que la verificación se establece como la relación entre la profundidad del eje neutro y el peralte efectivo del miembro, parámetros que dependen básicamente de las propiedades geométricas del miembro y de los materiales (concreto, acero de refuerzo, acero de presfuerzo). La introducción de la variable “peralte efectivo” en esta verificación, permite englobar mediante el concepto de “multi-capas” tanto a miembros de concreto reforzado como a miembros de concreto presforzado. En LFD, para el caso de miembros de concreto reforzado o presforzado, se tienen expresiones diferentes para verificar la cantidad de acero de refuerzo máximo.

Por lo que respecta a los requerimientos de resistencia al cortante, la principal diferencia encontrada en LRFD, radica en que las expresiones para el diseño por cortante tienen como base la aplicación de la Teoría Modificada del Campo de Compresión, la que proporciona valores de resistencia a cortante más ajustados a la realidad.

Para miembros de concreto reforzado, el factor de reducción de resistencia por cortante en LRFD toma un valor de 0.90 mientras que para LFD se tiene un valor de 0.85; para miembros de concreto presforzado toma un valor de 0.90, tanto para LRFD como para LFD.

Las diferencias mencionadas anteriormente se reflejan en los siguientes resultados:

Con respecto a LRFD, en los casos de las superestructuras del tipo losa maciza y losa sobre trabes se tienen incrementos en la cantidad total de acero de refuerzo, con LFD del orden de 22.7% y 12.9%, respectivamente, con ASD del orden de 54.0% y 27.9%, respectivamente. En el caso de ASD, además se tiene un incremento de 33.3% en el espesor de la losa producto de la verificación de acero de refuerzo máximo.

Con respecto a LRFD, en el caso de la nervadura de concreto reforzado, se tienen incrementos en el peralte estructural, con LFD del orden de 9.1%, con ASD del orden de 63.6%. Estos incrementos son producto de la verificación de la cantidad acero de refuerzo máximo. En el caso del acero de refuerzo por flexión, se tienen decrementos, con LFD del orden de 12.5%, con ASD del orden de 25.0%, los que se atribuyen al incremento en el peralte estructural de la nervadura. En el caso del acero de refuerzo por cortante, se tienen incrementos, con LFD del orden de 24.7%, con ASD del orden de 27.1%.

En el caso de la viga presforzada, con respecto a LRFD, se tiene un decremento en el peralte estructural del orden de 12.9%, el incremento en el peralte estructural la viga diseñada con LRFD puede ser atribuido primordialmente a la revisión por fatiga; esta revisión no es contemplada por LFD. Se tiene que con LFD se requiere 4.2% menos de acero de presfuerzo con respecto a LRFD. En el caso del acero de refuerzo por cortante se tiene un incremento del orden de 65.0% con respecto a LRFD.

En general, se puede apreciar que en el caso de superestructuras de puentes simplemente apoyados, con LFD y ASD se tienen incrementos en la cantidad de acero de refuerzo por flexión en la losa y de una manera más apreciable en la cantidad de acero de refuerzo por cortante, tanto para nervaduras de concreto reforzado como para vigas de concreto presforzado. Este aspecto debe ser tomado en cuenta debido a que generalmente este tipo de puentes son los que se construyen con mayor frecuencia.

Por otra parte, vale la pena recalcar que la filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, surge como producto de los avances en la Ingeniería de Puentes. Esta filosofía permite seleccionar de manera más racional y sistemática los factores de carga y resistencia, mismos que han sido calibrados por ensayos de diseño para proporcionar un nivel de seguridad alto y uniforme; además, incorpora lo mejor de las filosofías de diseño por factores de carga y resistencia.

Se puede esperar que una transición hacia el Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2004), no sea de gran dificultad, ya que el mismo presenta esta filosofía de diseño de manera comprensiva y ordenada. Estos aspectos se verán reflejados en el tiempo invertido por el Ingeniero Estructurista para el diseño. Cabe comentar que para el presente trabajo, en promedio, para el diseño se invirtió una cantidad de horas-escritorio igual o menor con el Reglamento mencionado anteriormente, en comparación con el Reglamento AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (2002).

Por todo lo expuesto anteriormente, la única recomendación que surge producto del presente trabajo, radica en estudiar la factibilidad de modernizar el Reglamento de la Secretaría de Transportes y Comunicaciones de México, en la parte de Proyecto de Puentes y Estructuras, que en la actualidad sólo contempla como alternativas para el diseño estructural, las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles y por Factores de Carga.

## APÉNDICES

**A. Memoria de cálculo-superestructura del tipo losa maciza**

**MEMORIA DE CÁLCULO**

**A.1 DESCRIPCIÓN**

Superestructura tipo losa maciza de concreto reforzado, con refuerzo principal paralelo al tránsito, con una longitud entre ejes de apoyos de 12 m, simplemente apoyada con 2 carriles de tránsito de 3.60 m de ancho y barreras tipo TL-4.

**Filosofías de diseño:** LRFD (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2004)  
 LFD (AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002)  
 ASD (AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002)

**A.2 CONDICIONES DE DISEÑO (GEOMETRÍA)**

Longitud entre ejes de apoyo, S	12.0	m
Número de carriles de tránsito, N <sub>L</sub>	2	
Ancho de la calzada, w	7.2	m
Ancho físico entre los bordes del puente, W	8.0	m

**A.3 MATERIALES**

**Concreto.-**

Resistencia especificada a los 28 días, $f'_c$	25	MPa
Densidad de masa, $\rho$	2320	kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad, $E_c = 4800 \cdot \sqrt{f'_c}$	24000	MPa
Módulo de ruptura, $f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c}$	3.15	MPa

**Acero.-**

Límite de fluencia, $f_y$	420	MPa
Módulo de elasticidad, $E_s$	200000	MPa

**Superficie de rodamiento.-**

Densidad de masa, $\rho_{DW}$	2250	kg/m <sup>3</sup>
Espesor, $h_{DW}$	0.07	m

**A.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA**

**A.4.1 Determinación del espesor de la losa.-**

LRFD (tabla 2.5.2.6.3-1)  $h_{min} = \frac{1.2 \cdot \sqrt{L + 3000}}{30}$   $h_{min} = 600$  mm  
 LFD y ASD (tabla 8.9.2)

Se adoptará como espesor inicial de la losa:  $h = 600$  mm  
 $h = 0.6$  m

**A.4.2 Determinación del ancho de franja para la carga viva.-**

**LRFD:** (4.6.2.3)

Longitud entre ejes de apoyo = 12000 mm En la dirección paralela al tránsito  
 Longitud entre ejes de apoyo > 4600 mm Aplica el método de la franja longitudinal

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Un carril cargado:  $E = 250 + 0.42 \cdot \sqrt{L_1 W_1}$   $E = 4154 \text{ mm}$

donde:

E = Ancho equivalente (mm)

$L_1$  = Longitud de tramo modificada (mm)

$W_1$  = Ancho modificado entre los bordes del puente (mm)

$$L_1 = \min \begin{cases} 12000 & \text{mm} \\ 18000 & \text{mm} \end{cases} \qquad W_1 = \min \begin{cases} 7200 & \text{mm} \\ 9000 & \text{mm} \end{cases}$$

Dos carriles cargados:  $E = 2100 + 0.12 \cdot \sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$   $E = 3215 \text{ mm}$

$$\frac{W}{N_L} = 4000 \text{ mm}$$

donde:

E = Ancho equivalente (mm)

$L_1$  = Longitud de tramo modificada (mm)

$W_1$  = Ancho modificado entre los bordes del puente (mm)

W = Ancho físico entre los bordes del puente (mm)

w = Ancho de la calzada (mm)

$N_L$  = Número de carriles de diseño, entero de  $w/3600$  (3.6.1.1)

$$E \leq \frac{W}{N_L} \quad \text{Sí cumple}$$

∴ El valor más crítico es,  $E = 3215 \text{ mm}$

**LFD y ASD:** (3.24.3.2)

*Caso B.- Refuerzo principal paralelo al tránsito*

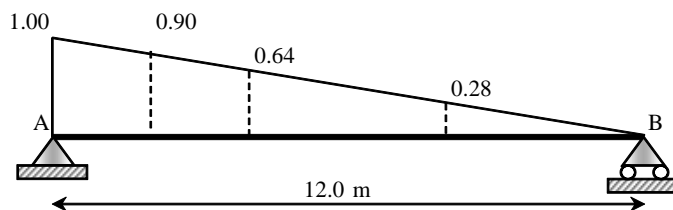
Carga de ruedas:  $E_{cargade\ ruedas} = \llcorner 120 + 0.6S \rceil \leq 2130 \text{ mm}$   $E_{cargade\ ruedas} = 1940 \text{ mm}$   
 Carril de carga:  $E_{carrilde\ diseño} = 2 \cdot E_{cargade\ ruedas}$   $E_{carrilde\ diseño} = 3880 \text{ mm}$

**A.4.3 Carga viva en la losa.-**

**LRFD:** La carga viva en puentes consistirá en una combinación de: camión o tandem de diseño con el carril de diseño (3.6.1.2).

**LFD y ASD:** La carga viva en puentes resultará de la consideración del camión o el carril de diseño (3.7.1).

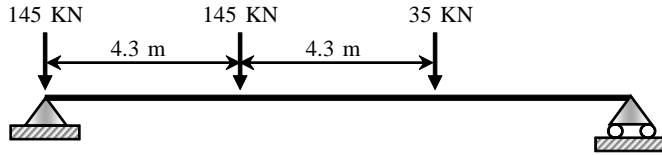
Cortante:



Línea de influencia para cortante

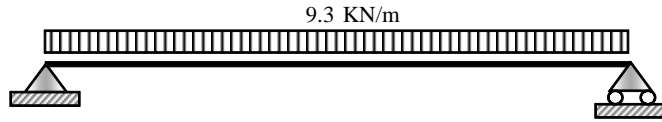


MEMORIA DE CÁLCULO



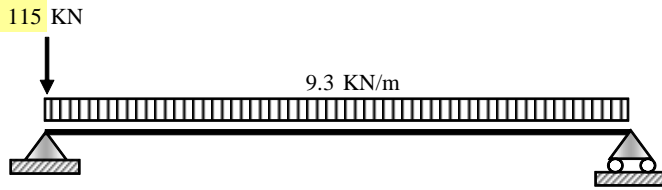
Camión de diseño

$$V_A^{camion} = 248.0 \text{ KN}$$



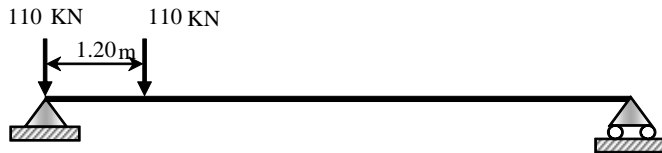
Carril de diseño (LRFD)

$$V_A^{carril} = 55.8 \text{ KN}$$



Carril de diseño (LFD y ASD)

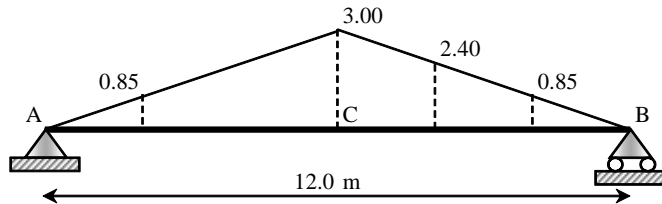
$$V_A^{carril} = 170.8 \text{ KN}$$



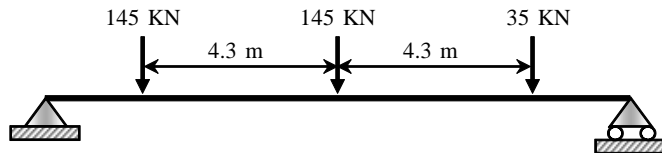
Tandem de diseño

$$V_A^{tandem} = 209.0 \text{ KN}$$

Momento:

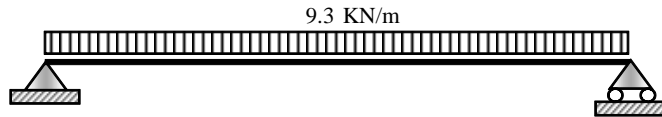


Línea de influencia para momento



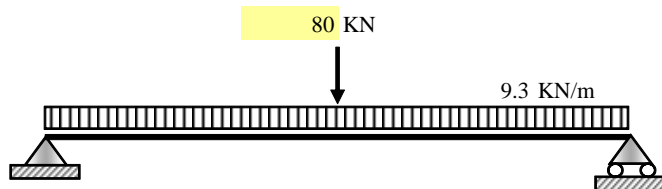
Camión de diseño

$$M_C^{camion} = 588.0 \text{ KN*m}$$



Carril de diseño (LRFD)

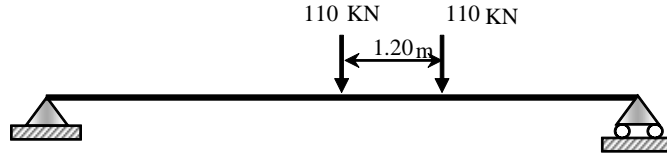
$$M_C^{carril} = 167.4 \text{ KN*m}$$



Carril de diseño (LFD y ASD)

$$M_C^{carril} = 407.4 \text{ KN*m}$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**



Tandem de diseño  
 $M_C^{tandem} = 594.0 \text{ KN}^*\text{m}$

**A.4.4 Factor de impacto.-**

**LRFD:** (3.6.2.1)  $FI = \left(1 + \frac{IM}{100}\right)$   $IM = 33.0 \%$   
 $FI = 1.33$

donde:

FI = Factor de impacto (no se aplica al carril de diseño 3.6.2.1)

IM = Incremento por carga vehicular dinámica, 33% (Tabla 3.6.2.1-1)

∴ Valores críticos considerando impacto:

$V_{L+I} = 385.6 \text{ KN}$   
 $M_{L+I} = 957.4 \text{ KN}^*\text{m}$

**LFD y ASD:** (3.8.1.2)  $I = \frac{15000}{S + 38000} \leq 30\%$

$I = 30.0 \%$

∴ Valores críticos considerando impacto:

$V_{L+I} = 322.3 \text{ KN}$   
 $M_{L+I} = 764.4 \text{ KN}^*\text{m}$

**A.4.5 Factores de reduccion de resistencia.-**

	$\phi$			
	LRFD	LFD	ASD	
Flexión y tensión en concreto reforzado	0.90	0.90	N/A	LRFD (5.5.4.2)
Cortante y torsión en concreto reforzado	0.90	0.85	N/A	LFD (8.16.1.1.2)

**A.4.6 Modificadores de carga (LRFD).-**

	Resistencia	Servicio	Fatiga
Ductilidad, $\eta_D$	0.95	1.00	1.00
Redundancia, $\eta_R$	1.05	1.00	1.00
Importancia, $\eta_I$	1.05	N/A	N/A
$\eta$	<b>1.05</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>

**A.4.7 Combinación de carga.-**

**LRFD:** Estado límite resistencia I  $U = \eta \cdot [0.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot \mathbf{C}L + I]$

Estado límite servicio I  $U = \eta \cdot [DC + DW + \mathbf{C}L + I]$

Estado límite fatiga  $U = \eta \cdot [0.75 \cdot \mathbf{C}L + I]$

**LFD:** Estado límite resistencia (Grupo I)  $U = 1.3 \cdot [D + 1.67 \cdot \mathbf{C}L + I]$

Estado límite servicio  $U = [D + \mathbf{C}L + I]$

**ASD:** Servicio  $U = [D + \mathbf{C}L + I]$

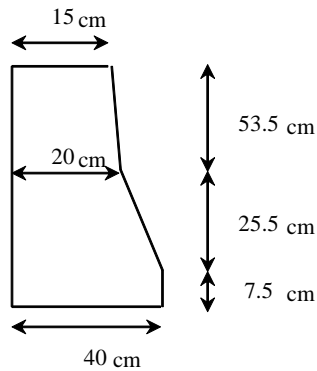
MEMORIA DE CÁLCULO

A.4.8 Efectos debidos a la carga viva.-

<b>LRFD:</b>	Cortante	$V_{LL+I} = \frac{V_{L+I}}{E}$	$V_{LL+I} = 119.9 \text{ KN/m}$
	Momento	$M_{LL+I} = \frac{M_{L+I}}{E}$	$M_{LL+I} = 297.8 \text{ KN*m/m}$
<b>LFD y ASD:</b>	Cortante	$V_{L+I} = \frac{V}{E}$	$V_{L+I} = 166.2 \text{ KN/m}$
	Momento	$M_{L+I} = \frac{M}{E}$	$M_{L+I} = 394.0 \text{ KN*m/m}$

A.4.9 Efectos debidos a otras cargas.-

Esquema de la barrera



$$A_{barrera} = 0.20 \text{ m}^2$$

**LRFD:** Carga Muerta, DC

Considerando que el ancho efectivo de la franja no debe exceder 1.8 m, se asume que la carga de la barrera queda distribuida en dicho ancho

Losa	$\omega_{losa} = \rho_{concreto} \cdot h$	$\omega_{losa} = 13.7 \text{ KN/m}^2$
Barrera	$\omega_{barrera} = \rho_{concreto} \cdot A_{barrera}$	$\omega_{barrera} = 4.6 \text{ KN/m}$
		$\omega_{barrera} = 2.5 \text{ KN/m}^2$
		$\omega_{DC} = 16.2 \text{ KN/m}^2$

Cortante por carga muerta	$V_{DC} = \frac{1}{2} \cdot \omega_{DC} \cdot S$	$V_{DC} = 97.1 \text{ KN/m}$
---------------------------	--	------------------------------

Momento por carga muerta	$M_{DC} = \frac{\omega_{DC} \cdot S^2}{8}$	$M_{DC} = 291.2 \text{ KN*m/m}$
--------------------------	--	---------------------------------

Considerando que se tienen 2 carriles de tránsito, se pueden tener tanto franjas interiores como exteriores; se evaluará el efecto de ambas y se adoptará el valor más crítico.

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Considerando como franja interior.-

Superficie de rodamiento, DW	$\omega_{DW} = \rho_{DW} \cdot h_{DW}$	$\omega_{DW} = 1.5 \text{ KN/m}^2$
Cortante por superficie de rodamiento	$V_{DW} = \frac{1}{2} \cdot \omega_{DW} \cdot S$	$V_{DW} = 9.3 \text{ KN/m}$
Momento por superficie de rodamiento	$M_{DW} = \frac{\omega_{DW} \cdot S^2}{8}$	$M_{DW} = 27.8 \text{ KN*m/m}$
Carga viva más impacto, LL+I		
Cortante por carga viva		$V_{LL+I} = 119.9 \text{ KN/m}$
Momento por carga viva		$M_{LL+I} = 297.8 \text{ KN*m/m}$

Considerando como franja exterior.-

Superficie de rodamiento, DW	$\omega_{DW} = \omega_{DW} \cdot \left( \frac{1.8 - B_{barrera}}{1.8} \right)$	$\omega_{DW} = 1.2 \text{ KN/m}^2$
Cortante por superficie de rodamiento	$V_{DW} = \frac{1}{2} \cdot \omega_{DW} \cdot S$	$V_{DW} = 7.2 \text{ KN/m}$
Momento por superficie de rodamiento	$M_{DW} = \frac{\omega_{DW} \cdot S^2}{8}$	$M_{DW} = 21.6 \text{ KN*m/m}$

Carga viva más impacto, LL+I.-

El ancho efectivo de la franja será la distancia al borde a la cara de la barrera más 300 mm más la mitad del ancho de la franja. Este valor deberá ser menor o igual ancho total de la franja ó, 1800 mm.

*Ancho efectivo de la franja* = 2308 mm ≤ 1800 mm **No cumple**

Debido a que el ancho de la franja está limitado a 1800 mm, entonces la situación crítica será un carril cargado (línea de ruedas = 1/2 carril de carga) con un factor de multipresencia (*m*) de 1.2 correspondiente a 1 carril.

Cortante por carga viva	$V_{LL+I} = \frac{0.5 \cdot V_{L+I} \cdot m}{1800}$	$V_{LL+I} = 128.5 \text{ KN/m}$
Momento por carga viva	$M_{LL+I} = \frac{0.5 \cdot M_{L+I} \cdot m}{1800}$	$M_{LL+I} = 319.1 \text{ KN*m/m}$

**LFD y ASD:** Carga muerta, D

Se asume que la carga de la barrera queda distribuida en el ancho de distribución E.



**MEMORIA DE CÁLCULO**

**LFD:** Estado límite resistencia

$$M_u = 1.3 \cdot M_D + 1.67 M_{L+I}$$

$$M_u = 1.3E+06 \text{ N*mm/mm}$$

$$\rho = 0.0120$$

Si se asume: Varilla N° 8  $\emptyset = 25.4$  mm  
 Recubrimiento (8.22.1) inferior 25.0 mm

$d_s = 562$  mm  
 $b = 1$  mm

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_s$$

$$A_s = 6.759 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 67.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\therefore$  Usar **14 N° 8 c/ 8 cm (por metro)**

$$A_s = 70.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 0.0126$$

**ASD:** Servicio

$$M_{diseño} = M_D + M_{L+I}$$

$$M_{diseño} = 7.1E+05 \text{ N*mm/mm}$$

Esfuerzos admisibles (8.15.2)

Concreto:

Fibra extrema en compresión

$$f_c = 0.40 \cdot f'_c$$

$$f_c = 10.0 \text{ MPa}$$

Fibra extrema en tensión

$$f_t = 0.21 \cdot f_r$$

$$f_t = 0.7 \text{ MPa}$$

Acero:

Acero de refuerzo grado 60

$$f_s = 165.5 \text{ MPa}$$

Parámetros de cálculo:

$$k_b d = \left( \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \right) \cdot d$$

$$j_b d = \left( 1 - \frac{k_b}{3} \right) \cdot d$$

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

$$A_s = \frac{M_{diseño}}{j_b d \cdot f_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

donde:

$A_s$  = Área del acero de refuerzo ( $\text{mm}^2$ )

$b$  = Ancho de la sección (mm)

$d$  = Peralte útil de la sección (mm)

$j_b d$  = Distancia entre resultantes de fuerzas internas de compresión y tensión (mm)

$k_b d$  = Profundidad del eje neutro (mm)

$M_{diseño}$  = Momento de diseño ( $\text{N*mm/mm}$ )

$n$  = Relación modular

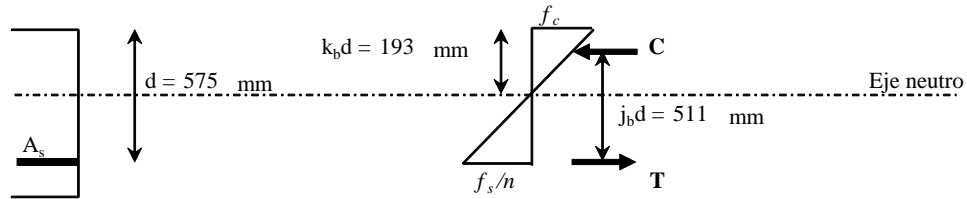
$\rho$  = Cuantía de refuerzo a flexión

$$n = 8.33$$

$$k_b = 0.33$$

$$j_b = 0.89$$

MEMORIA DE CÁLCULO



Si se asume: Varilla N° 9  $\varnothing = 28.6$  mm  $d = 575$  mm  
 Recubrimiento (8.22.1) inferior 25.0 mm  $b = 1$  mm

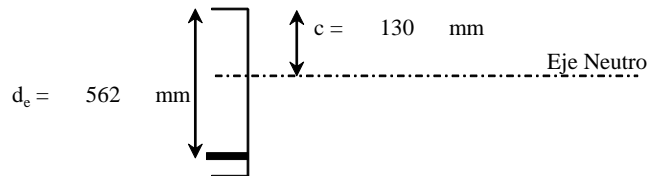
$k_b d = 192.6$  mm  $j_b d = 510.8$  mm  $A_s = 8.397$  mm<sup>2</sup>/mm  
 $A_s = 83.97$  cm<sup>2</sup>/m

$\therefore$  Usar **14 N° 9 c/ 9 cm (por metro)**  $A_s = 89.74$  cm<sup>2</sup>/m  
 $\rho = 0.0156$

**A.4.11 Verificación de acero de refuerzo máximo.-**

**LRFD:** (5.7.3.3.1)

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$



donde:

$c$  = Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro (mm)

$d_e$  = Profundidad efectiva desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo (mm)

$$d_e = d_s \quad d_e = 562 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad c = 130 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0.23 < 0.42 \quad \text{Sí cumple}$$

**LFD:** (8.16.3.2.2)

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \rho_b = 0.0253$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0.0190$$

$$\rho \leq \rho_{max} \quad 0.0126 \leq 0.0190 \quad \text{Sí cumple}$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

**ASD:**

$$\rho_b = \frac{f_c \cdot k_b}{2 \cdot f_s}$$

$$\rho \leq \rho_b$$

$$0.0156 \leq 0.0101 \quad \text{Sección insuficiente}$$

$$\rho_b = 0.0101$$

Sea:  $h = 800$  mm

Carga muerta  
Cortante por carga muerta  
Momento por carga muerta

$$\omega_D = 24.3 \text{ KN/m}^2$$

$$V_D = 145.8 \text{ KN/m}$$

$$M_D = 437.4 \text{ KN}^*\text{m/m}$$

$$M_{\text{diseño}} = 8.3\text{E}+05 \text{ N}^*\text{mm/mm}$$

Si se asume: Varilla N° 9  $\varnothing = 28.6$  mm  
Recubrimiento (8.22.1) inferior 25.0 mm

$d = 761$  mm  
 $b = 1$  mm

$$k_b d = 254.8 \text{ mm} \quad j_b d = 675.8 \text{ mm}$$

$$A_s = 7.435 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 74.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\therefore$  Usar 12 N° 9 c/ 9 cm (por metro)

$$A_s = 76.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 0.0101$$

$$\rho \leq \rho_b$$

$$0.0101 \leq 0.0101 \quad \text{Sí cumple}$$

Recalculando el valor de k:

$$k^2 = 2 \cdot n \cdot \rho \cdot \left( -k' \right)$$

$$k = 0.33$$

$$M_{\text{resistente}} = 8.6\text{E}+05 \text{ N}^*\text{mm/mm}$$

$$M_{\text{diseño}} \leq M_{\text{resistente}}$$

$$8.3\text{E}+05 \leq 8.6\text{E}+05 \text{ N}^*\text{mm/mm}$$

**Sí cumple**

**A.4.12 Verificación de acero de refuerzo mínimo.-**

**LRFD y LFD:** (5.7.3.3.2 y 8.17.1 respectivamente)

La cantidad de refuerzo a tensión deberá ser adecuada para desarrollar la resistencia factorizada a flexión, y deberá ser al menos igual al menor de:  $1.2M_{cr}$  ó  $1.33M_u$

En este caso en particular

$$M_{cr} = S_c \cdot f_r$$

$$M_{cr} = 1.9\text{E}+05 \text{ N}^*\text{mm/m}$$

donde:

$f_r$  = Módulo de ruptura del concreto (MPa)

$S_c$  = Módulo de sección ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )

$$S_c = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$S_c = 6.0\text{E}+04 \text{ mm}^3/\text{m}$$

$$\begin{cases} 1.2 \cdot M_{cr} = 2.3\text{E}+05 \text{ N}^*\text{mm/mm} \\ 1.33 \cdot M_u = 1.3\text{E}+06 \text{ N}^*\text{mm/mm} \end{cases}$$

Valor crítico ( $M_n = 1.2M_{cr}$ )

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$



**MEMORIA DE CÁLCULO**

$$\rho_{min} = \frac{M_n}{b \cdot d_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\rho_{min} = 0.0019$$

	$\rho \geq \rho_{min}$	
LRFD	$0.0099 \geq 0.0019$	<b>Sí cumple</b>
LFD	$0.0126 \geq 0.0019$	<b>Sí cumple</b>

**ASD:**

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

	$\rho \geq \rho_{min}$	
	$0.0101 \geq 0.0033$	<b>Sí cumple</b>

**A.4.13 Acero de refuerzo por distribución.-**

**LRFD, LFD y ASD:** (5.14.4.1 y 3.24.10.1 respectivamente)

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

donde: S = Longitud del tramo (mm)

16.0 %

**LRFD:**

∴ Usar **5 N°5c/25 cm (por metro)**

$$A_s = 8.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \mathbf{9.90} \text{ cm}^2/\text{m}$$

**LFD:**

∴ Usar **6 N°5c/20 cm (por metro)**

$$A_s = 11.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \mathbf{11.88} \text{ cm}^2/\text{m}$$

**ASD:**

∴ Usar **7 N°5c/15 cm (por metro)**

$$A_s = 12.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \mathbf{13.86} \text{ cm}^2/\text{m}$$

**A.4.14 Acero de refuerzo por contracción y temperatura.-**

Se deberá proporcionar acero de refuerzo transversal en las superficies de concreto expuestas a cambios diarios de temperatura.

**LRFD:**

De acuerdo al artículo 5.10.8, el área del acero de refuerzo será al menos:

$$A_s \geq 0.11 \cdot \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_s = 0.157 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = \mathbf{1.57} \text{ cm}^2/\text{m}$$

donde:

$$A_g = \text{Área bruta de la sección (mm}^2/\text{m)} \quad A_g = b \cdot h$$

$$A_g = 600 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa)

∴ Usar **3 N°4 c/ 45 cm (por metro)**

$$A_s = \mathbf{3.81} \text{ cm}^2/\text{m}$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

**LFD y ASD:**

De acuerdo con el artículo 8.20, el área total del refuerzo será al menos 2.65 cm<sup>2</sup>/m en cada dirección.

$$A_s = 2.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∴ Usar **3 N°4 c/ 45 cm (por metro)**  $A_s = 3.81 \text{ cm}^2/\text{m}$

**A.4.15 Diseño por cortante.-**

De acuerdo con el artículo 5.14.4.1 de LRFD y 3.24.3 de LFD y ASD, las losas macizas diseñadas por momento pueden considerarse satisfactorias para cortante.

**A.5 REQUERIMIENTOS DE SERVICIO**

**LRFD, LFD y ASD:** (5.7.3.4 y 8.16.8.4 respectivamente)

Se deberán dejar los siguientes recubrimientos: superior 50 mm inferior 25 mm

**A.5.1 Control de agrietamiento.-**

Se verificará que:  $f_s \leq f_{sa} = \frac{Z}{d_c \cdot A_s} \leq 0.6 \cdot f_y$

donde:

- A = Área de concreto que tiene el mismo centroide que el refuerzo principal a tensión (mm<sup>2</sup>)
- d<sub>c</sub> = Profundidad de concreto medida de la fibra extrema en tensión al centroide del refuerzo (mm)
- f<sub>s</sub> y f<sub>sa</sub> = Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo debido a las cargas de servicio (MPa)
- Z = Parámetro de ancho de grieta (N/mm) 3.0E+04 N/mm (Condición de exposición moderada)

Esfuerzo de tensión en el concreto:  $f_c = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \leq 0.8 \cdot f_r$   $f_c \leq 2.5 \text{ MPa}$

**LRFD:**  $M = \eta \cdot M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+I}$   $M = 6.3E+05 \text{ N*mm/mm}$   
 $f_c = 10.5 \text{ MPa}$   
**Sección agrietada**

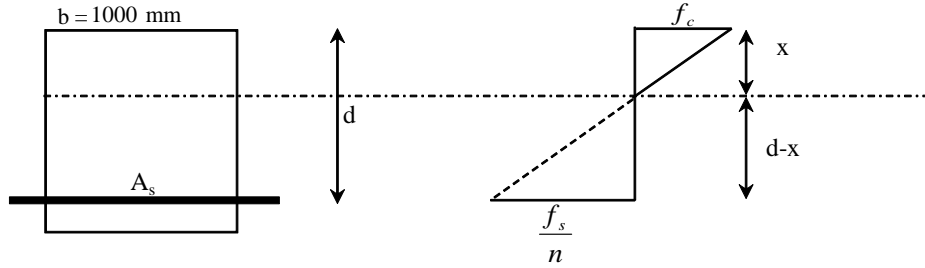
**LFD:**  $M = M_D + M_{L+I}$   $M = 7.1E+05 \text{ N*mm/mm}$   
 $f_c = 11.8 \text{ MPa}$   
**Sección agrietada**

**ASD:**  $M = M_D + M_{L+I}$   $M = 8.3E+05 \text{ N*mm/mm}$   
 $f_c = 7.8 \text{ MPa}$   
**Sección agrietada**

Ubicación del eje neutro:  $0.5 \cdot b \cdot x^2 = n \cdot A_s \cdot (x - x_s)$

Momento de inercia de la sección agrietada:  $I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x^3 + n \cdot A_s \cdot (x - x_s)^2$

MEMORIA DE CÁLCULO



**LRFD:**  $A_s = 5.6E+03 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $d = 562.3 \text{ mm}$

$x = 186.8 \text{ mm}$   
 $d - x = 375.5 \text{ mm}$   
 $I_{cr} = 8.7E+09 \text{ mm}^4/\text{m}$

**LFD:**  $A_s = 7.1E+03 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $d = 562.3 \text{ mm}$

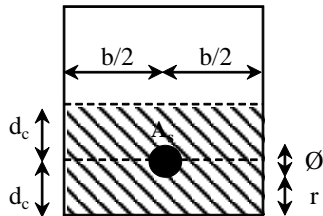
$x = 205.5 \text{ mm}$   
 $d - x = 356.8 \text{ mm}$   
 $I_{cr} = 1.0E+10 \text{ mm}^4/\text{m}$

**ASD:**  $A_s = 7.7E+03 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $d = 760.7 \text{ mm}$

$x = 254.7 \text{ mm}$   
 $d - x = 506.0 \text{ mm}$   
 $I_{cr} = 2.2E+10 \text{ mm}^4/\text{m}$

Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo:

$$f_s = \frac{n \cdot M \cdot (d - x)}{I_{cr}} \leq \begin{cases} 0.6 \cdot f_y \\ f_{sa} \end{cases}$$



$$f_{sa} = \frac{Z}{\rho_c \cdot A^{1/3}}$$

$$A = \frac{2 \cdot d_c \cdot b}{N}$$

**LRFD:** Separación de 1 varilla  
 Número de varillas

$b = 100 \text{ mm}$   
 $N = 1$   
 $d_c = 38 \text{ mm}$   
 $A = 7540 \text{ mm}^2$

$f_{sa} = 456.3 \text{ MPa}$   
 $0.6 \cdot f_y = 252.0 \text{ MPa}$   
 $f_s = 226.6 \text{ MPa}$

**Sí cumple**

**LFD:** Separación de 1 varilla  
 Número de varillas

$b = 80 \text{ mm}$   
 $N = 1$   
 $d_c = 38 \text{ mm}$   
 $A = 6032 \text{ mm}^2$

$f_{sa} = 491.5 \text{ MPa}$   
 $0.6 \cdot f_y = 252.0 \text{ MPa}$   
 $f_s = 202.5 \text{ MPa}$

**Sí cumple**

**ASD:** Separación de 1 varilla  
 Número de varillas

$b = 90 \text{ mm}$   
 $N = 1$   
 $d_c = 39 \text{ mm}$   
 $A = 7074 \text{ mm}^2$

$f_{sa} = 459.7 \text{ MPa}$   
 $0.6 \cdot f_y = 252.0 \text{ MPa}$   
 $f_s = 159.9 \text{ MPa}$

**Sí cumple**

MEMORIA DE CÁLCULO

**A.5.2 Deflexiones.-**

Debido a la carga muerta:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr}$$

$$\Delta_D = \frac{5}{384} \cdot \frac{\omega_T \cdot S^4}{E_c \cdot I_e}$$

$$I_g = \frac{w \cdot h^3}{12}$$

$$M_a = \frac{\omega_T \cdot S^2}{8}$$

$$I_{cr} = I_{cr} \cdot w$$

$$M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t}$$

Factor para largo plazo:

$$3 - 1.2 \cdot \left(\frac{A'_s}{A_s}\right) \geq 1.6$$

**LRFD:**

Losa y barrera:  $\omega_{DC} = \omega_{DC} \cdot w + 2\omega_{barrera}$   $\omega_{DC} = 107.4$  KN/m

Superficie de rodamiento:  $\omega_{DW} = \omega_{DW} \cdot w$   $\omega_{DW} = 8.6$  KN/m

$\omega_T = 116.0$  KN/m

$I_g = 1.3E+11$  mm<sup>4</sup>  $M_a = 2.1E+09$  N\*mm

$I_{cr} = 6.3E+10$  mm<sup>4</sup>  $M_{cr} = 1.4E+09$  N\*mm

$I_e = 8.1E+10$  mm<sup>4</sup>

instantánea  $\Delta_D = 16$  mm

a largo plazo  $\Delta_D = 48$  mm

**LFD:**

Losa y barrera:  $\omega_D = \omega_{losa} \cdot w + 2 \cdot \omega_{barrera}$   $\omega_D = 107.4$  KN/m

Superficie de rodamiento:  $\omega_{CRO} = \omega_{CRO} \cdot w$   $\omega_{CRO} = 11.1$  KN/m

$\omega_T = 118.5$  KN/m

$I_g = 1.3E+11$  mm<sup>4</sup>  $M_a = 2.1E+09$  N\*mm

$I_{cr} = 7.5E+10$  mm<sup>4</sup>  $M_{cr} = 1.4E+09$  N\*mm

$I_e = 8.9E+10$  mm<sup>4</sup>

instantánea  $\Delta_D = 15$  mm

a largo plazo  $\Delta_D = 45$  mm

**ASD:**

Losa y barrera:  $\omega_D = \omega_{losa} \cdot w + 2 \cdot \omega_{barrera}$   $\omega_D = 196.6$  KN/m

Superficie de rodamiento:  $\omega_{CRO} = \omega_{CRO} \cdot w$   $\omega_{CRO} = 11.1$  KN/m

$\omega_T = 207.7$  KN/m

$I_g = 3.1E+11$  mm<sup>4</sup>  $M_a = 3.7E+09$  N\*mm

$I_{cr} = 1.6E+11$  mm<sup>4</sup>  $M_{cr} = 2.4E+09$  N\*mm

$I_e = 2.0E+11$  mm<sup>4</sup>

instantánea  $\Delta_D = 12$  mm

a largo plazo  $\Delta_D = 35$  mm

Debido a la carga viva:

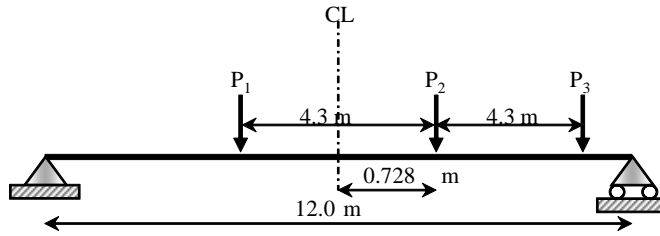
De acuerdo con el artículo 2.5.2.6.2 de LRFD, la deflexión deberá tomarse de: camión de diseño ó el 25% del camión junto con el carril de diseño (3.6.1.3.2) la que resulte mayor.

