



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE
LA CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGNIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**“COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE DISEÑO POR
ESFUERZOS PERMISIBLES AASHTO ASD Y LRFD,
APLICADO AL PUENTE SOBRE EL RÍO MIRA”**

AUTOR: CRUZ ARCOS JORGE JAVIER

DIRECTOR: ING. PEÑAHERRERA ESTUARDO

SANGOLQUÍ

2016



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES AASHTO ASD Y LFRD, APLICADO AL PUENTE MIRA” realizado por el señor JORGE JAVIER CRUZ ARCOS, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor JORGE JAVIER CRUZ ARCOS para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 23 de agosto del 2016

ING. ESTUARDO PEÑAHERRERA

DIRECTOR



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, JORGE JAVIER CRUZ ARCOS, con cédula de identidad N° 1717170656, declaro que este trabajo de titulación “COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES AASHTO ASD Y LFRD, APLICADO AL PUENTE MIRA” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 23 de agosto del 2016

JORGE JAVIER CRUZ ARCOS

C.C 1717170656



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, JORGE JAVIER CRUZ ARCOS, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación “COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES AASHTO ASD Y LFRD, APLICADO AL PUENTE MIRA” cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 23 de agosto del 2016

JORGE JAVIER CRUZ ARCOS

C.C 1717170656

DEDICATORIA

A Dios por darme la salud y vida para poder culminar mis estudios.

A mis padres Jorge y Alicia por brindarme su amor y apoyo incondicional en cada momento de mi vida, por enseñarme a permanecer en pie. Sus enseñanzas permanecerán siempre conmigo.

A mis hermanos Wellington y Gabriela por ser parte de mis recuerdos más lindos, por ser un ejemplo de perseverancia, por estar en los momentos más importantes de mi vida y ser un ejemplo de profesionales.

A Carlita y Pau por estar junto a mí en los buenos y malos momentos, por ser ese motor que me impulsa a seguir adelante y me inspiran a cada segundo.

Jorge Javier Cruz Arcos

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por estar siempre a mi lado.

A mis padres Jorge y Alicia que son el pilar fundamental en mi vida, sin su apoyo y amor no hubiera podido culminar esta etapa.

A mi hermana Gaby y a mi sobrina Sarita gracias por tanto amor y por estar a mi lado incondicionalmente.

A la Familia Almache Albarracín: Willo, Vero, Juanito, Bere, Anto y Bianquita gracias por sus valiosos consejos y apoyo para terminar esta carrera; Soy afortunado que sean mi familia.

A la familia Escobar Almeida gracias por su apoyo y aprecio brindado en todo instante pero sobre todo gracias a Carly y Paulita por permitirme ser parte de sus vidas, las amo.

A la UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS ESPE por darme la oportunidad de formarme profesionalmente.

A mi tutor, Ing. Estuardo Peñaherrera quien con su sabiduría, su experiencia, su paciencia me motivó a seguir adelante con este proyecto de grado y así culminar mi carrera con éxito.

A todos mis familiares y amigos que pusieron de una u otra forma un grano de arena para que pueda seguir adelante. Gracias a todos...

Jorge

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD.....	iii
AUTORIZACIÓN.....	iv
DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTOS.....	vi
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE TABLAS.....	x
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xi
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT.....	xiii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Formulación del problema.....	1
1.2 Justificación del problema.....	1
1.3 Objetivos de la investigación.....	2
1.3.1 Objetivo general.....	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.4 Marco teórico.....	3
1.4.1 Generalidades.....	3
1.4.2 Fundamentos de diseño.....	5
1.4.3 Vigas de acero compuestas con losa colaborante.....	6
1.4.4 Materiales (hormigón y acero estructural).....	8
1.4.5 Disposiciones de la norma AASHTO Standard.....	10

1.4.6 Disposiciones de la norma AASHTO LRFD	40
2. DISEÑO Y PLANOS DE INGENIERÍA.....	64
3. COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	65
4. CONCLUSIONES.....	68
5. RECOMENDACIONES	70
6. BIBLIOGRAFÍA	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Diagrama de esfuerzo elástico en una viga compuesta.....	7
Figura 2 Ancho de carril y camión de diseño.....	12
Figura 3 Camión estándar tipo H.....	13
Figura 4 Camión estándar tipo HS	14
Figura 5 Tren de cargas	15
Figura 6 Carga de camión HS 20-44 para el momento máximo	22
Figura 7 Carga de camión HS 20-44 para el cálculo de corte máximo.....	23
Figura 8 Áreas efectivas para el diseño de rigidizadores	34
Figura 9 Sección transversal del Camión de la norma AASHTO LRFD.....	47
Figura 10 Sección longitudinal del Camión de la norma AASHTO LRFD.....	47
Figura 11 Carga de Tándem	48
Figura 12 Carga de faja de la norma AASHTO LRFD	48

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Módulos de elasticidad de hormigones de diferentes.....	8
Tabla 2 Tipos de acero estructural según código ASTM	9
Tabla 3 Propiedades mecánicas del Acero A588 a usarse en el diseño	9
Tabla 4 Pesos de materiales utilizados en puentes	11
Tabla 5 Carga viva peatonal	16
Tabla 6 Coeficiente de Reducción de intensidad de carga CR.....	18
Tabla 7 Coeficiente de Distribución CD	19
Tabla 8 Tabla de coeficientes γ y β	21
Tabla 9 Carga dinámica admisible	49
Tabla 10 Factores de carga para cargas permanentes.....	50
Tabla 11 Combinaciones de carga y factores de carga.....	50
Tabla 12 Coeficiente de distribución de momento para viga interior	52
Tabla 13 Coeficiente de distribución de momento para viga exterior.....	53
Tabla 14 Coeficiente de distribución de corte para viga interior	54
Tabla 15 Coeficiente de distribución de corte para viga exterior.....	55
Tabla 16 Factores de resistencia.....	56
Tabla 17 Profundidades mínimas para superestructuras	63
Tabla 18 Generalidades del puente.....	65
Tabla 19 Diseño ASD.....	65
Tabla 20 Diseño LFRD	66

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo A Diseño del tablero

Anexo B Diseño de la viga de acero tipo I por el método ASD

Anexo C Diseño de la viga tipo de acero I por el método LRFD

Anexo D Planos de Ingeniería

RESUMEN

La Norma AASHTO fue la primera norma reconocida para el diseño y la construcción de puentes, convirtiéndose rápidamente en una norma nacional, dentro de esta norma existe el método elástico (ASD) en el cual se debe estimar las cargas de trabajo o servicio, es decir las cargas que la estructura tiene que soportar, para luego diseñar los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles y existe el método plástico (LRFD en este método las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de carga o de sobrecapacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso. En este proyecto, se diseñó la superestructura del puente mixto sobre el río Mira, en el cual se compara el peso final de cada viga obtenido por el método ASD y LRFD. La importancia de esta investigación radica en que la tipología de estos puentes es la más usada en nuestro país y determinar el método más eficiente. Para el desarrollo del proyecto se aplicó las dos normas publicadas por la ASSHTO con la ayuda de una hoja electrónica de cálculo y un software de análisis estructural. El método LRFD resultó ser más apropiado para el diseño de un puente con una luz de 40 metros aunque no hubo una diferencia significativa con el método ASD, ya que para el diseño de un puente de luz media (40 a 70 metros) ambos métodos son válidos.

PALABRAS CLAVES:

- **AASHTO**
- **PUENTES MIXTOS**
- **VIGAS TIPO I**
- **SUPERESTRUCTURA**
- **TABLERO DE HORMIGÓN**

ABSTRACT

Standard AASHTO was first recognized standard for the design and construction of bridges, quickly becoming a national standard, within this standard there is elastic method (ASD) in which they must estimate workloads or service, that is to say loads that the structure has to endure, then design the structural members based on certain allowable stress and there is a plastic method (LRFD in this method workloads are estimated and multiplied by certain factors or load overcapacity and structural elements are then designed based on their resistance to collapse. in this project, the superstructure of the mixed bridge over the Mira river where final weight of each beam obtained by the ASD and LRFD method compares designed. the importance of this research is that the typology of these bridges is the most used in our country and determine the most efficient method. for the project the two standards issued by the ASSHTO with the help of an electronic spreadsheet and applied structural analysis software. The LRFD method proved to be more appropriate for the design of a bridge with a span of 40 meters although there was no significant difference with the ASD method, since for the design of a bridge half-light (40-70 meters), both methods are valid.

KEYWORDS:

- **AASHTO**
- **COMPOSITE BRIDGES**
- **TYPE I BEAMS**
- **SUPERSTRUCTURE**
- **CONCRETE DECK**

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Formulación del problema

Uno de los principales objetivos que se ha planteado el actual Gobierno es el mejoramiento del área vial por lo que el 27 de febrero del 2007 el Gobierno Nacional a través de la Presidencia de la Republica decretó la emergencia vial en todo el país, debido al mal estado en el que se encontraba gran parte de la red vial del país. Hay que tener en cuenta que los puentes son una parte esencial para el correcto funcionamiento de la infraestructura vial de un país y más aún si se toma en cuenta las condiciones topográficas y las distintas inclemencias de fenómenos naturales del Ecuador, estas estructuras toman más notoriedad y se convierten en una parte infaltable en un proyecto vial. Debido a esto su diseño, construcción y fiscalización debe realizarse a base de técnicas eficaces con estricto control de calidad para obtener resultados óptimos.

Por esta razón y sumado al interés que durante el transcurso de la carrera el autor muestra hacia el área estructural con énfasis en el área de puentes, por lo que el autor considera que este proyecto es de gran aporte para el sector antes mencionado.

1.2 Justificación del problema

La emergencia vial del 2007 indica un déficit de puentes en muchas zonas del país y esto constituye una de las principales limitantes para el desarrollo de una adecuada actividad económica y comercial entre las distintas poblaciones, por este motivo es imperioso seguir aportando con proyectos que brinden información técnica a las partes involucradas con la generación de este tipo de obras.

Gracias a trabajos de investigación tanto en la parte teórica como práctica, sobre las propiedades de los materiales, en el desarrollo de nuevos y mejores materiales, así como el uso de herramientas informáticas cada vez más avanzadas se ha logrado incrementar el conocimiento de diseño de puentes en las últimas décadas con

métodos más racionales y precisos sobre el comportamiento estructural, como es el caso de los dos métodos propuestos.

Es conocido que gran parte de las estructuras que se han diseñado y construido se las ha hecho con el método de diseño ASD y el autor considera por esta razón someter a comparación este método con el método de diseño LRFD, el cual está reemplazando actualmente a los métodos ASD y LFD (diseño por factores de carga). La parte económica juega un rol preponderante en la toma de decisiones para la ejecución de proyectos motivo por el cual determinar en qué medida el método ASD es más conservador respecto al LRFD es fundamental en el presente proyecto.

La importancia de este proyecto de grado radica en dar a conocer las diferencias, ventajas y desventajas que tienen tanto el método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD) como el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), para que las partes interesadas tengan otra herramienta o argumento más para decidir que método conviene aplicar de acuerdo a las circunstancias de cada proyecto.

El Proyecto de Tesis es un aporte científico en el área de estructura de puentes, el mismo que no necesita de laboratorios para la realización de ensayos, por lo tanto no es necesario definir una localización geográfica específica. Sin embargo la ubicación del puente mixto a diseñar está sobre el río Mira, parroquia La Concepción el cual está ubicado entre las provincia de Imbabura y Carchi, en el cantón Mira parroquia La Concepción en la vía E10 Transversal Fronteriza abscisa km 132+600 y se conecta a la vía Mira - Juan Montalvo - Estación Carchi, en las coordenadas UTM “17 N 818173.51m E 65144.72m N”.

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

Comparar entre los métodos de diseño por esfuerzos permisibles (AASHTO-ASD) y por factores de carga y resistencia (AASHTO-LRFD), aplicado a la superestructura del puente mixto sobre el río Mira, parroquia La Concepción.

1.3.2 Objetivos específicos

Analizar y diseñar la superestructura del puente mixto sobre el río Mira, aplicando el método AASHTO-ASD para determinar sus ventajas y desventajas.

Analizar y diseñar la superestructura del puente mixto sobre el río Mira, aplicando el método AASHTO-LRFD para determinar sus ventajas y desventajas.

1.4 Marco teórico

1.4.1 Generalidades

1.4.1.1 Definición de los métodos de diseño elástico y plástico

En el método elástico se debe estimar las cargas de trabajo o servicio, o sea, las cargas que la estructura tiene que soportar, para luego diseñar los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles, estos usualmente son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero. Aunque el termino diseño elástico se usa comúnmente para describir este método, los términos diseño por esfuerzos admisibles o diseño por esfuerzos de trabajo son más apropiados.

Se ha visto que la ductilidad del acero proporciona una reserva de resistencia y esta circunstancia es la base del diseño plástico. En este método las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de carga o de sobrecapacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso. Se sabe que la mayor porción de la curva esfuerzo deformación yace más allá del límite elástico del acero, los estudios experimentales realizados por varios años han mostrado que los aceros pueden resistir esfuerzos considerablemente mayores que sus esfuerzos de fluencia y que en casos de sobrecargas las estructuras estáticamente indeterminadas tienen la capacidad de repartir esta sobrecarga, gracias a la ductilidad del acero. Con base en esta información se han hecho muchas propuestas de diseño plástico en las últimas décadas, por lo que indudablemente, para cierto tipo

de estructuras es verdad que con el diseño plástico se puede lograr un uso más económico del acero que con el diseño elástico.

1.4.1.2 Métodos de diseño (AASHTO)

La “*Standard Specifications for Highway Bridges and Incidental Structures publicada por la American Association of State Highway Officials*” (AASHO, organismo antecesor de la AASHTO) en 1931, fue la primera norma reconocida en los Estados Unidos para el diseño y la construcción de puentes convirtiéndose rápidamente en una norma nacional (AASHTO, 1996) y, como tal, fue adoptada y utilizada no sólo por los departamentos de vialidad sino también por otras autoridades y agencias tanto en Estados Unidos como en el exterior. Poco después se eliminaron las tres últimas palabras del título, y este documento ha sido reeditado en ediciones consecutivas a intervalos de aproximadamente cuatro años bajo el título *Standard Specifications for Highway Bridges*, apareciendo la 16ª Edición en 1996 (AASHTO, 1996).

En 1931 en la teoría como en la práctica se han desarrollado de manera significativa, mostrando progresos por medio de investigaciones que hacen hincapié a las propiedades de los materiales, estudios más racionales y precisos del comportamiento estructural, y la aparición de la tecnología, para analizar eventos intensos que representan peligros particulares para los puentes así como los sucesos sísmicos y la socavación. A partir del programa de investigación NCHRP terminado en 1987 y por sugerencia de este se comenzó el desarrollo de la norma de diseño aplicado a los puentes.

En los años 70, al principio de esta década la filosofía que prevalecía era la del diseño por tensiones de trabajo que es el ASD, es decir constituye tensiones admisibles como un porcentaje (fracción) de la capacidad de carga de un material dado, y solicita que las tensiones de diseño deducidas no sean mayores que dichas tensiones aceptables. En esta época el diseño por tensiones de trabajo se ajustó para expresar la predecibilidad variable de algunos tipos de cargas, podemos tomar de

ejemplo las cargas vehiculares y las cargas de viento, a través de factores de ajuste, y a esta filosofía se la conoció como diseño por factores de carga (LFD).

La ideología también se extendió al tomar en cuenta la variación de las propiedades de los elementos, de igual manera a la variación de las solicitaciones. Sin embargo el LFD la consideraba en parte, la filosofía de “diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)” considera la variación del comportamiento de los elementos estructurales de forma determinante. El “diseño por factores de carga y resistencia” se apoya de manera confiable de los métodos de estadística, pero admite conseguir resultados de manera que resulta más sencillo utilizar el método a los proyectistas y calculistas (AASHTO, 2004).

1.4.2 Fundamentos de diseño

1.4.2.1 Fundamento de diseño para esfuerzos admisibles (ASD).

La aplicación de este método de diseño supone que para las cargas de servicio la estructura se comporta dentro del rango elástico.

En el diseño por ASD se debe cumplir la siguiente expresión:

$$\sum Q_i \leq F_{adm}$$

Donde:

$Q_i =$ Esfuerzo por efecto de la carga

$$F_{adm} = \frac{F_y}{F.S} = \text{Esfuerzo admisible del material}$$

$F_y =$ Esfuerzo de fluencia

$F.S =$ Factor de seguridad

1.4.2.2 Fundamento de Diseño por Coeficientes de Carga y Resistencia (LRFD).

El método maneja coeficientes fundados en la hipótesis de la confiabilidad y en el conocimiento de la estadística solicitaciones y de las propiedades de los materiales. El diseño con LRFD es más amplio, por que toma en cuenta varias escenas de resistencia, servicio, eventos extremos y fatiga, es una aplicación de la filosofía de diseño para estados límite.

La expresión básica en el diseño por el método LRFD es:

$$\phi R_n > \eta \sum \lambda_i Q_i$$

La expresión anterior puede resumirse para un miembro particular de la siguiente manera: (factor de resistencia) (resistencia nominal) > (suma de los productos de los efectos de las cargas y factores de carga). La expresión del lado derecho pertenece a la Resistencia Requerida y la izquierda a la Resistencia de Cálculo, siendo esta última la resistencia que proporciona el elemento estructural considerado viga, columna, etc.

1.4.3 Vigas de acero compuestas con losa colaborante

Las vigas de acero conformadas con losa se realizan por medio de conectores de corte unidos mediante soldadura en el ala superior, de tal manera, se consigue que la losa trabaje juntamente con la viga para absorber los esfuerzos de flexión. Por esta razón, una parte de la losa, denominado ancho efectivo, funciona de modo semejante a una cubre placa de acero. De hecho, el área efectiva de la losa se puede transformar en un área equivalente de acero para el cálculo de esfuerzos y deflexiones de la viga compuesta. Esto se lleva a cabo al dividir el área efectiva del hormigón por la relación modular n , relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del hormigón. El área equivalente se supone que actúa en el centro de gravedad de la losa efectiva. La sección de acero equivalente se llama sección transformada.

1.4.3.1 Teoría elástica de vigas compuestas

Cuando una viga compuesta trabaja en su rango elástico, el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria hasta que se llega al momento límite del comportamiento elástico (M_y), que corresponde al momento en que fluye la primera fibra de la sección compuesta.

Para determinar esta capacidad de momento elástico se debe trabajar por medio de la sección equivalente en acero, esto es, transformando el ancho efectivo de la losa colaborante de hormigón en un ancho equivalente en acero, aplicando un factor (n) que es el cociente entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón. De esta forma, la porción del eje neutro puede encontrarse en la viga de acero o en la losa (Figuras 1.1a y 1.1b). Para los efectos de diseño, en el caso que se encuentre en la losa el aporte a la resistencia de la parte en tracción de la losa podría despreciarse.

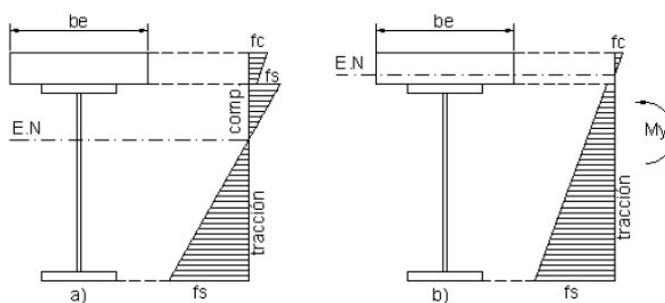


Figura 1 Diagrama de esfuerzo elástico en una viga compuesta

a) E.N. ubicado en la viga

b) E.N. ubicado en la losa

Fuente: AASHTO (1996).