De acuerdo con el artículo 8.9.3.1 de LFD y ASD, la deflexión deberá tomarse de: camión de diseño o el carril de diseño, la que resulte mayor.

Deflexión admisible:  $\Delta_{LL+I} = \frac{\text{Tramo (mm)}}{800}$   $\Delta_{LL+I} = 15$  mm

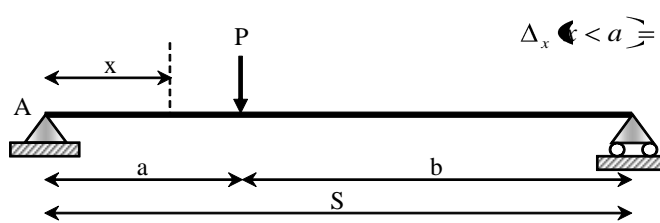
### MEMORIA DE CÁLCULO

Camión de diseño



$$\begin{aligned}
 N_L &= 2 \\
 m &= 1 \\
 FI &= 1.33 \quad \text{LRFD} \\
 I &= 1.30 \quad \text{LFD, ASD}
 \end{aligned}$$

Del manual de la AISC (1994) - Caso 8



$$\Delta_x \llcorner < a \rceil = \frac{P \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot I \cdot S} \llcorner a^2 - b^2 - x^2 \rceil$$

**LRFD:**

Momento actuante:

$$M_a = 3.7E+09 \text{ N*mm}$$

	P (KN)	I <sub>e</sub> (mm <sup>4</sup> )	x (mm)	a (mm)	b (mm)	Δ (mm)
P <sub>1</sub>	385.7		6728	9572	2428	5.1
P <sub>2</sub>	385.7	6.6E+10	5272	6728	5272	8.3
P <sub>3</sub>	93.1		5272	11028	972	0.5

$$\Delta_{\text{camion}} = 14 \text{ mm}$$

**LFD:**

Momento actuante:

$$M_a = 3.7E+09 \text{ N*mm}$$

	P (KN)	I <sub>e</sub> (mm <sup>4</sup> )	x (mm)	a (mm)	b (mm)	Δ (mm)
P <sub>1</sub>	377.0		6728	9572	2428	4.2
P <sub>2</sub>	377.0	7.8E+10	5272	6728	5272	6.9
P <sub>3</sub>	91.0		5272	11028	972	0.4

$$\Delta_{\text{camion}} = 12 \text{ mm}$$

**ASD:**

Momento actuante:

$$M_a = 5.3E+09 \text{ N*mm}$$

	P (KN)	I <sub>e</sub> (mm <sup>4</sup> )	x (mm)	a (mm)	b (mm)	Δ (mm)
P <sub>1</sub>	377.0		6728	9572	2428	1.9
P <sub>2</sub>	377.0	1.7E+11	5272	6728	5272	3.1
P <sub>3</sub>	91.0		5272	11028	972	0.2

$$\Delta_{\text{camion}} = 5 \text{ mm}$$

Carril de diseño

$$\omega = FI \cdot q \cdot N_L \cdot m$$

$$\Delta_{\text{carril}} = \frac{5 \cdot M \cdot S^2}{48 \cdot E_c \cdot I_e}$$

$$M = \frac{\omega \cdot S^2}{8}$$

$$\Delta_{\downarrow} = \frac{P \cdot S^3}{48 \cdot E_c \cdot I_e}$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

	$\omega$ (N/mm)	M (N*mm)	$\Delta_{\text{carril}}$ (mm)	$\Delta_{\downarrow}$ (mm)
LRFD	24.7	4.5E+08	4	-
LFD	24.2	4.4E+08	3	2
ASD	24.2	4.4E+08	2	1

En LRFD, de las dos condiciones de carga, la más crítica resulta la del camión de diseño:

$$\Delta_{\text{camion}} \leq \Delta_{LL+I}$$

$$14 \leq 15 \text{ mm} \quad \text{Sí cumple}$$

En LFD y ASD, de las dos condiciones de carga, la más crítica resulta la del camión de diseño:

$$\Delta_{\text{camion}} \leq \Delta_{LL+I}$$

$$12 \leq 15 \text{ mm} \quad \text{Sí cumple}$$

**A.5.3 Fatiga.-**

Se verificará que:

$$f_f \geq f_{\text{max}}$$

$$f_{\text{min}} = 0.00 \quad f_f \leq 145 - 0.33 \cdot f_{\text{min}} + 55 \cdot \left(\frac{r}{h}\right) \quad f_f = 161.5 \text{ MPa}$$

$$\frac{r}{h} = 0.30$$

**LRFD:** (5.5.3.2)

Combinación de carga para fatiga:  $U = 0.75 \cdot (L + IM)$   $IM = 15 \%$

Momento debido a la carga de fatiga:  $M = 4.6E+08 \text{ N*mm}$   
 Momento factorizado para la condición de fatiga (por carril):  $M = 4.0E+08 \text{ N*mm}$   
 Esfuerzo de tensión debido al camión de diseño:  $f_{\text{max}} = 34.6 \text{ MPa}$   
**Sí cumple**

**LFD:** (8.16.8.3)

Momento debido a la carga de fatiga:  $M = 6.0E+08 \text{ N*mm}$   
 Momento factorizado para la condición de fatiga (por carril):  $M = 7.8E+08 \text{ N*mm}$   
 Esfuerzo de tensión debido al camión de diseño:  $f_{\text{max}} = 58.9 \text{ MPa}$   
**Sí cumple**

**ASD:** (8.16.8.3)

Momento debido a la carga de fatiga:  $M = 6.0E+08 \text{ N*mm}$   
 Momento factorizado para la condición de fatiga (por carril):  $M = 7.8E+08 \text{ N*mm}$   
 Esfuerzo de tensión debido al camión de diseño:  $f_{\text{max}} = 39.7 \text{ MPa}$   
**Sí cumple**

## **B. Memoria de cálculo-losa sobre trabes**

**MEMORIA DE CÁLCULO**

**B.1 DESCRIPCIÓN**

Superestructura tipo losa de concreto reforzado sobre traveses, simplemente apoyada, la separación entre ejes de traveses será de 2.0 m, con 2 carriles de tránsito de 3.60 m de ancho, y barreras tipo TL-4.

**Filosofías de diseño:** LRFD (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2004)  
 LFD (AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002)  
 ASD (AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002)

**B.2 CONDICIONES DE DISEÑO (GEOMETRÍA)**

Longitud entre ejes de traveses, $S_v$	2.0	m
Número de carriles de tránsito, $N_L$	2	
Ancho de la calzada, $w$	7.2	m
Ancho físico entre los bordes del puente, $W$	8.0	m
Factor de multipresencia, $m$		LRFD    LFD,ASD
	1 carril cargado =	1.2    1.0
	2 carriles cargados =	1.0    1.0

**B.3 MATERIALES**

**Concreto.-**

Resistencia especificada a los 28 días, $f'_c$	25	MPa
Densidad de masa, $\rho$	2320	kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad, $E_c = 4800 \cdot \sqrt{f'_c}$	24000	MPa
Módulo de ruptura, $f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c}$	3.2	MPa

**Acero de refuerzo (Grado 60).-**

Límite de fluencia, $f_y$	420	MPa
Módulo de elasticidad, $E_s$	200000	MPa

**Superficie de rodamiento.-**

Densidad de masa, $\rho_{DW}$	2250	kg/m <sup>3</sup>
Espesor, $h_{DW}$	0.07	m

**B.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA**

**B.4.1 Determinación del espesor de la losa.-**

LRFD (tabla 2.5.2.6.3-1)       $h_{min} = \frac{S_v + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$        $h_{min} = 167 \text{ mm}$   
 LFD y ASD (tabla 8.9.2)

Se adoptará como espesor estructural de la losa:       $h_s = 200 \text{ mm}$   
 $h_s = 20 \text{ cm}$   
 Peralte de la losa en la zona del voladizo:       $h_0 = 200 \text{ mm}$



MEMORIA DE CÁLCULO

**B.4.2 Efectos debidos a otras cargas.-**

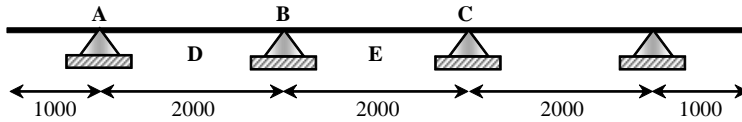
Barrera:  $P_b = \rho_{concreto} \cdot A_{barrera}$   $P_b = 4.6 \text{ N/mm}$   
 $A_{barrera} = 2.0E+05 \text{ mm}^2$

Superficie de rodamiento:  $\omega_{DW} = \rho_{DW} \cdot h_{DW}$   $\omega_{DW} = 0.002 \text{ N/mm}^2$

Losa:  $\omega_S = \rho_{concreto} \cdot h_S$   $\omega_S = 0.005 \text{ N/mm}^2$

Voladizo:  $\omega_0 = \rho_{concreto} \cdot h_0$   $\omega_0 = 0.005 \text{ N/mm}^2$

Esquema transversal de la superestructura (unidades de longitud en milímetros):

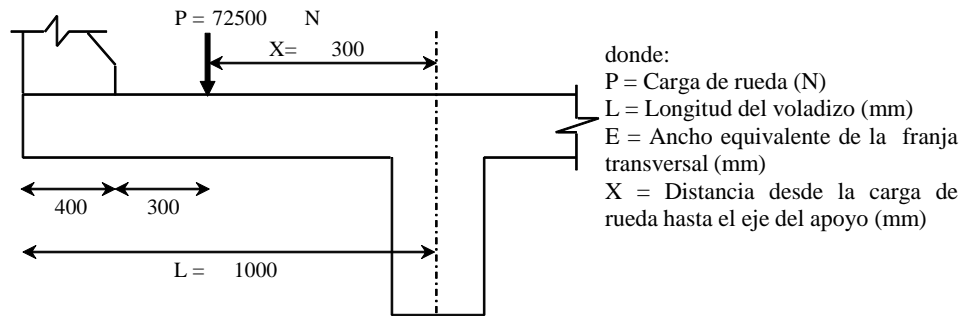


Elemento	$R_A$ (N/mm)	$M_A$ (-) (N*mm/mm)	$M_D$ (+) (N*mm/mm)	$M_B$ (-) (N*mm/mm)
Losa	3.7	0.0	1407.0	1736.1
Voladizo	5.9	2275.0	-972.9	-329.1
Barrera	6.8	3913.0	-1673.4	-566.1
Superficie de rodamiento	2.3	277.2	357.7	547.5

**B.4.3 Efectos debidos a la carga viva.-**

**B.4.3.1 Momento negativo - voladizo.-**

Esquema del voladizo (unidades de longitud en milímetros)



$$M_A^- = \frac{m \cdot P \cdot X}{E}$$

**LRFD:**  $E = 1140 + 0.833 \cdot X$

$E = 1390 \text{ mm}$   
 $M_A^- = 1.9E+04 \text{ N*mm/mm}$

**LFD y ASD:**  $E = 1140 + 0.8 \cdot X$

$E = 1380 \text{ mm}$   
 $M_A^- = 1.6E+04 \text{ N*mm/mm}$

MEMORIA DE CÁLCULO

**B.4.3.3 Momento máximo positivo.-**

$$M_D^+ = \frac{m \cdot M_D^+}{E} \quad (1 \text{ carril cargado})$$

Del análisis (SAP2000):

$$M_D^+ = 2.5E+07 \text{ N*mm}$$

**LRFD:**  $E = 660 + 0.55 \cdot S_v$

$$E = 1760 \text{ mm}$$

$$M_D^+ = 1.7E+04 \text{ N*mm/mm}$$

**LFD y ASD:**  $^*E = 1420 + 0.063 \cdot S_v$

$$E = 1546 \text{ mm}$$

$$M_D^+ = 1.6E+04 \text{ N*mm/mm}$$

**B.4.3.4 Momento máximo negativo interior.-**

$$M_B^- = \frac{m \cdot M_B^-}{E} \quad (1 \text{ carril cargado})$$

Del análisis (SAP2000):

$$M_B^- = 2.4E+07 \text{ N*mm}$$

**LRFD:**  $E = 1220 + 0.25 \cdot S_v$

$$E = 1720 \text{ mm}$$

$$M_B^- = 1.6E+04 \text{ N*mm/mm}$$

**LFD y ASD:**  $^*E = 1420 + 0.063 \cdot S_v$

$$E = 1546 \text{ mm}$$

$$M_B^- = 1.5E+04 \text{ N*mm/mm}$$

**B.4.3.5 Máxima reacción en la viga exterior**

$$R_A = \frac{m \cdot R_A}{E}$$

Del análisis (SAP2000):

$$R_A = 9.8E+04 \text{ N}$$

**LRFD:**  $E = 1140 + 0.833 \cdot X$

$$E = 1390 \text{ mm}$$

$$R_A = 84.6 \text{ N/mm}$$

**LFD y ASD:**  $E = 1140 + 0.8 \cdot X$

$$E = 1380 \text{ mm}$$

$$R_A = 71.0 \text{ N/mm}$$

**B.4.4 Factor de impacto.-**

**LRFD:** (3.6.2.1)  $FI = \left(1 + \frac{IM}{100}\right)$

$$IM = 33.0 \%$$

$$FI = 1.33$$

donde:

FI = Factor de impacto (no se aplica al carril de diseño 3.6.2.1)

IM = Incremento por carga vehicular dinámica, 33% (Tabla 3.6.2.1-1)

**LFD y ASD:** (3.8.1.2)  $I = \frac{15000}{S + 38000} \leq 30\%$

$$I = 28.3 \%$$

$$I = 1.28$$

MEMORIA DE CÁLCULO

**B.4.5 Factores de reducción de resistencia.-**

	$\phi$			LRFD (5.5.4.2) LFD (8.16.1.1.2)
	LRFD	LFD	ASD	
Flexión y tensión en concreto reforzado	0.90	0.90	N/A	
Cortante y torsión en concreto reforzado	0.90	0.85	N/A	

**B.4.6 Modificadores de carga (LRFD).-**

	Resistencia I	Servicio	Fatiga
Ductilidad, $\eta_D$	0.95	1.00	1.00
Redundancia, $\eta_R$	0.95	1.00	1.00
Importancia, $\eta_I$	1.05	N/A	N/A
$\eta$	<b>0.95</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>

**B.4.7 Combinación de carga.-**

**LRFD:** Estado límite de resistencia I  $U = \eta \cdot [0.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (CL + I)]$

Estado límite de servicio I  $U = \eta \cdot [DC + DW + (CL + I)]$

Estado límite fatiga  $U = \eta \cdot [1.75 \cdot (CL + I)]$

**LFD:** Estado límite de resistencia (Grupo I)  $U = 1.3 \cdot [P + 1.67 \cdot (C + I)]$

Estado límite de servicio  $U = [P + (C + I)]$

**ASD:** Servicio  $U = [P + (C + I)]$

**B.4.8 Diseño por flexión.-**

$a = \beta_1 \cdot c$  Bloque rectangular de esfuerzos  $\beta_1 = 0.85$  LRFD (5.7.2.2)  
LFD (8.16.2.7)

$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b}$   $M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$   $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d_s}$

En el caso mas crítico  $\phi M_n = M_u$

donde:

$\phi = 0.9$  para flexión

$\rho$  = Cuantía de refuerzo a flexión

$b$  = Ancho del miembro (mm)

$d_s$  = Peralte útil de la sección (mm)

$f_c'$  = Resistencia especificada del concreto (MPa)

$f_y$  = Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa)

$M_u$  = Momento último (N\*mm/mm)

Manipulando algebraicamente las expresiones, resulta:  $\rho^2 - \left(1.7 \cdot \frac{f_c'}{f_y}\right) \cdot \rho + \frac{1.7 \cdot f_c' \cdot M_u}{\phi \cdot b \cdot d_s^2 \cdot f_y^2} = 0$

MEMORIA DE CÁLCULO

**LRFD:** Estado límite resistencia I

$$R_{uA} = \eta \cdot (25 \cdot R_{ADC} + 1.5 \cdot R_{ADW} + 1.75 \cdot R_{ALL+I}) \quad R_{uA} = 209.1 \text{ N/mm}$$

$$M_{uA}^- = \eta \cdot (25 \cdot M_{ADC}^- + 1.5 \cdot M_{ADW}^- + 1.75 \cdot M_{ALL+I}^-) \quad M_{uA}^- = 4.9E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$M_{uD}^+ = \eta \cdot (25 \cdot M_{DDC}^+ + 1.5 \cdot M_{DDW}^+ + 1.75 \cdot M_{DLL+I}^+) \quad M_{uD}^+ = 3.7E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$M_{uB}^- = \eta \cdot (25 \cdot M_{BDC}^- + 1.5 \cdot M_{BDW}^- + 1.75 \cdot M_{BLL+I}^-) \quad M_{uB}^- = 3.8E+04 \text{ N*mm/mm}$$

**LFD:** Estado límite resistencia

$$R_{uA} = 1.3 \cdot R_{AD} + 1.67 \cdot R_{AL+I} \quad R_{uA} = 221.9 \text{ N/mm}$$

$$M_{uA}^- = 1.3 \cdot M_{AD}^- + 1.67 \cdot M_{AL+I}^- \quad M_{uA}^- = 5.2E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$M_{uD}^+ = 1.3 \cdot M_{DD}^+ + 1.67 \cdot M_{DL+I}^+ \quad M_{uD}^+ = 4.3E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$M_{uB}^- = 1.3 \cdot M_{BD}^- + 1.67 \cdot M_{BL+I}^- \quad M_{uB}^- = 4.4E+04 \text{ N*mm/mm}$$

**ASD:** Servicio

$$R_A = R_{AD} + R_{AL+I} \quad R_A = 109.7 \text{ N/mm}$$

$$M_A^- = M_{AD}^- + M_{AL+I}^- \quad M_A^- = 2.7E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$M_D^+ = M_{DD}^+ + M_{DL+I}^+ \quad M_D^+ = 2.0E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$M_B^- = M_{BD}^- + M_{BL+I}^- \quad M_B^- = 2.1E+04 \text{ N*mm/mm}$$

Según los artículos (4.6.2.1.6) de LRFD y (8.8.2) de LFD y ASD, para la selección del acero de refuerzo, los efectos de fuerza pueden ser reducidos al valor en la cara del apoyo.

$$\text{Distancia a la cara del apoyo} \quad x = 200 \text{ mm}$$

Losa:  $M_s = -0.5 \cdot \omega_s \cdot x^2 + R_A \cdot x$   $M_s$  (N\*mm/mm)

Voladizo:  $M_0 = -\omega_0 \cdot L \cdot (0.5 \cdot L + x) + R_A \cdot x$   $M_0$  (N\*mm/mm)

Barrera:  $M_b = -P_b \cdot (x - 140) + R_A \cdot x$   $M_b$  (N\*mm/mm)

Superficie de rodamiento:  $M_{DW} = -0.5 \cdot \omega_{DW} \cdot (x - 400) + R_A \cdot x$   $M_{DW}$  (N\*mm/mm)

Carga viva:  $M_{LL} = -\frac{m \cdot P}{E} \cdot (x - 700) + R_A \cdot x$   $M_{LL}$  (N\*mm/mm)

	$M_s$	$M_0$	$M_b$	$M_{DW}$	$M_{LL}$	$M_{uA}^-$	$M_{uD}^+$	$M_A^-$	$M_D^+$
LRFD	6.4E+02	-2.0E+03	-3.5E+03	-3.0E+01	-1.4E+04	3.8E+04	3.7E+04	-	-
LFD	6.4E+02	-2.0E+03	-3.5E+03	-3.0E+01	-1.2E+04	4.0E+04	4.3E+04	-	-
ASD	6.4E+02	-2.0E+03	-3.5E+03	-3.0E+01	-1.2E+04	-	-	2.0E+04	2.0E+04

MEMORIA DE CÁLCULO

**B.4.8.1 Acero de refuerzo para momento positivo.-**

**LRFD:**

Si se asume: Varilla N° 4  $\varnothing = 12.7$  mm  $d_s = 169$  mm  
 Recubrimiento (5.12) inferior 25.0 mm  $b = 1$  mm

$$\rho = 0.0036 \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d_s \quad A_s = 0.599 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$\therefore$  Usar **5 N° 4 c/ 25 cm (por metro)**

$$A_s = 5.99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 6.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 0.0038$$

**LFD:**

Si se asume: Varilla N° 4  $\varnothing = 12.7$  mm  $d_s = 169$  mm  
 Recubrimiento (5.12) inferior 25.0 mm  $b = 1$  mm

$$\rho = 0.0042 \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d_s \quad A_s = 0.705 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$\therefore$  Usar **6 N° 4 c/ 20 cm (por metro)**

$$A_s = 7.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 7.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 0.0045$$

**ASD:**

Esfuerzos admisibles (8.15.2)

Concreto:

Fibra extrema en compresión  $f_c = 0.40 \cdot f'_c \quad f_c = 10.0$  MPa  
 Fibra extrema en tensión  $f_t = 0.21 \cdot f_r \quad f_t = 0.7$  MPa

Acero:

Acero de refuerzo grado 60  $f_s = 165.5$  MPa

Parámetros de cálculo:

$$k_b d = \left( \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \right) \cdot d \quad j_b d = \left( 1 - \frac{k_b}{3} \right) \cdot d \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{diseño}}}{j_b d \cdot f_s} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

donde:

$A_s$  = Área del acero de refuerzo ( $\text{mm}^2$ )

$b$  = Ancho de la sección (mm)

$d$  = Peralte útil de la sección (mm)

$j_b d$  = Distancia entre resultantes de fuerzas internas de compresión y tensión (mm)

$k_b d$  = Profundidad del eje neutro (mm)

**MEMORIA DE CÁLCULO**

$M_{\text{diseño}}$  = Momento de diseño (N\*mm/mm)

$n$  = Relación modular

$\rho$  = Cuantía de refuerzo a flexión

$$n = 8.33 \qquad k_b = 0.33 \qquad j_b = 0.89$$

Si se asume: Varilla N° 4  $\varnothing = 12.7$  mm  $d = 169$  mm  
 Recubrimiento (8.22.1) inferior 25.0 mm  $b = 1$  mm

$$k_b d = 56.5 \text{ mm} \qquad j_b d = 149.8 \text{ mm} \qquad A_s = 0.787 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 7.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\therefore \text{ Usar } \mathbf{7 \text{ N}^\circ 4 \text{ c/ } 16 \text{ cm (por metro)}} \qquad A_s = \mathbf{8.89} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \mathbf{0.0053}$$

**B.4.8.2 Acero de refuerzo para momento negativo (interior).-**

**LRFD:**

Si se asume: Varilla N° 4  $\varnothing = 12.7$  mm  $d_s = 144$  mm  
 Recubrimiento (5.12) superior 50.0 mm  $b = 1$  mm

$$\rho = 0.0051 \qquad A_s = \rho \cdot b \cdot d_s \qquad A_s = 0.731 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 7.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\therefore \text{ Usar } \mathbf{6 \text{ N}^\circ 4 \text{ c/ } 20 \text{ cm (por metro)}} \qquad A_s = \mathbf{7.62} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \mathbf{0.0053}$$

**LFD:**

Si se asume: Varilla N° 4  $\varnothing = 12.7$  mm  $d_s = 144$  mm  
 Recubrimiento (5.12) superior 50.0 mm  $b = 1$  mm

$$\rho = 0.0054 \qquad A_s = \rho \cdot b \cdot d_s \qquad A_s = 0.778 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 7.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\therefore \text{ Usar } \mathbf{7 \text{ N}^\circ 4 \text{ c/ } 15 \text{ cm (por metro)}} \qquad A_s = \mathbf{8.89} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \mathbf{0.0062}$$

**ASD:**

Si se asume: Varilla N° 4  $\varnothing = 12.7$  mm  $d = 144$  mm  
 Recubrimiento (8.22.1) inferior 50.0 mm  $b = 1$  mm

$$k_b d = 48.1 \text{ mm} \qquad j_b d = 127.6 \text{ mm} \qquad A_s = 0.821 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 8.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

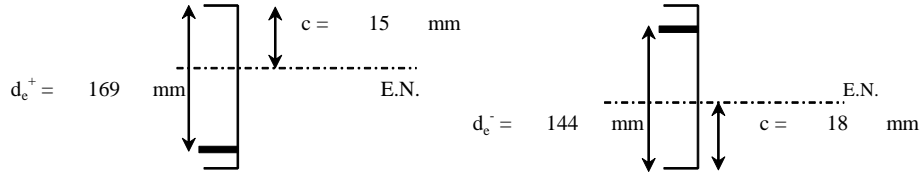
$$\therefore \text{ Usar } \mathbf{8 \text{ N}^\circ 4 \text{ c/ } 14 \text{ cm (por metro)}} \qquad A_s = \mathbf{10.16} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \mathbf{0.0071}$$

MEMORIA DE CÁLCULO

B.4.9 Verificación de acero de refuerzo máximo.-

LRFD: (5.7.3.3.1)



$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$d_e = d_s$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b}$$

donde:

c = Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro (mm)

d<sub>e</sub> = Profundidad efectiva desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo (mm)

Momento positivo:  $c = 15 \text{ mm}$   $\frac{c}{d_e} = 0.09 < 0.42$  **Sí cumple**  
 $d_e^+ = 169 \text{ mm}$

Momento negativo:  $c = 18 \text{ mm}$   $\frac{c}{d_e} = 0.12 < 0.42$  **Sí cumple**  
 $d_e^- = 144 \text{ mm}$

LFD: (8.16.3.2.2)

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \rho_b = 0.0253$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0.0190$$

Momento positivo:  $\rho \leq \rho_{max}$   
 $0.0045 \leq 0.0190$  **Sí cumple**

Momento negativo:  $\rho \leq \rho_{max}$   
 $0.0062 \leq 0.0190$  **Sí cumple**

ASD:

$$\rho_b = \frac{f_c \cdot k_b}{2 \cdot f_s} \quad \rho_b = 0.0101$$

Momento positivo:  $k^2 = 2 \cdot n \cdot \rho \cdot (-k^-)$   $k = 0.26$

$$\rho \leq \rho_b \quad M_{diseño} \leq M_{resistente}$$

$0.0053 \leq 0.0101$  **Sí cumple**  $2.0E+04 \leq 2.3E+04 \text{ N}^*\text{mm/mm}$  **Sí cumple**

Momento negativo:  $k^2 = 2 \cdot n \cdot \rho \cdot (-k^-)$   $k = 0.29$

$$\rho \leq \rho_b \quad M_{diseño} \leq M_{resistente}$$

$0.0071 \leq 0.0101$  **Sí cumple**  $2.0E+04 \leq 2.2E+04 \text{ N}^*\text{mm/mm}$  **Sí cumple**

MEMORIA DE CÁLCULO

**B.4.10 Verificación de acero de refuerzo mínimo.-**

**LRFD y LFD:** (5.7.3.3.2 y 8.17.1 respectivamente)

La cantidad de refuerzo a tensión deberá ser adecuada para desarrollar la resistencia factorizada a flexión, y deberá ser al menos igual al menor de:  $1.2M_{cr}$  ó  $1.33M_u$

En este caso en particular:  $M_{cr} = S_c \cdot f_r$   $M_{cr} = 2.1E+04 \text{ N*mm/m}$   
 donde:

$f_r$  = Módulo de ruptura del concreto (MPa)

$S_c$  = Módulo de sección ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )

$$S_c = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad S_c = 6.7E+03 \text{ mm}^3/\text{m}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$\rho_{min} = \frac{M_n}{b \cdot d_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

Momento positivo: Valor crítico ( $M_n=1.2M_{cr}$ ):  $1.2 \cdot M_{cr} = 2.5E+04 \text{ N*mm/mm}$   
 $\rho_{min} = 0.0022$

$\rho \geq \rho_{min}$

LRFD 0.0038  $\geq$  0.0022 **Sí cumple**  
 LFD 0.0045  $\geq$  0.0022 **Sí cumple**

Momento negativo: Valor crítico ( $M_n=1.2M_{cr}$ ):  $1.2 \cdot M_{cr} = 2.5E+04 \text{ N*mm/mm}$   
 $\rho_{min} = 0.0031$

$\rho \geq \rho_{min}$

LRFD 0.0053  $\geq$  0.0031 **Sí cumple**  
 LFD 0.0062  $\geq$  0.0031 **Sí cumple**

**ASD:**

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$\rho \geq \rho_{min}$

Momento positivo: 0.0053  $\geq$  0.0033 **Sí cumple**  
 Momento negativo: 0.0071  $\geq$  0.0033 **Sí cumple**

**B.4.11 Acero de refuerzo por distribución.-**

**LRFD, LFD y ASD:** (5.14.4.1 y 3.24.10.2 respectivamente)

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

donde: S = Distancia entre caras de apoyo

$$67.0 \%$$

**LRFD:**

∴ Usar **6 N°3c/20 cm (por metro)**

$$A_s = 4.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \mathbf{4.26} \text{ cm}^2/\text{m}$$

**LFD:**

∴ Usar **8 N°3c/14 cm (por metro)**

$$A_s = 5.11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \mathbf{5.68} \text{ cm}^2/\text{m}$$

**ASD:**

∴ Usar **9 N°3c/12 cm (por metro)**

$$A_s = 5.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \mathbf{6.39} \text{ cm}^2/\text{m}$$



**MEMORIA DE CÁLCULO**

**B.4.12 Acero de refuerzo por contracción y temperatura.-**

Se deberá proporcionar acero de refuerzo transversal en las superficies de concreto expuestas a cambios diarios de temperatura.

**LRFD:**

De acuerdo al artículo 5.10.8, el área del acero de refuerzo será al menos:

$$A_s \geq 0.11 \cdot \frac{A_g}{f_y} \qquad A_s = 0.052 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\qquad \qquad \qquad A_s = 0.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

donde:

$$A_g = \text{Área bruta de la sección (mm}^2/\text{m)} \qquad A_g = b \cdot h \qquad A_g = 200 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$f_y = \text{Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa)}$$

∴ Usar **3 N°3 c/ 45 cm (por metro)**  $A_s = 2.13 \text{ cm}^2/\text{m}$

**LFD y ASD:**

De acuerdo con el artículo 8.20, el área total del refuerzo será al menos 2.65 cm<sup>2</sup>/m en cada dirección.

$$\qquad \qquad \qquad A_s = 2.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∴ Usar **3 N°4 c/ 45 cm (por metro)**  $A_s = 3.81 \text{ cm}^2/\text{m}$

**B.4.13 Diseño por cortante.-**

Según los artículos (4.6.2.1.6) de LRFD y (8.8.2) de LFD y ASD, para la selección del acero de refuerzo, los efectos de fuerza pueden ser reducidos al valor en la cara del apoyo.