La eficiencia de las vigas compuestas se produce en la flexión, ya que en cuanto a capacidad de corte de la sección no se logra ninguna mejora significativa. Es por esto, que la verificación de la fuerza de corte se efectúa al igual que para las vigas no compuestas, es decir, el alma de la viga de acero debe ser capaz de tomar prácticamente la totalidad de los esfuerzos de corte. Así, las vigas con losa colaborante (ó compuesta) son especialmente apropiadas para puentes carreteros y para edificios que soportan grandes cargas.

Se debe asegurar que la conectividad entre la viga y la losa, otorgada por los conectores de corte, resista movimientos tanto horizontales como verticales entre ambas superficies de contacto. Los tipos de conectores recomendados son perfiles canal y pernos de cabeza redonda (stud); siendo este último el más empleado, los que son fundidos eléctricamente al ala superior, debiendo quedar correctamente embebidos en la losa después del proceso de hormigonado. En general, el tamaño y espaciamiento de los conectores de corte se seleccionan de acuerdo con los principios de comportamiento elástico y la distribución longitudinal del esfuerzo de corte.

1.4.4 Materiales (hormigón y acero estructural)

A continuación se presentan las propiedades de los materiales a emplearse en puentes mixtos, tablero de hormigón armado y vigas de acero estructural.

Hormigón

Módulo de elasticidad (AASHTO Standard, sección 8.7): El módulo de elasticidad del hormigón E_C se debe considerar como:

$$E_c = 4730 \cdot \sqrt{f'c} \quad [\text{MPa}]$$

Según [ACI318S-05 8.5.1] otra expresión para calcular el módulo de elasticidad en kg/cm^2 es:

$$E_C = 15000\sqrt{f'c} \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Tabla 1

Módulos de elasticidad de hormigones de diferentes

Resistencia (Kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad (Kg/cm ²)
210	217000
280	251000
350	281000
420	307000

Fuente: AASHTO (1996).

Acero estructural

Los requerimientos de diseño con respecto al acero; contenidos en este apartado están basados conforme a los presentes requerimientos de las especificaciones del código ASTM:

Tabla 2
Tipos de acero estructural según código ASTM

ACEROS ESTRUCTURALES CÓDIGO ASTM							
DESIGNACION ASTM	Fy- Limite de fluencia Mínimo		Fu- Limite Elástico Mínimo		Rangos de Espesor.		Aplicable a Perfiles Laminados
	psi	kg/cm2	psi	kg/cm2	Para planchas y barras (in)	Para planchas y barras (cm)	
A36	36000	2530.8	58000	4077.4	hasta 6	hasta 15.24	Todos
A709, Grado 36	36000	2530.8	58000	4077.4	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A588 (Nota 2)	50000	3515	70000	4921	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A709, Grado 50W (Nota2)	50000	3515	70000	4921	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A588 (Nota 2)	46000	3233.8	67000	4710.1	desde 4 hasta 5	desde 10.16 hasta 12.70	Ninguno
A588 (Nota 2)	42000	2952.6	63000	4428.9	desde 5 hasta 8	desde 12.70 hasta 20.32	Ninguno
A572, Grado 50	50000	3515	65000	4569.5	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A709, Grado 50	50000	3515	65000	4569.5	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A572, Grado 42	42000	2952.6	60000	4218	hasta 6	hasta 15.24	Todos
A852 (Nota 2)	70000	4921	90000	6327	hasta 4	hasta 10.16	Ninguno
A709, Grado HPS70W (Nota 2)	70000	4921	85000	5975.5	hasta 4	hasta 10.16	Ninguno

Nota 1: Estos datos fueron actualizados en Enero 2000

Nota 2: A588 o A709, Grado 50W, A852 y A709, Grado HPS 70 W poseen una resistencia a la corrosión atmosférica en todos los ambientes substancialmente mejor que los aceros de carbón con o sin cobre. En muchas aplicaciones estos aceros pueden mantenerse sin pintar.

Fuente: AASHTO (1996).

En el Ecuador particularmente los pasos elevados de estructura metálica se hallan afectados por varios eventos externos; que los afectan con problemas de corrosión y oxidación; por lo que la tipología de acero más conveniente es el acero ASTM A588 grado 50W; y es el que se utiliza para el ejemplo práctico que se presenta en el presente trabajo.

Tabla 3
Propiedades mecánicas del Acero A588 a usarse en el diseño

PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO A588.			
Limite elástico.	Fu =	4921	kg/cm2
Limite de fluencia	Fy =	3515	kg/cm2
Módulo de Elasticidad a tensión.	E=	2038700	kg/cm2
Módulo de Elasticidad a Corte.	G=	774706	kg/cm2
Módulo de Poisson .	μ =	0.3	

Fuente: AASHTO (1996).

1.4.5 Disposiciones de la norma AASHTO Standard

1.4.5.1 General

El diseño por esfuerzos de trabajo indica las tensiones admisibles como una parte o porcentaje de la capacidad de carga de un material, y requiere que los esfuerzos de diseño analizados no sean superiores que las tensiones admisibles.

Cabe mencionar, que en este apartado, no se presentan todas las disposiciones que contiene el método ASD de AASHTO para el diseño de vigas de acero, ya que solamente, se exponen las consideraciones que fueron de interés para los fines de esta investigación, y corresponden a una traducción parcial de la “Standard Specifications for Highway Bridges, Sixteenth Editions, 2004”.

1.4.5.2. Cargas (AASHTO Standard, sección 3, parte A)

Toda estructura está sometida a distintos tipos de cargas durante su vida útil. Estas cargas varían dependiendo de la ubicación geográfica y del uso de ésta. La estructura al ser diseñada, debe contemplar todas estas cargas, o bien, las de mayor impacto, de forma que a lo largo de su vida útil sea capaz de soportarlas, individualmente y en forma combinada. Las cargas que se analizan en el diseño de puentes, son las siguientes:

- Carga Muerta
- Carga Viva
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva vehicular
- Carga de Viento

- Otras Fuerzas o Acciones, tales como: Frenado, Fuerza Centrífuga, Esfuerzos Térmicos, Presión de Tierras, Presión de Aguas, Sismo, etc., siempre que éstas correspondan.

El dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura puede efectuarse por el método de las cargas de servicio: (Allowable Stress Design), o por el método de los factores de carga (LFD: Load Factor Design).

1.4.5.2.1. Carga Muerta (AASHTO Standard, sección 3.3)

La carga muerta está conformada por el peso propio de toda la estructura esto incluye el tablero con su carpeta de rodadura, aceras, accesorios tales como tuberías, cables, conductos y otros servicios de utilidad pública.

Tabla 4

Pesos de materiales utilizados en puentes

Material	Densidad Kg/m³
Acero o acero de fundición	7850
Hierro fundido	7200
Aleaciones aluminio	2800
Madera aserrada (tratada o no)	800
Hormigón, simple o reforzado	2400
Arena compactada, tierra, grava o lastre	1922
Arena suelta, tierra y grava	1600
Escoria	961
Pavimento	2400
Piedra de albañilería	2723

Fuente: AASHTO (1996).

1.4.5.2.2. Carga Viva (AASHTO Standard, sección 3.4)

La carga viva consiste en el peso de la carga móvil proveniente de los vehículos y peatones.

1.4.4.2.2.1. Cargas de Carretera (AASHTO Standard, sección 3.7.)

La carga en carreteras consiste en la carga de camiones estándares y cargas de faja también llamada carga de tránsito o tren de cargas

1.4.5.2.2.1.1. Camiones estándares (AASHTO Standard, sección 3.7.1.)

El camión de diseño ocupa un ancho en la vía de 10 pies (3.05 m), esta carga se coloca en el carril de diseño cuyo ancho es igual a 12 pies (3.66 m), este camión se debe colocar en cada carril de diseño, en todo el ancho de la calzada del puente medida entre bordillos, tantas veces como vías de diseño se puedan colocar en dicha calzada. Las partes fraccionarias de los carriles de diseño no se utilizan. Sin embargo, para anchos de calzada de 20 a 24 pies (6.10 a 7.32 m) se debe adoptar dos carriles de diseño, cada uno igual a la mitad del ancho de la calzada (AASHTO, 1996).

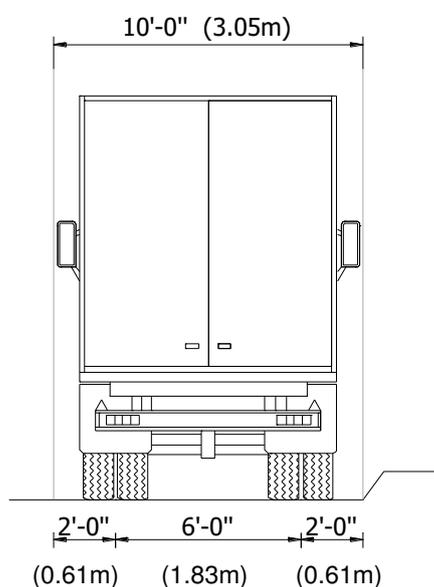


Figura 2 Ancho de carril y camión de diseño

Fuente: AASHTO (1996).

Se proporcionan dos sistemas de carga, las cargas de camión H y las cargas de camión HS, estas últimas se caracterizan por ser más pesadas que las cargas H.

La norma (AASHTO, 1996) Standard define cuatro clases de camiones estándares:

- H 15 – 44
- H 20 – 44
- HS 15 - 44
- HS 20 – 44

Las cargas de H consisten en un camión de dos ejes o el tren de cargas correspondiente como se ilustra en la Figura 1.2. Las cargas se designan con la letra H seguido de un número que indica el peso bruto en toneladas del camión estándar.

En las dos figuras siguientes se puede observar las cargas por eje y distancias entre ejes de los camiones H y HS.

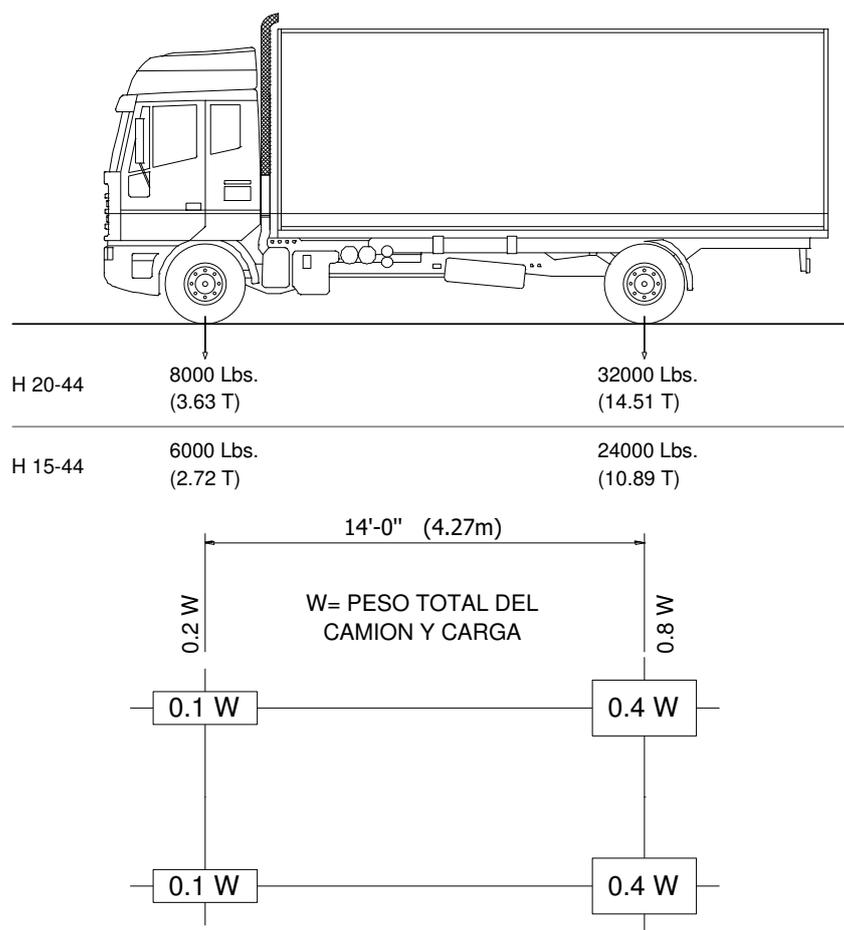


Figura 3 Camión estándar tipo H

Fuente: AASHTO (1996).

Las cargas del HS consisten en un camión tractor con semirremolque, o el tren de cargas correspondiente como se ilustra en la Figura 1.4. La carga HS son designados por las letras HS seguido de un número que indica el peso bruto en toneladas del camión tractor.

La carga H-15 es el 75 por ciento de la carga H-20 al igual que la carga HS-15 es el 75 por ciento de Carga HS 20. Si se desean cargas distintas de las designadas

anteriormente, se obtendrán proporcionalmente al cambiar la pesos que muestran tanto para la carga de camiones estándares y el correspondiente al tren de cargas (AASHTO, 1996).

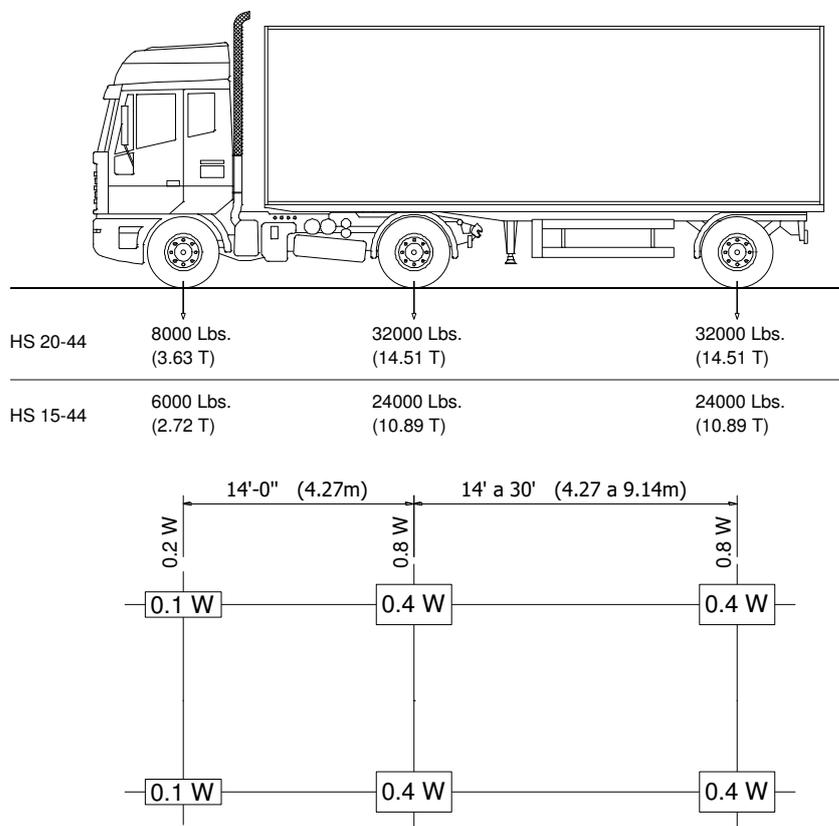


Figura 4 Camión estándar tipo HS

Fuente: AASHTO (1996).

La distancia variable entre los ejes posteriores del camión HS se ha introducido con el fin de que la separación de los ejes puede aproximarse más a los remolques de tractor actuales. El espaciamiento variable también proporciona una carga más satisfactoria para tramos continuos, en que las cargas de los ejes pesados pueden ser colocadas de tal manera en tramos adyacentes, con el fin de producir momentos máximos negativos.

Según el NEVI 12 (Norma Ecuatoriana Vial), no hace ninguna diferenciación entre los camiones de diseño para los dos métodos, es decir establece un solo camión de diseño, por lo que se adoptará las características del camión para ambos métodos.

1.4.5.2.2.1.2. Carga de Faja (AASHTO Standard, sección 3.7.1.)

Consistirá en una carga uniforme por metro lineal de carril de tránsito, que es combinado con una carga concentrada (o dos cargas puntuales en el caso de tramos continuos), colocada de manera tal que se produzca una tensión máxima.

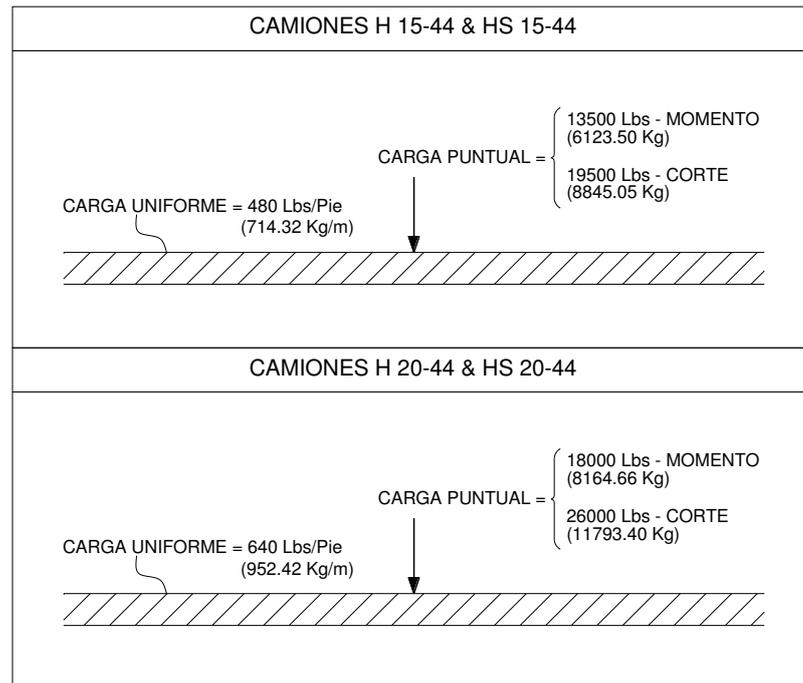


Figura 5 Tren de cargas

Fuente: AASHTO (1996).

La carga concentrada y uniforme se considera uniformemente distribuida sobre un ancho de 10 pies (3.05m) ubicada en la línea del centro del carril.

Para el cálculo de momentos y cortantes, Se utilizarán diferentes cargas concentradas o puntuales como se indica en la figura superior. Las cargas concentradas más livianas, deberán ser utilizadas para determinar esfuerzos de flexión, y se utilizarán las cargas concentradas más pesadas para calcular los esfuerzos de corte.

1.4.5.2.2.2. Carga Peatonal (AASHTO Standard, sección 3.14)

La carga móvil peatonal para diseñar el piso de acera y sus apoyos adyacentes, consiste en una carga viva de 85 Lbs/pie² (415 Kg/m²).

A continuación se muestra la carga peatonal que se debe usar para el diseño de las vigas que soportan la acera, el tablero y otras armaduras:

Tabla 5
Carga viva peatonal

LUZ		CARGA PEATONAL	
Pies	Metros	Lbs/Pie ²	Kg/m ²
0-25	0-7.62	85	415
26-100	7.92-30.48	60	293

Fuente: AASHTO (1996).

Para luces mayores a 30.48 m de longitud se debe aplicar la siguiente fórmula:

$$P = \left(146.47 + \frac{4464.47}{L} \right) \cdot \left(1.1 - \frac{W}{15.24} \right)$$

Donde:

$$P = \text{Carga viva peatonal no mayor a } 293 \text{ Kg/m}^2$$

$$L = \text{Longitud de la acera en metros}$$

$$W = \text{Ancho de la acera en metros}$$

En el cálculo de esfuerzos en estructuras que soportan aceras en voladizo, la acera debe ser cargada totalmente en un solo lado de la estructura si esta condición produce el esfuerzo máximo.