Distancia a la cara del apoyo  $x = 200 \text{ mm}$

Losa:	$V_s = -\omega_s \cdot x + R_A$	$V_s \text{ (N/mm)}$
Voladizo:	$V_0 = -\omega_0 \cdot L + R_A$	$V_0 \text{ (N/mm)}$
Barrera:	$V_b = -P_b + R_A$	$V_b \text{ (N/mm)}$
Superficie de rodamiento:	$V_{DW} = -\omega_{DW} \cdot (x - 380) + R_A$	$V_{DW} \text{ (N/mm)}$
Carga viva:	$V_{LL} = -\frac{m \cdot P}{E} + R_A$	$V_{LL} \text{ (N/mm)}$

	$V_s$ (N/mm)	$V_0$ (N/mm)	$V_b$ (N/mm)	$V_{DW}$ (N/mm)	$V_{LL}$ (N/mm)	$V_{uA}$ (N/mm)	$V_A$ (N/mm)
LRFD	2.8	1.3	2.2	1.1	22.0	57.4	-
LFD	2.8	1.3	2.2	1.1	18.4	60.9	-
ASD	2.8	1.3	2.2	1.1	18.4	-	31.0

**LRFD:** (5.8.3.3)

Cortante asumido por el concreto:  $V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$   $V_c = 126.0 \text{ N/mm}$

donde:

$b_v$  = Ancho efectivo del alma (mm)

$d_v$  = Profundidad efectiva media entre las resultantes de fuerzas de compresión y tensión (mm)

$\beta$  = Factor indicativo de la habilidad del concreto de transmitir tensión a través de la grieta

**MEMORIA DE CÁLCULO**

$$d_v \geq \begin{cases} d_{\text{resultantes}} = 104 \text{ mm} & \beta = 2.0 \\ 0.9 \cdot d_e = \mathbf{152} \text{ mm} & b_v = 1 \text{ mm} \\ 0.72 \cdot d_e = 144 \text{ mm} \end{cases}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$57.4 \leq 113.4 \text{ N/mm} \quad \text{No requiere refuerzo por cortante}$$

**LFD:** (8.16.6.2.1)

Cortante asumido por el concreto:  $V_c = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$   $V_c = 143.4 \text{ N/mm}$

donde:

$b_w$  = Ancho efectivo del alma (mm)

$d$  = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión (mm)

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$60.9 \leq 121.8 \text{ N/mm} \quad \text{No requiere refuerzo por cortante}$$

**ASD:** (8.15.5.2.1)

Cortante asumido por el concreto:  $v_c = 0.079 \cdot \sqrt{f'_c}$   $v_c = 0.4 \text{ MPa}$

$$v \leq v_c$$

$$0.2 \leq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{No requiere refuerzo por cortante}$$

**B.5 REQUERIMIENTOS DE SERVICIO**

**LRFD y LFD:** (5.7.3.4 y 8.16.8.4 respectivamente)

Se deberán dejar los siguientes recubrimientos: superior 50 mm  
inferior 25 mm

**B.5.1 Control de agrietamiento.-**

Se verificará que:  $f_s \leq f_{sa} = \frac{Z}{\phi_c \cdot A^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 \cdot f_y$

donde:

$A$  = Área de concreto que tiene el mismo centroide que el refuerzo principal a tensión (mm<sup>2</sup>)

$d_c$  = Profundidad de concreto medida de la fibra extrema en tensión al centroide del refuerzo (mm)

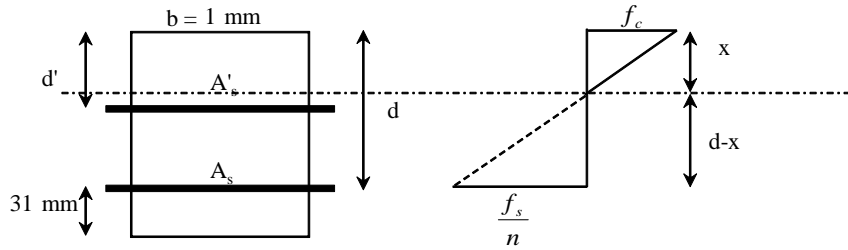
$f_s$  y  $f_{sa}$  = Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo debido a las cargas de servicio (MPa)

$Z$  = Parámetro de ancho de grieta (N/mm) 3.0E+04 N/mm (Condición de exposición moderada)

**Esfuerzo de tensión en el concreto:**  $f_c = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \leq 0.8 \cdot f_r$   $f_c \leq 2.5 \text{ MPa}$

MEMORIA DE CÁLCULO

Momento positivo:

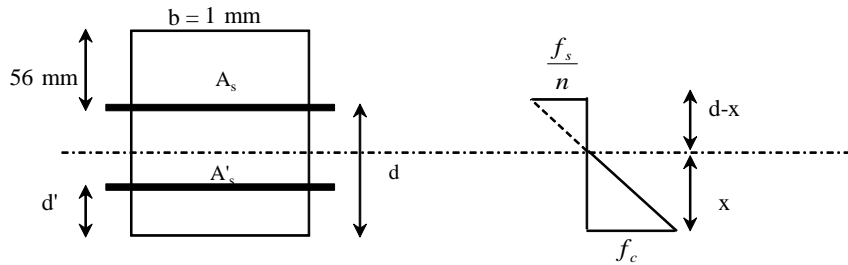


Momento de inercia de la sección agrietada: 
$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A'_s \cdot (x - x')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

Ubicación del eje neutro: (asumiendo que el acero superior se encuentra en la zona de tensión)

$$0.5 \cdot b \cdot x^2 = n \cdot A'_s \cdot (x - x') + n \cdot A_s \cdot (d - x)$$

Momento negativo:



Momento de inercia de la sección agrietada: 
$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + (n-1) \cdot A'_s \cdot (d - d')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

Ubicación del eje neutro (asumiendo que el acero inferior se encuentra en la zona de compresión)

$$0.5 \cdot b \cdot x^2 + (n-1) \cdot A'_s \cdot (d - d') = n \cdot A_s \cdot (d - x)$$

**LRFD:**

Momento positivo:

$$\begin{aligned} d' &= 56 \text{ mm} \\ d &= 169 \text{ mm} \\ A'_s &= 0.762 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ A_s &= 0.635 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

La posición del eje neutro ratifica la suposición inicial

$$M_D^+ = 2.1\text{E}+04 \text{ N}^*\text{mm}/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} x &= 40 \text{ mm} \\ d-x &= 129 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 1.1\text{E}+05 \text{ mm}^4/\text{mm} \\ f_c &= 3.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**Sección agrietada**

Momento negativo:

$$\begin{aligned} d' &= 31 \text{ mm} \\ d &= 144 \text{ mm} \\ A'_s &= 0.635 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ A_s &= 0.762 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

La posición del eje neutro ratifica la suposición inicial

$$M_A^- = 2.4\text{E}+04 \text{ N}^*\text{mm}/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} x &= 32 \text{ mm} \\ d-x &= 111 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 9.0\text{E}+04 \text{ mm}^4/\text{mm} \\ f_c &= 3.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**Sección agrietada**

MEMORIA DE CÁLCULO

**LFD:**

Momento positivo:

$$\begin{aligned} d' &= 56 \text{ mm} \\ d &= 169 \text{ mm} \\ A_s' &= 0.889 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ A_s &= 0.762 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

La posición del eje neutro ratifica la suposición inicial

Momento negativo:

$$\begin{aligned} d' &= 31 \text{ mm} \\ d &= 144 \text{ mm} \\ A_s' &= 0.762 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ A_s &= 0.889 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

La posición del eje neutro ratifica la suposición inicial

**ASD:**

Momento positivo:

$$\begin{aligned} d' &= 56.4 \text{ mm} \\ d &= 168.7 \text{ mm} \\ A_s' &= 1.016 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ A_s &= 0.889 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

La posición del eje neutro ratifica la suposición inicial

Momento negativo:

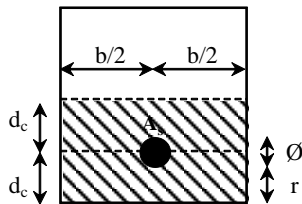
$$\begin{aligned} d' &= 31.4 \text{ mm} \\ d &= 143.7 \text{ mm} \\ A_s' &= 0.889 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ A_s &= 1.016 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

La posición del eje neutro ratifica la suposición inicial

Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo:

$$f_s = \frac{n \cdot M \cdot (d - x)}{I_{cr}} \leq \begin{cases} 0.6 \cdot f_y \\ f_{sa} \end{cases}$$

Momento positivo:



$$\begin{aligned} f_{sa} &= \frac{Z}{\rho_c \cdot A_s} \\ A &= \frac{2 \cdot d_c \cdot b}{N} \end{aligned}$$

$$M_D^+ = 2.0E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$\begin{aligned} x &= 43 \text{ mm} \\ d-x &= 126 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 1.3E+05 \text{ mm}^4/\text{mm} \\ f_c &= 2.9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**Sección agrietada**

$$M_A^- = 2.0E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$\begin{aligned} x &= 30 \text{ mm} \\ d-x &= 113 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 1.0E+05 \text{ mm}^4/\text{mm} \\ f_c &= 3.1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**Sección agrietada**

$$M_D^+ = 2.0E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$\begin{aligned} x &= 45.0 \text{ mm} \\ d-x &= 126.1 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 1.4E+05 \text{ mm}^4/\text{mm} \\ f_c &= 2.9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**Sección agrietada**

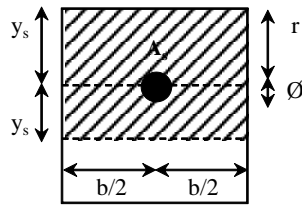
$$M_A^- = 2.0E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$\begin{aligned} x &= 32.3 \text{ mm} \\ d-x &= 111.4 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 1.2E+05 \text{ mm}^4/\text{mm} \\ f_c &= 3.1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**Sección agrietada**

MEMORIA DE CÁLCULO

Momento negativo:



$$f_{sa} = \frac{Z}{d_c \cdot A^{1/3}}$$

$$A = \frac{2 \cdot y_s \cdot b}{N}$$

**LRFD:**

Momento positivo:

Separación de 1 varilla	$b = 250$ mm	$f_{sa} = 380.2$ MPa
Número de varillas	$N = 1$	$0.6 \cdot f_y = 252.0$ MPa
	$d_c = 31$ mm	$f_s = 207.8$ MPa
	$A = 1.6E+04$ mm <sup>2</sup>	<b>Sí cumple</b>

Momento negativo:

Separación de 1 varilla	$b = 200$ mm	$f_{sa} = 288.3$ MPa
Número de varillas	$N = 1$	$0.6 \cdot f_y = 252.0$ MPa
	$d_c = 50$ mm	$f_s = 247.7$ MPa
	$y_s = 56$ mm	<b>Sí cumple</b>
	$A = 2.3E+04$ mm <sup>2</sup>	

**LFD:**

Momento positivo:

Separación de 1 varilla	$b = 200$ mm	$f_{sa} = 409.5$ MPa
Número de varillas	$N = 1$	$0.6 \cdot f_y = 252.0$ MPa
	$d_c = 31$ mm	$f_s = 161.9$ MPa
	$A = 1.3E+04$ mm <sup>2</sup>	<b>Sí cumple</b>

Momento negativo:

Separación de 1 varilla	$b = 150$ mm	$f_{sa} = 317.3$ MPa
Número de varillas	$N = 1$	$0.6 \cdot f_y = 252.0$ MPa
	$d_c = 50$ mm	$f_s = 184.1$ MPa
	$y_s = 56$ mm	<b>Sí cumple</b>
	$A = 1.7E+04$ mm <sup>2</sup>	

**ASD:**

Momento positivo:

Separación de 1 varilla	$b = 160$ mm	$f_{sa} = 441.1$ MPa
Número de varillas	$N = 1$	$0.6 \cdot f_y = 252.0$ MPa
	$d_c = 31$ mm	$f_s = 142.7$ MPa
	$A = 1.0E+04$ mm <sup>2</sup>	<b>Sí cumple</b>

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Momento negativo:

Separación de 1 varilla	$b = 140$ mm	$f_{sa} = 324.7$ MPa
Número de varillas	$N = 1$	$0.6 \cdot f_y = 252.0$ MPa
	$d_c = 50$ mm	$f_s = 162.6$ MPa
	$y_s = 56$ mm	<b>Sí cumple</b>
	$A = 1.6E+04$ mm <sup>2</sup>	

**B.5.2 Fatiga.-**

De acuerdo con el artículo 9.5.3 de LRFD y 8.16.8.3 de LFD y ASD, las losas sobre traveses no serán investigadas por fatiga.

**B.6 DISEÑO DEL VOLADIZO**

**LRFD:**

Para el diseño del voladizo se deben investigar dos estados límite: **Resistencia I** (13.6.1) que considera las fuerzas gravitacionales, y que raramente gobiernan el diseño a menos que la longitud del voladizo sea grande (> 1800 mm); y **Evento Extremo II** (13.6.2) que considera las fuerzas gravitacionales causadas por la colisión de un vehículo contra la barrera. Este estado límite usualmente gobierna el diseño del voladizo.

Factores modificadores de carga

	Resistencia I	Evento Extremo II
Ductilidad, $\eta_D$	0.95	1.00
Redundancia, $\eta_R$	1.05	1.00
Importancia, $\eta_I$	1.05	N/A
$\eta$	<b>1.05</b>	<b>1.00</b>

Se considera al voladizo un miembro no redundante, debido a que tiene una trayectoria de carga simple.

Combinación de carga

Estado límite Evento Extremo II.- 
$$U = \eta \cdot (0.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + CT)$$

El refuerzo en la parte superior del voladizo debe resistir el momento flexionante negativo debido a la colisión del vehículo sobre la barrera y la carga muerta del voladizo.

Momento negativo debido a la colisión del vehículo (Apéndice E):

$$M_{ct} = \frac{R_w \cdot H}{c_c + 2 \cdot H} \qquad M_{ct} = 5.5E+04 \text{ N*mm/mm}$$

Momento negativo para estado límite Evento Extremo II:

$$M_{uA}^- = \eta \cdot (0.25 \cdot M_{ADC}^- + 1.5 \cdot M_{ADW}^- + M_{CT}^-) \qquad M_{uA}^- = 5.5E+04 \text{ N*mm/mm}$$

MEMORIA DE CÁLCULO

Momento resistente negativo:

Si se añade N°4c/20 cm a el refuerzo negativo principal N°4c/20 cm se tiene:

$$N^{\circ}4 = 127 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$d = 143.7 \text{ mm}$$

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

$$a = 25.1 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0.5 \cdot a)$$

$$\phi M_n = 7.0E+04 \text{ N*mm/mm}$$

El valor de momento resistente calculado deberá ser reducido debido a la fuerza de tensión axial  $T=V_{ct}$ . Asumiendo que el diagrama de interacción entre el momento y la tensión axial es una línea recta se tiene:

$$T = \frac{R_w}{c + 2 \cdot H}$$

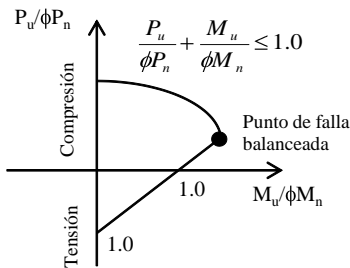
$$\phi P_n = A_{st} \cdot f_y$$

$$P_u = T = 63.4 \text{ N/mm}$$

$$\phi P_n = 3.6E+02 \text{ N/mm}$$

$$\phi M_n = \phi M_n \cdot \left(1 - \frac{P_u}{\phi P_n}\right)$$

$$\phi M_n = 5.7E+04 \text{ N*mm/mm}$$



$$M_u \leq \phi M_n$$

$$5.5E+04 \leq 5.7E+04 \text{ N*mm/mm}$$

**Sí cumple**

∴ Usar N°4c/20 cm + N°4c/20 cm (por metro)

El refuerzo superior debe resistir el momento de colisión ( $M_{ct}$ ) directamente debajo de la barrera. Por lo

Longitud de desarrollo (5.11.2.4.1):

Para barras N°4:  $l_{hb} = \frac{100 \cdot d_b}{\sqrt{f'_c}}$

$$l_{hb} = 254 \text{ mm}$$

Factor de modificación (5.11.2.4.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.70 \\ \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.96 \end{array} \right.$$

$$l_{dh} = 170 \text{ mm}$$

Estas barras deberán extenderse mas allá del eje de la viga T exterior dentro del primer tramo. A una distancia en la que el momento de colisión mas el momento por carga muerta igualan el momento resistente de las barras N°4

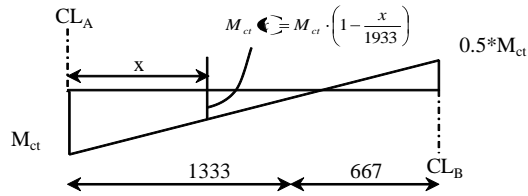
Momento negativo resistente en el estado límite Evento Extremo II

$$\phi M_n = 4.4E+04 \text{ N*mm/mm}$$

$$\phi M_n = M_u + \eta \cdot (0.25 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{DW} + M_{ct})$$

MEMORIA DE CÁLCULO

Asumiendo un factor de transporte de 0.5, el diagrama de momento en el tramo interior será:



Momentos por carga muerta

$$M_s^- = 0.5 \cdot \omega_s \cdot x^2 + R_A \cdot x$$

$$M_0^- = \omega_0 \cdot L \cdot (0.5 \cdot L + x) + R_A \cdot x$$

$$M_b^- = P_b \cdot (-140 + x) + R_A \cdot x$$

$$M_{DW}^- = 0.5 \cdot \omega_{DW} \cdot x^2 + R_A \cdot x$$

Resolviendo la ecuación se tiene que

$$x = 174 \text{ mm}$$

Tomando en cuenta las inexactitudes del cálculo se considera una longitud adicional de 15d<sub>b</sub>

$$l_{total} = 365 \text{ mm}$$

Longitud de desarrollo (5.11.2)

Factor de modificación (5.11.2.3)

$$l_{db} \geq \begin{cases} \frac{0.02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = 213 \text{ mm} \\ 0.06 \cdot d_b \cdot f_y = 199 \text{ mm} \end{cases}$$

Barras unidas = 1.00

$$l_d = 199 \text{ mm}$$

$$l_{total} \geq l_d$$

$$365 \geq 199 \text{ mm}$$

**Sí cumple**

∴ Usar una longitud de desarrollo

$$l_d = 400 \text{ mm}$$

**LFD y ASD:**

El momento exterior no es crítico para el diseño del voladizo, en este caso gobierna el momento negativo del tramo interior. Por lo tanto el acero de refuerzo por momento negativo del tramo interior se extenderá hasta el voladizo terminando en ganchos a 180°.



## **C. Memoria de cálculo-nervadura de concreto reforzado**

**MEMORIA DE CÁLCULO**

**C.1 DESCRIPCIÓN**

Nervadura de concreto reforzado, con una longitud entre ejes de apoyos de 15 m, simplemente apoyada, la separación entre ejes de nervadura será de 2.0 m, preliminarmente tendrán un ancho de 40 cm, soportando 2 carriles de tránsito de 3.60 m de ancho, y barreras tipo TL-4.

**Filosofías de diseño:** LRFD (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2004)  
 LFD (AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002)  
 ASD (AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002)

**C.2 CONDICIONES DE DISEÑO (GEOMETRÍA)**

Longitud entre ejes de apoyo, S	15.0	m
Longitud entre ejes de nervaduras, S <sub>v</sub>	2.0	m
Número de carriles de tránsito, N <sub>L</sub>	2	
Ancho de la calzada, w	7.2	m
Ancho físico entre los bordes del puente, W	8.0	m
Factor de multipresencia, m		LRFD LFD,ASD
	1 carril cargado =	1.2 1.0
	2 carriles cargados =	1.0 1.0

**C.3 MATERIALES**

**Concreto.-**

Espesor estructural de la losa	$h =$	200	mm
Resistencia especificada a los 28 días, $f'_c$		25	MPa
Densidad de masa, $\rho$		2320	kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad, $E_c = 4800 \cdot \sqrt{f'_c}$		24000	MPa
Módulo de ruptura, $f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c}$		3.2	MPa

**Acero de refuerzo (Grado 60).-**

Límite de fluencia, $f_y$	420	MPa
Módulo de elasticidad, $E_s$	200000	MPa

**Superficie de rodamiento.-**

Densidad de masa, $\rho_{DW}$	2250	kg/m <sup>3</sup>
Espesor, $h_{DW}$	0.07	m

**C.4 ANÁLISIS Y DISEÑO**

**C.4.1 Ancho.-**

**LRFD:**

Ala superior (5.14.1.3.1a): espesor mínimo del tablero (9.7.1.1)	$h_{min} =$	175	mm
máximo tramo libre, $S_{vmax} = 20h$	$S_{vmax} =$	4000	mm

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Ala inferior (5.14.3.1b): No aplica a vigas T

Alma (5.14.1.3.1c): Mínimo 200 mm de ancho para almas sin ductos de presfuerzo (5.14.1.3.1.c).  
Recubrimiento de 50 mm mínimo para condición de exposición exterior (5.12.3-1).

Si se asume:  $r = 50$  mm  
Filas de 4N° 8 (refuerzo principal)  $\varnothing = 25.4$  mm  
N° 4 (refuerzo transversal)  $\varnothing = 12.7$  mm

$$b_{min} = 2 \cdot \left( \left[ + 3 \cdot d_s \right] + 3 \cdot d_b + 3 \cdot \left[ .5 \cdot d_b \right] \right) \quad (5.10.3.1.1) \quad b_{min} = 367 \text{ mm}$$

Se adopta:  $b_w = 400$  mm

**LFD y ASD:** Se adopta:  $b_w = 400$  mm

**C.4.2 Peralte estructural.-**

LRFD (tabla 2.5.2.6.3-1)  $h_{min} = 0.070 \cdot S$   $h_{min} = 1050$  mm  
LFD y ASD (tabla 8.9.2)

Se adopta:  $h_v = 1100$  mm

**C.4.3 Ancho efectivo.-**

**LRFD, LFD y ASD:** (4.6.2.6 y 8.10.1 respectivamente)

Nervaduras interiores

$$b_i \leq \begin{cases} 0.25 \cdot S = 3750 & \text{mm} \\ 12 \cdot h + b = 2800 & \text{mm} \\ S_{v \text{ promedio}} = 2000 & \text{mm} \end{cases}$$

$b_i = 2000$  mm

Nervaduras exteriores

$$b_e - 0.5 \cdot b_i \leq \begin{cases} 0.125 \cdot S = 1875 & \text{mm} \\ 6 \cdot h + 0.5 \cdot b = 1400 & \text{mm} \\ L_{voladizo} = 1000 & \text{mm} \end{cases}$$

$b_e = 2000$  mm

Se adopta  $b_e = 2000$  mm

**C.4.4 Factores de distribución de carga.-**

**LRFD:** (4.6.2.2)

$$\begin{cases} 1100 \leq S_v \leq 4900 & S_v = 2000 \text{ mm} & n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1 \\ 110 \leq h \leq 300 & h = 200 \text{ mm} \\ 6000 \leq S \leq 73000 & S = 15000 \text{ mm} \\ N_v \geq 4 & N_v = 4 & K_g = n \cdot \left( \left[ + A \cdot e_g^2 \right] \right) \\ 4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12} & K_g = 6.8E+10 & e_g = 350 \text{ mm} \end{cases}$$

Momento:

Nervadura interior (4.6.2.2.2b-1):

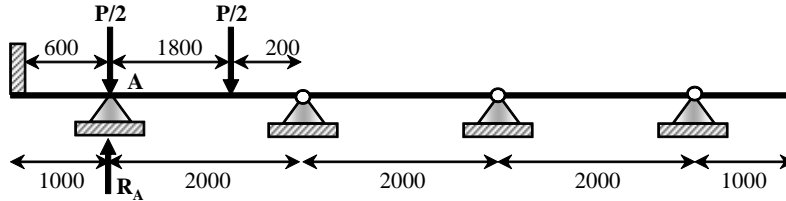
1 Carril cargado  $mg_M^{SI} = 0.06 + \left( \frac{S_v}{4300} \right)^{0.4} \cdot \left( \frac{S_v}{S} \right)^{0.3} \cdot \left( \frac{K_g}{S \cdot h^3} \right)^{0.1}$   $mg_M^{SI} = 0.440$

MEMORIA DE CÁLCULO

2 Carriles cargados  $mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S_V}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S_V}{S}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{S \cdot h^3}\right)^{0.1}$   $mg_M^{MI} = 0.581$

Nervadura exterior (4.6.2.2.2d-1):

1 Carril cargado (Regla de nivel)  $mg_M^{SE} = 0.660$



2 Carriles Cargados  $mg_M^{ME} = e \cdot mg_M^{MI}$   $mg_M^{ME} = 0.530$   
 $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 0.91$

Cortante:

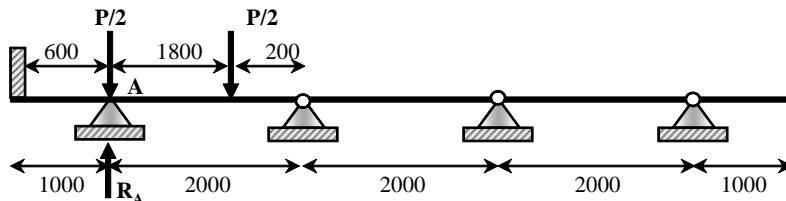
Nervadura interior (4.6.2.2.3a-1):

1 carril cargado  $mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{S_V}{7600}$   $mg_V^{SI} = 0.623$

2 carriles cargados  $mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{S_V}{3600} - \left(\frac{S_V}{10700}\right)^2$   $mg_V^{MI} = 0.721$

Nervadura exterior (4.6.2.2.2b-1):

1 Carril cargado (Regla de nivel)  $mg_V^{SE} = 0.660$



2 Carriles Cargados  $mg_V^{ME} = e \cdot mg_V^{MI}$   $mg_V^{ME} = 0.528$   
 $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000} = 0.73$

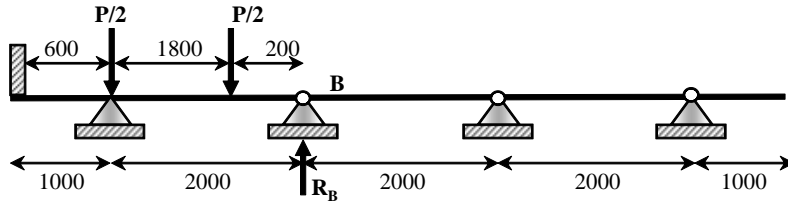
LFD y ASD:

Nervadura interior (Regla de nivel):

MEMORIA DE CÁLCULO

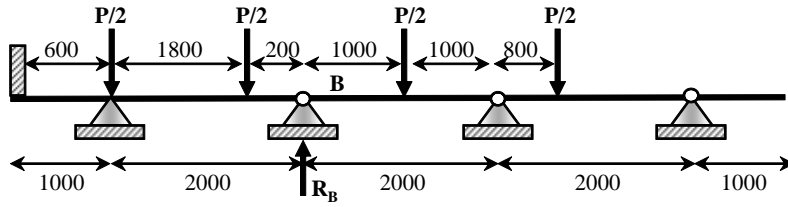
1 Carril cargado

$$mg_{M,V}^{SI} = 0.450$$



2 Carriles cargados

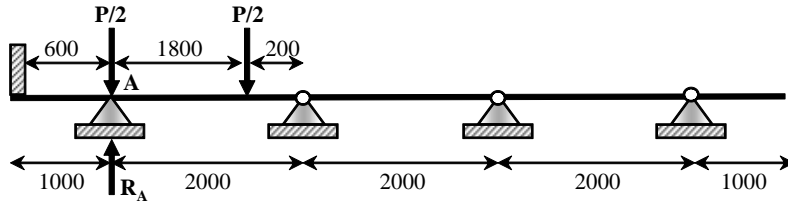
$$mg_{M,V}^{MI} = 0.700$$



Nervadura exterior (Regla de nivel):

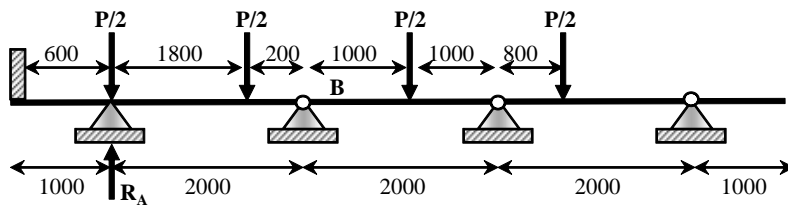
1 Carril cargado

$$mg_{M,V}^{SE} = 0.550$$



2 Carriles Cargados

$$mg_{M,V}^{ME} = 0.550$$



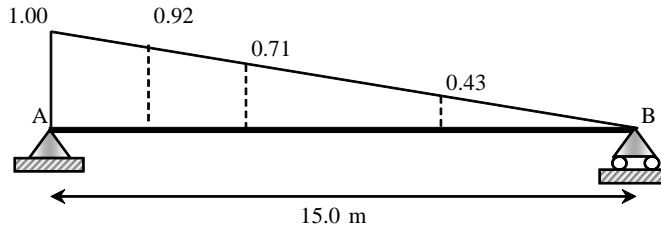
C.4.5 Efectos debidos a la carga viva.-

**LRFD:** La carga viva en puentes consistirá en una combinación de: camión o tandem de diseño con el carril de diseño (3.6.1.2).

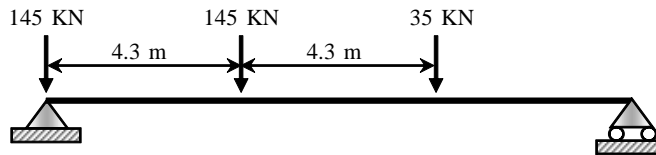
**LFD y ASD:** La carga viva en puentes resultará de la consideración del camión o el carril de diseño (3.7.1).

MEMORIA DE CÁLCULO

Cortante:

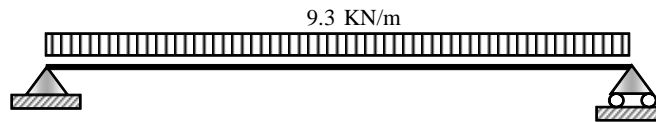


Línea de influencia para cortante



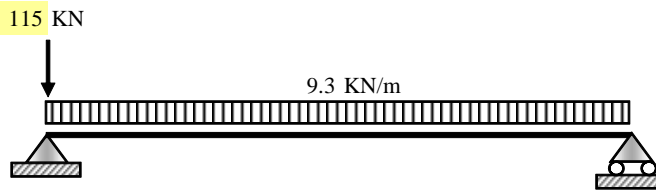
Camión de diseño

$$V_A^{camion} = 263.4 \text{ KN}$$



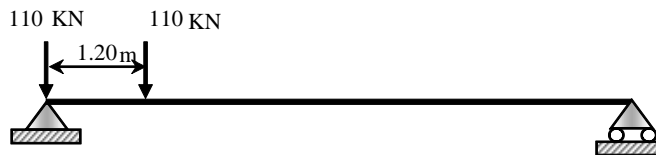
Carril de diseño (LRFD)

$$V_A^{carril} = 69.8 \text{ KN}$$



Carril de diseño (LFD y ASD)

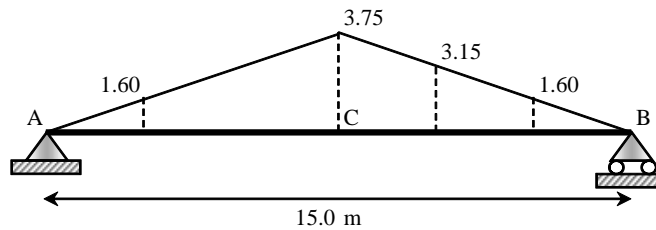
$$V_A^{carril} = 184.8 \text{ KN}$$



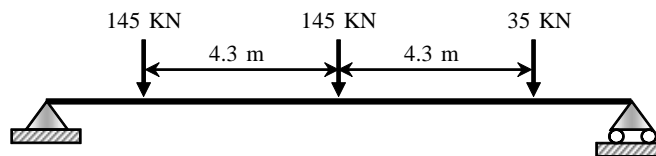
Tandem de diseño

$$V_A^{tandem} = 211.2 \text{ KN}$$

Momento:



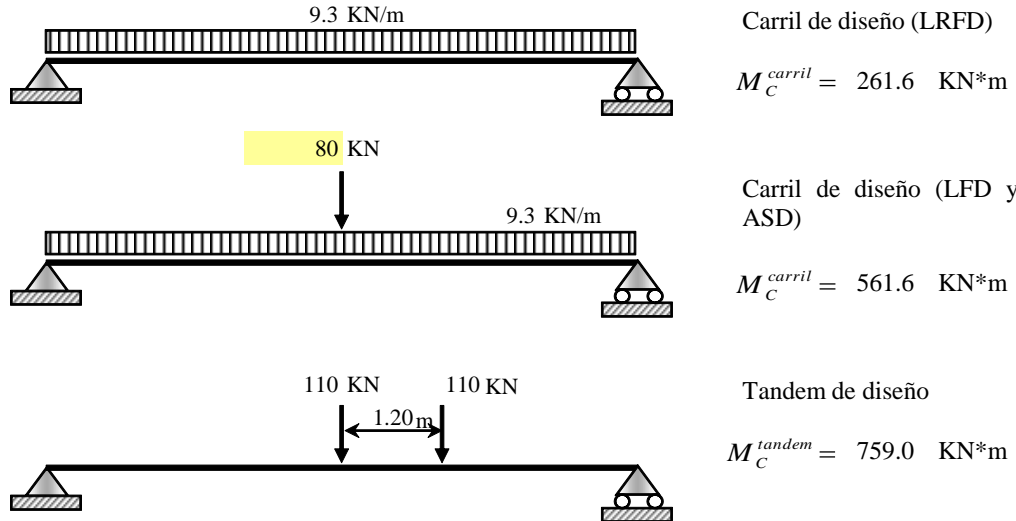
Línea de influencia para momento



Camión de diseño

$$M_C^{camion} = 831.8 \text{ KN*m}$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**



**C.4.6 Factor de impacto.-**

**LRFD:** (3.6.2.1)  $FI = \left(1 + \frac{IM}{100}\right)$   $IM = 33.0 \%$   
 $FI = 1.33$

donde:

FI = Factor de impacto (no se aplica al carril de diseño 3.6.2.1)

IM = Incremento por carga vehicular dinámica, 33% (Tabla 3.6.2.1-1)

∴ Valores críticos considerando impacto

$$V_{L+I} = 420 \text{ KN}$$

$$M_{L+I} = 1368 \text{ KN*m}$$

Nervadura	$V_{L+I}$ (KN)	$M_{L+I}$ (KN*m)
Interior	303	794
Exterior	277	903

**LFD y ASD:** (3.8.1.2)  $I = \frac{15000}{S + 38000} \leq 30\%$   $I = 28.3 \%$   
 $I = 1.28$

∴ Valores críticos considerando impacto

$$V_{L+I} = 338 \text{ KN}$$

$$M_{L+I} = 1067 \text{ KN*m}$$

Nervadura	$V_{L+I}$ (KN)	$M_{L+I}$ (KN*m)
Interior	237	747
Exterior	186	587

**C.4.7 Efectos debidos a otras cargas.-**

Nervadura interior:

Losa	$\omega_s = \rho_{concreto} \cdot h \cdot S_v$	$\omega_s = 9.1 \text{ KN/m}$
Viga	$\omega_V = \rho_{concreto} \cdot b_w \cdot (h_w - h)$	$\omega_V = 8.2 \text{ KN/m}$
Superficie de rodamiento	$\omega_{DW} = \rho_{DW} \cdot h_{DW} \cdot S_v$	$\omega_{DW} = 3.1 \text{ KN/m}$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Nervadura exterior:

Losa	$\omega_s = 3.7$	KN/m
Voladizo	$\omega_o = 5.9$	KN/m
Barrera	$\omega_b = 6.8$	KN/m
Viga	$\omega_v = 8.2$	KN/m
Superficie de rodamiento	$\omega_{DW} = 2.3$	KN/m

**LRFD:**

Nervadura	V <sub>DC</sub> (KN)	V <sub>DW</sub> (KN)	M <sub>DC</sub> (KN*m)	M <sub>DW</sub> (KN*m)
Interior	130	23	486	87
Exterior	184	17	689	65

**LFD y ASD:**

Nervadura	V <sub>D</sub> (KN)	M <sub>D</sub> (KN*m)
Interior	153	573
Exterior	201	755

**C.4.8 Combinación de carga.-**

**LRFD:** Estado límite de resistencia I  $U = \eta \cdot [0.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (L+I)]$

Estado límite de servicio I  $U = \eta \cdot [DC + DW + (L+I)]$

Estado límite de fatiga  $U = \eta \cdot [0.75 \cdot (L+I)]$

**LFD:** Estado límite de resistencia (Grupo I)  $U = 1.3 \cdot [D + 1.67 \cdot (L+I)]$

Estado límite de servicio  $U = [D + (L+I)]$

**ASD:** Servicio  $U = [D + (L+I)]$

**C.4.9 Modificadores de carga (LRFD).-**

	Resistencia I	Servicio	Fatiga
Ductilidad, $\eta_D$	0.95	1.00	1.00
Redundancia, $\eta_R$	0.95	1.00	1.00
Importancia, $\eta_I$	1.05	N/A	N/A
$\eta$	<b>0.95</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>

**C.4.10 Factores de reducción de resistencia.-**

	$\phi$			
	LRFD	LFD	ASD	
Flexión y tensión en concreto reforzado	0.90	0.90	N/A	LRFD (5.5.4.2) LFD (8.16.1.1.2)
Cortante y torsión en concreto reforzado	0.90	0.85	N/A	

**C.4.11 Diseño por flexión.-**

$a = \beta_1 \cdot c$       Bloque rectangular de esfuerzos:       $\beta_1 = 0.85$       LRFD (5.7.2.2)  
LFD (8.16.2.7)



**MEMORIA DE CÁLCULO**

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \frac{a}{2} \right) \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d_s}$$

En el caso mas crítico  $\phi M_n = M_u$

De la expresión se determina la cuantía de refuerzo a flexión:  $\rho^2 - \left( 1.7 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \rho + \frac{1.7 \cdot f'_c \cdot M_u}{\phi \cdot b \cdot d_s^2 \cdot f_y^2} = 0$

**LRFD:** Nervadura interior  $M_u = 2016$  KN\*m  
 Nervadura exterior  $M_u = 2406$  KN\*m

Si se asume: Varilla N° 8  $\emptyset = 25.4$  mm  $d_s = 1037$  mm  
 Recubrimiento (5.12)  $r = 50.0$  mm  $b_w = 400$  mm

$$\rho = 0.0180 \quad A_s = \rho \cdot b_w \cdot d_s \quad A_s = 7464 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 74.64 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  Usar **16 N°8**  $A_s = 81.12$  cm<sup>2</sup>  
 $\rho = 0.0206$   
 $d_s = 987$  mm

**LFD:** Nervadura interior  $M_u = 2367$  KN\*m  
 Nervadura exterior  $M_u = 2255$  KN\*m

Si se asume: Varilla N° 8  $\emptyset = 25.4$  mm  $d_s = 1037$  mm  
 Recubrimiento (8.22.1)  $r = 50.0$  mm  $b_w = 400$  mm

$$\rho = 0.0176 \quad A_s = \rho \cdot b_w \cdot d_s \quad A_s = 7309 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 73.09 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  Usar **16 N°8**  $A_s = 81.12$  cm<sup>2</sup>  
 $\rho = 0.0206$   
 $d_s = 987$  mm

**ASD:** Nervadura interior  $M_{diseño} = 1320$  KN\*m  
 Nervadura exterior  $M_{diseño} = 1342$  KN\*m

Esfuerzos admisibles (8.15.2)

Concreto:

Fibra extrema en compresión  $f_c = 0.40 \cdot f'_c$   $f_c = 10.0$  MPa

Fibra extrema en tensión  $f_t = 0.21 \cdot f_r$   $f_t = 0.7$  MPa

Acero:

Acero de refuerzo grado 60  $f_s = 165.5$  MPa

Parámetros de cálculo:

MEMORIA DE CÁLCULO

$$k_b d = \left( \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \right) \cdot d$$

$$j_b d = \left( 1 - \frac{k_b}{3} \right) \cdot d$$

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

$$A_s = \frac{M_{diseño}}{j_b d \cdot f_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$n = 8.33$$

$$k_b = 0.33$$

$$j_b = 0.89$$

Si se asume: Varilla N° 8  $\varnothing = 25.4$  mm  $d = 1037$  mm  
 Recubrimiento (8.22.1)  $r = 50.0$  mm  $b_w = 400$  mm

$$k_b d = 347 \text{ mm}$$

$$j_b d = 921 \text{ mm}$$

$$A_s = 8798 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 87.98 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  Usar 18 N°8

$$A_s = 91.26 \text{ cm}^2$$

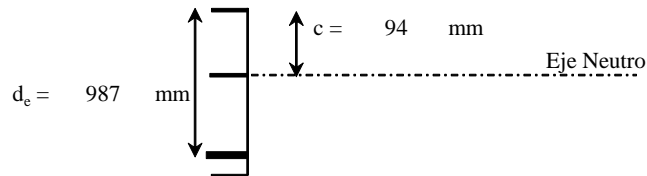
$$\rho = 0.0233$$

$$d = 979 \text{ mm}$$

C.4.12 Verificación de acero de refuerzo máximo.-

LRFD: (5.7.3.3.1) Asumiendo que el eje neutro cae dentro el ala superior

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$



donde:

$c$  = Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro (mm)

$d_e$  = Profundidad efectiva desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo (mm)

$$d_e = d_s$$

$$d_e = 987 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b_e}$$

$$c = 94 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0.10 < 0.42 \quad \text{Sí cumple}$$

Por la ubicación del eje neutro calculada la suposición inicial es correcta, toda el ala en compresión.