Según la norma (AASHTO, 1996) los puentes diseñados de manera exclusiva para peatones y/o ciclistas deben adoptar una carga viva peatonal de 85 Lbs/pie² (415 Kg/m²).

1.4.5.2.2.3. Carga mínima (AASHTO Standard, sección 3.7.4.)

Se propone como carga mínima de tráfico la carga militar que va a ser usada como una carga inusual de dos ejes de cuatro pies de distancia entre ellos y que pesa 24,000 libras (10.89 T), debe ser utilizada para la comprobación de la estructura diseñada con las cargas H, HS o tren de carga, utilizando la carga que produzca mayor esfuerzos. En casos especiales o según las indicaciones de las autoridades estatales y/o el ingeniero calculista del puente, se pueden usar otras cargas como la HS-25, siendo esta carga igual a la HS-20 incrementada en un 25% e incluirá la carga alternativa militar.

1.4.5.3. Coeficientes aplicados a los Esfuerzos de Carga Viva

1.4.5.3.1. Coeficiente de Impacto C_I (AASHTO Standard, sección 3.8.)

Con el fin de incluir los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto se debe incrementar los esfuerzos provocados por la carga viva vehicular. El aumento debe ser aplicado al diseño del Grupo A (3.8.1.1 de la AASHTO ASD), es decir superestructura, pilares y pilotes. Se pretende que el impacto se incluya como parte de las cargas transferidas desde la superestructura a la subestructura, pero no se incluirán en las cargas transferidas a zapatas ni a aquellas partes de pilotes o columnas que estén por debajo del suelo, es decir no se incluirán en el diseño Grupo B (3.8.1.2 de la (AASHTO, 1996)). La siguiente formula determina el porcentaje de impacto el cual no debe ser mayor del 30%

$$C_I = \frac{15.24}{L + 38.10} < 30\%$$

Dónde:

C_I =Fracción de impacto (max.30%).

L =Longitud en metros de la porción de luz que es cargada para producir la máxima tensión en los elementos.

1.4.5.3.2. Coeficiente de Reducción C_R (AASHTO Standard, sección 3.12)

Cuando las tensiones llegan a su alcance son originados en algún elemento debido a la carga simultanea de algunas vías de tránsito, Se debe emplear los porcentajes de carga vehicular que se muestran a continuación, ya que toma en cuenta la menor probabilidad de ocurrencia.

Tabla 6

Coeficiente de Reducción de intensidad de carga C_R

Numero Carriles	Porcentaje C_R
1 ó 2	100
3	90
4 ó más	75

Fuente: AASHTO (1996).

1.4.5.3.3 Coeficiente de Distribución C_D (AASHTO Standard, sección 3.23.)

El factor de repartición es un coeficiente que se consigue de un análisis teórico complejo e interpreta de la mejor manera la repartición de las cargas de la rueda del camión sobre las vigas longitudinales.

-Vigas interiores

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga interior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda, que depende del tipo de calzada, el tipo de viga y el número de vías de tránsito.

La fracción de la carga de rueda, llamada también coeficiente de distribución, está determinada por la Tabla 3.23.1 de la norma (AASHTO, 1996).

$$C_D = \frac{S}{K}$$

Donde:

C_D = coeficiente de distribución

S = Separación entre ejes de vigas (m)

K = Coeficiente (Tabla 3.23.1 de la norma AASHTO Standard.)

Tabla 7

Coeficiente de Distribución CD

TABLERO DE HORMIGON ARMADO SOBRE:	UNA VIA		DOS O MAS VIAS	
	K	S	K	S
VIGA HORMIGON PRESFORZADO	2.13	≤ 3.05	1.68	≤ 4.27
VIGA T HORMIGON ARMADO	1.98	≤ 1.83	1.83	≤ 3.05
VIGA I METALICA	2.13	≤ 3.05	1.68	≤ 4.27
VIJA CAJON HORMIGON ARMADO	2.44	≤ 3.66	2.13	≤ 4.88
REJILLA DE ACERO	1.37	≤ 1.83	1.22	≤ 3.20

Fuente: Fuente: AASHTO (1996).

En el caso de que S sea mayor al indicado en la tabla 4, la fracción de carga de rueda sobre cada viga, debe ser la reacción de cada viga debido a la carga del eje más pesado del camión HS 20-44, asumiendo que la losa (tablero) actúa como un elemento simplemente apoyada entre las vigas.

- Vigas Exteriores

La carga muerta sobre las vigas exteriores del puente, debe ser aquella porción de calzada sostenida por estas. Pasillos, barandas y pavimento, si se instalaron después de que la losa haya fraguado, pueden ser distribuidos equitativamente sobre las vigas.

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga exterior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda. Esta fracción será la reacción de cada viga debido a la carga del eje más pesado del camión HS 20-44, asumiendo que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre vigas.

En el caso de que el coeficiente para la viga exterior sea menor que el coeficiente para la viga interior, debe ser asumido este último coeficiente para la viga exterior. Cuando la viga exterior soporta la carga peatonal, la carga vehicular, impacto y además la estructura está siendo diseñada por el método ASD, las tensiones admisibles deben ser incrementadas un 25% para la combinación de carga muerta, carga peatonal, carga vehicular e impacto, proporcionando a la viga una capacidad no menor que la que se necesitaría si no existiesen los pasillos.

Los coeficientes de distribución para corte, se tomaran iguales que los de momento, debido a que la norma no presenta información sobre estos.

1.4.5.3.4. Combinaciones de carga y Coeficiente de Mayoración C_M (AASHTO Standard, sección 3.22.)

Los siguientes grupos representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que una estructura puede estar sometida. Cada componente de la estructura, debe ser diseñado para resistir todas las combinaciones de fuerzas aplicables al sitio y al tipo de puente. Los grupos de combinaciones de carga para el diseño por cargas de servicio (ASD) y diseño por resistencia o coeficientes de carga (LFD) se da por:

$$\text{Grupo}(N) = \gamma \left[\begin{array}{l} \beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W \\ + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE \end{array} \right]$$

Dónde:

N = Número de grupo de carga

γ = Factor de mayoración

β = Factor de mayoración

D = Carga Muerta.

L = Carga Viva

I = Carga viva de impacto.

E = Presiones de tierra

B = Supresión

W = Carga de viento.

WL = Carga de viento en carga viva.

LF = Fuerza longitudinal carga viva.

CF = Fuerza centrífuga.

R = Acortamiento.

S = Contracción.

T = Temperatura.

EQ = Sismo.

SF = Presión de corriente de carga.

ICE = Presión de hielo.

Tabla 8
Tabla de coeficientes γ y β

Col No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	γ	β FACTORS													%	
		D	(L+D)n	(L+I)p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
SERVICE LOAD	I	1,00	1	1		1	β_E	1	1							100
	IA	1,00	1	2												150
	IB	1,00	1		1	1	β_E	1	1							**
	II	1,00	1				1	1	1	1						125
	III	1,00	1	1		1	β_E	1	1	0,3	1	1				125
	IV	1,00	1	1		1	β_E	1	1				1			125
	V	1,00	1				1	1	1	1			1			140
	VI	1,00	1	1		1	β_E	1	1	0,3	1	1	1			140
	VII	1,00	1				1	1	1						1	133
	VIII	1,00	1	1		1	1	1	1						1	140
	IX	1,00	1				1	1	1	1					1	150
	X \ddagger	1,00	1	1			β_E									100
LOAD FACTOR DESIGN	I	1,30	β_D	1,67 *		1	β_E	1	1							No Applicable
	IA	1,30	β_D	2,20												
	IB	1,30	β_D		1	1	β_E	1	1							
	II	1,30	β_D				β_E	1	1	1						
	III	1,30	β_D	1		1	β_E	1	1	0,3	1	1				
	IV	1,30	β_D	1		1	β_E	1	1				1			
	V	1,25	β_D				β_E	1	1	1			1			
	VI	1,25	β_D	1		1	β_E	1	1	0,3	1	1	1			
	VII	1,30	β_D				β_E	1	1						1	
	VIII	1,30	β_D	1		1	β_E	1	1						1	
	IX	1,20	β_D				β_E	1	1						1	
	X \ddagger	1,30	1	1,67			β_E									

Fuente: AASHTO (1996).

(L+1)n = Carga viva con impacto de los trenes de carga especificados, H o HS.

(L+1)p = Carga viva con impacto según la especificación de la agencia operativa.

X \ddagger = Para alcantarillas

* Este valor puede reducirse a 1.25, cuando se considere la carga peatonal más la carga de tránsito con impacto, en el diseño de vigas longitudinales (3.23.2.3.1.3 AASHTO Standard). 1.00, cuando considere que la carga de rueda esta sobre la acera, en el diseño de losas en voladizo (3.24.2.2 AASHTO Standard).

** Porcentaje = $\frac{\text{máximo esfuerzo unitario (relación operativa)}}{\text{esfuerzo unitario basico admisible}} \times 100$

% = Porcentajes de los esfuerzos admisibles unitarios básicos.

1.4.5.4 Solicitación de carga vehicular sobre vigas

1.4.5.4.1 Momento

De acuerdo a la norma (AASHTO, 1996) el momento de flexión debido a la carga viva vehicular, será el mayor valor obtenido entre el momento producido por la carga de camión HS 20-44 y el momento producido por la carga de faja HS 20-44. El momento máximo para la carga de camión HS 20-44, se determina mediante líneas de influencia, tal como se observa en la siguiente figura:

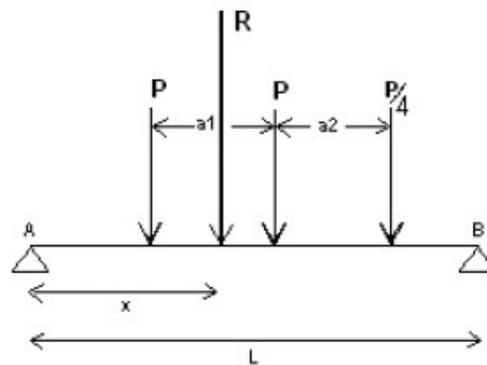


Figura 6 Carga de camión HS 20-44 para el momento máximo

$$L \geq 10.8 \text{ (m)}$$

Fuente: AASHTO (1996).

El momento máximo se encuentra en $x = L/2 + a/6$, del apoyo izquierdo, y está dado por:

$$M_{max} = P \left(\frac{1}{4L} \cdot \left(\frac{3L}{2} + \frac{a}{2} \right)^2 - a \right)$$

Donde:

$P = 7,26(T)$ para camión HS 20-44

$a =$ Distancia entre ejes mínima, 4.27 (m)

El valor máximo se encuentra para una distancia entre ejes posteriores (a_1) mínima.

Por lo tanto $a = a_1 = a_2 = 4.27$ (m)

1.4.5.4.2 Corte

El esfuerzo de corte máximo se obtiene colocando una de las cargas P del camión HS 20-44 sobre uno de los apoyos.

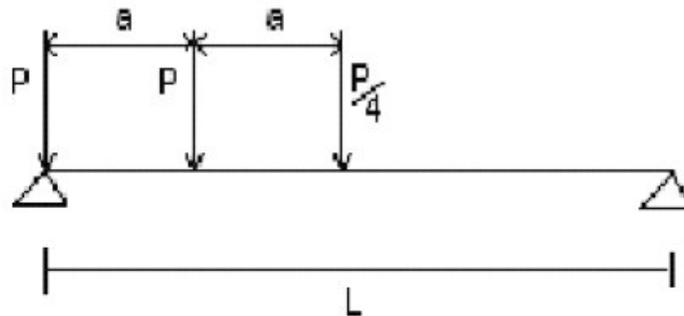


Figura 7 Carga de camión HS 20-44 para el cálculo de corte máximo

$$L \geq 10.8 \text{ (m)}$$

Fuente: AASHTO (1996).

El valor del corte máximo es igual a:

$$V_{max} = \frac{P}{4} \cdot \left(9 - 6 \cdot \frac{a}{L} \right)$$

Donde:

$P = 7,26 \text{ (T)}$ para camión HS 20-44

$a =$ Distancia entre ejes mínima, 4.27 (m)

1.4.5.5 Diseño de la losa (AASHTO Standard, sección 3.24)

El momento de flexión por carga viva vehicular por metro de ancho de losa deberá ser calculado de acuerdo a los siguientes métodos, a no ser que otros más exactos sean utilizados.

1.4.5.5.1 Tramos intermedios (AASHTO Standard, sección 3.24.3)

El momento de flexión por metro de ancho de losa debe ser calculado acorde con los casos A o B, dados en la sección 3.24.3.1 y 3.24.3.2 de la norma (AASHTO, 1996). En este trabajo se usará el caso A.

Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito (AASHTO, 1996), sección 3.24.3.1. El momento de flexión (por metro de ancho de losa) causado por las cargas vehiculares se determina mediante la siguiente fórmula:

$$M^{(\pm)}_{LL} = \left(\frac{S + 0.61}{9.74} \right) * P \quad \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

Donde:

S = Longitud de luz efectiva de la losa (m)

$P = 7,26$ (T) para camión HS 20-44

Este momento se verá afectado por los coeficientes de impacto, mayoración y continuidad.

Para losas continuas sobre tres o más vigas, un factor por continuidad de 0.8 debe aplicarse a la fórmula anterior.

1.4.5.5.2 Tramos en voladizo (AASHTO Standard, sección 3.24.5)

La fórmula para el cálculo de momento debido a carga vehicular sobre losas en voladizo, toma en cuenta que estos toman las cargas en forma independiente de los efectos del refuerzo de borde que se coloque a lo largo de sus extremos. En el diseño, la carga de rueda deberá ubicarse a 0.305 (m) de la cara del guardarruedas. Si no se usan pasillos, la carga de rueda deberá estar a 0.305(m) del borde interior de la baranda o defensa.

En el diseño de los pasillos y losas, una carga de rueda debe localizarse sobre el pasillo y debe estar a 0.305(m) del borde interno de la baranda. Esto, en el “caso eventual” de que el camión suba sobre él. Para este caso, se indica que las tensiones admisibles, tanto del hormigón como del acero, pueden ser aumentadas en un 50%.

De igual manera que para la sección anterior, se utilizara el caso A de la norma para el cálculo de los esfuerzos.

Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito:

Cada carga de rueda deberá ser distribuida sobre un ancho de losa de acuerdo a la siguiente expresión.

$$E = 0.8X + 1.143 \text{ (m)}$$

Donde:

X = Distancia en metros desde el punto de aplicación de la carga hasta el punto de soporte del voladizo (m)

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda (m)

El momento por metro de ancho de losa será evaluado por la expresión: X

$$M^{(-)}_{LL} = \frac{P}{E} \cdot X$$

Donde:

P = 7.26 (T). Carga de rueda del camión HS 20-44

1.4.5.5.3 Armadura de Repartición (AASHTO Standard, sección 3.24.10.)

El refuerzo de repartición debe ubicarse ortogonal y entre el refuerzo principal de la losa. La cantidad de refuerzo de repartición será un porcentaje del refuerzo requerido para tomar el momento positivo. Si el refuerzo principal es perpendicular al tránsito:

$$P = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

P = Porcentaje de la armadura principal que corresponde a la de repartición

S = Separación entre ejes de vigas (m)

Cuando se use la armadura principal perpendicular al tránsito, la cantidad especificada como armadura de distribución debe ubicarse en la parte central de la

losa, y ha de usarse al menos el 50% de dicha armadura en los otros 2 dos cuartos de la losa.

El diseño de la losa para el ejemplo práctico se lo hará con la metodología ASD y no con la LRFD ya que el objetivo de diseñar la losa es encontrar las cargas que actuarán sobre las vigas de acero, estas si se diseñaran por ambos métodos con el fin de comparar sus resultados.

1.4.5.6 Análisis y diseño en acero estructural (AASHTO Standard, sección 10.1)

1.4.5.6.1 Limitaciones de las deflexiones

Las deformaciones por cargas de servicio pueden causar deterioros en calzadas, fisuramiento local en la losa de hormigón y en la estructura metálica, lo que podría reducir la serviciabilidad y durabilidad del puente.

En general, los puentes de una luz simple o continua, se deben diseñar para que la deflexión debida a la carga viva más impacto no exceda $1/800$ de la luz. Para puentes peatonales en áreas urbanas, esta deflexión se debe limitar a $1/1000$ de la luz.

Para voladizos, por lo general, la deflexión no debe exceder $1/300$ del brazo del voladizo, o $1/375$ cuando se tiene tráfico peatonal.

1.4.5.6.2 Relación opcional altura-luz de la superestructura

Para vigas compuestas simplemente apoyadas, la altura de la viga de acero sola (H_v) debe ser preferiblemente al menos $1/30$ de la luz (L). La altura total de la superestructura, viga de acero más losa de hormigón ($H_v + e_o$), debe ser preferiblemente al menos $1/25$ de la luz (L).

1.4.5.6.3 Esfuerzos básicos admisibles

Los esfuerzos básicos admisibles, recomendados por la (AASHTO, 1996) para vigas longitudinales de acero en puentes de carretera, dependen de la condición de carga y están relacionados con la resistencia mínima a la fluencia del acero F_y . Para el caso de vigas armadas en construcción compuesta, el esfuerzo de flexión del tablero de hormigón deber ser controlado por el esfuerzo admisible del hormigón F_h .

A continuación se presentan los esfuerzos básicos admisibles para vigas armadas de acero.

a).- Esfuerzo admisible del ala a compresión soportada continuamente

$$F_c = 0.55F_y$$

F_y : esfuerzo de fluencia del acero.

b).- Esfuerzo admisible del ala a tracción

$$F_t = 0.55F_y$$

F_y : esfuerzo de fluencia del acero.

c).- Esfuerzo admisible del hormigón

$$F_h = 0.4 f'_c$$

f'_c : resistencia última a compresión del hormigón.

d).- Esfuerzo admisible para el corte del alma

$$F_v = F_y/3$$

F_y : esfuerzo de fluencia del acero .

Se considera el esfuerzo admisible del ala a compresión soportada continuamente, debido a que para vigas simplemente apoyadas la única aleta que trabaja a compresión en toda la longitud del tramo es la superior, que en este caso, se encuentra continuamente soportada por la losa de hormigón mediante los conectores de corte.

1.4.5.6.4 Cálculo de esfuerzos de trabajo

Según la norma (AASHTO, 1996), las vigas esbeltas armadas deben diseñarse por el método del momento de inercia por flexión pura, para satisfacer la fórmula de flexión.

$$F_b \geq \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{I}{C}$$

En donde:

M: momento flector de la sección.

F_b: esfuerzo admisible a flexión.

S: modulo resistente de la sección.

I: momento de inercia de la sección.

C: distancia desde el eje neutro de la sección de la viga a la superficie más extrema.

Las fórmulas que a continuación se presentan corresponden al diseño de vigas sin alzaprimas, pues se supone, que las vigas no van a estar apuntaladas durante el vaciado de la losa de hormigón.

a).- Esfuerzo en la fibra extrema superior de acero (compresión)

$$f_c = \frac{M_{DL}}{S_c} + \frac{M_{SDL}}{S_{c'_n}} + \frac{M_{LL+I}}{S_{c_n}}$$

b).- Esfuerzo en la fibra extrema inferior de acero (tracción)

$$f_t = \frac{M_{DL}}{S_t} + \frac{M_{SDL}}{S_{t'_n}} + \frac{M_{LL+I}}{S_{t_n}}$$

c).- Esfuerzo en la fibra extrema superior del hormigón

$$f_h = \frac{M_{SDL}}{n'Sh'_n} + \frac{M_{LL+I}}{nSh_n}$$

d).- Esfuerzo cortante promedio en el alma

$$f_v = \frac{V_{DL} + V_{SDL} + V_{LL+I}}{A_o}$$

En donde:

D_{LM} : momento debido a las cargas muertas (o peso propio).