LFD: (8.16.3.2.2)

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.0253$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.0190$$

$$\rho \leq \rho_{max}$$

$$0.0206 \leq 0.0190 \quad \text{Sección insuficiente}$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Sea:  $h_v = 1200$  mm  $\omega_v = 9.1$  KN/m

Nervadura	V <sub>D</sub> (KN)	M <sub>D</sub> (KN*m)	Nervadura interior	M <sub>u</sub> = 2400 KN*m
Interior	160	599	Nervadura exterior	M <sub>u</sub> = 2288 KN*m
Exterior	208	780		

Si se asume: Varilla N° 8  $\emptyset = 25.4$  mm  $d_s = 1137$  mm  
 Recubrimiento (8.22.1)  $r = 50.0$  mm  $b_w = 400$  mm

$\rho = 0.0143$   $A_s = \rho \cdot b_w \cdot d_s$   $A_s = 6501$  mm<sup>2</sup>  
 $A_s = 65.01$  cm<sup>2</sup>

$\therefore$  Usar **14 N°8**  $A_s = 70.98$  cm<sup>2</sup>  
 $\rho = 0.0163$   
 $d_s = 1092$  mm

$\rho \leq \rho_{max}$   
 $0.0163 \leq 0.0190$  **Sí cumple**

**ASD:**

$\rho_b = \frac{f_c \cdot k_b}{2 \cdot f_s}$   $\rho_b = 0.0101$

$\rho \leq \rho_b$   
 $0.0233 \leq 0.0101$  **Sección insuficiente**

Sea:  $h = 1800$  mm  $\omega_v = 14.6$  KN/m

Nervadura	V <sub>D</sub> (KN)	M <sub>D</sub> (KN*m)	Nervadura interior	M <sub>diseño</sub> = 1499 KN*m
Interior	201	752	Nervadura exterior	M <sub>diseño</sub> = 1521 KN*m
Exterior	249	934		

Si se asume: Varilla N° 8  $\emptyset = 25.4$  mm  $d = 1737$  mm  
 Recubrimiento (8.22.1)  $r = 50.0$  mm  $b_w = 400$  mm

$k_b d = 582$  mm  $j_b d = 1543$  mm  $A_s = 5955$  mm<sup>2</sup>  
 $A_s = 59.55$  cm<sup>2</sup>

$\therefore$  Usar **12 N°8**  $A_s = 60.84$  cm<sup>2</sup>  
 $\rho = 0.0090$   
 $d = 1699$  mm

$\rho \leq \rho_b$   
 $0.0090 \leq 0.0101$  **Sí cumple**

Recalculando el valor de k:  $k^2 = 2 \cdot n \cdot \rho \cdot \left( -k' \right)$   $k = 0.32$   
 $M_{resistente} = 1.5E+03$  KN\*m

$M_{diseño} \leq M_{resistente}$   
 $1.5E+03 \leq 1.5E+03$  KN\*m **Sí cumple**

MEMORIA DE CÁLCULO

**C.4.13 Verificación de acero de refuerzo mínimo.-**

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \frac{a}{2} \right) \quad \rho_{min} = \frac{M_n}{b \cdot d_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \frac{a}{2} \right)} \quad \text{Valor crítico (M}_n=1.2M_{cr})$$

Módulo de sección:  $S_c = \frac{I_g}{y_t}$

En este caso en particular:  $M_{cr} = S_c \cdot f_r$

**LRFD:** (5.7.3.3.2)

$$I_g = 8.3E+10 \text{ mm}^4$$

$$y_t = 739 \text{ mm}$$

$$S_c = 1.1E+08 \text{ mm}^3$$

$$M_{cr} = 4.2E+02 \text{ KN*m}$$

$$\rho_{min} = 0.0027$$

$$\rho \geq \rho_{min}$$

$$0.0206 \geq 0.0027 \quad \text{Sí cumple}$$

**LFD:** (8.17.1)

$$I_g = 1.1E+11 \text{ mm}^4$$

$$y_t = 800 \text{ mm}$$

$$S_c = 1.3E+08 \text{ mm}^3$$

$$M_{cr} = 5.0E+02 \text{ KN*m}$$

$$\rho_{min} = 0.0025$$

$$\rho \geq \rho_{min}$$

$$0.0163 \geq 0.0025 \quad \text{Sí cumple}$$

**ASD:**

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$$\rho \geq \rho_{min}$$

$$0.0090 \geq 0.0033 \quad \text{Sí cumple}$$

**C.4.14 Acero de refuerzo en las caras de la nervadura.-**

Según los artículos (5.7.3.4-4) de LRFD y (8.17.2.1.3) de LFD y ASD, se proporcionará acero de refuerzo en las caras de la nervadura si  $d_s > 990 \text{ mm}$  y su espaciamiento máximo no excederá  $d_s/6$  ó  $300 \text{ mm}$ .

**LRFD:**  $A_{sk} \geq 0.001 \cdot \left( d_s - 760 \right)$   $A_{sk} = 0.227 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$A_{sk} \leq \frac{A_s}{1200}$$
 $A_{sk} = 2.27 \text{ cm}^2/\text{m}$ 

$$0.23 \leq 6.76 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Sí cumple}$$
 $A_{sk} = 2.04 \text{ cm}^2$

$\therefore$  Usar **2 N°4c/15 cm (en cada cara)**  $A_{sk} = 2.54 \text{ cm}^2$

MEMORIA DE CÁLCULO

**LFD:**  $A_{sk} \geq 0.001 \cdot \left( \phi_s - 760 \right)$   $A_{sk} = 0.398 \text{ mm}^2/\text{mm}$   
 $2 \cdot A_{sk} \leq 0.5 \cdot A_s$   $A_{sk} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $7.97 \leq 35.49 \text{ cm}^2$  **Sí cumple**  $A_{sk} = 3.98 \text{ cm}^2$

$\therefore$  Usar **4 N°4c/15 cm (en cada cara)**  $A_{sk} = 5.08 \text{ cm}^2$

**ASD:**  $A_{sk} \geq 0.001 \cdot \left( \phi_s - 760 \right)$   $A_{sk} = 1.127 \text{ mm}^2/\text{mm}$   
 $2 \cdot A_{sk} \leq 0.5 \cdot A_s$   $A_{sk} = 11.27 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $22.54 \leq 30.42 \text{ cm}^2$  **Sí cumple**  $A_{sk} = 18.03 \text{ cm}^2$

$\therefore$  Usar **10 N°5c/13 cm (en cada cara)**  $A_{sk} = 19.8 \text{ cm}^2$

**C.4.15 Cortante (asumiendo que no existe torsión).-**

**LRFD:**  $d_v \geq \begin{cases} d_e - 0.5 \cdot a = 946 \text{ mm} \\ 0.9 \cdot d_e = 888 \text{ mm} \\ 0.72 \cdot h_v = 792 \text{ mm} \end{cases}$   $b_v = 400 \text{ mm}$   
 $A_s = 8112 \text{ mm}^2$

Para el diseño por cortante se seguirán los siguientes pasos:

1. Calcular  $M_u$  y  $V_u$  a una distancia  $d_v$  de la cara interna del apoyo (5.8.3.2):

Sec.	N.E.		N.I.		$V^{\text{camion}}$ (KN)	$V^{\text{tandem}}$ (KN)	$V^{\text{carril}}$ (KN)	N.E.		N.I.	
	$V_{DC}$ (KN)	$V_{DW}$ (KN)	$V_{DC}$ (KN)	$V_{DW}$ (KN)				$V_{L+I}$ (KN)	$V_{L+I}$ (KN)	$V_u$ (KN)	$V_u$ (KN)
1	159	15	112	20	242	197	60	252	275	<b>628</b>	618
2	123	12	86	15	209	175	47	214	234	<b>517</b>	512
3	61	6	43	8	155	138	23	151	165	<b>332</b>	336

Sec.	N.E.		N.I.		$M^{\text{camion}}$ (KN*m)	$M^{\text{tandem}}$ (KN*m)	$M^{\text{carril}}$ (KN*m)	N.E.		N.I.	
	$M_{DC}$ (KN*m)	$M_{DW}$ (KN*m)	$M_{DC}$ (KN*m)	$M_{DW}$ (KN*m)				$M_{L+I}$ (KN*m)	$M_{L+I}$ (KN*m)	$M_u$ (KN*m)	$M_u$ (KN*m)
1	172	16	121	22	231	189	65	246	216	<b>634</b>	532
2	383	36	270	48	512	429	145	545	480	<b>1410</b>	1184
3	613	58	432	77	774	682	232	833	733	<b>2190</b>	2004

Se asume un apoyo de 200 m de largo, la sección 1 a 1000 mm, la sección 2 a 2500 mm y la sección 3 a 5000 mm del eje del apoyo.

2. Calcular la razón  $v_u/f'_c$ :  $v_u = \frac{V_u}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v}$

3. Estimar un valor inicial de  $\theta$  y calcular  $\epsilon_x$  (5.8.3.4.2-1):  $\epsilon_x = \frac{\left( \frac{M_u}{d_v} \right) + 0.5 \cdot V_u \cdot \tan\theta}{2 \cdot E_s \cdot A_s}$

4. Verificar necesidad de acero de refuerzo transversal:  $V_u > 0.5 \cdot \phi_v \cdot V_c$   
 $V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d_v \cdot b_v$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

5. Calcular la resistencia requerida por el acero de refuerzo del alma:  $V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d_v \cdot b_v$

6. Calcular el espaciamiento requerido (5.8.2.7):  $s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \tan\theta}{V_s}$

Si: N° 2.5  $A_v = 98 \text{ mm}^2$

Si:  $v_u < 0.125 \cdot f'_c$  entonces:  $s_{max} = 0.8 \cdot d_v \leq 600 \text{ mm}$   
 $v_u \geq 0.125 \cdot f'_c$  entonces:  $s_{max} = 0.4 \cdot d_v \leq 300 \text{ mm}$

7. Verificar refuerzo transversal mínimo (5.8.2.5):  $A_v \geq 0.083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y}$

8. Verificar la suficiencia del refuerzo longitudinal (5.8.3.5):  $A_s f_y \geq \frac{M_u}{\phi_f \cdot d_v} + \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s \right) \cdot \tan\theta$

Sec.	$v_u/f'_c$ (MPa)	1° Iteración			Verificar Paso 4	Requerido			Proporc.		Verificar Paso 7	Verificar Paso 8
		$\theta$ $\epsilon_x \cdot 1000$	$\theta$ $\epsilon_x \cdot 1000$	$\tan\theta$ $\beta$		$V_s$ (KN)	s (mm)	$s_{max}$ (mm)	s (mm)			
1	0.074	40 0.206	26.48 0.207	2.01 2.79	Requiere	259	302	600	200	Cumple	Cumple	
2	0.061	40 0.459	30.16 0.459	1.72 2.62	Requiere	163	412	600	200	Cumple	Cumple	
3	0.039	40 0.713	37.61 0.713	1.30 2.39	Requiere	-6	Mínimo	600	200	Cumple	Cumple	

**LFD:**

$d = 1092 \text{ mm}$   
 $b_v = 400 \text{ mm}$

Para el diseño por cortante se seguirán los siguientes pasos:

1. Calcular  $M_u$  y  $V_u$  a una distancia d de la cara interna del apoyo (5.8.3.2):

Sección	N.E.	N.I.	$V^{camion}$ (KN)	$V^{carril}$ (KN)	N.E.	N.I.	N.E.	N.I.
	$V_D$ (KN)	$V_D$ (KN)			$V_{L+1}$ (KN)	$V_{L+1}$ (KN)	$V_u$ (KN)	$V_u$ (KN)
1	180	138	242	60	171	217	605	<b>651</b>
2	139	106	209	47	148	188	501	<b>546</b>
3	69	53	155	23	109	139	328	<b>371</b>

Sección	N.E.	N.I.	$M^{camion}$ (KN*m)	$M^{carril}$ (KN*m)	N.E.	N.I.	N.E.	N.I.
	$M_D$ (KN*m)	$M_D$ (KN*m)			$M_{L+1}$ (KN*m)	$M_{L+1}$ (KN*m)	$M_u$ (KN*m)	$M_u$ (KN*m)
1	194	149	231	105	163	207	606	<b>644</b>
2	433	333	512	245	361	460	1348	<b>1431</b>
3	694	532	774	433	546	695	2088	<b>2202</b>

Se asume un apoyo de 200 m de largo, la sección 1 a 1000 mm, la sección 2 a 2500 mm y la sección 3 a 5000 mm del eje del apoyo.

**MEMORIA DE CÁLCULO**

2. Calcular la resistencia a cortante proporcionada por el concreto (8.16.6.2.1) y verificar límites:

$$V_c = \left[ 0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17.2 \cdot \rho_v \cdot \left( \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \right] \cdot b_v \cdot d \qquad V_c \leq 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d$$

3. Verificar necesidad de refuerzo transversal (8.16.6.3.1):  $V_u > \phi V_c$

4. Calcular la resistencia requerida por el acero de refuerzo del alma (8.16.6.1.1):

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad V_s \leq 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d$$

5. Calcular el espaciamiento requerido (8.16.6.3.2):  $s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$

Si: N° 2.5  $A_v = 98 \text{ mm}^2$

Cuando el refuerzo consista de estribos (8.19.3)  $s_{max} \leq \begin{cases} 0.5 \cdot d = 546 \text{ mm} \\ 610 \text{ mm} \end{cases}$

6. Verificar refuerzo transversal mínimo (8.19.1.2):  $A_v \geq \frac{0.345 \cdot b_v \cdot s}{f_y}$

Sección	V <sub>c</sub> (KN)	Verificar Paso 3	V <sub>s</sub> (KN)	s (mm)	s <sub>max</sub> (mm)	s (mm)	Verificar Paso 6
1	484 Cumple límite	Requiere	282 Cumple límite	159	546	150	Cumple
2	400 Cumple límite	Requiere	242 Cumple límite	185	546	150	Cumple
3	372 Cumple límite	Requiere	65 Cumple límite	690	546	250	Cumple

**ASD:**

$$d = 1699 \text{ mm}$$

$$b_v = 400 \text{ mm}$$

Para el diseño por cortante se seguirán los siguientes pasos:

1. Calcular M y V a una distancia d de la cara interna del apoyo (8.15.5.1.4)

Sección	N.E.	N.I.	V <sup>camion</sup> (KN)	V <sup>carril</sup> (KN)	N.E.	N.I.	N.E.	N.I.
	V <sub>D</sub> (KN)	V <sub>D</sub> (KN)			V <sub>L+1</sub> (KN)	V <sub>L+1</sub> (KN)	V <sub>diseño</sub> (KN)	V <sub>diseño</sub> (KN)
1	216	174	242	60	171	217	386	<b>391</b>
2	166	134	209	47	148	188	314	<b>322</b>
3	83	67	155	23	109	139	192	<b>206</b>

Sección	N.E.	N.I.	M <sup>camion</sup> (KN*m)	M <sup>carril</sup> (KN*m)	N.E.	N.I.	N.E.	N.I.
	M <sub>D</sub> (KN*m)	M <sub>D</sub> (KN*m)			M <sub>L+1</sub> (KN*m)	M <sub>L+1</sub> (KN*m)	M <sub>diseño</sub> (KN*m)	M <sub>diseño</sub> (KN*m)
1	232	187	231	105	163	207	440	<b>395</b>
2	519	418	512	245	361	460	979	<b>878</b>
3	830	669	774	433	546	695	1525	<b>1364</b>

Se asume un apoyo de 200 m de largo, la sección 1 a 1000 mm, la sección 2 a 2500 mm y la sección 3 a 5000 mm del eje del apoyo.

**MEMORIA DE CÁLCULO**

2. Calcular el esfuerzo cortante asumido por el concreto (8.15.5.2.1) y verificar límites:

$$v_c = 0.075 \cdot \sqrt{f'_c} + 7.58 \cdot \rho_V \cdot \left( \frac{V_{diseño} \cdot d}{M_{diseño}} \right) \quad v_c \leq 0.133 \cdot \sqrt{f'_c}$$

3. Verificar necesidad de refuerzo transversal (8.15.5.3.1):  $v_{diseño} \geq v_c$   $v_{diseño} = \frac{V_c}{b_V \cdot d}$

4. Calcular la resistencia requerida por el acero de refuerzo del alma (8.15.5.3.2):

$$v_s = v_{diseño} - v_c \quad v_s \leq 0.12 \cdot \sqrt{f'_c}$$

5. Calcular el espaciamiento requerido (8.15.5.3.2):  $s \leq \frac{A_v \cdot f_s}{v_s \cdot b_V}$

Si: N° 2.5  $A_v = 98 \text{ mm}^2$

Cuando el refuerzo consista de estribos (8.19.3):  $s_{max} \leq \begin{cases} 0.5 \cdot d = 850 \text{ mm} \\ 610 \text{ mm} \end{cases}$

6. Verificar refuerzo transversal mínimo (8.19.1.2):  $A_v \geq \frac{0.345 \cdot b_V \cdot s}{f_y}$

Sección	$v_c$ (MPa)	Verificar Paso 3	$v_s$ (MPa)	s (mm)	$s_{max}$ (mm)	s (mm)	Verificar Paso 6
1	0.49 Cumple límite	Requiere	0.09 Cumple límite	472	610	250	Cumple
2	0.42 Cumple límite	Requiere	0.06 Cumple límite	724	610	250	Cumple
3	0.39 Cumple límite	No	-0.09 Cumple límite	-	610	250	Cumple

**C.5 REQUERIMIENTOS DE SERVICIO**

**LRFD, LFD y ASD:** (5.7.3.4 y 8.16.8.4 respectivamente)

Se deberán dejar los siguientes recubrimientos: Nervadura: inferior 50 mm lateral 50 mm

**C.5.1 Control de agrietamiento.-**

Se verificará que:  $f_s \leq f_{sa} = \frac{Z}{d_c \cdot A^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 \cdot f_y$

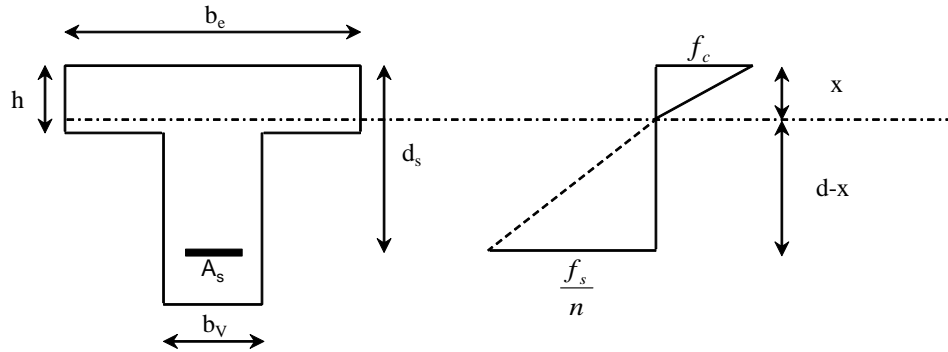
donde:

- A = Área de concreto que tiene el mismo centroide que el refuerzo principal a tensión (mm<sup>2</sup>)
- d<sub>c</sub> = Profundidad de concreto medida de la fibra extrema en tensión al centroide del refuerzo (mm)
- f<sub>s</sub> y f<sub>sa</sub> = Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo debido a las cargas de servicio (MPa)
- Z = Parámetro de ancho de grieta (N/mm) 3.0E+04 N/mm (Condición de exposición moderada)

Esfuerzo de tensión en el concreto:  $f_c = \frac{M \cdot y}{I_g} \leq 0.8 \cdot f_r$   $f_c \leq 2.5 \text{ MPa}$



MEMORIA DE CÁLCULO



Ubicación del eje neutro:  $0.5 \cdot b \cdot x^2 = n \cdot A_s \cdot (d - x)$

**LRFD:**

$A_s = 8112 \text{ mm}^2$   
 $b_e = 2000 \text{ mm}$   
 $b_v = 400 \text{ mm}$   
 $d = 987 \text{ mm}$   
 $h = 200 \text{ mm}$

$M = 1657 \text{ KN}^*\text{m}$

$x = 227 \text{ mm}$   
 $d-x = 760 \text{ mm}$

$I_{cr} = 4.7\text{E}+10 \text{ mm}^4$   
 $f_c = 14.8 \text{ MPa}$

**Sección agrietada**

**LFD:**

$A_s = 7098 \text{ mm}^2$   
 $b_e = 2000 \text{ mm}$   
 $b_v = 400 \text{ mm}$   
 $d = 1092 \text{ mm}$   
 $h = 200 \text{ mm}$

$M = 1367 \text{ KN}^*\text{m}$

$x = 226 \text{ mm}$   
 $d-x = 866 \text{ mm}$

$I_{cr} = 5.2\text{E}+10 \text{ mm}^4$   
 $f_c = 10.3 \text{ MPa}$

**Sección agrietada**

**ASD:**

$A_s = 6084 \text{ mm}^2$   
 $b_e = 2000 \text{ mm}$   
 $b_v = 400 \text{ mm}$   
 $d = 1699 \text{ mm}$   
 $h = 200 \text{ mm}$

$I_g = 3.4\text{E}+11 \text{ mm}^4$   
 $y = 1146 \text{ mm}$

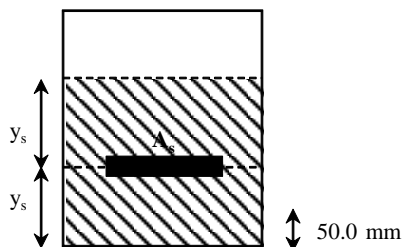
$M = 1521 \text{ KN}^*\text{m}$

$x = 269 \text{ mm}$   
 $d-x = 1430 \text{ mm}$

$I_{cr} = 1.2\text{E}+11 \text{ mm}^4$   
 $f_c = 5.2 \text{ MPa}$

**Sección agrietada**

Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo:



$$f_s = \frac{n \cdot M \cdot (d - x)}{I_{cr}} \leq \begin{cases} 0.6 \cdot f_y \\ f_{sa} \end{cases}$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{\epsilon_c \cdot A^{\frac{1}{3}}}$$

$$A = \frac{2 \cdot y_s \cdot b_v}{N}$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

<b>LRFD:</b>	$N = 16$ (número de varillas)	$f_{sa} = 244$ MPa
	$d_c = 50$ mm	$0.6 \cdot f_y = 252$ MPa
	$y_s = 739$ mm	$f_s = 224$ MPa
	$A = 3.7E+04$ mm <sup>2</sup>	<b>Sí cumple</b>
<b>LFD:</b>	$N = 14$ (número de varillas)	$f_{sa} = 228$ MPa
	$d_c = 50$ mm	$0.6 \cdot f_y = 252$ MPa
	$y_s = 800$ mm	$f_s = 190$ MPa
	$A = 4.6E+04$ mm <sup>2</sup>	<b>Sí cumple</b>
<b>ASD:</b>	$N = 12$ (número de varillas)	$f_{sa} = 192$ MPa
	$d_c = 50$ mm	$0.6 \cdot f_y = 252$ MPa
	$y_s = 1146$ mm	$f_s = 156$ MPa
	$A = 7.6E+04$ mm <sup>2</sup>	<b>Sí cumple</b>

**C.5.2 Deflexiones.-**

Debido a la carga muerta:

Factor para largo plazo:  $3 - 1.2 \cdot \left( \frac{A'_s}{A_s} \right) \geq 1.6$   $\Delta_D = \frac{5}{384} \cdot \frac{\omega_T \cdot S^4}{E_c \cdot I_e}$

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr}$$

<b>LRFD:</b>		$\omega_T = 26.8$ KN/m
$I_g = 8.3E+10$ mm <sup>4</sup>	$M_a = 755$ KN*m	instantánea $\Delta_D = 14$ mm
$I_{cr} = 4.7E+10$ mm <sup>4</sup>	$M_{cr} = 424$ KN*m	a largo plazo $\Delta_D = 42$ mm
$I_e = 5.3E+10$ mm <sup>4</sup>		
<b>LFD:</b>		$\omega_T = 27.7$ KN/m
$I_g = 1.1E+11$ mm <sup>4</sup>	$M_a = 780$ KN*m	instantánea $\Delta_D = 11$ mm
$I_{cr} = 5.2E+10$ mm <sup>4</sup>	$M_{cr} = 504$ KN*m	a largo plazo $\Delta_D = 34$ mm
$I_e = 6.7E+10$ mm <sup>4</sup>		
<b>ASD:</b>		$\omega_T = 33.2$ KN/m
$I_g = 3.4E+11$ mm <sup>4</sup>	$M_a = 934$ KN*m	instantánea $\Delta_D = 3$ mm
$I_{cr} = 1.2E+11$ mm <sup>4</sup>	$M_{cr} = 927$ KN*m	a largo plazo $\Delta_D = 8$ mm
$I_e = 3.3E+11$ mm <sup>4</sup>		

Debido a la carga viva:

De acuerdo con el artículo 2.5.2.6.2 de LRFD, la deflexión deberá tomarse de: camión de diseño ó el 25% del camión junto con el carril de diseño (3.6.1.3.2) la que resulte mayor.

De acuerdo con el artículo 8.9.3.1 de LFD y ASD, la deflexión deberá tomarse de: camión de diseño o el carril de diseño, la que resulte mayor.

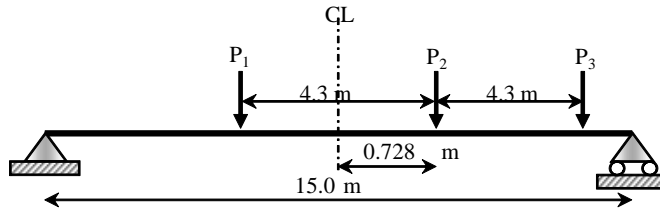
MEMORIA DE CÁLCULO

Deflexión admisible  $\Delta_{LL+I} = \frac{\text{Tramo (mm)}}{800}$   $\Delta_{LL+I} = 19 \text{ mm}$

Factor de distribución,  $mg$

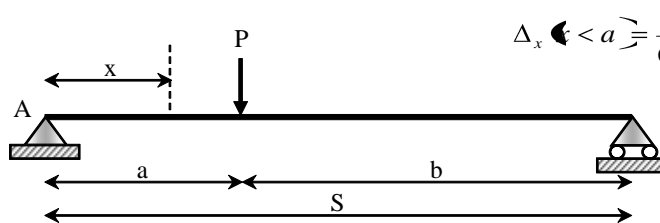
$mg = \frac{N_L}{N_V}$   $N_L = 2$   $mg = 0.50$   
 $N_V = 4$

Camión de diseño



$FI = 1.33$  LRFD  
 $I = 1.28$  LFD, ASD

Del manual de la AISC (1994) - Caso 8



$\Delta_x \ll a \Rightarrow \frac{P \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot I \cdot S} (a^2 - b^2 - x^2)$

**LRFD:** Momento actuante:  $M_a = 1439 \text{ KN}\cdot\text{m}$

	P (KN)	$I_e$ ( $\text{mm}^4$ )	x (mm)	a (mm)	b (mm)	$\Delta$ (mm)
P <sub>1</sub>	96.4		8228	11072	3928	4
P <sub>2</sub>	96.4	4.9E+10	6772	8228	6772	6
P <sub>3</sub>	23.3		6772	12528	2472	1

$\Delta_{\text{camion}} = 10 \text{ mm}$

**LFD:** Momento actuante:  $M_a = 1314 \text{ KN}\cdot\text{m}$

	P (KN)	$I_e$ ( $\text{mm}^4$ )	x (mm)	a (mm)	b (mm)	$\Delta$ (mm)
P <sub>1</sub>	93.0		8228	11072	3928	4
P <sub>2</sub>	93.0	5.6E+10	6772	8228	6772	5
P <sub>3</sub>	22.5		6772	12528	2472	1

$\Delta_{\text{camion}} = 9 \text{ mm}$

**ASD:** Momento actuante:  $M_a = 1467 \text{ KN}\cdot\text{m}$

	P (KN)	$I_e$ ( $\text{mm}^4$ )	x (mm)	a (mm)	b (mm)	$\Delta$ (mm)
P <sub>1</sub>	93.0		8228	11072	3928	1
P <sub>2</sub>	93.0	1.7E+11	6772	8228	6772	2
P <sub>3</sub>	22.5		6772	12528	2472	0

$\Delta_{\text{camion}} = 3 \text{ mm}$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Carril de diseño:

$$\omega = FI \cdot q \cdot mg \qquad \Delta_{carril} = \frac{5 M \cdot S^2}{48 E_c \cdot I_e}$$

$$M = \frac{\omega \cdot S^2}{8} \qquad \Delta_{\downarrow} = \frac{P \cdot S^3}{48 \cdot E_c \cdot I_e}$$

	$\omega$ (N/mm)	M (N*mm)	$\Delta_{carril}$ (mm)	$\Delta_{\downarrow}$ (mm)
LRFD	6.2	1.7E+08	3	-
LFD	6.0	1.7E+08	3	6
ASD	6.0	1.7E+08	1	2

En LRFD, de las dos condiciones de carga, la más crítica resulta la del camión de diseño:

$$\Delta_{camion} \leq \Delta_{LL+I}$$

$$10 \leq 19 \text{ mm} \quad \text{Sí cumple}$$

En LFD y ASD, de las dos condiciones de carga, la más crítica resulta la del camión de diseño:

$$\Delta_{camion} \leq \Delta_{LL+I}$$

$$9 \leq 19 \text{ mm} \quad \text{Sí cumple}$$

**C.5.3 Fatiga.-**

Se verificará que:

$$f_f \geq f_{max}$$

$$f_f \leq 145 - 0.33 \cdot f_{min} + 55 \cdot \left(\frac{r}{h}\right)$$

$$f_f = 161.5 \text{ MPa}$$

$$f_{min} = 0.00$$

$$\frac{r}{h} = 0.30$$

**LRFD:** (5.5.3.2)

Combinación de carga para fatiga:  $U = 0.75 \cdot (L + IM)$   $IM = 15 \%$

Momento debido a la carga de fatiga:

$M = 6.0E+08 \text{ N*mm}$

Momento factorizado para la condición de fatiga (por carril):

$M = 2.8E+08 \text{ N*mm}$

Esfuerzo de tensión debido al camión de diseño:

$f_{max} = 38.5 \text{ MPa}$

**Sí cumple**

**LFD:** (8.16.8.3)

Momento debido a la carga de fatiga:

$M = 8.3E+08 \text{ N*mm}$

Momento factorizado para la condición de fatiga (por carril):

$M = 7.5E+08 \text{ N*mm}$

Esfuerzo de tensión debido al camión de diseño:

$f_{max} = 103.6 \text{ MPa}$

**Sí cumple**

**ASD:** (8.16.8.3)

Momento debido a la carga de fatiga:

$M = 8.3E+08 \text{ N*mm}$

Momento factorizado para la condición de fatiga (por carril):

$M = 7.5E+08 \text{ N*mm}$

Esfuerzo de tensión debido al camión de diseño:

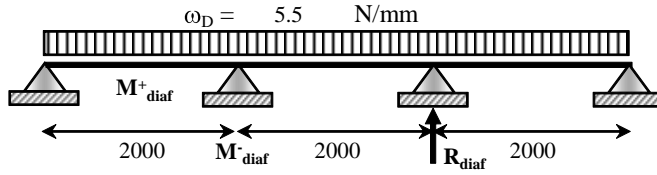
$f_{max} = 76.4 \text{ MPa}$

**Sí cumple**

MEMORIA DE CÁLCULO

C.6 DISEÑO DEL DIAFRAGMA

Se proveerán diafragmas en la zona de los apoyos y también en el centro del claro.



$$b_{diaf} = 200 \text{ mm}$$

$$h_{diaf} = 600 \text{ mm}$$

Efectos debidos a otras cargas

Ancho de losa,  $b_{losa} = 600 \text{ mm}$   
 Espesor del tablero,  $h = 200 \text{ mm}$

$$M^+_{diaf} = 1.8 \text{ KN*m}$$

$$M^-_{diaf} = 2.1 \text{ KN*m}$$

$$R_{diaf} = 6.5 \text{ KN}$$

	$M_u^+$ (KN*m)	$M_u^-$ (KN*m)	$V_u$ (KN)	$M^+$ (KN*m)	$M^-$ (KN*m)	$V$ (KN)
LRFD	2.1	2.5	7.7	-	-	-
LFD	2.3	2.7	8.5	-	-	-
ASD	-	-	-	1.8	2.1	6.5

Diseño por flexión.-

Siguiendo el mismo procedimiento que para la nervadura se tiene:

LRFD, LFD y ASD:

Momento positivo: Usar 2 N° 5  
 Momento negativo: Usar 2 N° 4

$$A_s = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.54 \text{ cm}^2$$

Diseño por cortante.-

Siguiendo el mismo procedimiento que para la nervadura se tiene:

LRFD, LFD y ASD: Usar estribos N° 3 cada 30 cm

## **D. Memoria de cálculo-viga de concreto presforzado**

**MEMORIA DE CÁLCULO**

**D.1 DESCRIPCIÓN**

Viga de concreto presforzado, con una longitud entre ejes de apoyos de 30 m, simplemente apoyada, la separación entre ejes de viga será de 2.0 m, soportando 2 carriles de tránsito de 3.60 m de ancho, y barreras tipo TL-4.

**Filosofías de diseño:** LRFD (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2004)  
LFD (AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002)

**D.2 CONDICIONES DE DISEÑO (GEOMETRÍA)**

Longitud entre ejes de apoyo, S	30.0	m		
Longitud entre ejes de vigas, S <sub>v</sub>	2.0	m		
Número de carriles de tráfico, N <sub>L</sub>	2			
Ancho de la calzada, w	7.2	m		
Ancho físico entre los bordes del puente, W	8.0	m		
Factor de multipresencia, m			LRFD	LFD
	1 carril cargado =	1.2		1.0
	2 carriles cargados =	1.0		1.0

**D.3 MATERIALES**

**Concreto reforzado (losa).-**

Espesor estructural de la losa	$h =$	200	mm
Resistencia especificada a los 28 días, $f'_c$		25	MPa
Densidad de masa, $\rho$		2320	kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad, $E_c = 4800 \cdot \sqrt{f'_c}$		24000	MPa
Módulo de ruptura, $f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c}$		3.2	MPa

**Concreto presforzado (viga).-**

Resistencia especificada a los 28 días, $f'_c$		35	MPa
Resistencia especificada al momento de la transferencia,	LRFD	$f'_{ci} =$	35 MPa
	LFD	$f'_{ci} =$	35 MPa
Módulo de elasticidad, $E_c = 4800 \cdot \sqrt{f'_c}$		28397	MPa

Esfuerzos límite temporales - antes de las pérdidas:

Compresión:	$f_{ci} = 0.60 \cdot f'_{ci}$	21.0	MPa
Tensión:	$f_{ti} = 0.63 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$	3.7	MPa

Esfuerzos límite en el estado límite de servicio - después de las pérdidas:

Caso 1.- Debido a la suma del presfuerzo efectivo, cargas permanentes y transitorias y durante el transporte e instalación.

Compresión 1:	$f_c = 0.60 \cdot \phi_w \cdot f'_c$	Viga	21.0	MPa
	$\phi_w = 1.0$ (secciones sólidas)	Tablero	15.0	MPa

Caso 2.- Después de las pérdidas debido a la carga viva mas un medio de la suma del presfuerzo efectivo y cargas permanentes.

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Compresión 2:  $f_c = 0.40 \cdot f'_c$  14.0 MPa

Caso 3.- Después de las pérdidas debido a la suma del presfuerzo efectivo y cargas permanentes.

Compresión 3:  $f_c = 0.45 \cdot f'_c$  15.8 MPa  
 Tensión:  $f_t = 0.50 \cdot \sqrt{f'_c}$  3.0 MPa

**Acero de refuerzo ordinario (Grado 60).-**

Límite de fluencia,  $f_y$  420 MPa  
 Módulo de elasticidad,  $E_s$  200000 MPa

**Acero de presfuerzo (Grado 270, baja relajación).-**

Resistencia especificada del acero de presfuerzo,  $f_{pu}$  1860 MPa  
 Límite de fluencia del acero de presfuerzo,  $f_{py} = 0.90 \cdot f_{pu}$  1674 MPa  
 Módulo de elasticidad,  $E_p$  197000 MPa  
 Diámetro toron,  $\varnothing_{toron}$  12.7 mm  
 Área toron,  $A_{toron}$  98.7 mm<sup>2</sup>

Esfuerzos límite para los torones:

Al momento del tesado  $f_{pj} = 0.78 \cdot f_{pu}$  1451 MPa  
 Después de la transferencia  $f_{pt} = 0.75 \cdot f_{pu}$  1395 MPa  
 Después de las pérdidas (Servicio)  $f_{pe} = 0.80 \cdot f_{py}$  1339 MPa

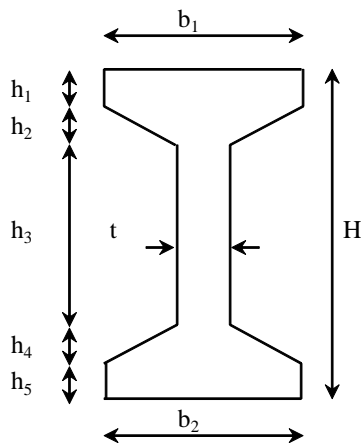
**Superficie de rodamiento.-**

Densidad de masa,  $\rho_{DW}$  2250 kg/m<sup>3</sup>  
 Espesor,  $h_{DW}$  0.07 m

**D.4 ANÁLISIS Y DISEÑO**

**D.4.1 Predimensionamiento.-**

En función de la longitud del tramo, se adopta la sección AASHTO Tipo IV modificada (unidades de longitud en milímetros).



	$y_{cg}$ (mm)	$e_g$ (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	$I_v$ (mm <sup>4</sup> )	$S_{Vsup}$ (mm <sup>3</sup> )	$S_{Vinf}$ (mm <sup>3</sup> )
LRFD	708	942	5.4E+05	1.5E+11	1.8E+08	2.1E+08
LFD	615	835	5.0E+05	1.0E+11	1.4E+08	1.7E+08



**MEMORIA DE CÁLCULO**

	h <sub>1</sub> (mm)	h <sub>2</sub> (mm)	h <sub>3</sub> (mm)	h <sub>4</sub> (mm)	h <sub>5</sub> (mm)	H (mm)	b <sub>1</sub> (mm)	b <sub>2</sub> (mm)	t (mm)
LRFD	200	150	770	230	200	1550	500	660	200
LFD	200	150	570	230	200	1350	500	660	200

**D.4.2 Dimensiones extremas.-**

**LRFD:** (5.14.1.2.2)  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Ala superior} \geq 50 \text{ mm} \\ \text{Alma} \geq 125 \text{ mm} \\ \text{Ala inferior} \geq 125 \text{ mm} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{SÍ cumple} \\ \text{SÍ cumple} \\ \text{SÍ cumple} \end{array}$

**D.4.3 Peralte estructural mínimo.-**

**LRFD:** 2.5.2.6.3-1  $h_{min} = 0.045 \cdot S$   $h_{min} = 1350 \text{ mm}$

**LFD:** A falta de una expresión para el caso de elementos (vigas) presforzados, se recomienda que el peralte estructural mínimo del elemento sea la longitud entre ejes de apoyo dividida entre 20.

**D.4.4 Ancho efectivo.-**

**LRFD y LFD:** (4.6.2.6 y 8.10.1 respectivamente)

Vigas interiores

Vigas exteriores

$$b_i \leq \begin{cases} 0.25 \cdot S = 7500 \text{ mm} \\ 12 \cdot h + 0.5 \cdot b_f = 2650 \text{ mm} \\ S_{v \text{ promedio}} = \mathbf{2000} \text{ mm} \end{cases} \quad b_e - 0.5 \cdot b_i \leq \begin{cases} 0.125 \cdot S = 3750 \text{ mm} \\ 6 \cdot h + 0.25 \cdot b_f = 1325 \text{ mm} \\ L_{voladizo} = \mathbf{1000} \text{ mm} \end{cases}$$

$b_i = 2000 \text{ mm}$

$b_e = 2000 \text{ mm}$

Se adopta  $b_e = 2000 \text{ mm}$

**D.4.5 Factores de distribución de carga.-**

**LRFD:** (4.6.2.2)

$$\begin{cases} 1100 \leq S_v \leq 4900 & S_v = 2000 \text{ mm} \\ 110 \leq h \leq 300 & h = 200 \text{ mm} \\ 6000 \leq S \leq 73000 & S = 30000 \text{ mm} \\ N_v \geq 4 & N_v = 4 \\ 4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12} & K_g = 7.4E+11 \text{ mm}^4 \end{cases} \quad n = \sqrt{\frac{f'_{c \text{ viga}}}{f'_{c \text{ losa}}}} \quad K_g = n \cdot \left( \sum A_v \cdot e_g^2 \right)$$

Momento:

Viga interior (4.6.2.2.2b-1):

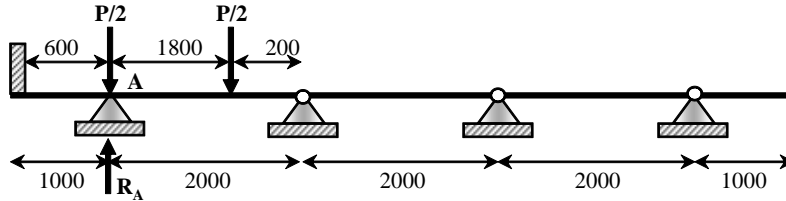
1 Carril cargado  $mg_M^{SI} = 0.06 + \left( \frac{S_v}{4300} \right)^{0.4} \cdot \left( \frac{S_v}{S} \right)^{0.3} \cdot \left( \frac{K_g}{S \cdot h^3} \right)^{0.1}$   $mg_M^{SI} = 0.426$

MEMORIA DE CÁLCULO

2 Carriles cargados  $mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S_V}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S_V}{S}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{S \cdot h^3}\right)^{0.1}$   $mg_M^{MI} = 0.596$

Viga exterior (4.6.2.2.2d-1):

1 Carril cargado (Regla de nivel)  $mg_M^{SE} = 0.660$



2 Carriles Cargados  $mg_M^{ME} = e \cdot mg_M^{MI}$   $mg_M^{ME} = 0.587$   
 $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 0.98$

Cortante:

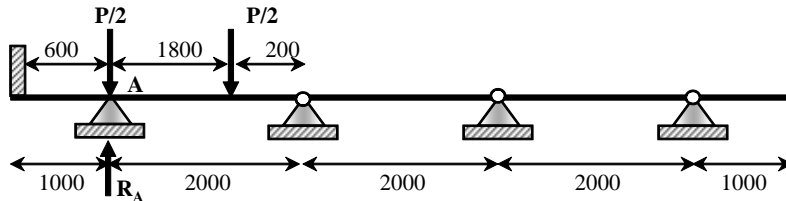
Viga interior (4.6.2.2.3a-1):

1 carril cargado  $mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{S_V}{7600}$   $mg_V^{SI} = 0.623$

2 carriles cargados  $mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{S_V}{3600} - \left(\frac{S_V}{10700}\right)^2$   $mg_V^{MI} = 0.721$

Viga exterior (4.6.2.2.2b-1):

1 Carril cargado (Regla de nivel)  $mg_V^{SE} = 0.660$



2 Carriles Cargados  $mg_V^{ME} = e \cdot mg_V^{MI}$   $mg_V^{ME} = 0.576$   
 $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000} = 0.80$

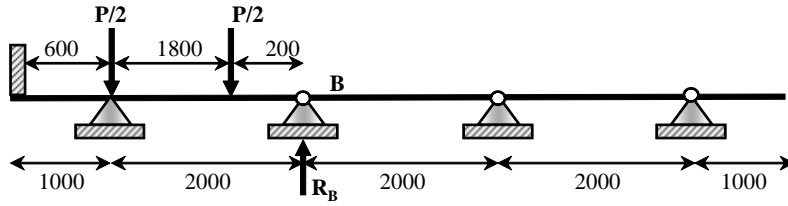
**LFD:**

Viga interior: (Regla de nivel)

MEMORIA DE CÁLCULO

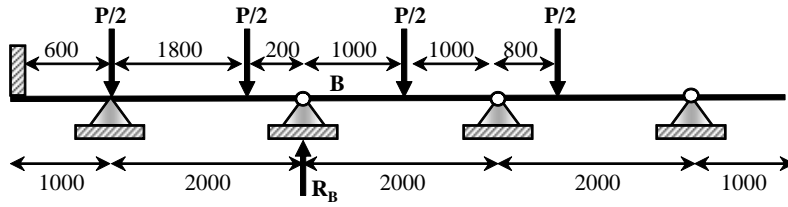
1 Carril cargado

$$mg_{M,V}^{SI} = 0.450$$



2 Carriles cargados

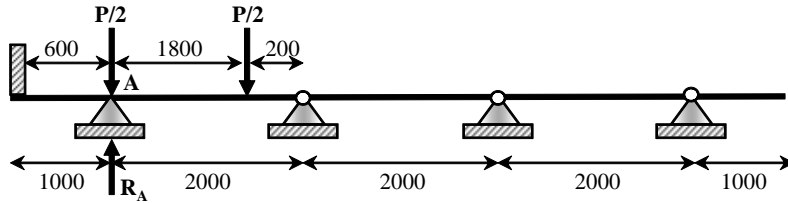
$$mg_{M,V}^{MI} = 0.700$$



Viga exterior: (Regla de nivel)

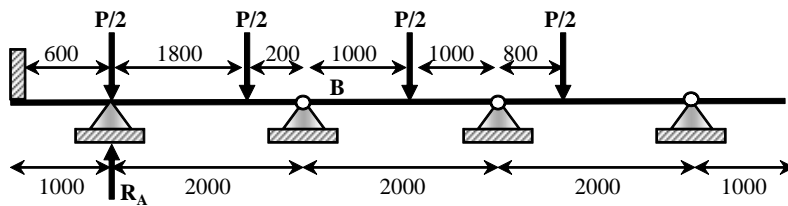
1 Carril cargado

$$mg_{M,V}^{SE} = 0.550$$



2 Carriles Cargados

$$mg_{M,V}^{ME} = 0.550$$



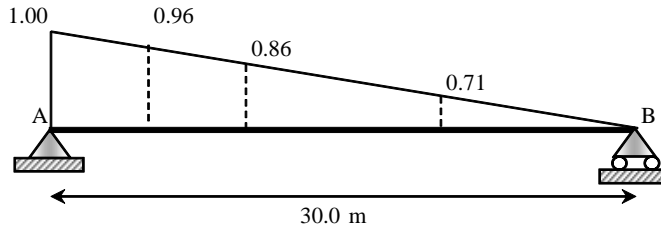
**D.4.6 Efectos debidos a la carga viva.-**

**LRFD:** La carga viva en puentes consistirá en una combinación de: camión o tandem de diseño con el carril de diseño (3.6.1.2).

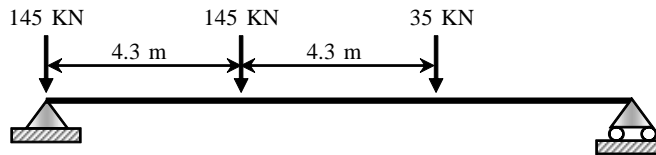
**LFD:** La carga viva en puentes resultará de la consideración del camión o el carril de diseño (3.7.1).

MEMORIA DE CÁLCULO

Cortante:

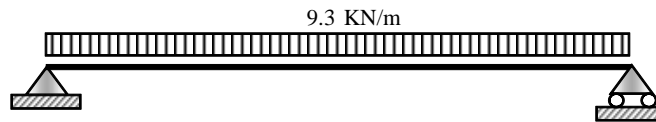


Línea de influencia para cortante



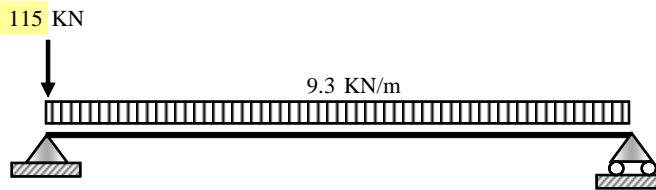
Camión de diseño

$$V_A^{camion} = 294.2 \text{ KN}$$



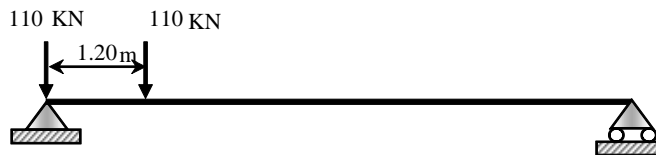
Carril de diseño (LRFD)

$$V_A^{carril} = 139.5 \text{ KN}$$



Carril de diseño (LFD)

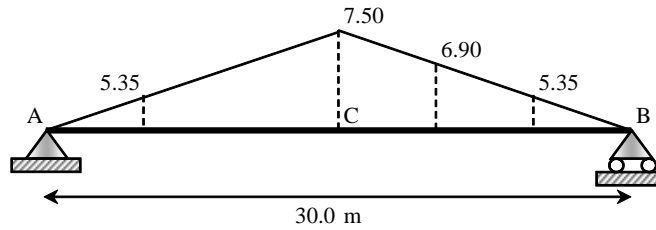
$$V_A^{carril} = 254.5 \text{ KN}$$



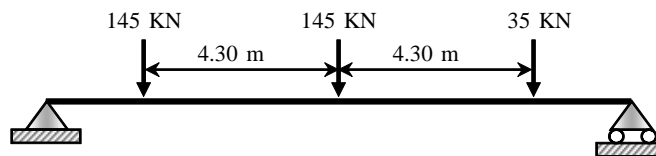
Tandem de diseño

$$V_A^{tandem} = 215.6 \text{ KN}$$

Momento:



Línea de influencia para momento

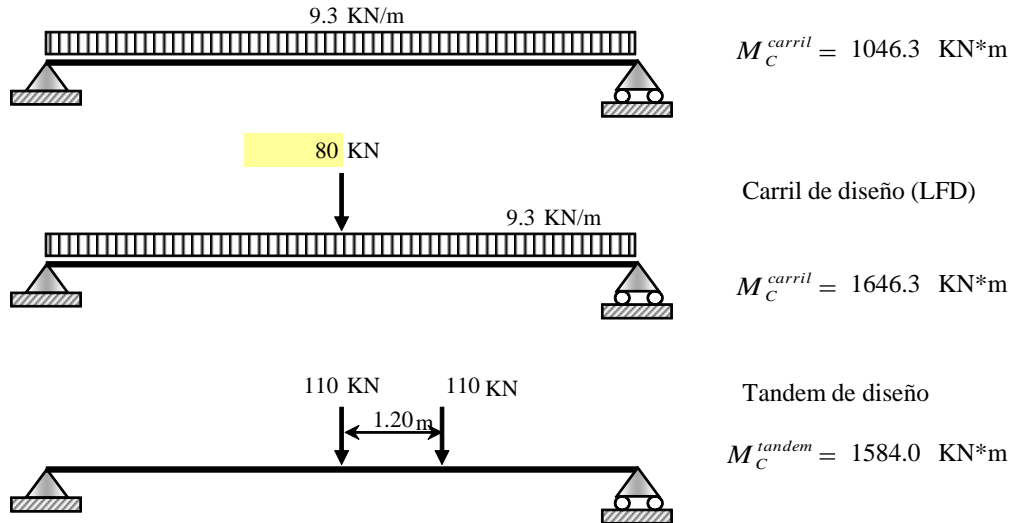


Camión de diseño

$$M_C^{camion} = 2050.5 \text{ KN*m}$$

Carril de diseño (LRFD)

MEMORIA DE CÁLCULO



D.4.7 Factor de impacto.-

LRFD: (3.6.2.1)  $FI = \left(1 + \frac{IM}{100}\right)$   $IM = 33.0 \%$   
 $FI = 1.33$

donde:

FI = Factor de impacto (no se aplica al carril de diseño 3.6.2.1)

IM = Incremento por carga vehicular dinámica, 33% (Tabla 3.6.2.1-1)

∴ Valores críticos considerando impacto

$V_{L+I} = 530.8 \text{ KN}$   
 $M_{L+I} = 3773.4 \text{ KN*m}$

Viga	$V_{L+I}$ (KN)	$M_{L+I}$ (KN*m)
Interior	382.5	2249.3
Exterior	350.3	2490.5

LFD: (3.8.1.2)  $I = \frac{15000}{S + 38000} \leq 30\%$   $I = 22.1 \%$   
 $I = 1.22$

∴ Valores críticos considerando impacto

$V_{L+I} = 359.1 \text{ KN}$   
 $M_{L+I} = 2502.8 \text{ KN*m}$

Viga	$V_{L+I}$ (KN)	$M_{L+I}$ (KN*m)
Interior	251.4	1752.0
Exterior	197.5	1376.5

D.4.8 Efectos debidos a otras cargas.-

Viga interior: Losa  $\omega_s = \rho_{concreto} \cdot h \cdot S_v$   
 Viga  $\omega_v = \rho_{concreto} \cdot A_v$   
 Superficie de rodamiento  $\omega_{DW} = \rho_{DW} \cdot h_{DW} \cdot S_v$   
 Diafragma (cada 1/3 S)  $P_{diaf} = \rho_{concreto} \cdot b_{diaf} \cdot h_{diaf} \cdot S_{diaf}$

	$\omega_s$ (KN/m)	$\omega_v$ (KN/m)	$P_{diaf}$ (KN)	$\omega_{DC}$ (KN/m)	$\omega_{DW}$ (KN/m)	$\omega_D$ (KN/m)
LRFD	9.1	12.2	8.2	21.3	3.1	-
LFD	9.1	11.3	8.2	-	3.1	23.5



MEMORIA DE CÁLCULO

Resumen LRFD:

		Viga Exterior				
Efecto de fuerza		Distancia desde el eje del apoyo (mm)				
Momento (KN*m)		0	3750	7500	11250	15000
Viga peso propio		0	602	1032	1290	1375
DC <sub>ext</sub> + Diafragma		0	1420	2439	3026	3232
DW		0	114	196	245	261
Camión		0	933	1573	1943	2050
Tandem		0	693	1188	1485	1584
Carril de carga		0	458	785	981	1046
mg <sub>M</sub> *M <sub>LL+IM</sub>		0	1121	1898	2353	2490
Cortante (KN)		0	3750	7500	11250	15000
DC <sub>ext</sub> + Diafragma		432	325	218	107	0
DW		35	26	17	9	0
Camión		294	254	213	172	132
Tandem		216	188	161	133	106
Carril de carga		140	107	78	54	35
mg <sub>V</sub> *M <sub>LL+IM</sub>		350	293	239	187	139
Servicio I	M <sub>s</sub> (KN*m)	0	2655	4533	5624	5983
	V <sub>s</sub> (KN)	817	644	474	303	139
Resistencia I	M <sub>u</sub> (KN*m)	0	3703	6316	7834	8329
	V <sub>u</sub> (KN)	1142	908	679	450	230

		Viga Interior				
Efecto de fuerza		Distancia desde el eje del apoyo (mm)				
Momento (KN*m)		0	3750	7500	11250	15000
Viga peso propio		0	602	1032	1290	1375
DC <sub>int</sub> + Diafragma		0	1080	1861	2280	2440
DW		0	152	261	326	348
Camión		0	933	1573	1943	2050
Tandem		0	693	1188	1485	1584
Carril de carga		0	458	785	981	1046
mg <sub>M</sub> *M <sub>LL+IM</sub>		0	1012	1714	2125	2249
Cortante (KN)		0	3750	7500	11250	15000
DC <sub>int</sub> + Diafragma		328	248	168	80	0
DW		46	35	23	12	0
Camión		294	254	213	172	132
Tandem		216	188	161	133	106
Carril de carga		140	107	78	54	35
mg <sub>V</sub> *M <sub>LL+IM</sub>		382	320	261	204	151
Servicio I	M <sub>s</sub> (KN*m)	0	2245	3836	4731	5037
	V <sub>s</sub> (KN)	757	603	452	296	151
Resistencia I	M <sub>u</sub> (KN*m)	0	3174	5418	6688	7115
	V <sub>u</sub> (KN)	1089	874	664	450	251

MEMORIA DE CÁLCULO

Resumen LFD:

Viga Exterior						
Efecto de fuerza		Distancia desde el eje del apoyo (mm)				
Momento (KN*m)		0	3750	7500	11250	15000
Viga peso propio		0	557	955	1194	1273
D <sub>ext</sub> + Diafragma		0	1490	2558	3175	3391
D <sub>DW</sub>		0	114	196	245	261
Camión		0	933	1573	1943	2050
Carril de carga		0	608	1085	1431	1646
mg <sub>M</sub> *M <sub>L+I</sub>		0	626	1056	1304	1377
Cortante (KN)		0	3750	7500	11250	15000
D <sub>ext</sub> + Diafragma		453	341	229	112	0
D <sub>DW</sub>		35	26	17	9	0
Camión		294	254	213	172	132
Carril de carga		255	220	185	150	115
mg <sub>V</sub> *M <sub>L+I</sub>		197	170	143	116	88
Servicio	M <sub>s</sub> (KN*m)	0	2116	3614	4479	4767
	V <sub>s</sub> (KN)	651	511	372	228	88
Resistencia	M <sub>u</sub> (KN*m)	0	3296	5618	6959	7396
	V <sub>u</sub> (KN)	1018	813	608	397	192

Viga Interior						
Efecto de fuerza		Distancia desde el eje del apoyo (mm)				
Momento (KN*m)		0	3750	7500	11250	15000
Viga peso propio		0	557	955	1194	1273
D <sub>int</sub> + Diafragma		0	1188	2045	2510	2685
D <sub>DW</sub>		0	152	261	326	348
Camión		0	933	1573	1943	2050
Carril de carga		0	608	1085	1431	1646
mg <sub>M</sub> *M <sub>L+I</sub>		0	797	1344	1660	1752
Cortante (KN)		0	3750	7500	11250	15000
D <sub>int</sub> + Diafragma		361	273	184	88	0
D <sub>DW</sub>		46	35	23	12	0
Camión		294	254	213	172	132
Carril de carga		255	220	185	150	115
mg <sub>V</sub> *M <sub>L+I</sub>		251	217	182	147	113
Servicio	M <sub>s</sub> (KN*m)	0	1984	3388	4170	4437
	V <sub>s</sub> (KN)	612	489	366	235	113
Resistencia	M <sub>u</sub> (KN*m)	0	3274	5575	6866	7294
	V <sub>u</sub> (KN)	1015	825	635	434	244

D.5 REQUERIMIENTOS DE SERVICIO

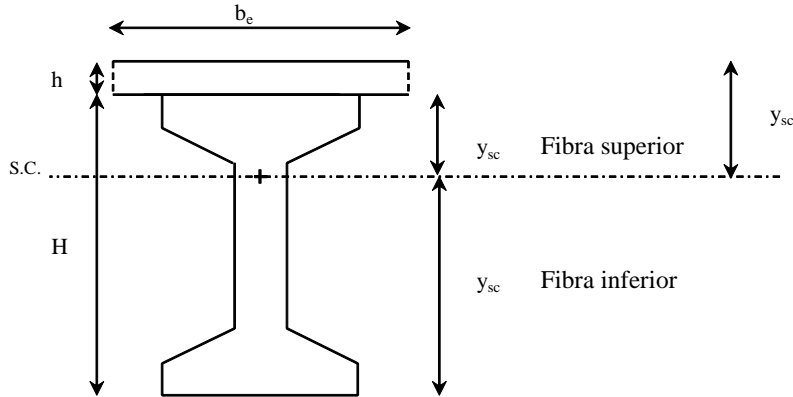
D.5.1 Sección compuesta.-

$$n = \sqrt{\frac{f'_{c\ viga}}{f'_{c\ losa}}}$$

Recubrimiento viga:  $n = 1.18$   
 $r = 25$  mm



MEMORIA DE CÁLCULO



	F. Sup.		F. Inf.	I <sub>sc</sub> (mm <sup>4</sup> )	F. Sup.	F. Sup.	F. Inf.
	y <sub>sc</sub> (mm)	y <sub>sc</sub> (mm)	y <sub>sc</sub> (mm)		S <sub>sc losa</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>sc viga</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>sc viga</sub> (mm <sup>3</sup> )
LRFD	526	326	1224	3.7E+11	7.0E+08	1.1E+09	3.0E+08
LFD	452	252	1098	2.7E+11	6.0E+08	1.1E+09	2.5E+08

D.5.2 Cálculo del número de torones (viga exterior a medio tramo).-

$$f_{inf} = -\frac{F_p}{A_v} - \frac{F_p \cdot e_g}{S_{Vinf}} + \frac{M_v + M_{DS}}{S_{Vinf}} + \frac{M_{DA} + M_{LL+IM}}{S_{scinf viga}} \leq f_t$$

donde:

e<sub>g</sub> = Distancia entre el centro de gravedad de la viga y el centroide del acero de presfuerzo (mm)

F<sub>p</sub> = Fuerza de presfuerzo (N)

M<sub>v</sub> = Momento debido al peso propio de la viga (N\*mm)

M<sub>DS</sub> = Momento debido al peso propio de losa + voladizo + diafragma (N\*mm)

M<sub>DA</sub> = Momento debido al peso propio de barrera + capa de rodadura (N\*mm)

M<sub>LL+IM</sub> = Momento debido a la carga viva mas impacto (N\*mm)

Acero de refuerzo ordinario para flexión:

Fibra inferior	6 N° 4	Ø = 12.7 mm	A <sub>s</sub> = 760 mm <sup>2</sup>
Fibra superior	6 N° 4	Ø = 12.7 mm	A <sub>s</sub> = 760 mm <sup>2</sup>

Acero de refuerzo ordinario para cortante:

1 N° 3	Ø = 9.5 mm	A <sub>v</sub> = 71 mm <sup>2</sup>
--------	------------	-------------------------------------

$$A_{sp} = \frac{F_p}{0.8 \cdot f_{py}}$$

$$\#Torones = \frac{A_{sp}}{A_{toron}}$$

	e <sub>g</sub> (mm)	F <sub>p</sub> (N)	A <sub>sp</sub> (mm <sup>2</sup> )	#Toron	#Toron	A <sub>sp</sub> (mm <sup>2</sup> )
LRFD	629	3.9E+06	2918	30	48	4738
LFD	536	3.8E+06	2859	29	46	4541

MEMORIA DE CÁLCULO

D.5.3 Revisión preliminar de requerimiento de resistencia (Collins and Mitchell, 1991).-

$$\phi M_n = \phi \cdot (A_{sp} \cdot 0.95 \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y) \cdot 0.9 \cdot h$$

LRFD:

$$\phi = 0.90 + 0.10 \cdot PPR = 1.00$$

$$PPR = \frac{A_{sp} \cdot f_{py}}{A_{sp} \cdot f_{py} + A_s \cdot f_y} = 0.96$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$1.4E+10 \geq 8.3E+09 \text{ N*mm} \quad \text{Sí cumple}$$

LFD:

$$\phi = 1.00$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$1.2E+10 \geq 7.4E+09 \text{ N*mm} \quad \text{Sí cumple}$$

D.5.4 Pérdidas de presfuerzo.-

Acortamiento elástico:  $\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$  LRFD (5.9.5.2.3a)

Relajación:  $\Delta f_{pR} = \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2}$

Relajación instantánea (5.9.5.4.4):  $\Delta f_{pR1} = \frac{\log(4 \cdot t)}{40} \left[ \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] \cdot f_{pj}$   $t = 4$  días

Contracción:  $\Delta f_{pSR} = 117 - 1.03 \cdot H$   $H = 70$  %

Relajación diferida: LRFD (5.9.5.4.4)  $\Delta f_{pR2} = 0.3 \cdot [38 - 0.4 \cdot \Delta f_{pES} - 0.2 \cdot (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})]$

LFD (9.16.2.1.4)  $\Delta f_{pR2} = 34 - 0.10 \cdot \Delta f_{pES} - 0.05 \cdot (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$

Flujo plástico:  $\Delta f_{pCR} = 12.0 \cdot f_{cgp} - 7.0 \cdot \Delta f_{cdp} \geq 0$

LRFD			Separación entre torones:	$S_{\text{toron}} = 50$ mm
En el centro del tramo				
N	y	N*y	Excentricidad a medio tramo:	$\bar{y}_V = 708$ mm
10	79	786		
10	129	1286		$e_{CL} = 527$ mm
10	179	1786		
8	229	1828		
6	279	1671		
4	329	1314		
48		8670		

**MEMORIA DE CÁLCULO**

LFD			Separación entre torones:	$S_{toron} = 50$ mm
En el centro del tramo			Excentricidad a medio tramo:	$\bar{y}_V = 615$ mm
N	y	N*y		$\bar{y} = 174$ mm
10	79	786		$e_{CL} = 441$ mm
10	129	1286		
10	179	1786		
8	229	1828		
6	279	1671		
2	329	657		
46		8013		

	$F_i$ (N)	$f_{cgp}$ (MPa)	$f_{cdp}$ (MPa)	$\Delta f_{pES}$ (MPa)	$\Delta f_{pR1}$ (MPa)	$\Delta f_{pSR}$ (MPa)	$\Delta f_{pR2}$ (MPa)	$\Delta f_{pCR}$ (MPa)	Total $\Delta f_p$ (MPa)
LRFD	6.2E+06	-23.0	-5.9	151.0	11.4	44.9	6.5	234.6	448.4
LFD	5.9E+06	-23.1	-7.3	160.1	-	44.9	4.5	225.9	435.4