$S_{DL M}$: momento debido a las cargas superpuestas (o sobrecargas permanentes).

$L_{L+I M}$: momento debido a las cargas viva más el efecto producido por el impacto.

D_{LV} : cortante en el alma debido a las cargas muertas.

$S_{DL V}$: cortante en el alma debido a las cargas superpuestas.

$L_{L+I V}$: cortante en el alma debido a las cargas viva más el efecto producido por el impacto.

1.4.5.6.5 Verificaciones

Las dimensiones de la sección transversal compuesta, (viga esbelta armada más losa de hormigón) deben ser verificadas por los criterios establecidos en la norma de diseño para: resistencia de los materiales, relaciones altura-luz de la sección compuesta y relaciones ancho-espesor de almas y aletas.

Las relaciones antes mencionadas, permiten evitar o disminuir los efectos de pandeo local de la viga y reducir la inestabilidad de sección transversal en su conjunto.

1.4.5.6.6 Resistencia de los materiales

En cuanto a la resistencia de los materiales, tanto para vigas de acero homogéneas como híbridas, debe cumplirse lo siguiente:

a).- Para el hormigón del tablero

$$f_h \leq F_h$$

b).- Para el acero en compresión

$$f_c \leq F_c$$

c).- Para el acero en tracción

$$f_t \leq F_t$$

d).- Para el esfuerzo cortante promedio del alma

$$f_v \leq F_v$$

1.4.5.6.7 Relaciones ancho-espesor para vigas de acero homogéneas

Para los esfuerzos calculados iguales a los esfuerzos admisibles, la norma (AASHTO, 1996), establece que las máximas relaciones ancho-espesor (ó alto-espesor, en el caso de almas) para un miembro a compresión en puentes de carretera se encuentran restringidas por las siguientes limitaciones.

a).- Alma de vigas con rigidizadores transversales

$$\frac{H_o}{t_o} \leq \frac{263}{\sqrt{F_y}}$$

Donde:

F_y : tensión de fluencia del acero en, ton cm²

H_o : alto del alma.

t_o : espesor del alma.

b).- Ala en compresión

$$\frac{b_s}{t_s} \leq \frac{37}{\sqrt{F_y}}$$

Donde:

F_y : tensión de fluencia del acero, en ton cm²

b_s : ancho del ala en compresión.

t_s : espesor del ala en compresión.

c).- Ala en tracción

$$\frac{b_i}{t_i} \leq \frac{37}{\sqrt{F_y}}$$

Donde:

F_y : tensión de fluencia del acero, en ton cm² .

b_i : ancho del ala en tracción.

t_i : espesor del ala en tracción.

1.4.5.6.8 Cálculo de las deflexiones

1.4.5.6.8.1 Deflexión por carga muerta

Las deflexiones por carga muerta se pueden necesitar de modo que al hormigón del tablero pueda dársele niveles específicos de acabado, o para contrarrestar las deflexiones por carga muerta (contra flecha).

Según la deflexión por carga muerta tiene dos componentes, una corresponde a DL y la otra SDL. Para el cálculo de DL, se debe usar el momento de inercia “I” de la sección sola de acero. Para SDL, “I” debe ser la correspondiente a la razón modular de la sección compuesta para carga muerta superpuesta (3n). Ambas componentes pueden calcularse de la siguiente fórmula:

$$\delta = \frac{500 \, qL^4}{384 \, EI}$$

Donde:

d = deflexión por carga muerta, en cm

q = carga uniforme, en ton/mts

L = luz, en mts

E = módulo de elasticidad del acero, en ton/m²

I = momento de inercia de la sección compuesta para cargas muertas superpuestas (n’ = 3n) con respecto al eje neutro, en m⁴

1.4.5.6.8.2 Deflexión por carga viva

Los cálculos de la deflexión por carga viva deben basarse en el momento de inercia de la sección bruta, o de la sección transformada en el caso de vigas compuestas.

La deflexión por carga viva en el centro de la luz de un larguero simplemente apoyado, se puede obtener con precisión aceptable de la fórmula aproximada (4.50a).

$$\delta = \frac{18.75}{EI} Pt (L^3 - 51.5612L + 135.3545)$$

$$Pt = W_r \cdot CD(1+i)$$

Donde:

d = deflexión por carga viva, en cm

W_r = peso de la rueda delantera del camión, en ton

CD = coeficiente de distribución por carga viva

i = coeficiente de impacto

L = luz, en mts

E = módulo de elasticidad del acero, en ton/m²

I = momento de inercia de la sección compuesta para cargas vivas (n) con respecto al eje neutro, en m⁴

1.4.5.6.9 Diseño de atiesadores

La flexión de las vigas tiende a pandear las almas delgadas. Este pandeo puede evitarse haciendo el alma relativamente gruesa comparada con su altura o rigidizando el alma mediante atiesadores. En vigas armadas, se emplean placas conectadas en forma perpendicular al alma. Los atiesadores pueden colocarse de manera longitudinal o transversal (verticalmente) o en ambas direcciones.

En este caso, para el diseño de las vigas armadas, se consideraron las relaciones alto-espesor del alma para vigas sin rigidizadores longitudinales. Por lo tanto, no se presentan los criterios de diseño para atiesadores longitudinales.

1.4.5.6.10 Atiesadores de carga

En vigas armadas simplemente apoyadas, se requieren atiesadores de carga en los apoyos y deben colocarse por pares, es decir, un atiesador a cada lado del alma. Además, deben diseñarse por aplastamiento y como columnas para evitar el pandeo.

Las alas de los atiesadores de carga deben extenderse tan cerca como sea práctico hasta los bordes externos de las aletas. Asimismo, deben esmerilarse para que ajusten contra la aleta a través de la cual se transmite la carga concentrada o la reacción, o deben conectarse a esa aleta con soldaduras de surco de penetración completa.

1.4.5.6.11 Diseño por aplastamiento

Los atiesadores de carga deben diseñarse por aplastamiento sobre el área que está realmente en contacto con el ala. En este caso, el esfuerzo real de aplastamiento “fp” no deberá exceder al esfuerzo admisible de aplastamiento “Fp”. No deben tomarse en cuenta las porciones de los atiesadores ajustados a filetes de ángulos de las alas o a soldaduras entre ala y alma

Los atiesadores de carga deben diseñarse por aplastamiento sobre el área que está realmente en contacto con el ala. En este caso, el esfuerzo real de aplastamiento “fp” no deberá exceder al esfuerzo admisible de aplastamiento “Fp”. No deben tomarse en cuenta las porciones de los atiesadores ajustados a filetes de ángulos de las alas o a soldaduras entre ala y alma.

En general debe cumplirse:

$$fp \leq Fp$$

Donde:

$Fp = 0.8 \cdot Fy$: Esfuerzo admisible al aplastamiento, en ton/cm²

$fp = V/Ap$: Esfuerzo real de aplastamiento, en ton/cm²

Fy : tensión de fluencia del acero del atiesador, en ton/cm²

V : Fuerza cortante máxima en el apoyo, en ton

tp : espesor del atiesador de carga, en cm

bp : ancho del atiesador de carga, en cm

z : desbaste para permitir la soldadura entre alma y aleta, en cm

$be = bp - z$: Ancho efectivo de cada placa, en cm

Ap : el área de apoyo efectiva, en cm²

Para un par de atiesadores de carga: $Ap = 2 \cdot be \cdot tp$, en cm²

Para dos pares de atiesadores de carga: $Ap = 4 \cdot be \cdot tp$, en cm²

1.4.5.6.12 Diseño como columnas

También, deben diseñarse como columnas. En las vigas armadas ordinarias, la sección de la columna está compuesta por los atiesadores de carga y una porción del alma. En el caso de atiesadores consistentes en dos placas, la porción efectiva del alma es una franja centrada de $18t_o$ de ancho, donde “ t_o ” es el espesor del alma en cm (Figura 4.10a). Cuando los atiesadores están formados por cuatro placas o más, la porción efectiva del alma es una franja central que incluye la porción entre los atiesadores y que se extiende fuera de ellos una distancia total de $18t_o$ (Figura 4.10b). El radio de giro debe calcularse con respecto al eje que pasa por el centro del alma.

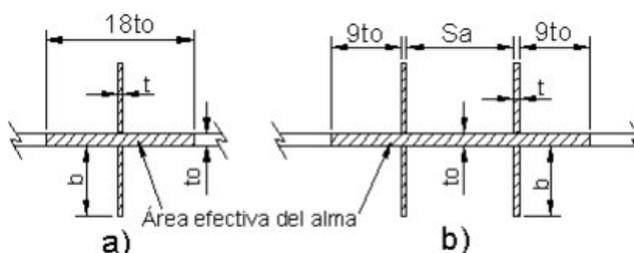


Figura 8 Áreas efectivas para el diseño de rigidizadores

Fuente: AASHTO (1996).