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_V} - \frac{F_i \cdot e_{CL}^2}{I_V} + \frac{M_V \cdot e_{CL}}{I_V}$$

$$F_i = 0.70 \cdot f_{pu} \cdot A_{sp}$$

$$\Delta f_{cdp} = -\frac{M_{DS} \cdot e_{CL}}{I_V} - \frac{M_{DA} \cdot \left( \frac{1}{s_{cinf}} - e_{CL} \right)}{I_{sc}}$$

**D.5.5 Enductado de torones.-**

**LRFD:**

	% Perdida	
Fuerza de presfuerzo inicial		$F_p = 6.2E+06$ N
Fuerza de presfuerzo (en la transferencia)	5	$F_{pi} = 5.8E+06$ N
Fuerza de presfuerzo efectiva (después de las pérdidas)	27	$F_{pf} = 4.5E+06$ N

Esfuerzo en el acero de presfuerzo debido a la resistencia nominal a flexión:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left( 1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right)$$

(5.7.3.1.1-1)

$$\begin{aligned} f_{ps} &= 1.8E+03 \text{ MPa} \\ k &= 0.28 \\ d_p &= 1569 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ubicación del eje neutro (asumiendo comportamiento rectangular, eje neutro en la losa)

En vista del valor calculado la suposición no es correcta (comportamiento como sección T)

$$c = \frac{A_{sp} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_y}{0.85 f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{sp} \cdot \left( \frac{f_{pu}}{d_p} \right)}$$

$$\begin{aligned} c &= 234 \text{ mm} \\ \beta_1 &= 0.85 \end{aligned}$$

Longitud de transferencia (5.11.4.1):

$$l_{transf} = 60 \cdot \emptyset_{toron}$$

$$l_{transf} = 762 \text{ mm}$$

Longitud de desarrollo (5.11.4.2):

MEMORIA DE CÁLCULO

$$l_d \geq k \cdot \left( 0.15 f_{ps} - 0.097 f_{pe} \right) d_{toron}$$

torones adheridos	k = 1.6	$l_d = 3567$ mm
torones no adheridos	k = 2.0	$l_d = 4459$ mm

Se asumen 3 grupos de cables; se asume una longitud fuera del eje del apoyo de 250 mm

- Grupo 1: 36 torones completamente adheridos, la longitud adherida comienza en 250 mm fuera del eje del apoyo.
- Grupo 2: 6 torones, la longitud adherida comienza en a 3500 mm del eje del apoyo (3750 mm de la cara de la viga).
- Grupo 3: 6 torones, la longitud adherida comienza en a 7000 mm del eje del apoyo (7250 mm de la cara de la viga).

$$f_{pi} = 1.2E+03 \text{ MPa}$$

$$f_{pf} = 9.5E+02 \text{ MPa}$$

	L <sub>1</sub> (mm)	L <sub>2</sub> (mm)	En la transferencia			Después de las pérdidas				
			Grupo 1 (N)	Grupo 2 (N)	Grupo 3 (N)	Total (N)	Grupo 1 (N)	Grupo 2 (N)	Grupo 3 (N)	Total (N)
*	<b>0</b>	<b>-250</b>	0.0			0.0	0.0			0.0
	250	0	1.4E+06			1.4E+06	1.1E+06			1.1E+06
	<u>762</u>	<u>512</u>	4.4E+06			4.4E+06	3.4E+06			3.4E+06
	1262	1012	4.4E+06			4.4E+06	3.4E+06			3.4E+06
	1762	1512	4.4E+06			4.4E+06	3.4E+06			3.4E+06
	2262	2012	4.4E+06			4.4E+06	3.4E+06			3.4E+06
	2762	2512	4.4E+06			4.4E+06	3.4E+06			3.4E+06
	3262	3012	4.4E+06			4.4E+06	3.4E+06			3.4E+06
**	<b>3750</b>	<b>3500</b>	4.4E+06	0.0		4.4E+06	3.4E+06	0.0		3.4E+06
	4000	3750	4.4E+06	2.4E+05		4.6E+06	3.4E+06	1.8E+05		3.5E+06
	<u>4512</u>	<u>4262</u>	4.4E+06	7.3E+05		5.1E+06	3.4E+06	5.6E+05		3.9E+06
	5012	4762	4.4E+06	7.3E+05		5.1E+06	3.4E+06	5.6E+05		3.9E+06
	5512	5262	4.4E+06	7.3E+05		5.1E+06	3.4E+06	5.6E+05		3.9E+06
	6012	5762	4.4E+06	7.3E+05		5.1E+06	3.4E+06	5.6E+05		3.9E+06
	6512	6262	4.4E+06	7.3E+05		5.1E+06	3.4E+06	5.6E+05		3.9E+06
	7012	6762	4.4E+06	7.3E+05		5.1E+06	3.4E+06	5.6E+05		3.9E+06
***	<b>7250</b>	<b>7000</b>	4.4E+06	7.3E+05	0.0	5.1E+06	3.4E+06	5.6E+05	0.0	3.9E+06
	7500	7250	4.4E+06	7.3E+05	2.4E+05	5.3E+06	3.4E+06	5.6E+05	1.8E+05	4.1E+06
	<u>8012</u>	<u>7762</u>	4.4E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.8E+06	3.4E+06	5.6E+05	5.6E+05	4.5E+06
	9012	8762	4.4E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.8E+06	3.4E+06	5.6E+05	5.6E+05	4.5E+06
	10012	9762	4.4E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.8E+06	3.4E+06	5.6E+05	5.6E+05	4.5E+06
	11012	10762	4.4E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.8E+06	3.4E+06	5.6E+05	5.6E+05	4.5E+06
	12012	11762	4.4E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.8E+06	3.4E+06	5.6E+05	5.6E+05	4.5E+06
	13012	12762	4.4E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.8E+06	3.4E+06	5.6E+05	5.6E+05	4.5E+06
	14012	13762	4.4E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.8E+06	3.4E+06	5.6E+05	5.6E+05	4.5E+06
	15250	15000	4.4E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.8E+06	3.4E+06	5.6E+05	5.6E+05	4.5E+06

L<sub>1</sub> = Distancia desde la cara de la viga

L<sub>2</sub> = Distancia desde el eje del apoyo

\*,\*\*,\*\*\* = Punto donde comienza la adherencia de torones para el grupo 1,2,3 respectivamente

**MEMORIA DE CÁLCULO**

<b>LFD:</b>		% Perdida	
Fuerza de presfuerzo inicial			$F_p = 5.9E+06 \text{ N}$
Fuerza de presfuerzo (en la transferencia)	5		$F_{pi} = 5.6E+06 \text{ N}$
Fuerza de presfuerzo efectiva (después de las perdidas)	26		$F_{pf} = 4.4E+06 \text{ N}$

Esfuerzo en el acero de presfuerzo debido a la resistencia nominal a flexión (9.17.4.1):

$$f_{su}^* = f_{pu} \cdot \left\{ 1 - \frac{\gamma^*}{\beta_1} \cdot \left[ \frac{\rho \cdot f_{pu}}{f_c'} + \frac{d_t}{d} \cdot \left( \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} \right) \right] \right\} \quad f_{su}^* = 1.8E+03 \text{ MPa}$$

(9.17.1)  $\gamma^* = 0.28$

$\beta_1 = 0.85$

$d = 1376 \text{ mm}$

$d_t = 1541 \text{ mm}$

$\rho^* = \frac{A_{sp}}{b \cdot d} = 0.0017$

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d_t} = 0.0002$

Ubicación del eje neutro (asumiendo comportamiento rectangular, eje neutro en la losa)

En vista del valor calculado la suposición no es correcta (comportamiento como sección T)

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{su}^* + A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot b} \quad c = 236 \text{ mm}$$

Longitud de transferencia:  $l_{transf} = 60 \cdot \emptyset_{toron} \quad l_{transf} = 762 \text{ mm}$

Longitud de desarrollo (9.28.1):

torones adheridos  $l_d = \frac{1}{6.895} \cdot \left( f_{su}^* - \frac{2}{3} \cdot f_{pe} \right) \cdot d_{toron} \quad l_d = 1679 \text{ mm}$

torones no adheridos (9.28.3)  $l_d = 3358 \text{ mm}$

Se asumen 3 grupos de cables; se asume una longitud fuera del eje del apoyo de  $250 \text{ mm}$

Grupo 1: 34 torones completamente adheridos, la longitud adherida comienza en 250 mm fuera del eje del apoyo.

Grupo 2: 6 torones, la longitud adherida comienza en a 3500 mm del eje del apoyo (3750 mm de la cara de la viga).

Grupo 3: 6 torones, la longitud adherida comienza en a 7000 mm del eje del apoyo (7250 mm de la cara de la viga).

$f_{pi} = 1.2E+03 \text{ MPa}$

$f_{pf} = 9.6E+02 \text{ MPa}$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

	L <sub>1</sub> (mm)	L <sub>2</sub> (mm)	En la transferencia			Después de las pérdidas				
			Grupo 1 (N)	Grupo 2 (N)	Grupo 3 (N)	Total (N)	Grupo 1 (N)	Grupo 2 (N)	Grupo 3 (N)	Total (N)
*	<b>0</b>	<b>-250</b>	0.0			0.0	0.0			0.0
	250	0	1.4E+06			1.4E+06	1.1E+06			1.1E+06
	<u>762</u>	<u>512</u>	4.1E+06			4.1E+06	3.2E+06			3.2E+06
	1262	1012	4.1E+06			4.1E+06	3.2E+06			3.2E+06
	1762	1512	4.1E+06			4.1E+06	3.2E+06			3.2E+06
	2262	2012	4.1E+06			4.1E+06	3.2E+06			3.2E+06
	2762	2512	4.1E+06			4.1E+06	3.2E+06			3.2E+06
	3262	3012	4.1E+06			4.1E+06	3.2E+06			3.2E+06
**	<b>3750</b>	<b>3500</b>	4.1E+06	0.0		4.1E+06	3.2E+06	0.0		3.2E+06
	4000	3750	4.1E+06	2.4E+05		4.4E+06	3.2E+06	1.9E+05		3.4E+06
	<u>4512</u>	<u>4262</u>	4.1E+06	7.3E+05		4.9E+06	3.2E+06	5.7E+05		3.8E+06
	5012	4762	4.1E+06	7.3E+05		4.9E+06	3.2E+06	5.7E+05		3.8E+06
	5512	5262	4.1E+06	7.3E+05		4.9E+06	3.2E+06	5.7E+05		3.8E+06
	6012	5762	4.1E+06	7.3E+05		4.9E+06	3.2E+06	5.7E+05		3.8E+06
	6512	6262	4.1E+06	7.3E+05		4.9E+06	3.2E+06	5.7E+05		3.8E+06
	7012	6762	4.1E+06	7.3E+05		4.9E+06	3.2E+06	5.7E+05		3.8E+06
***	<b>7250</b>	<b>7000</b>	4.1E+06	7.3E+05	0.0	4.9E+06	3.2E+06	5.7E+05	0.0	3.8E+06
	7500	7250	4.1E+06	7.3E+05	2.4E+05	5.1E+06	3.2E+06	5.7E+05	1.9E+05	4.0E+06
	<u>8012</u>	<u>7762</u>	4.1E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.6E+06	3.2E+06	5.7E+05	5.7E+05	4.4E+06
	9012	8762	4.1E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.6E+06	3.2E+06	5.7E+05	5.7E+05	4.4E+06
	10012	9762	4.1E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.6E+06	3.2E+06	5.7E+05	5.7E+05	4.4E+06
	11012	10762	4.1E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.6E+06	3.2E+06	5.7E+05	5.7E+05	4.4E+06
	12012	11762	4.1E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.6E+06	3.2E+06	5.7E+05	5.7E+05	4.4E+06
	13012	12762	4.1E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.6E+06	3.2E+06	5.7E+05	5.7E+05	4.4E+06
	14012	13762	4.1E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.6E+06	3.2E+06	5.7E+05	5.7E+05	4.4E+06
	15250	15000	4.1E+06	7.3E+05	7.3E+05	5.6E+06	3.2E+06	5.7E+05	5.7E+05	4.4E+06

L<sub>1</sub> = Distancia desde la cara de la viga

L<sub>2</sub> = Distancia desde el eje del apoyo

\*, \*\*, \*\*\* = Punto donde comienza la adherencia de torones para el grupo 1,2,3 respectivamente

**D.5.6 Esfuerzos en la transferencia.-**

**LRFD:**

Grupo 1			Grupo 2			Grupo 3		
N	y	N*y	N	y	N*y	N	y	N*y
4	79	314	4	79	314	10	79	786
4	129	514	10	129	1286	10	129	1286
10	179	1786	10	179	1786	10	179	1786
8	229	1828	8	229	1828	8	229	1828
6	279	1671	6	279	1671	6	279	1671
4	329	1314	4	329	1314	4	329	1314
<hr/>			<hr/>			<hr/>		
36		7428	42		8199	48		8670
e = 501 mm			e = 513 mm			e = 527 mm		

MEMORIA DE CÁLCULO

L <sub>2</sub> (mm)	M <sub>V</sub> (N*mm)	F <sub>pi</sub> (N)	f <sub>sup</sub> (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	f <sub>inf</sub> (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite
0	4.5E+07	1.4E+06	1.1	T	OK	-5.9	C	OK
512	9.2E+07	4.4E+06	3.7	T	NO	-18.2	C	OK
1012	1.8E+08	4.4E+06	3.3	T	OK	-17.7	C	OK
1512	2.6E+08	4.4E+06	2.8	T	OK	-17.3	C	OK
2012	3.4E+08	4.4E+06	2.3	T	OK	-17.0	C	OK
2512	4.2E+08	4.4E+06	1.9	T	OK	-16.6	C	OK
3012	5.0E+08	4.4E+06	1.5	T	OK	-16.2	C	OK
3500	5.7E+08	4.4E+06	1.3	T	OK	-16.1	C	OK
<b>3750</b>	6.0E+08	4.6E+06	1.4	T	OK	-17.0	C	OK
<u>4262</u>	6.7E+08	5.1E+06	1.5	T	OK	-18.8	C	OK
4762	7.3E+08	5.1E+06	1.1	T	OK	-18.5	C	OK
5262	8.0E+08	5.1E+06	0.8	T	OK	-18.2	C	OK
5762	8.5E+08	5.1E+06	0.5	T	OK	-17.9	C	OK
6262	9.1E+08	5.1E+06	0.2	T	OK	-17.6	C	OK
6762	9.6E+08	5.1E+06	-0.1	C	OK	-17.4	C	OK
7000	9.8E+08	5.1E+06	0.2	T	OK	-17.6	C	OK
<b>7250</b>	1.0E+09	5.3E+06	0.3	T	OK	-18.6	C	OK
<u>7762</u>	1.1E+09	5.8E+06	0.6	T	OK	-20.5	C	OK
8762	1.1E+09	5.8E+06	0.1	T	OK	-20.1	C	OK
9762	1.2E+09	5.8E+06	-0.3	C	OK	-19.8	C	OK
10762	1.3E+09	5.8E+06	-0.6	C	OK	-19.5	C	OK
<b>11762</b>	1.3E+09	5.8E+06	-0.9	C	OK	-19.3	C	OK
12762	1.3E+09	5.8E+06	-1.1	C	OK	-19.1	C	OK
13762	1.4E+09	5.8E+06	-1.2	C	OK	-19.0	C	OK
<b>15000</b>	1.4E+09	5.8E+06	-1.2	C	OK	-19.0	C	OK

$$f_{inf} = -\frac{F_{pi}}{A_v} - \frac{F_{pi} \cdot e_{CL}}{S_{Vinf}} + \frac{M_V}{S_{Vinf}}$$

$$f_{sup} = -\frac{F_{pi}}{A_v} + \frac{F_{pi} \cdot e_{CL}}{S_{Vsup}} - \frac{M_V}{S_{Vsup}}$$

T = Tensión (+)  
C = Compresión (-)

LFD:

Grupo 1		
N	y	N*y
4	79	314
4	129	514
10	179	1786
8	229	1828
6	279	1671
2	329	657
34		6771
e = 416		mm

Grupo 2		
N	y	N*y
4	79	314
10	129	1286
10	179	1786
8	229	1828
6	279	1671
2	329	657
40		7542
e = 426		mm

Grupo 3		
N	y	N*y
10	79	786
10	129	1286
10	179	1786
8	229	1828
6	279	1671
2	329	657
46		8013
e = 441		mm

MEMORIA DE CÁLCULO

L <sub>2</sub> (mm)	M <sub>V</sub> (N*mm)	F <sub>pi</sub> (N)	f <sub>sup</sub> (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	f <sub>inf</sub> (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite
0	4.2E+07	1.4E+06	1.0	T	OK	-5.9	C	OK
512	8.5E+07	4.1E+06	3.4	T	OK	-18.1	C	OK
1012	1.7E+08	4.1E+06	2.8	T	OK	-17.7	C	OK
1512	2.4E+08	4.1E+06	2.3	T	OK	-17.2	C	OK
2012	3.2E+08	4.1E+06	1.7	T	OK	-16.7	C	OK
2512	3.9E+08	4.1E+06	1.2	T	OK	-16.3	C	OK
3012	4.6E+08	4.1E+06	0.7	T	OK	-15.9	C	OK
3500	5.2E+08	4.1E+06	0.6	T	OK	-15.8	C	OK
<b>3750</b>	5.6E+08	4.4E+06	0.6	T	OK	-16.7	C	OK
<u>4262</u>	6.2E+08	4.9E+06	0.6	T	OK	-18.5	C	OK
4762	6.8E+08	4.9E+06	0.2	T	OK	-18.2	C	OK
5262	7.4E+08	4.9E+06	-0.2	C	OK	-17.8	C	OK
5762	7.9E+08	4.9E+06	-0.6	C	OK	-17.5	C	OK
6262	8.4E+08	4.9E+06	-0.9	C	OK	-17.2	C	OK
6762	8.9E+08	4.9E+06	-1.3	C	OK	-16.9	C	OK
7000	9.1E+08	4.9E+06	-0.9	C	OK	-17.2	C	OK
<b>7250</b>	9.3E+08	5.1E+06	-0.8	C	OK	-18.2	C	OK
<u>7762</u>	9.8E+08	5.6E+06	-0.6	C	OK	-20.2	C	OK
8762	1.1E+09	5.6E+06	-1.1	C	OK	-19.8	C	OK
9762	1.1E+09	5.6E+06	-1.6	C	OK	-19.4	C	OK
10762	1.2E+09	5.6E+06	-2.0	C	OK	-19.1	C	OK
<b>11762</b>	1.2E+09	5.6E+06	-2.3	C	OK	-18.8	C	OK
12762	1.2E+09	5.6E+06	-2.5	C	OK	-18.6	C	OK
13762	1.3E+09	5.6E+06	-2.6	C	OK	-18.5	C	OK
<b>15000</b>	1.3E+09	5.6E+06	-2.7	C	OK	-18.5	C	OK

$$f_{inf} = -\frac{F_{pi}}{A_v} - \frac{F_{pi} \cdot e_{CL}}{S_{Vinf}} + \frac{M_V}{S_{Vinf}}$$

$$f_{sup} = -\frac{F_{pi}}{A_v} + \frac{F_{pi} \cdot e_{CL}}{S_{Vsup}} - \frac{M_V}{S_{Vsup}}$$

T = Tensión (+)  
C = Compresión (-)



MEMORIA DE CÁLCULO

D.5.7 Esfuerzos en la condición de servicio.-

LRFD:

L <sub>2</sub> (mm)	Servicio I				Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	M <sub>V+M<sub>DS</sub></sub> (N*mm)	M <sub>DA</sub> (N*mm)	M <sub>LL+IM</sub> (N*mm)	F <sub>pf</sub> (N)	f <sub>sup</sub> (MPa)	f <sub>inf</sub> (MPa)	f <sub>sup</sub> (MPa)	f <sub>sup</sub> (MPa)	f <sub>inf</sub> (MPa)	f <sub>sup losa</sub> (MPa)
0	0.0	0.0	0.0	1.1E+06	1.1	-4.7	0.5	1.1	-4.7	0
<u>512</u>	1.7E+08	6.9E+07	1.6E+08	3.4E+06	2.3	-13.4	1.0	2.1	-12.8	-0.4
1012	3.2E+08	1.3E+08	3.2E+08	3.4E+06	1.3	-12.6	0.4	1.0	-11.4	-0.8
1512	4.7E+08	2.0E+08	4.8E+08	3.4E+06	0.4	-11.7	-0.2	0.0	-10.1	-1.1
2012	6.2E+08	2.6E+08	6.4E+08	3.4E+06	-0.5	-10.9	-0.8	-1.0	-8.8	-1.5
2512	7.6E+08	3.1E+08	7.9E+08	3.4E+06	-1.3	-10.1	-1.4	-2.0	-7.5	-1.9
3012	9.0E+08	3.7E+08	9.4E+08	3.4E+06	-2.1	-9.4	-1.9	-3.0	-6.3	-2.2
3500	1.0E+09	4.2E+08	1.1E+09	3.4E+06	-2.7	-8.9	-2.3	-3.6	-5.3	-2.5
<b>3750</b>	1.1E+09	4.5E+08	1.1E+09	3.5E+06	-2.9	-9.4	-2.4	-3.9	-5.6	-2.7
<u>4262</u>	1.2E+09	5.0E+08	1.2E+09	3.9E+06	-3.2	-10.3	-2.7	-4.3	-6.1	-3.0
4762	1.3E+09	5.5E+08	1.4E+09	3.9E+06	-3.9	-9.7	-3.2	-5.1	-5.1	-3.2
5262	1.4E+09	5.9E+08	1.5E+09	3.9E+06	-4.6	-9.1	-3.6	-5.9	-4.1	-3.5
5762	1.5E+09	6.4E+08	1.6E+09	3.9E+06	-5.2	-8.5	-4.0	-6.6	-3.1	-3.8
6262	1.6E+09	6.8E+08	1.7E+09	3.9E+06	-5.8	-8.0	-4.4	-7.3	-2.3	-4.0
6762	1.7E+09	7.2E+08	1.8E+09	3.9E+06	-6.4	-7.5	-4.8	-8.0	-1.5	-4.2
7000	1.8E+09	7.3E+08	1.8E+09	3.9E+06	-6.3	-7.6	-4.8	-7.9	-1.4	-4.3
<b>7250</b>	1.8E+09	7.5E+08	1.9E+09	4.1E+06	-6.4	-8.1	-4.9	-8.1	-1.7	-4.5
<u>7762</u>	1.9E+09	7.9E+08	1.9E+09	4.5E+06	-6.5	-9.4	-5.0	-8.2	-2.7	-4.6
8762	2.1E+09	8.5E+08	2.1E+09	4.5E+06	-7.4	-8.5	-5.6	-9.2	-1.3	-5.0
9762	2.2E+09	9.0E+08	2.2E+09	4.5E+06	-8.2	-7.9	-6.0	-10.1	-0.3	-5.3
10762	2.3E+09	9.4E+08	2.3E+09	4.5E+06	-8.8	-7.4	-6.4	-10.8	0.6	-5.5
<b>11762</b>	2.4E+09	9.8E+08	2.4E+09	4.5E+06	-9.3	-7.0	-6.7	-11.4	1.3	-5.7
12762	2.4E+09	1.0E+09	2.4E+09	4.5E+06	-9.6	-6.7	-7.0	-11.8	1.9	-5.8
13762	2.5E+09	1.0E+09	2.5E+09	4.5E+06	-9.9	-6.5	-7.1	-12.1	2.2	-5.9
<b>15000</b>	2.5E+09	1.0E+09	2.5E+09	4.5E+06	-10.0	-6.4	-7.2	-12.2	2.3	-6.0

Caso 1 
$$f_{sup} = -\frac{F_{pf}}{A_v} + \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vsup}} - \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vsup}} - \frac{M_{DA}}{S_{scsupviga}}$$

$$f_{inf} = -\frac{F_{pf}}{A_v} - \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vinf}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vinf}} + \frac{M_{DA}}{S_{scinfviga}}$$

Caso 2 
$$f_{sup} = -\frac{F_{pf}}{2 \cdot A_v} + \frac{F_{pf} \cdot e}{2 \cdot S_{Vsup}} - \frac{M_V + M_{DS}}{2 \cdot S_{Vsup}} - \frac{M_{DA}}{2 \cdot S_{scsupviga}} - \frac{M_{LL+IM}}{S_{scsupviga}}$$

Caso 3 
$$f_{sup} = -\frac{F_{pf}}{A_v} + \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vsup}} - \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vsup}} - \frac{M_{DA} + M_{LL+IM}}{S_{scsupviga}}$$

$$f_{inf} = -\frac{F_{pf}}{A_v} - \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vinf}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vinf}} + \frac{M_{DA} + 0.8 \cdot M_{LL+IM}}{S_{scinfviga}} \quad f_{suplosa} = \left( \frac{M_{DA} + M_{LL+IM}}{S_{scsuplosa}} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_{cviga}}{f_{closa}}}$$

MEMORIA DE CÁLCULO

LFD:

L <sub>2</sub> (mm)	Servicio				Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	M <sub>V</sub> +M <sub>DS</sub> (N*mm)	M <sub>DA</sub> (N*mm)	M <sub>LL+IM</sub> (N*mm)	F <sub>pf</sub> (N)	f <sub>sup</sub> (MPa)	f <sub>inf</sub> (MPa)	f <sub>sup</sub> (MPa)	f <sub>sup</sub> (MPa)	f <sub>inf</sub> (MPa)	f <sub>sup losa</sub> (MPa)
0	0.0	0.0	0.0	0.0E+00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
512	1.6E+08	6.9E+07	9.0E+07	1.1E+06	0.5	-4.5	0.1	0.4	-3.7	-0.3
1012	3.1E+08	1.3E+08	1.8E+08	3.2E+06	2.7	-14.6	1.2	2.6	-13.0	-0.6
1512	4.6E+08	2.0E+08	2.7E+08	3.2E+06	1.7	-13.9	0.6	1.4	-11.5	-0.8
2012	6.0E+08	2.6E+08	3.5E+08	3.2E+06	0.6	-13.2	0.0	0.3	-10.1	-1.1
2512	7.3E+08	3.1E+08	4.4E+08	3.2E+06	-0.4	-12.5	-0.6	-0.8	-8.7	-1.4
3012	8.6E+08	3.7E+08	5.3E+08	3.2E+06	-1.4	-11.8	-1.2	-1.9	-7.3	-1.6
3500	9.8E+08	4.2E+08	5.9E+08	3.2E+06	-4.1	-9.8	-2.6	-4.6	-4.7	-1.9
<b>3750</b>	1.0E+09	4.5E+08	6.3E+08	3.2E+06	-4.5	-9.5	-2.8	-5.1	-4.1	-2.0
<u>4262</u>	1.2E+09	5.0E+08	6.9E+08	3.4E+06	-5.2	-9.7	-3.3	-5.9	-3.7	-2.2
4762	1.3E+09	5.5E+08	7.6E+08	3.8E+06	-5.7	-10.9	-3.5	-6.4	-4.4	-2.4
5262	1.4E+09	5.9E+08	8.3E+08	3.8E+06	-6.5	-10.4	-4.0	-7.2	-3.3	-2.6
5762	1.5E+09	6.4E+08	8.9E+08	3.8E+06	-7.2	-9.9	-4.5	-8.1	-2.2	-2.8
6262	1.6E+09	6.8E+08	9.5E+08	3.8E+06	-8.0	-9.4	-4.9	-8.8	-1.2	-3.0
6762	1.7E+09	7.2E+08	9.9E+08	3.8E+06	-8.6	-9.0	-5.2	-9.6	-0.4	-3.1
7000	1.7E+09	7.3E+08	1.0E+09	3.8E+06	-8.6	-9.1	-5.2	-9.5	-0.3	-3.2
<b>7250</b>	1.7E+09	7.5E+08	1.1E+09	3.8E+06	-8.9	-8.8	-5.4	-9.9	0.2	-3.3
<u>7762</u>	1.8E+09	7.9E+08	1.1E+09	4.0E+06	-9.3	-9.4	-5.7	-10.3	0.1	-3.4
8762	2.0E+09	8.5E+08	1.2E+09	4.4E+06	-9.9	-10.4	-6.1	-11.0	-0.2	-3.7
9762	2.1E+09	9.0E+08	1.2E+09	4.4E+06	-10.9	-9.9	-6.6	-12.0	1.0	-3.9
10762	2.2E+09	9.4E+08	1.3E+09	4.4E+06	-11.7	-9.4	-7.0	-12.9	2.0	-4.1
<b>11762</b>	2.3E+09	9.8E+08	1.3E+09	4.4E+06	-12.3	-9.1	-7.4	-13.5	2.7	-4.2
12762	2.3E+09	1.0E+09	1.4E+09	4.4E+06	-12.7	-8.8	-7.6	-14.0	3.4	-4.3
13762	2.4E+09	1.0E+09	1.4E+09	4.4E+06	-13.0	-8.6	-7.8	-14.3	3.7	-4.3
<b>15000</b>	2.4E+09	1.0E+09	1.4E+09	4.4E+06	-13.2	-8.5	-7.9	-14.5	3.9	-4.4

Caso 1 
$$f_{sup} = -\frac{F_{pf}}{A_v} + \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vsup}} - \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vsup}} - \frac{M_{DA}}{S_{scsupviga}}$$

$$f_{inf} = -\frac{F_{pf}}{A_v} - \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vinf}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vinf}} + \frac{M_{DA}}{S_{scinfviga}}$$

Caso 2 
$$f_{sup} = -\frac{F_{pf}}{2 \cdot A_v} + \frac{F_{pf} \cdot e}{2 \cdot S_{Vsup}} - \frac{M_V + M_{DS}}{2 \cdot S_{Vsup}} - \frac{M_{DA}}{2 \cdot S_{scsupviga}} - \frac{M_{L+I}}{S_{scsupviga}}$$

Caso 3 
$$f_{sup} = -\frac{F_{pf}}{A_v} + \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vsup}} - \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vsup}} - \frac{M_{DA} + M_{L+I}}{S_{scsupviga}}$$

$$f_{inf} = -\frac{F_{pf}}{A_v} - \frac{F_{pf} \cdot e}{S_{Vinf}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vinf}} + \frac{M_{DA} + M_{L+I}}{S_{scinfviga}}$$

$$f_{suplosa} = -\left(\frac{M_{DA} + M_{L+I}}{S_{scsuplosa}}\right) \cdot \sqrt{\frac{f'_{cviga}}{f'_{closa}}}$$

MEMORIA DE CÁLCULO

D.5.8 Verificación de esfuerzos admisibles.-

LRFD:

L <sub>2</sub> (mm)	Caso 1						Caso 2		
	$f_{sup}$ (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	$f_{inf}$ (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	$f_{sup}$ (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite
0	1.1	T	OK	-4.7	C	OK	0.5	T	OK
<u>512</u>	2.3	T	OK	-13.4	C	OK	1.0	T	OK
1012	1.3	T	OK	-12.6	C	OK	0.4	T	OK
1512	0.4	T	OK	-11.7	C	OK	-0.2	C	OK
2012	-0.5	C	OK	-10.9	C	OK	-0.8	C	OK
2512	-1.3	C	OK	-10.1	C	OK	-1.4	C	OK
3012	-2.1	C	OK	-9.4	C	OK	-1.9	C	OK
3500	-2.7	C	OK	-8.9	C	OK	-2.3	C	OK
<b>3750</b>	-2.9	C	OK	-9.4	C	OK	-2.4	C	OK
<u>4262</u>	-3.2	C	OK	-10.3	C	OK	-2.7	C	OK
4762	-3.9	C	OK	-9.7	C	OK	-3.2	C	OK
5262	-4.6	C	OK	-9.1	C	OK	-3.6	C	OK
5762	-5.2	C	OK	-8.5	C	OK	-4.0	C	OK
6262	-5.8	C	OK	-8.0	C	OK	-4.4	C	OK
6762	-6.4	C	OK	-7.5	C	OK	-4.8	C	OK
7000	-6.3	C	OK	-7.6	C	OK	-4.8	C	OK
<b>7250</b>	-6.4	C	OK	-8.1	C	OK	-4.9	C	OK
<u>7762</u>	-6.5	C	OK	-9.4	C	OK	-5.0	C	OK
8762	-7.4	C	OK	-8.5	C	OK	-5.6	C	OK
9762	-8.2	C	OK	-7.9	C	OK	-6.0	C	OK
10762	-8.8	C	OK	-7.4	C	OK	-6.4	C	OK
<b>11762</b>	-9.3	C	OK	-7.0	C	OK	-6.7	C	OK
12762	-9.6	C	OK	-6.7	C	OK	-7.0	C	OK
13762	-9.9	C	OK	-6.5	C	OK	-7.1	C	OK
<b>15000</b>	-10.0	C	OK	-6.4	C	OK	-7.2	C	OK

T = Tensión (+)

C = Compresión (-)

MEMORIA DE CÁLCULO

L <sub>2</sub> (mm)	Caso 3								
	$f_{sup}$ (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	$f_{inf}$ (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	$f_{sup\ losa}$ (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite
0	1.1	T	OK	-4.7	C	OK	0.0	T	OK
<u>512</u>	2.1	T	OK	-12.8	C	OK	-0.4	C	OK
1012	1.0	T	OK	-11.4	C	OK	-0.8	C	OK
1512	0.0	C	OK	-10.1	C	OK	-1.1	C	OK
2012	-1.0	C	OK	-8.8	C	OK	-1.5	C	OK
2512	-2.0	C	OK	-7.5	C	OK	-1.9	C	OK
3012	-3.0	C	OK	-6.3	C	OK	-2.2	C	OK
3500	-3.6	C	OK	-5.3	C	OK	-2.5	C	OK
<b>3750</b>	-3.9	C	OK	-5.6	C	OK	-2.7	C	OK
<u>4262</u>	-4.3	C	OK	-6.1	C	OK	-3.0	C	OK
4762	-5.1	C	OK	-5.1	C	OK	-3.2	C	OK
5262	-5.9	C	OK	-4.1	C	OK	-3.5	C	OK
5762	-6.6	C	OK	-3.1	C	OK	-3.8	C	OK
6262	-7.3	C	OK	-2.3	C	OK	-4.0	C	OK
6762	-8.0	C	OK	-1.5	C	OK	-4.2	C	OK
7000	-7.9	C	OK	-1.4	C	OK	-4.3	C	OK
<b>7250</b>	-8.1	C	OK	-1.7	C	OK	-4.5	C	OK
<u>7762</u>	-8.2	C	OK	-2.7	C	OK	-4.6	C	OK
8762	-9.2	C	OK	-1.3	C	OK	-5.0	C	OK
9762	-10.1	C	OK	-0.3	C	OK	-5.3	C	OK
10762	-10.8	C	OK	0.6	T	OK	-5.5	C	OK
<b>11762</b>	-11.4	C	OK	1.3	T	OK	-5.7	C	OK
12762	-11.8	C	OK	1.9	T	OK	-5.8	C	OK
13762	-12.1	C	OK	2.2	T	OK	-5.9	C	OK
<b>15000</b>	-12.2	C	OK	2.3	T	OK	-6.0	C	OK

T = Tensión (+)

C = Compresión (-)

MEMORIA DE CÁLCULO

LFD:

L <sub>2</sub> (mm)	Caso 1						Caso 2		
	$f_{sup}$ (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	$f_{inf}$ (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	$f_{sup}$ (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite
0	0.0	T	OK	0.0	T	OK	0.0	T	OK
<u>512</u>	0.5	T	OK	-4.5	C	OK	0.1	T	OK
1012	2.7	T	OK	-14.6	C	OK	1.2	T	OK
1512	1.7	T	OK	-13.9	C	OK	0.6	T	OK
2012	0.6	T	OK	-13.2	C	OK	0.0	C	OK
2512	-0.4	C	OK	-12.5	C	OK	-0.6	C	OK
3012	-1.4	C	OK	-11.8	C	OK	-1.2	C	OK
3500	-4.1	C	OK	-9.8	C	OK	-2.6	C	OK
<b>3750</b>	-4.5	C	OK	-9.5	C	OK	-2.8	C	OK
<u>4262</u>	-5.2	C	OK	-9.7	C	OK	-3.3	C	OK
4762	-5.7	C	OK	-10.9	C	OK	-3.5	C	OK
5262	-6.5	C	OK	-10.4	C	OK	-4.0	C	OK
5762	-7.2	C	OK	-9.9	C	OK	-4.5	C	OK
6262	-8.0	C	OK	-9.4	C	OK	-4.9	C	OK
6762	-8.6	C	OK	-9.0	C	OK	-5.2	C	OK
7000	-8.6	C	OK	-9.1	C	OK	-5.2	C	OK
<b>7250</b>	-8.9	C	OK	-8.8	C	OK	-5.4	C	OK
<u>7762</u>	-9.3	C	OK	-9.4	C	OK	-5.7	C	OK
8762	-9.9	C	OK	-10.4	C	OK	-6.1	C	OK
9762	-10.9	C	OK	-9.9	C	OK	-6.6	C	OK
10762	-11.7	C	OK	-9.4	C	OK	-7.0	C	OK
<b>11762</b>	-12.3	C	OK	-9.1	C	OK	-7.4	C	OK
12762	-12.7	C	OK	-8.8	C	OK	-7.6	C	OK
13762	-13.0	C	OK	-8.6	C	OK	-7.8	C	OK
<b>15000</b>	-13.2	C	OK	-8.5	C	OK	-7.9	C	OK

T = Tensión (+)

C = Compresión (-)

MEMORIA DE CÁLCULO

L <sub>2</sub> (mm)	Caso 3								
	f <sub>sup</sub> (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	f <sub>inf</sub> (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite	f <sub>sup losa</sub> (MPa)	Tipo de esfuerzo	Verificar límite
0	0.0	T	OK	0.0	T	OK	0.0	T	OK
512	0.4	T	OK	-3.7	C	OK	-0.3	C	OK
1012	2.6	T	OK	-13.0	C	OK	-0.6	C	OK
1512	1.4	T	OK	-11.5	C	OK	-0.8	C	OK
2012	0.3	T	OK	-10.1	C	OK	-1.1	C	OK
2512	-0.8	C	OK	-8.7	C	OK	-1.4	C	OK
3012	-1.9	C	OK	-7.3	C	OK	-1.6	C	OK
3500	-4.6	C	OK	-4.7	C	OK	-1.9	C	OK
<b>3750</b>	-5.1	C	OK	-4.1	C	OK	-2.0	C	OK
<u>4262</u>	-5.9	C	OK	-3.7	C	OK	-2.2	C	OK
4762	-6.4	C	OK	-4.4	C	OK	-2.4	C	OK
5262	-7.2	C	OK	-3.3	C	OK	-2.6	C	OK
5762	-8.1	C	OK	-2.2	C	OK	-2.8	C	OK
6262	-8.8	C	OK	-1.2	C	OK	-3.0	C	OK
6762	-9.6	C	OK	-0.4	C	OK	-3.1	C	OK
7000	-9.5	C	OK	-0.3	C	OK	-3.2	C	OK
<b>7250</b>	-9.9	C	OK	0.2	T	OK	-3.3	C	OK
<u>7762</u>	-10.3	C	OK	0.1	T	OK	-3.4	C	OK
8762	-11.0	C	OK	-0.2	C	OK	-3.7	C	OK
9762	-12.0	C	OK	1.0	T	OK	-3.9	C	OK
10762	-12.9	C	OK	2.0	T	OK	-4.1	C	OK
<b>11762</b>	-13.5	C	OK	2.7	T	OK	-4.2	C	OK
12762	-14.0	C	OK	3.4	T	NO	-4.3	C	OK
13762	-14.3	C	OK	3.7	T	NO	-4.3	C	OK
<b>15000</b>	-14.5	C	OK	3.9	T	NO	-4.4	C	OK

T = Tensión (+)  
C = Compresión (-)

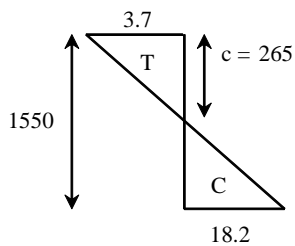
D.5.10 Cálculo de acero de refuerzo ordinario para esfuerzo a tensión.-

LRFD:

En la transferencia

$$f_{ti} = 0.63 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$$

$$f_{ti} = 3.7 \text{ MPa}$$



Área de concreto sometida a tensión  
% asumido de tensión tomada por el concreto  
Esfuerzo a tomarse con varillas de acero  
Volumen de la cuña de esfuerzos

$$A_t = 1.2E+05 \text{ mm}^2$$

$$\% = 100$$

$$0.02 \text{ MPa}$$

$$2.7E+03 \text{ N}$$

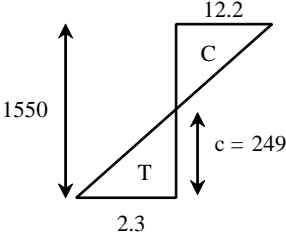
Área de acero requerida  
Área de acero proporcionada

$$A'_s = 11 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 760 \text{ mm}^2$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

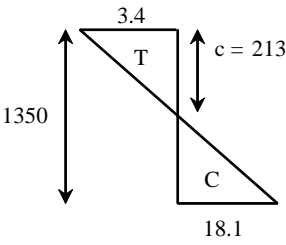
Después de las pérdidas  $f_t = 0.50 \cdot \sqrt{f'_c}$   $f_t = 3.0$  MPa



Área de concreto sometida a tensión	$A_t = 1.5E+05$ mm <sup>2</sup>
% asumido de tensión tomada por el concreto	% = 100
Esfuerzo a tomarse con varillas de acero	-0.6 MPa
Volumen de la cuña de esfuerzos	-9.5E+04 N
Área de acero requerida	$A_s = -379$ mm <sup>2</sup>
Área de acero proporcionada	$A_s = 760$ mm <sup>2</sup>

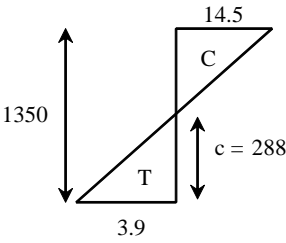
**LFD:**

En la transferencia  $f_{ti} = 0.63 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$   $f_{ti} = 3.7$  MPa



Área de concreto sometida a tensión	$A_t = 1.0E+05$ mm <sup>2</sup>
% asumido de tensión tomada por el concreto	% = 100
Esfuerzo a tomarse con varillas de acero	-0.33 MPa
Volumen de la cuña de esfuerzos	-3E+04 N
Área de acero requerida	$A_s = -136$ mm <sup>2</sup>
Área de acero proporcionada	$A_s = 760$ mm <sup>2</sup>

Después de las pérdidas  $f_t = 0.50 \cdot \sqrt{f'_c}$   $f_t = 3.0$  MPa



Área de concreto sometida a tensión	$A_t = 1.7E+05$ mm <sup>2</sup>
% asumido de tensión tomada por el concreto	% = 100
Esfuerzo a tomarse con varillas de acero	1.0 MPa
Volumen de la cuña de esfuerzos	1.7E+05 N
Área de acero requerida	$A_s = 659$ mm <sup>2</sup>
Área de acero proporcionada	$A_s = 760$ mm <sup>2</sup>

**D.5.11 Fatiga.-**

**LRFD:**

Si la sección esta en compresión bajo la carga muerta y dos veces la carga de fatiga, entonces la revisión por fatiga puede omitirse (5.5.3.1)

Combinación de carga para fatiga:  $U = 0.75 \cdot (L + IM)$   $IM = 15$  %

Momento en la sección donde se ubica la resultante (por carril)  $M = 1.7E+09$  N\*mm  
 Momento factorizado para la condición de fatiga (por carril)  $M_{fatiga} = 8.2E+08$  N\*mm

Esfuerzo en la fibra inferior (centro del claro):

$$f_{inf} = -\frac{F_{pf}}{A_v} - \frac{F_{pf} \cdot e_{CL}}{S_{Vinf}} + \frac{M_v + M_{DS}}{S_{Vinf}} + \frac{M_{DA} + 2 \cdot M_{fatiga}}{S_{scinfviga}}$$
 $f_{inf} = 1.2$  MPa

## MEMORIA DE CÁLCULO

Por el resultado obtenido, se requiere revisar por fatiga

Rango de esfuerzo debido solo a:

$$M_{fatiga} = 8.2E+08 \text{ N*mm}$$

Propiedades de la sección:

De acuerdo con el artículo (5.5.3.1), las propiedades de la sección serán basadas en la sección agrietada si la suma de los esfuerzos debido a la carga permanente, presfuerzo y 1.5 veces la carga de fatiga, son esfuerzos de tensión y exceden 25% de la raíz cuadrada de la resistencia especificada del concreto de la viga.

$$f_{inf} = -\frac{F_{pf}}{A_V} - \frac{F_{pf} \cdot e_{CL}}{S_{Vinf}} + \frac{M_V + M_{DS}}{S_{Vinf}} + \frac{M_{DA} + 1.5 \cdot M_{fatiga}}{S_{scinfviga}} \quad f_{inf} = -0.2 \text{ MPa}$$

Compresión

$$f_{inf} \leq 0.25 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$-0.2 \leq 1.5 \text{ MPa} \quad \text{Usar propiedades de sección bruta}$$

Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del presfuerzo debido al camión de fatiga:

$$f_{cgp} = \frac{M_{fatiga} \cdot e_{CL}}{I_{sc}} \quad f_{cgp} = 1.2 \text{ MPa}$$

Esfuerzo en el toron debido a la carga de fatiga:

$$f_{CFp} = f_{cgp} \cdot \frac{E_p}{E_c} \quad f_{CFp} = 8.2 \text{ MPa}$$

Rango de esfuerzos:

De acuerdo al artículo (5.5.3.3), para torones con radios de curvatura menores a 3600 mm

$$f_f = 70.0 \text{ MPa}$$

$$f_f \geq f_{max}$$

$$70.0 \geq 8.2 \text{ MPa} \quad \text{Sí cumple}$$

**LFD:**

No se tiene recomendación alguna para la revisión por fatiga.

### D.5.12 Deflexiones.-

Instantánea debida a la carga viva:

De acuerdo con el artículo 2.5.2.6.2 de LRFD, la deflexión deberá tomarse de: camión de diseño ó el 25% del camión junto con el carril de diseño (3.6.1.3.2) la que resulte mayor.

De acuerdo con el artículo 8.9.3.1 de LFD, la deflexión deberá tomarse de: camión de diseño o el carril de

Deflexión admisible  $\Delta_{LL+I} = \frac{\text{Tramo (mm)}}{800} \quad \Delta_{LL+I} = 38 \text{ mm}$

Factor de distribución,  $mg$

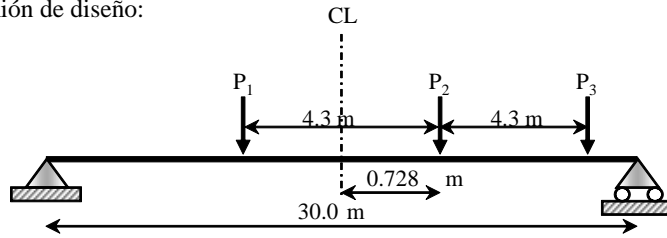
$$mg = \frac{N_L}{N_V} \quad N_L = 2 \quad mg = 0.50$$

$$N_V = 4$$



MEMORIA DE CÁLCULO

Camión de diseño:

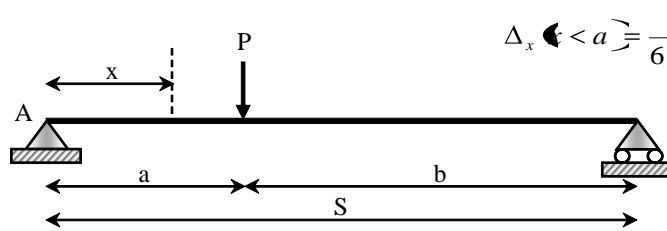


$$mg = 0.50$$

$$FI = 1.33 \text{ LRFD}$$

$$I = 1.22 \text{ LFD}$$

Del manual de la AISC (1994) - Caso 8



$$\Delta_x \ll a \approx \frac{P \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot I \cdot S} \sqrt{a^2 - b^2 - x^2}$$

LRFD:

	P (KN)	I <sub>sc</sub> (mm <sup>4</sup> )	x (mm)	a (mm)	b (mm)	Δ (mm)
P <sub>1</sub>	96.4	3.7E+11	15728	18572	11428	5
P <sub>2</sub>	96.4		14272	15728	14272	5
P <sub>3</sub>	23.3		14272	20028	9972	1

$$\Delta_{\text{camion}} = 11 \text{ mm}$$

LFD:

	P (KN)	I <sub>sc</sub> (mm <sup>4</sup> )	x (mm)	a (mm)	b (mm)	Δ (mm)
P <sub>1</sub>	88.5	2.7E+11	15728	18572	11428	6
P <sub>2</sub>	88.5		14272	15728	14272	6
P <sub>3</sub>	21.4		14272	20028	9972	1

$$\Delta_{\text{camion}} = 14 \text{ mm}$$

Carril de diseño:

$$\omega = FI \cdot q \cdot mg \qquad \Delta_{\text{carril}} = \frac{5 M \cdot S^2}{48 E_c \cdot I_e}$$

$$M = \frac{\omega \cdot S^2}{8} \qquad \Delta_{\downarrow} = \frac{P \cdot S^3}{48 \cdot E_c \cdot I_e}$$

	ω (N/mm)	M (N*mm)	Δ <sub>carril</sub> (mm)	Δ <sub>↓</sub> (mm)
LRFD	6.2	7.0E+08	6	-
LFD	5.7	6.4E+08	8	5

**MEMORIA DE CÁLCULO**

En LRFD, de las dos condiciones de carga, la más crítica resulta la del camión de diseño:

$$\Delta_{camion} \leq \Delta_{LL+I}$$

$$11 \leq 38 \text{ mm} \quad \text{Sí cumple}$$

En LFD, de las dos condiciones de carga, la más crítica resulta la del camión de diseño:

$$\Delta_{camion} \leq \Delta_{LL+I}$$

$$14 \leq 38 \text{ mm} \quad \text{Sí cumple}$$

A largo plazo (Collins and Mitchell, 1991) viga exterior:

Factores para estimar deflexiones a largo plazo (PCI, 1992 Tabla 4.6.2).- Los factores permiten aproximar el efecto de flujo plástico en el concreto.

Deflexión	Sección compuesta	
	No	Si
En el montaje		
Debido al peso propio (↓)	1.85	1.85
Al momento de liberar el presfuerzo (↑)	1.80	1.80
Final		
Debido al peso propio (↓)	2.70	2.40
Al momento de liberar el presfuerzo (↑)	2.45	2.20
Debido solo a la carga muerta impuesta (↓)	3.00	3.00
Debido a la sección compuesta (↓)	-	2.30

Deformación elástica debido al peso propio de la viga:

$$\Delta_{viga} = \frac{5}{384} \frac{w_v \cdot S^4}{E_c \cdot I_v}$$

LRFD	$\Delta_{viga} =$	30	mm	↓
LFD	$\Delta_{viga} =$	41	mm	↓

Deformación elástica debido a la liberación del presfuerzo (centro del claro):

$$\Delta_{pi} = -\frac{1}{8} \frac{F_{pi} \cdot e_{CL} \cdot S^2}{E_c \cdot I_v}$$

LRFD	$\Delta_{pi} =$	82	mm	↑
LFD	$\Delta_{pi} =$	95	mm	↑

Deflexión neta al tiempo de la colocación del tablero:

LRFD	$\Delta_1 =$	91	mm	↑
LFD	$\Delta_1 =$	96	mm	↑

Deformación elástica debido al tablero y diafragmas:

$b = 10000 \text{ mm}$

$$\Delta_{DS} = \frac{5}{384} \frac{w_{DS} \cdot S^4}{E_c \cdot I_v} + \frac{1}{24} \frac{P \cdot b}{E_c \cdot I_v} \left( S^2 - 4 \cdot b^2 \right)$$

LRFD	$\Delta_{DS} =$	24	mm	↓
LFD	$\Delta_{DS} =$	34	mm	↓

Deformación elástica debido a la carga adicional actuando en la sección compuesta:

$$\Delta_{DA} = \frac{5}{384} \frac{w_{DA} \cdot S^4}{E_c \cdot I_{sc}}$$

LRFD	$\Delta_{DA} =$	9	mm	↓
LFD	$\Delta_{DA} =$	13	mm	↓

**Deflexión neta a largo plazo:**

LRFD	$\Delta_2 =$	14	mm	↑
LFD	$\Delta_2 =$	21	mm	↓

MEMORIA DE CÁLCULO

D.6 REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA

D.6.1 Flexión.-

LRFD:

Esfuerzo en el acero de presfuerzo (adherido) (5.7.3.1.1):

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left( 1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.7.3.1.1-1)$$

$$f_{ps} = 1.8E+03 \text{ MPa}$$

$$k = 0.28$$

$$d_p = 1569 \text{ mm}$$

Para el centro del claro

Ubicación del eje neutro:

Comportamiento como sección T

$$c = \frac{A_{sp} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y' - 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot (b_w - b_f) \cdot h_f}{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b_w + k \cdot A_{sp} \cdot \left( \frac{f_{pu}}{d_p} \right)} \quad c = 252 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.80$$

$$T_p = A_{sp} \cdot f_{ps}$$

$$T_p = 8.4E+06 \text{ N}$$

Resistencia factorizada a flexión:

$$\phi = 1.00$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a = 202 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot \left[ A_{sp} \cdot f_{ps} \cdot \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \frac{a}{2} \right) - A_s' \cdot f_y' \cdot \left( d_s' - \frac{a}{2} \right) + 0.85 \cdot f_c' \cdot (b_w - b_f) \cdot \beta_1 \cdot h_f \cdot \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 1.2E+10 \text{ N*mm}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$1.2E+10 \geq 8.3E+09 \quad \text{N*mm} \quad \text{Sí cumple}$$

LFD:

Esfuerzo en el acero de presfuerzo (adherido) (9.17.4.1):

$$f_{su}^* = f_{pu} \cdot \left\{ 1 - \frac{\gamma^*}{\beta_1} \cdot \left[ \frac{\rho^* \cdot f_{pu}}{f_c'} + \frac{d_t}{d} \cdot \left( \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} \right) \right] \right\} \quad f_{su}^* = 1.8E+03 \text{ MPa}$$

$$(9.17.1) \quad \gamma^* = 0.28$$

$$\beta_1 = 0.80$$

$$d = 1376 \text{ mm}$$

$$d_t = 1541 \text{ mm}$$

$$\rho^* = \frac{A_{sp}}{b \cdot d} = 0.0017$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d_t} = 0.0002$$

$$T_p = A_{sp} \cdot f_{su}^*$$

$$T_p = 8.2E+06 \text{ N}$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Ubicación del bloque equivalente de compresión:

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{su}^* + A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} \qquad a = 143 \text{ mm}$$

Resistencia factorizada a flexión:

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_{sp} \cdot f_{su}^* \cdot d \cdot \left[ 1 - 0.6 \cdot \left( \frac{\rho^* \cdot f_{su}^*}{f_c'} + \frac{d_t \cdot \rho \cdot f_y}{d \cdot f_c'} \right) \right] + A_s \cdot f_y \cdot d_t \cdot \left[ 1 - 0.6 \cdot \left( \frac{d}{d_t} \cdot \frac{\rho^* \cdot f_{su}^*}{f_c'} + \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} \right) \right] \right\}$$

$$\phi M_n = 1.1E+10 \text{ N*mm}$$

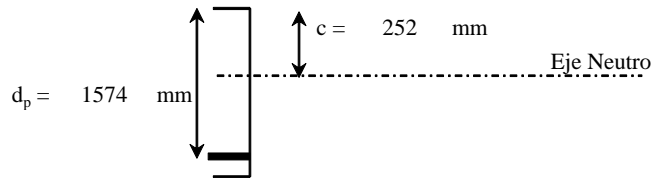
$$\begin{matrix} \phi M_n \geq M_u \\ 1.1E+10 \geq 7.4E+09 \end{matrix} \quad \text{N*mm} \quad \text{Sí cumple}$$

**D.6.2 Verificación de acero de presfuerzo máximo.-**

**LRFD:** (5.7.3.3.1)

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$d_e = \frac{A_{sp} \cdot f_{ps} \cdot d_p + A_s \cdot f_y \cdot d_s}{A_{sp} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y}$$



donde:

c = Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro (mm)

d<sub>e</sub> = Profundidad efectiva desde la fibra extrema en compresión al centroide del presfuerzo (mm)

$$\frac{c}{d_e} = 0.16 < 0.42 \quad \text{Sí cumple}$$

**LFD:** (9.18.1)

$$\frac{\rho^* \cdot f_{su}^*}{f_c'} + \frac{d_t \cdot \rho \cdot f_y}{d \cdot f_c'} - \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} \leq 0.36 \cdot \beta_1$$

$$0.0884 \leq 0.2880 \quad \text{Sí cumple}$$

**D.6.3 Verificación de acero de presfuerzo mínimo.-**

Momento de agrietamiento:  $f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f_c'}$   $f_r = 3.7 \text{ MPa}$

Incremento de esfuerzo para causar agrietamiento:  $\Delta f_{inf} = f_r - f_{inf}$

(Sin considerar las varillas de refuerzo)

LRFD  $\Delta f_{inf} = 1.39 \text{ MPa}$

LFD  $\Delta f_{inf} = -0.21 \text{ MPa}$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Incremento de momento:  $\Delta M = S_{sc\ inf\ viga} \cdot \Delta f_{inf}$

LRFD  $\Delta M = 4.2E+08 \text{ N}^*\text{mm}$   
 LFD  $\Delta M = -5E+07 \text{ N}^*\text{mm}$

Momento de agrietamiento:

LRFD  $M_{cr} = M_{V+DS} + M_{DA} + 0.8 \cdot M_{LL+IM} + \Delta M$   $M_{cr} = 5.9E+09 \text{ N}^*\text{mm}$   
 LFD  $M_{cr} = M_{V+DS} + M_{DA} + M_{L+I} + \Delta M$   $M_{cr} = 4.8E+09 \text{ N}^*\text{mm}$

Valor crítico ( $M_n=1.2M_{cr}$ )

**LRFD:**  $\phi M_n \geq M_{cr}$   
 $1.2E+10 \geq 7.1E+09 \text{ N}^*\text{mm}$  **Sí cumple**

**LFD:**  $\phi M_n \geq M_{cr}$   
 $1.1E+10 \geq 5.7E+09 \text{ N}^*\text{mm}$  **Sí cumple**

**D.6.4 Acero de refuerzo en las caras de la viga.-**

Según los artículos (5.7.3.4-4) de LRFD y (8.17.2.1.3) de LFD, se proporcionará acero de refuerzo en las caras de la viga si  $d_e > 990 \text{ mm}$  y su espaciamiento máximo no excederá  $d_s/6$  ó  $300 \text{ mm}$ .

**LRFD:**  $A_{sk} \geq 0.001 \cdot \left[ \phi_s - 760 \right]$   $A_{sk} = 0.809 \text{ mm}^2/\text{mm}$   
 $A_{sk} \leq \frac{A_s + A_{sp}}{1200}$   $A_{sk} = 8.09 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $A_{sk} = 6.23 \text{ cm}^2$   
 $0.81 \leq 54.98 \text{ mm}^2/\text{mm}$  **Sí cumple**

$\therefore$  Usar **5 N°4c/19 cm (en cada cara)**  $A_{sk} = 6.35 \text{ cm}^2$

**LFD:**  $A_{sk} \geq 0.001 \cdot \left[ \phi_s - 760 \right]$   $A_{sk} = 0.739 \text{ mm}^2/\text{mm}$   
 $2 \cdot A_{sk} \leq 0.5 \cdot A_s$   $A_{sk} = 7.39 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $8.42 \leq 22.70 \text{ cm}^2$  **Sí cumple**  
 $A_{sk} = 4.21 \text{ cm}^2$

$\therefore$  Usar **4 N°4c/19 cm (en cada cara)**  $A_{sk} = 5.08 \text{ cm}^2$

**D.6.5 Cortante (asumiendo que no existe torsión).-**

**LRFD:**  $d_v \geq \begin{cases} d_e - 0.5 \cdot a \\ 0.9 \cdot d_e \\ 0.72 \cdot h_v \end{cases}$   $b_v = 200 \text{ mm}$   
 $A_s = 760 \text{ mm}^2$

1. Calcular  $M_u$  y  $V_u$  a una distancia ( $d_v$  y/o  $d_v \tan \theta$ ) del eje del apoyo:

2. Calcular la relación  $v_u/f'_c$ :  $v_u = \frac{V_u}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v}$

MEMORIA DE CÁLCULO

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	V <sub>DC</sub> (N)	V <sub>DW</sub> (N)	V <sup>camion</sup> (N)	V <sup>carril</sup> (N)	V <sub>L+I</sub> (N)	V <sub>u</sub> (N)
1	36	1500	3.9E+05	3.1E+04	2.8E+05	1.3E+05	3.3E+05	1.0E+06
		1600	3.9E+05	3.1E+04	2.8E+05	1.3E+05	3.3E+05	1.0E+06
		2000	3.8E+05	3.0E+04	2.7E+05	1.2E+05	3.2E+05	1.0E+06
		2500	3.6E+05	2.9E+04	2.7E+05	1.2E+05	3.1E+05	9.9E+05
2	42	<b>3500</b>	3.3E+05	2.7E+04	2.6E+05	1.1E+05	3.0E+05	9.2E+05
		3750	3.3E+05	2.6E+04	2.5E+05	1.1E+05	2.9E+05	9.1E+05
		4262	3.1E+05	2.5E+04	2.5E+05	1.0E+05	2.9E+05	8.8E+05
		5500	2.8E+05	2.2E+04	2.3E+05	9.3E+04	2.7E+05	8.0E+05
		6500	2.5E+05	2.0E+04	2.2E+05	8.6E+04	2.5E+05	7.4E+05
3	48	<b>7000</b>	2.3E+05	1.9E+04	2.2E+05	8.2E+04	2.5E+05	7.1E+05
		7250	2.3E+05	1.8E+04	2.2E+05	8.0E+04	2.4E+05	6.9E+05
		7762	2.1E+05	1.7E+04	2.1E+05	7.7E+04	2.4E+05	6.6E+05
		8000	2.0E+05	1.6E+04	2.1E+05	7.5E+04	2.3E+05	6.5E+05
		10000	1.4E+05	1.2E+04	1.9E+05	6.2E+04	2.0E+05	5.2E+05
		12000	8.6E+04	7.0E+03	1.6E+05	5.0E+04	1.8E+05	4.1E+05
		<b>15000</b>	0.0E+00	0.0E+00	1.3E+05	3.5E+04	1.4E+05	2.3E+05

3. Estimar un valor inicial de  $\theta$  y calcular  $\varepsilon_x$  (5.8.3.4.2-1): 
$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v}\right) + 0.5 \cdot V_u \cdot \text{ctan}\theta - A_{sp} \cdot f_{po}}{2 \cdot \left( \epsilon_s A_s + E_p A_{sp} \right)}$$

$f_{po} = 0.7 \cdot f_{pu}$   
 $f_{po} = 1.3E+03 \text{ MPa}$

Si el valor de  $\varepsilon_x$  es negativo se deberá corregir con la siguiente expresión (5.8.3.4.2-3):

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v}\right) + 0.5 \cdot V_u \cdot \text{ctan}\theta - A_{sp} \cdot f_{po}}{2 \cdot \left( \epsilon_c \cdot A_c + E_s A_s + E_p A_{sp} \right)}$$

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	M <sub>DC</sub> (N*mm)	M <sub>DW</sub> (N*mm)	M <sup>camion</sup> (N*mm)	M <sup>carril</sup> (N*mm)	M <sub>L+I</sub> (N*mm)	M <sub>u</sub> (N*mm)
1	36	1500	6.1E+08	5.0E+07	3.9E+08	2.0E+08	4.8E+08	1.6E+09
		1600	6.5E+08	5.3E+07	4.2E+08	2.1E+08	5.1E+08	1.7E+09
		2000	8.0E+08	6.5E+07	5.2E+08	2.6E+08	6.3E+08	2.1E+09
		2500	9.8E+08	8.0E+07	6.5E+08	3.2E+08	7.9E+08	2.6E+09
2	42	<b>3500</b>	1.3E+09	1.1E+08	8.3E+08	4.3E+08	1.0E+09	3.4E+09
		3750	1.4E+09	1.1E+08	9.3E+08	4.6E+08	1.1E+09	3.7E+09
		4262	1.6E+09	1.3E+08	1.0E+09	5.1E+08	1.2E+09	4.1E+09
		5500	1.9E+09	1.6E+08	1.3E+09	6.3E+08	1.5E+09	5.0E+09
		6500	2.2E+09	1.8E+08	1.4E+09	7.1E+08	1.7E+09	5.7E+09
3	48	<b>7000</b>	2.3E+09	1.9E+08	1.5E+09	7.5E+08	1.8E+09	6.0E+09
		7250	2.4E+09	1.9E+08	1.5E+09	7.7E+08	1.9E+09	6.1E+09
		<u>7762</u>	2.5E+09	2.0E+08	1.6E+09	8.0E+08	1.9E+09	6.4E+09
		8000	2.5E+09	2.0E+08	1.6E+09	8.2E+08	2.0E+09	6.5E+09
		10000	2.9E+09	2.3E+08	1.8E+09	9.3E+08	2.2E+09	7.4E+09
		12000	3.1E+09	2.5E+08	2.0E+09	1.0E+09	2.4E+09	8.0E+09
		<b>15000</b>	3.2E+09	2.6E+08	2.1E+09	1.0E+09	2.5E+09	8.3E+09

**MEMORIA DE CÁLCULO**

4. Verificar necesidad de refuerzo transversal:  $V_u > 0.5 \cdot \phi_v \cdot V_c$   
 $V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d_v \cdot b_v$

5. Calcular la resistencia requerida por el acero de refuerzo del alma:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d_v \cdot b_v$$

6. Calcular el espaciamiento requerido (5.8.2.7):  $s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \tan\theta}{V_s}$

Si: N° 3  $A_v = 142 \text{ mm}^2$   
 $\emptyset = 9.5 \text{ mm}$

Si:  $v_u < 0.125 \cdot f'_c$  entonces:  $s_{max} = 0.8 \cdot d_v \leq 600 \text{ mm}$   
 $v_u \geq 0.125 \cdot f'_c$  entonces:  $s_{max} = 0.4 \cdot d_v \leq 300 \text{ mm}$

7. Verificar refuerzo transversal mínimo (5.8.2.5):  $A_v \geq 0.083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y}$

8. Verificar la suficiencia del refuerzo longitudinal (5.8.3.5)

$$A_s \cdot f_y + A_{sp} \cdot f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \cdot \phi_f} + \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s \right) \cdot \tan\theta$$

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	d <sub>e</sub> (mm)	c (mm)	a (mm)	d <sub>e</sub> -0.5a (mm)	0.9d <sub>e</sub> (mm)	0.72h (mm)	d <sub>v</sub> (mm)	v <sub>u</sub> /f' <sub>c</sub> (MPa)
1	36	1500	1544	91	77	1505	1389	1260	1505	0.111
		1600	1544	91	77	1505	1389	1260	1505	0.110
		2000	1544	91	77	1505	1389	1260	1505	0.107
		2500	1544	91	77	1505	1389	1260	1505	0.104
2	42	<b>3500</b>	1555	173	147	1481	1399	1260	1481	0.099
		3750	1555	173	147	1481	1399	1260	1481	0.097
		4262	1555	173	147	1481	1399	1260	1481	0.094
		5500	1555	173	147	1481	1399	1260	1481	0.086
		6500	1555	173	147	1481	1399	1260	1481	0.079
3	48	<b>7000</b>	1569	252	202	1469	1412	1260	1469	0.077
		7250	1569	252	202	1469	1412	1260	1469	0.075
		7762	1569	252	202	1469	1412	1260	1469	0.072
		8000	1569	252	202	1469	1412	1260	1469	0.070
		10000	1569	252	202	1469	1412	1260	1469	0.057
		12000	1569	252	202	1469	1412	1260	1469	0.044
		<b>15000</b>	1569	252	202	1469	1412	1260	1469	0.025

MEMORIA DE CÁLCULO

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	θ Asumido	ε <sub>x</sub> *1000 Calculado	ε <sub>x</sub> *1000 Corregido	θ	ε <sub>x</sub> *1000	ctan θ	β	Verificar Paso 4
1	36	1500	25.0	-0.00144	-0.00014	23.7	-0.00014	2.28	2.87	Requiere
		1600	25.0	-0.00140	-0.00014	23.7	-0.00014	2.28	2.87	Requiere
		2000	25.0	-0.00126	-0.00013	23.7	-0.00012	2.28	2.87	Requiere
		2500	25.0	-0.00109	-0.00011	23.7	-0.00011	2.28	2.87	Requiere
2	42	<b>3500</b>	25.0	-0.00109	-0.00012	23.7	-0.00012	2.28	2.87	Requiere
		3750	25.0	-0.00100	-0.00011	22.5	-0.00011	2.41	3.14	Requiere
		4262	25.0	-0.00087	-0.00010	22.5	-0.00009	2.41	3.14	Requiere
		5500	25.0	-0.00059	-0.00007	22.5	-0.00006	2.41	3.14	Requiere
		6500	25.0	-0.00039	-0.00004	22.5	-0.00004	2.41	3.14	Requiere
3	48	<b>7000</b>	25.0	-0.00061	-0.00008	22.5	-0.00007	2.41	3.14	Requiere
		7250	25.0	-0.00057	-0.00007	22.5	-0.00007	2.41	3.14	Requiere
		7762	25.0	-0.00050	-0.00006	21.8	-0.00006	2.50	3.75	Requiere
		8000	25.0	-0.00047	-0.00006	21.8	-0.00005	2.50	3.75	Requiere
		10000	25.0	-0.00026	-0.00003	21.8	-0.00003	2.50	3.75	Requiere
		12000	25.0	-0.00013	-0.00002	21.8	-0.00001	2.50	3.75	Requiere
		<b>15000</b>	25.0	-0.00012	-0.00002	21.8	-0.00001	2.50	3.75	N/A

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	V <sub>s</sub> (N)	Requerido			Proporc.		f <sub>ps</sub> (MPa)	Verificar Paso 8	φV <sub>n</sub> /V <sub>u</sub>
				s (mm)	s <sub>max</sub> (mm)	s (mm)	Verificar Paso 7				
1	36	1500	7.4E+05	276	600	250	Cumple	1829	Cumple	1.07	
		1600	7.3E+05	279	600	250	Cumple	1829	Cumple	1.07	
		2000	7.1E+05	290	600	250	Cumple	1829	Cumple	1.10	
		2500	6.7E+05	305	600	250	Cumple	1829	Cumple	1.13	
2	42	<b>3500</b>	6.1E+05	331	600	250	Cumple	1802	Cumple	1.19	
		3750	5.5E+05	386	600	300	Cumple	1802	Cumple	1.16	
		4262	5.2E+05	412	600	300	Cumple	1802	Cumple	1.20	
		5500	4.3E+05	493	600	300	Cumple	1802	Cumple	1.31	
		6500	3.7E+05	584	600	300	Cumple	1802	Cumple	1.42	
3	48	<b>7000</b>	3.4E+05	631	600	300	Cumple	1776	Cumple	1.47	
		7250	3.2E+05	664	600	500	Cumple	1776	Cumple	1.14	
		7762	2.0E+05	1117	600	500	Cumple	1776	Cumple	1.33	
		8000	1.8E+05	1216	600	500	Cumple	1776	Cumple	1.36	
		10000	4.1E+04	5299	600	500	Cumple	1776	Cumple	1.68	
		12000	-9.1E+04	-2420	600	500	Cumple	1776	Cumple	2.17	
		<b>15000</b>	-2.9E+05	-767	600	500	Cumple	1776	Cumple	3.83	



MEMORIA DE CÁLCULO

LFD:

$$b_v = 200 \text{ mm}$$

1. Calcular  $M_u$  y  $V_u$  a una distancia  $h/2$  de la cara del apoyo  $d_v$  del eje del apoyo

Grupo	# Torones	$L_2$ (mm)	$V_D$ (N)	$V^{\text{camion}}$ (N)	$V_{L+I}$ (N)	$V_u$ (N)	$M_D$ (N*mm)	$M^{\text{camion}}$ (N*mm)	$M_{L+I}$ (N*mm)	$M_u$ (N*mm)
1	34	1500	4.1E+05	2.8E+05	1.9E+05	9.4E+05	6.4E+08	3.9E+08	2.6E+08	1.4E+09
		1600	4.1E+05	2.8E+05	1.9E+05	9.3E+05	6.8E+08	4.2E+08	2.8E+08	1.5E+09
		2000	3.9E+05	2.7E+05	1.8E+05	9.1E+05	8.4E+08	5.2E+08	3.5E+08	1.9E+09
		2500	3.8E+05	2.7E+05	1.8E+05	8.8E+05	1.0E+09	6.5E+08	4.4E+08	2.3E+09
2	40	3500	3.5E+05	2.6E+05	1.7E+05	8.3E+05	1.4E+09	8.3E+08	5.6E+08	3.0E+09
		3750	3.4E+05	2.5E+05	1.7E+05	8.1E+05	1.5E+09	9.3E+08	6.3E+08	3.3E+09
		4262	3.3E+05	2.5E+05	1.7E+05	7.8E+05	1.6E+09	1.0E+09	6.9E+08	3.6E+09
		5500	2.9E+05	2.3E+05	1.6E+05	7.2E+05	2.0E+09	1.3E+09	8.6E+08	4.5E+09
		6500	2.6E+05	2.2E+05	1.5E+05	6.6E+05	2.3E+09	1.4E+09	9.7E+08	5.1E+09
3	46	7000	2.4E+05	2.2E+05	1.5E+05	6.4E+05	2.4E+09	1.5E+09	1.0E+09	5.3E+09
		7250	2.4E+05	2.2E+05	1.4E+05	6.2E+05	2.5E+09	1.5E+09	1.0E+09	5.5E+09
		7762	2.2E+05	2.1E+05	1.4E+05	5.9E+05	2.6E+09	1.6E+09	1.1E+09	5.7E+09
		8000	2.1E+05	2.1E+05	1.4E+05	5.8E+05	2.6E+09	1.6E+09	1.1E+09	5.8E+09
		10000	1.5E+05	1.9E+05	1.2E+05	4.7E+05	3.0E+09	1.8E+09	1.2E+09	6.6E+09
		12000	9.0E+04	1.6E+05	1.1E+05	3.6E+05	3.2E+09	2.0E+09	1.3E+09	7.1E+09
		15000	0.0E+00	1.3E+05	8.8E+04	1.9E+05	3.4E+09	2.1E+09	1.4E+09	7.4E+09

2. Calcular la resistencia a cortante proporcionada por el concreto (9.20.2.1) y verificar límites:

$$V_c < \begin{cases} V_{cw} = \left( 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} + 0.3 \cdot f_{pe} \right) b_v \cdot d + V_p \\ V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d + V_D + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}} \end{cases} \quad M_{cr} = \frac{I_{sc}}{y_{scinfviga}} \cdot \left( 0.5 \cdot \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$V_c \geq 0.14 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d$$

3. Verificar necesidad de refuerzo transversal (9.20.3):  $V_u > \phi V_c$

4. Calcular la resistencia requerida por el acero de refuerzo del alma (9.20.3.1):  $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$

$$V_s \leq 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d$$

5. Calcular el espaciamiento requerido (9.20.3.1):  $s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$

Si: N° 3  $A_v = 142 \text{ mm}^2$   
 $\emptyset = 9.5 \text{ mm}$

Cuando el refuerzo consista de estribos (9.20.3.2)  $s_{max} \leq \begin{cases} 0.75 \cdot H = 1013 \text{ mm} \\ 610 \text{ mm} \end{cases}$

6. Verificar refuerzo transversal mínimo (9.20.3.3):  $A_v = \frac{0.345 \cdot b_v \cdot s}{f_y}$

MEMORIA DE CÁLCULO

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	c (mm)	d (mm)	0.80h (mm)	d <sub>v</sub> (mm)	f <sub>pe</sub> (MPa)	f <sub>d</sub> (MPa)	M <sub>cr</sub> (MPa)
1	34	1500	187	1351	1240	1351	14.5	2.8	1.6E+04
		1600	187	1351	1240	1351	14.5	2.9	1.6E+04
		2000	187	1351	1240	1351	14.5	3.6	1.5E+04
		2500	187	1351	1240	1351	14.5	4.4	1.4E+04
2	40	3500	219	1361	1240	1361	15.8	5.9	1.4E+04
		3750	219	1361	1240	1361	15.8	6.2	1.4E+04
		4262	219	1361	1240	1361	15.8	7.0	1.3E+04
		5500	219	1361	1240	1361	15.8	8.6	1.1E+04
		6500	219	1361	1240	1361	15.8	9.7	1.0E+04
3	46	7000	250	1376	1240	1376	17.3	10.1	1.1E+04
		7250	250	1376	1240	1376	17.3	10.3	1.1E+04
		7762	250	1376	1240	1376	17.3	10.8	1.0E+04
		8000	250	1376	1240	1376	17.3	11.0	1.0E+04
		10000	250	1376	1240	1376	17.3	12.5	8.5E+03
		12000	250	1376	1240	1376	17.3	13.5	7.4E+03
		15000	250	1376	1240	1376	17.3	14.1	6.8E+03

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	V <sub>ci</sub> (N)	V <sub>cw</sub> (N)	V <sub>c</sub> (N)	Verificar Paso 2	Corregido		V <sub>s</sub> (N)	Verificar Paso 4
							V <sub>c</sub> (N)	Verificar Paso 3		
1	34	1500	4.9E+05	1.6E+06	4.9E+05	Cumple	4.9E+05	Requiere	5.5E+05	Cumple
		1600	4.9E+05	1.6E+06	4.9E+05	Cumple	4.9E+05	Requiere	5.5E+05	Cumple
		2000	4.7E+05	1.6E+06	4.7E+05	Cumple	4.7E+05	Requiere	5.4E+05	Cumple
		2500	4.6E+05	1.6E+06	4.6E+05	Cumple	4.6E+05	Requiere	5.2E+05	Cumple
2	40	<b>3500</b>	4.3E+05	1.8E+06	4.3E+05	Cumple	4.3E+05	Requiere	4.9E+05	Cumple
		3750	4.2E+05	1.8E+06	4.2E+05	Cumple	4.2E+05	Requiere	4.8E+05	Cumple
		4262	4.1E+05	1.8E+06	4.1E+05	Cumple	4.1E+05	Requiere	4.7E+05	Cumple
		5500	3.7E+05	1.8E+06	3.7E+05	Cumple	3.7E+05	Requiere	4.3E+05	Cumple
		6500	3.4E+05	1.8E+06	3.4E+05	Cumple	3.4E+05	Requiere	4.0E+05	Cumple
3	46	<b>7000</b>	3.3E+05	1.9E+06	3.3E+05	Cumple	3.3E+05	Requiere	3.8E+05	Cumple
		7250	3.2E+05	1.9E+06	3.2E+05	Cumple	3.2E+05	Requiere	3.7E+05	Cumple
		7762	3.0E+05	1.9E+06	3.0E+05	Cumple	3.0E+05	Requiere	3.6E+05	Cumple
		8000	3.0E+05	1.9E+06	3.0E+05	Cumple	3.0E+05	Requiere	3.5E+05	Cumple
		10000	2.3E+05	1.9E+06	2.3E+05	Cumple	2.3E+05	Requiere	2.9E+05	Cumple
		12000	1.7E+05	1.9E+06	1.7E+05	No	2.3E+05	Requiere	1.7E+05	Cumple
		<b>15000</b>	8.1E+04	1.9E+06	8.1E+04	No	2.3E+05	Requiere	-1.5E+04	Cumple

MEMORIA DE CÁLCULO

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	s (mm)	s <sub>max</sub> (mm)	Propor.	Verificar Paso 6	ϕV <sub>n</sub> /V <sub>u</sub>
					s (mm)		
1	34	1500	146	610	120	Cumple	1.12
		1600	147	610	120	Cumple	1.12
		2000	150	610	120	Cumple	1.13
		2500	155	610	120	Cumple	1.15
2	40	3500	166	610	120	Cumple	1.20
		3750	169	610	150	Cumple	1.07
		4262	174	610	150	Cumple	1.09
		5500	190	610	150	Cumple	1.14
		6500	205	610	150	Cumple	1.20
3	46	7000	216	610	150	Cumple	1.24
		7250	220	610	150	Cumple	1.25
		7762	230	610	150	Cumple	1.29
		8000	235	610	150	Cumple	1.31
		10000	287	610	200	Cumple	1.24
		12000	489	610	200	Cumple	1.61
		15000	-5597	610	200	Cumple	2.99

D.6.6 Transferencia de cortante entre la viga y el tablero.-

LRFD: (5.8.4)  $\phi_v V_{nh} \geq \eta V_{uh}$

Resistencia nominal a cortante por fricción:  $V_{nh} = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot \left( \frac{A_{vf}}{s} \cdot f_y + P_c \right)$

(5.8.4.2)  $c = 0.7$  MPa  $A_{cv} = 500$  mm<sup>2</sup>  $P_c = 16.3$  N/mm

(5.8.4.2)  $\mu = 1.0$   $A_{vf} = 142$  mm<sup>2</sup>

$$V_{nh} \leq \begin{cases} 0.2 \cdot f_c' \cdot A_{cv} = 2.5E+03 \text{ N/mm} \\ 5.5 \cdot A_{cv} = 2.8E+03 \text{ N/mm} \end{cases}$$

Cortante horizontal debido a la barrera, superficie de rodamiento y carga viva:

$$V_{uh} = \frac{V_u \cdot Q}{I_{sc}} \quad V_u = 1.25 \cdot DC_b + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (L + IM)$$

MEMORIA DE CÁLCULO

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	s (mm)	V <sub>nh</sub> (N)	Verificar límite	V <sub>u</sub> (N)	V <sub>uh</sub> (N)	A <sub>vf min</sub>	ϕ <sub>v</sub> V <sub>nh</sub> /ηV <sub>uh</sub>
1	36	1500	250	605	Cumple	7.3E+05	341	Cumple	1.68
		1600	250	605	Cumple	7.3E+05	339	Cumple	1.69
		2000	250	605	Cumple	7.1E+05	332	Cumple	1.73
		2500	250	605	Cumple	7.0E+05	323	Cumple	1.78
2	42	3500	250	605	Cumple	6.6E+05	305	Cumple	1.88
		3750	300	565	Cumple	6.5E+05	301	Cumple	1.78
		4262	300	565	Cumple	6.3E+05	292	Cumple	1.84
		5500	300	565	Cumple	5.8E+05	270	Cumple	1.99
		6500	300	565	Cumple	5.4E+05	253	Cumple	2.12
3	48	7000	300	565	Cumple	5.3E+05	244	Cumple	2.20
		7250	500	486	Cumple	5.2E+05	240	Cumple	1.92
		7762	500	486	Cumple	5.0E+05	231	Cumple	1.99
		8000	500	486	Cumple	4.9E+05	227	Cumple	2.03
		10000	500	486	Cumple	4.2E+05	194	Cumple	2.38
		12000	500	486	Cumple	3.5E+05	161	Cumple	2.87
		15000	500	486	Cumple	2.4E+05	113	Cumple	4.09

El cortante por fricción para este caso en particular no gobierna el espaciamiento de estribos en ninguna ubicación.

Longitud de desarrollo (5.11.2.4.1):  $l_{hb} = \frac{100 \cdot d_b}{\sqrt{f_c}}$   $l_{hb} = 161 \text{ mm}$

Factor de modificación = 0.7 (5.11.2.4.2)

$l_{dh} \geq \begin{cases} 112 \text{ mm} & \text{Si} \\ 8 \cdot d_b = 76 \text{ mm} & \text{Si} \\ 150 \text{ mm} & \text{No} \end{cases}$   $l_{dh} = 112 \text{ mm}$

$l_{dh} = 150 \text{ mm}$

Longitud disponible:  $l_{disponible} = h - r$

$l_{dh} \leq l_{disponible}$  **Sí cumple** Usar longitud de desarrollo,  $l_{dh} = 150 \text{ mm}$

**LFD:** (9.20.4.3)  $V_{uh} \leq \phi V_{nh}$

Resistencia nominal a cortante por fricción (9.20.4.3.a):  $V_{nh} = \mu \cdot \left( \frac{A_{vf}}{s} \cdot f_y \right)$

(8.16.6.4c)  $\mu = 1.0$   $V_{nh} \leq \left( \frac{1.10 \cdot f_y}{275} \right) \cdot b_v \cdot d$

Cortante horizontal debido a la barrera, superficie de rodamiento y carga viva:

$V_{uh} = \frac{V_u \cdot Q}{I_{sc}}$   $V_u = 1.3 \cdot C_{Db+rod} + 1.67 \cdot V_{L+I}$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Grupo	# Torones	L <sub>2</sub> (mm)	s (mm)	V <sub>nh</sub> (N)	Verificar límite	V <sub>u</sub> (N)	V <sub>uh</sub> (N)	A <sub>vf min</sub>	ϕV <sub>nh</sub> /V <sub>uh</sub>
1	36	1500	120	5.0E+02	Cumple	5.6E+05	3.0E+02	Cumple	1.52
		1600	120	5.0E+02	Cumple	5.6E+05	2.9E+02	Cumple	1.52
		2000	120	5.0E+02	Cumple	5.5E+05	2.9E+02	Cumple	1.55
		2500	120	5.0E+02	Cumple	5.4E+05	2.8E+02	Cumple	1.59
2	42	3500	120	5.0E+02	Cumple	5.1E+05	2.7E+02	Cumple	1.68
		3750	150	4.0E+02	Cumple	5.0E+05	2.6E+02	Cumple	1.36
		4262	150	4.0E+02	Cumple	4.9E+05	2.6E+02	Cumple	1.40
		5500	150	4.0E+02	Cumple	4.5E+05	2.4E+02	Cumple	1.51
		6500	150	4.0E+02	Cumple	4.3E+05	2.2E+02	Cumple	1.61
3	48	7000	150	4.0E+02	Cumple	4.1E+05	2.2E+02	Cumple	1.66
		7250	150	4.0E+02	Cumple	4.1E+05	2.1E+02	Cumple	1.69
		7762	150	4.0E+02	Cumple	3.9E+05	2.0E+02	Cumple	1.75
		8000	150	4.0E+02	Cumple	3.9E+05	2.0E+02	Cumple	1.78
		10000	200	3.0E+02	Cumple	3.3E+05	1.7E+02	Cumple	1.56
		12000	200	3.0E+02	Cumple	2.7E+05	1.4E+02	Cumple	1.87
		15000	200	3.0E+02	Cumple	1.9E+05	1.0E+02	Cumple	2.68

El cortante por fricción para este caso en particular no gobierna el espaciamiento de estribos en ninguna ubicación.

Longitud de desarrollo (8.29): Igual que en LRFD

Usar longitud de desarrollo,  $l_{dh} = 150$  mm

**D.6.7 Zona de anclaje (pretensado).-**

**LRFD y LFD:** (5.10.10) y (9.22)

Resistencia factorada a rotura en el estado límite de servicio:

$$P_r = f_s \cdot A_s$$

$$f_s = 140 \text{ MPa}$$

La resistencia factorizada proporcionada por el refuerzo transversal no deberá ser menor que 4% de la fuerza de presfuerzo (en la transferencia).

Fuerza de presfuerzo en la transferencia en el extremo de la viga:

LRFD	$F_i = 4.4E+06$ N
LFD	$F_i = 4.1E+06$ N

Área de acero requerida para cumplir con  $f_s$

$$A_s = \frac{0.04 \cdot F_i}{f_s} \quad A_s = 1252 \text{ mm}^2$$

Número de estribos requeridos:  $N^\circ = 9$

Longitud de distribución del acero requerido:  $\frac{h_v}{4} = 388$  mm

∴ Usar estribos **9 N° 3 c/ 5 cm**

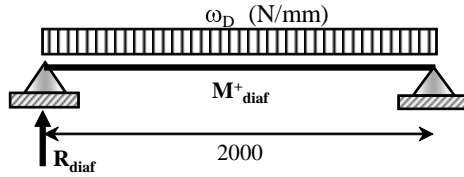
**MEMORIA DE CÁLCULO**

Refuerzo de confinamiento: La separación del refuerzo transversal no excederá 150 mm.  
 Distancia de confinamiento:  $L_{conf} = 1.5 \cdot h_v$   $L_{conf} = 2325$  mm

∴ Usar estribos **12 N° 3 c/ 15 cm**

**D.7 DISEÑO DEL DIAFRAGMA**

Se proveerán diafragmas en la zona de los apoyos y a cada tercios del tramo.



Ancho,  $b_{diaf}$   $b_{diaf} = 200$  mm  
 Altura,  $h_{diaf}$  ( $2/3h_v$ )  
 LRFD  $h_{diaf} = 1000$  mm  
 LFD  $h_{diaf} = 900$  mm

Efectos debidos a otras cargas: Ancho de losa,  $b_{losa}$   $b_{losa} = 600$  mm  
 Espesor del tablero,  $h$   $h = 200$  mm

	$\omega_D$ (N/mm)	$M_{diaf}^+$ (N*mm)	$R_{diaf}$ (N)	$M_u$ (N*mm)	$V_u$ (N)
LRFD	7.3	3.6E+06	7.3E+03	4.3E+06	8.6E+03
LFD	6.8	3.4E+06	6.8E+03	4.4E+06	8.9E+03

Siguiendo el mismo procedimiento que para la nervadura de concreto reforzado se tiene:

Refuerzo por flexión:

Lecho inferior Usar **2 N° 5**  $A_s = 3.92$  cm<sup>2</sup>  
 Lecho superior Usar **2 N° 4**  $A_s = 2.54$  cm<sup>2</sup>

Refuerzo por cortante: Usar estribos **N° 3 c/30 cm**

Acero de refuerzo en las caras del diafragma **N° 3 c/15 cm** (en ambas caras)

**E. Memoria de cálculo-barrera de concreto reforzado**

**MEMORIA DE CÁLCULO**

**E.1 DESCRIPCIÓN**

Barrera tipo TL-4, satisfactoria para autopistas, carreteras y áreas con una variedad de vehículos pesados.

**Filosofías de diseño:** LRFD (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2004)  
 ASD (AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002)

**E.2 MATERIALES**

**Concreto.-**

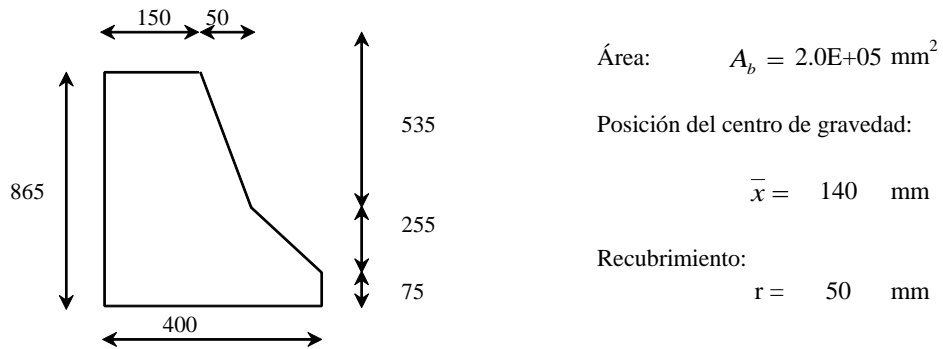
Resistencia especificada a los 28 días, $f'_c$	25	MPa
Densidad de masa, $\rho$	2320	kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad, $E_c = 4800 \cdot \sqrt{f'_c}$	24000	MPa
Módulo de ruptura, $f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c}$	3.2	MPa

**Acero de refuerzo (Grado 60).-**

Límite de fluencia, $f_y$	420	MPa
Módulo de elasticidad, $E_s$	200000	MPa

**E.3 ANÁLISIS Y DISEÑO**

Esquema de la barrera (unidades de longitud en milímetros)



**E.3.1 LRFD:** En el análisis, se desprecia la contribución del refuerzo a compresión.

Momento resistente de la guarnición sobre su eje vertical,  $M_w H$ :

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

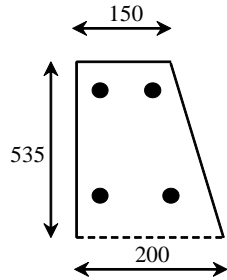
$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left[ \bar{c} - 0.5 \cdot a \right]$$

$$M_w \cdot H = \phi M_{nI} + \phi M_{nII} + \phi M_{nIII}$$



MEMORIA DE CÁLCULO

Segmento I



Sea N° 3

Peralte efectivo promedio

$$A_s = 71 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing = 9.5 \text{ mm}$$

$$N = 2$$

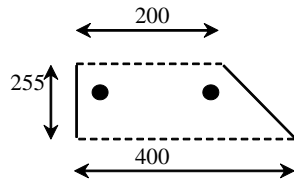
$$A_s = 142 \text{ mm}^2$$

$$\bar{d} = 103.5 \text{ mm}$$

$$a = 5.2 \text{ mm}$$

$$\phi M_{nI} = 6.0E+06 \text{ N*mm}$$

Segmento II



Sea N° 3

Peralte efectivo promedio

$$A_s = 71 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing = 9.5 \text{ mm}$$

$$N = 1$$

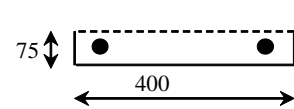
$$A_s = 71 \text{ mm}^2$$

$$\bar{d} = 170 \text{ mm}$$

$$a = 5.5 \text{ mm}$$

$$\phi M_{nII} = 5.0E+06 \text{ N*mm}$$

Segmento III



Sea N° 3

Peralte efectivo promedio

$$A_s = 71 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing = 9.5 \text{ mm}$$

$$N = 1$$

$$A_s = 71 \text{ mm}^2$$

$$\bar{d} = 315 \text{ mm}$$

$$a = 18.7 \text{ mm}$$

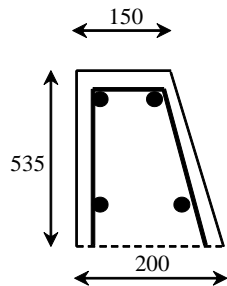
$$\phi M_{nIII} = 9.1E+06 \text{ N*mm}$$

$$M_w \cdot H = 2.0E+07 \text{ N*mm}$$

El momento total de la barrera sobre su eje vertical será:

Momento resistente de la guarnición sobre su eje horizontal,  $M_c$ :

Segmento I



Sea N° 4 c/20 cm

Peralte efectivo promedio

$$A_s = 127 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing = 12.7 \text{ mm}$$

$$N = 6$$

$$A_s = 0.762 \text{ mm}^2/\text{m}$$

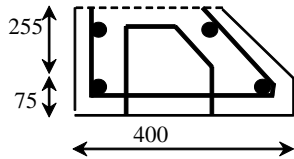
$$\bar{d} = 119 \text{ mm}$$

$$a = 15.1 \text{ mm}$$

$$M_{cl} = 3.6E+04 \text{ N*mm}$$

MEMORIA DE CÁLCULO

Segmento II y III



Sea N° 4 c/20 cm

Peralte efectivo promedio

$$\begin{aligned}
 A_s &= 127 \text{ mm}^2 \\
 \varnothing &= 12.7 \text{ mm} \\
 N &= 6 \\
 A_s &= 0.762 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 \bar{d} &= 219 \text{ mm} \\
 a &= 15.1 \text{ mm} \\
 M_{cII+III} &= 6.8E+04 \text{ N*mm}
 \end{aligned}$$

El momento total de la barrera sobre su eje horizontal será:

$$M_c = 4.8E+04 \text{ N*mm/mm}$$

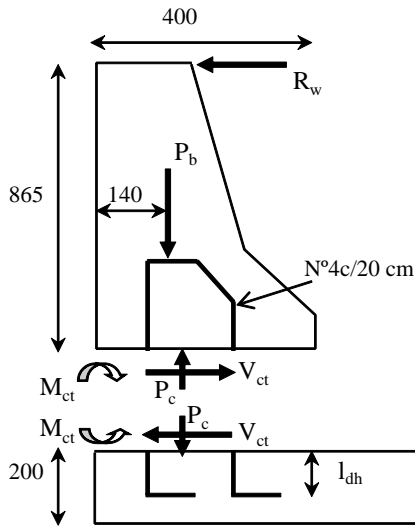
Longitud crítica de la trayectoria de líneas de fluencia,  $L_c$ :

$$\begin{aligned}
 (13.2-1) \quad L_c &= \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 \cdot H \cdot (M_b + M_w \cdot H)}{M_c}} \\
 L_t &= 1070 \text{ mm} \\
 H &= 865 \text{ mm} \\
 L_c &= 2323 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Resistencia nominal a carga transversal,  $R_w$ :

$$\begin{aligned}
 (13.2-1) \quad R_w &= \left(\frac{2}{2 \cdot L_c - L_t}\right) \cdot \left(8 \cdot M_b + 8 \cdot M_w \cdot H + \frac{M_c \cdot L_c^2}{H}\right) \\
 R_w &= 257 \text{ KN} \\
 R_w &\geq F_t \quad \text{Sí cumple}
 \end{aligned}$$

Transferencia de cortante entre la barrera y el tablero:



$$\begin{aligned}
 V_{ct} &= \frac{R_w}{c + 2 \cdot H} \\
 V_{ct} &= 63.4 \text{ N/mm} \\
 (5.8.4.2) \quad c &= 0.52 \text{ MPa} \\
 (5.8.4.2) \quad \mu &= 0.6 \\
 A_{cv} &= 400 \text{ mm}^2 \\
 A_{vf} &= 0.76 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 P_c &= 4.6 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Resistencia nominal a cortante por fricción:

$$\begin{aligned}
 V_n &= c \cdot A_{cv} + \mu \cdot A_{vf} \cdot f_y + P_c \\
 V_n &= 402.8 \text{ N/mm} \\
 V_n &\leq \begin{cases} 0.2 \cdot f'_c \cdot A_{cv} = 2.0E+03 \text{ N/mm} & \text{Si} \\ 5.5 \cdot A_{cv} = 2.2E+03 \text{ N/mm} & \text{Si} \end{cases}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{ct} &\leq V_n \\
 63.4 &\leq 402.8 \text{ N/mm} \quad \text{Sí cumple}
 \end{aligned}$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Refuerzo mínimo (5.8.4):

$$A_{vf} \geq \frac{0.35 \cdot b_v \cdot s}{f_y}$$

$A_{vf} \geq 67 \text{ mm}^2$   
 Si N°4  $127 \geq 67 \text{ mm}^2$  **Sí cumple**

Longitud de desarrollo (5.11.2.4.1):

$$l_{hb} = \frac{100 \cdot d_b}{\sqrt{f_c}}$$

$l_{hb} = 254 \text{ mm}$   
 Factor de modificación = 0.7 (5.11.2.4.2)  $l_{dh} = 178 \text{ mm}$

$$l_{dh} \geq \begin{cases} 178 \text{ mm} & \text{Si} \\ 8 \cdot d_b = 102 \text{ mm} & \text{Si} \\ 150 \text{ mm} & \text{Si} \end{cases}$$

Longitud disponible:  $l_{disponible} = h_0 - r$   $l_{dh} \leq l_{disponible}$  **Sí cumple**

**E.3.2 ASD:**

Carga de diseño (2.7.4B)  $P = 4.4E+04 \text{ N}$   
 Ancho de distribución (2.7.1.3.6)  $E = 1524 \text{ mm}$   
 Momento producido por la carga transversal  $M_P = \frac{P \cdot h_b}{E}$   $M_P = 2.5E+04 \text{ N*mm/mm}$   
 Momento por peso propio de la barrera  $M_{pp} = \rho_{concreto} \cdot A_b \cdot \bar{x}$   $M_{pp} = 6.4E+02 \text{ N*mm/mm}$   
 Momento de diseño  $M_{diseño} = M_P - M_{pp}$   $M_{diseño} = 2.5E+04 \text{ N*mm/mm}$

**Diseño por flexión.-**

Para el refuerzo principal se propone: N° 4 c/20 cm

$A_s = 1.27 \text{ cm}^2$   
 $\emptyset = 1.27 \text{ cm}$   
 $N = 6$   
 $A_s = 7.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

Esfuerzos admisibles (8.15.2):

Concreto:  
 Fibra extrema en compresión  $f_c = 0.4 \cdot f'_c$   $f_c = 10.0 \text{ MPa}$   
 Fibra extrema en tensión  $f_t = 0.21 \cdot f_r$   $f_t = 0.7 \text{ MPa}$

Acero:  $f_s = 165.5 \text{ MPa}$

Parámetros de diseño:

Relación modular  $n = \frac{E_s}{E_c}$   $n = 8.33$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} = 0.33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.89$$

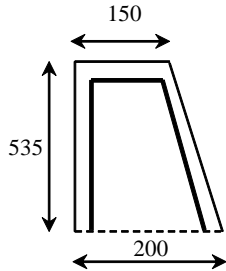
$$C = 0.5 \cdot f_c \cdot k \cdot b \cdot d$$

$$T = A_s \cdot f_s$$

$$A_s = \frac{M}{jd \cdot f_s}$$

MEMORIA DE CÁLCULO

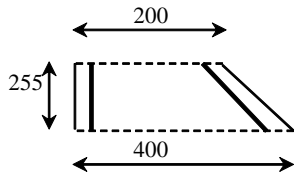
Segmento I



Profundidad promedio  
Peralte efectivo

$$\begin{aligned} \bar{h} &= 175 \text{ mm} \\ d &= 124 \text{ mm} \\ kd_1 &= 42 \text{ mm} \\ jd_1 &= 110 \text{ mm} \\ C_1 &= 3.2E+05 \text{ N} \end{aligned}$$

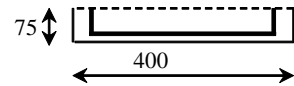
Segmento II



Profundidad promedio  
Peralte efectivo

$$\begin{aligned} \bar{h} &= 300 \text{ mm} \\ d &= 249 \text{ mm} \\ kd_2 &= 84 \text{ mm} \\ jd_2 &= 222 \text{ mm} \\ C_2 &= 6.4E+05 \text{ N} \end{aligned}$$

Segmento III



Profundidad promedio  
Peralte efectivo

$$\begin{aligned} \bar{h} &= 400 \text{ mm} \\ d &= 349 \text{ mm} \\ kd_3 &= 117 \text{ mm} \\ jd_3 &= 310 \text{ mm} \\ C_3 &= 8.9E+05 \text{ N} \end{aligned}$$

Calculado una aproximación del brazo de palanca:

$$\bar{jd} = \frac{C_1 \cdot jd_1 + C_2 \cdot jd_2 + C_3 \cdot jd_3}{C_1 + C_2 + C_3}$$

$$\bar{jd} = 245 \text{ mm}$$

Refuerzo requerido

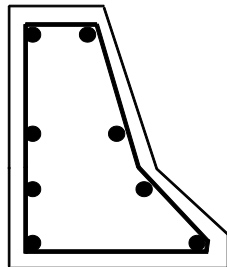
$$A_s = \frac{M_{\text{diseño}}}{\bar{jd} \cdot f_s} \quad A_s = 6.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s (\text{proporcionado}) \geq A_s (\text{requerido})$$

$$7.62 \geq 6.06 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Refuerzo proporcionado suficiente}$$

Refuerzo por contracción y temperatura (8.20):

El refuerzo por contracción y temperatura se deberá proporcionar en zonas expuestas a cambios de temperatura, el área total del refuerzo será al menos 2.65 cm<sup>2</sup>/m.



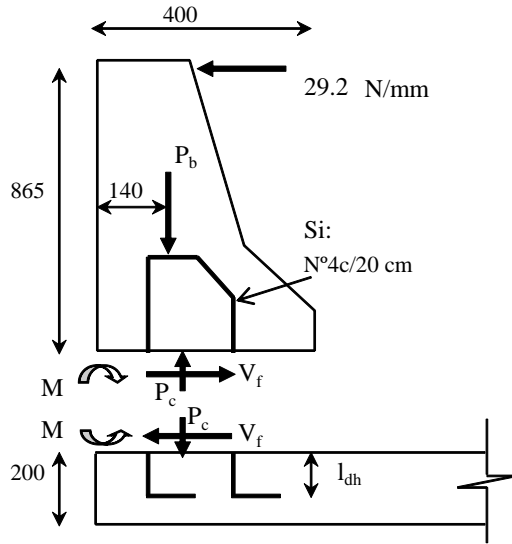
$$\begin{aligned} A_s &= 2.65 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Perímetro de la barrera} &= 1.95 \text{ m} \\ A_s &= 5.16 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

∴ Usar 8 N°3

$$A_s = 5.68 \text{ cm}^2$$

**MEMORIA DE CÁLCULO**

Transferencia de cortante entre la barrera y el tablero:



$$A_{vf} = \frac{V}{\mu \cdot f_s} \quad A_{vf} = 0.294 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$(8.15.5.4.3c) \quad \mu = 0.6$$

$$\text{(Requerido)} \quad A_{vf} = 2.94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{(Proporcionado)} \quad A_{vf} = 7.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Límite del esfuerzo cortante (8.15.5.4.4):

$$v = \frac{V}{b \cdot d} \quad v = 0.07 \text{ MPa}$$

$$v \leq \begin{cases} 0.09 \cdot f_c' = 2.3 \text{ MPa} & \text{Si} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{Si} \end{cases}$$

Longitud de desarrollo (8.29):  $l_{hb} = \frac{100 \cdot d_b}{\sqrt{f_c'}}$   $l_{hb} = 254 \text{ mm}$

Factor de modificación = 0.7 (8.29.3.2)  $l_{dh} = 178 \text{ mm}$

$$l_{dh} \geq \begin{cases} 178 \text{ mm} & \text{Si} \\ 8 \cdot d_b = 102 \text{ mm} & \text{Si} \\ 152 \text{ in} & \text{Si} \end{cases}$$

Longitud disponible:  $l_{disponible} = h_0 - r$   $l_{dh} \leq l_{disponible}$  **Sí cumple**