El diseño de atiesadores de apoyo como columna, debe ser tal, que el esfuerzo admisible a la compresión del atiesador “ F_{ca} ”, sea menor o igual al esfuerzo real de compresión “ f_{ca} ”. Los respectivos “ F_{ca} ” y “ f_{ca} ” se calculan de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$F_{ca} = \frac{F_y}{F.S} \left[1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E} \right], \quad \text{si } KL/r \leq C_c$$

$$F_{ca} = \frac{4\pi^2 E}{F.S (KL/r)^2}, \quad \text{si } KL/r \geq C_c$$

$$f_{ca} = V/A_e$$

Donde:

$$C_c = \sqrt{2\pi^2 E_a / F_y}$$

F_{ca} : esfuerzo admisible a la compresión del atiesador, en ton/cm²

f_{ca} : esfuerzo real de compresión del atiesador, en ton/cm²

F.S = 2.12, factor de seguridad según AASHTO

K: coeficiente de longitud efectiva

L: longitud real no arriostrada, en cm (en este caso L = Ho)

Ea : módulo de elasticidad del acero del atiesador, en ton/cm²

Fy : tensión de fluencia del acero del atiesador, en ton/cm²

V: Fuerza cortante máxima en el apoyo, en ton

$r = \sqrt{(I_{xx} / Ae)}$: Radio de giro, en cm

Ae : área efectiva de la sección de la columna, en cm²

Para un par de atiesadores de carga: $Ae = Le \cdot t_o + 2 \cdot b_p \cdot t_p$

Para dos pares de atiesadores de carga: $Ae = Le \cdot t_o + 4 \cdot b_p \cdot t_p$

Le: longitud efectiva de la porción del alma, en cm

Para un par de atiesadores de carga: $Le = 18 t_o$

Para dos pares de atiesadores de carga: $Le = 18 t_o + S_a$

Ixx: inercia de la sección de la columna con respecto al eje del alma.

Para un par de atiesadores de carga: $I_{xx} = \frac{1}{12} [t_p(2b_p + t_o)^3 + (Le - t_p)t_o^3]$

Para dos pares de atiesadores de carga: $I_{xx} = \frac{1}{12} [2t_p(2b_p + t_o)^3 + (Le - 2t_p)t_o^3]$

La relación ancho-espesor de un atiesador de placa no debe exceder:

$$\frac{b_p}{t_p} \leq \frac{18.3}{\sqrt{F_y}}$$

Donde:

Fy : tensión de fluencia del acero del atiesador, en ton/cm²

t_p : espesor del atiesador, en cm

b_p : ancho del atiesador, en cm.

1.4.5.6.13 Atiesadores de rigidez

El empleo de atiesadores contribuye a minimizar las probabilidades de pandeo local. En puentes de carretera, según la AASHTO, los atiesadores transversales intermedios (o atiesadores de rigidez) pueden ser omitidos si el esfuerzo cortante promedio de la sección bruta del alma “fv” es menor que el valor determinado por la fórmula 4.55, que deriva de la relación alto-espesor para alma de vigas sin atiesadores (fórmula 4.56). Sin embargo, se pueden requerir atiesadores para las conexiones a entramados transversales de arriostramiento.

$$Fv' = \frac{5153.6}{\left(\frac{Ho}{to}\right)^2} \leq \frac{Fy}{3}$$

$$\frac{Ho}{to} \leq \frac{71,6}{\sqrt{fv}} \leq 150$$

Donde:

Ho: alto del alma, en cm

to : espesor del alma, en cm

Fv': esfuerzo cortante admisible de almas no atiesadas, en ton/cm²

fv : esfuerzo cortante promedio del alma, en ton/cm²

Deben usarse atiesadores de rigidez en vigas de puentes de carretera cuando Ho/to ó “fv” excede los valores antes mencionados. Cuando los atiesadores de rigidez sean requeridos, con o sin atiesadores longitudinales, el espaciamiento entre ellos será tal que, el actual esfuerzo cortante “fv” no excederá el valor determinado por la ecuación $(Fv' = \frac{5153.6}{\left(\frac{Ho}{to}\right)^2} \leq \frac{Fy}{3})$; el máximo espaciamiento está limitado a 3Ho y está sujeto al siguiente requerimiento:

$$Fv.a.t = \frac{Fy}{3} \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{do}{Ho}\right)^2}} \right]$$

Donde:

Fv.a.t: esfuerzo cortante admisible de almas atiesadas, en ton/cm²

C: relación entre el esfuerzo cortante de pandeo y el esfuerzo cortante de cadencia, y está determinado por lo siguiente:

$$C = 1 \text{ cuando } \frac{H_o}{t_o} < 50.3798 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$$

$$C = \frac{50.3798}{H_o/t_o} \sqrt{\frac{K}{F_y}} \text{ cuando } 50.3798 \sqrt{\frac{K}{F_y}} \leq \frac{H_o}{t_o} \leq 62.8422 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$$

$$C = \frac{3163.866K}{\left(\frac{H_o}{t_o}\right)^2 F_y} \text{ cuando } \frac{H_o}{t_o} \geq 62.8422 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$$

$$K = 5[1 + (H_o/d_o)^2]$$

F_y : tensión de fluencia del acero del alma, en ton/cm²

d_o : espaciamiento entre atiesadores de rigidez, en mts

El espaciamiento está limitado a un máximo de $3H_o$, o para paneles de vigas sin atiesadores longitudinales el espaciamiento de estos atiesadores no debe exceder a $(260 \cdot t_o)^2 / H_o$ para asegurar la fabricación, manejo y montaje eficientes de las vigas. En vigas simplemente apoyadas, el espaciamiento del primer atiesador transversal será tal que, el esfuerzo cortante del alma al final del panel no exceda el valor determinado por la siguiente ecuación:

$$F_{v.a.t} = CF_y/3 \leq F_y/3$$

(En este caso, el máximo espaciamiento está limitado a $1.5H_o$)

Los atiesadores de rigidez pueden ser de un acero convencional, aunque el alma y las alas sean de un acero de grado superior.

Los atiesadores de rigidez se pueden conectar al alma de las vigas de puentes de carreteras solos o en pares. Cuando se emplean rigidizadores en ambos lados del alma, deben ajustarse firmemente contra el ala a compresión. Cuando se coloca un atiesador en un sólo lado del alma debe estar en contacto, pero no necesariamente conectado a la aleta de compresión. Los atiesadores de rigidez no necesitan estar en contactos con el ala a tensión. Sin embargo, la distancia entre el extremo de la

soldadura del atiesador y el borde cercano de los filetes de soldadura entre alma y aleta no debe ser menor que $4t_o$ ni mayor que $6t_o$, donde t_o es el espesor del alma.

En general, los atiesadores de rigidez, deben diseñarse de modo que:

$$I_a \geq I$$

$$I = d_o t_o^3 J$$

$$J = 2.5 (H_o/d_o)^2 - 2 \geq 0.5$$

Donde:

I_a : momento de inercia, en cm^4 , del atiesador de rigidez

J: relación entre las rigideces del atiesador y el alma

d_o : distancia, en cm, entre los atiesadores de rigidez

t_o : espesor del alma, en cm

En pares de atiesadores, " I_a " debe tomarse con respecto al centro del alma. Si es un atiesador sencillo, " I_a " debe tomarse con respecto a la cara del alma en contacto con éste. En cualquier caso, los atiesadores de rigidez deben proyectarse una distancia, en cm desde el alma, de al menos:

$$b_a \geq \begin{cases} 5.08 + \frac{H_o}{30} \\ \frac{b_s}{4} \end{cases}$$

Y el espesor no será menor que:

$$t_a \geq \begin{cases} \frac{b_a}{16} \\ t_o \end{cases}$$

Donde:

ba: ancho del atiesador, en cm

bs: ancho del ala a compresión, en cm

ta: espesor del atiesador, en cm

Los atiesadores de rigidez deben tener una sección transversal bruta de área Aa, en cm², que cumpla con la siguiente condición:

$$Aa \geq A$$

$$A = [0.15 * B * Ho * to * (1 - C) (fv/Fv) - 18to^2] Y$$

Donde:

$$A = [0.15 * B * Ho * to * (1 - C) (fv/Fv) - 18to^2] Y$$

B = 1.0 para par de rigidizadores

B = 1.8 para ángulos sencillos

B = 2.4 para placas sencillas

$$C: \text{ calculado de acuerdo según: } Fv.a.t = \frac{Fy}{3} \left[C + \frac{0.87 (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{do}{Ho}\right)^2}} \right]$$

Fv: esfuerzo cortante admisible del alma, en ton/cm²

fv : esfuerzo cortante promedio calculado, en ton/cm²

Y: relación entre las la tensión de fluencia del acero del alma y la tensión de fluencia del acero del atiesador

Cuando el área A, calculada con la fórmula ($A = [0.15 * B * Ho * to * (1 - C) (fv/Fv) - 18to^2] Y$) es muy pequeña o negativa, los atiesadores de rigidez solo necesitan satisfacer la ecuación ($Ia \geq I$), y las limitaciones ancho-espesor dadas previamente por:

$$ba \geq \begin{cases} 5.08 + \frac{Ho}{30} \\ \frac{bs}{4} \end{cases}$$

$$t_a \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_a}{16} \\ t_o \end{array} \right.$$

1.4.6 Disposiciones de la norma AASHTO LRFD

1.4.6.1 General

“El cambio más significativo que introdujo la norma (AASHTO, 2004) en el cálculo de estructuras de puentes es la utilización del método LRFD: Load and Resistance Factor Design, el cual corresponde a un método de estados límites últimos, que considera factores para cada carga y para cada resistencia nominal” (OCHOA, 2008). Otro aspecto importante que introdujo esta norma es la forma de combinar las cargas, ya que ésta considera algunos factores que van a cambiar el margen de seguridad del puente, dando una mayor confiabilidad a la estructura. “Estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura. Esta norma, además, introdujo una nueva forma de combinar el modelo de carga vehicular, debido a que se establecen tres tipos de cargas vivas vehiculares: Camión de Diseño, Tándem de Diseño y Carga de Faja de Diseño” (OCHOA, 2008). En general, en este capítulo se muestran las disposiciones más importantes de la norma (AASHTO, 2004) que se utilizarán en el posterior diseño de las superestructuras de los modelos elegidos.

1.4.6.2. Estados límites (aashto lrfd, seccion 1.3.2.)

Un Estado Límite define condiciones que se quiere que una estructura satisfaga. En general, un elemento estructural tendrá que satisfacer diferentes estados límites. Los Estados Límites definidos por la norma (AASHTO, 2004) LRFD son los que se presentan a continuación:

1.4.6.2.1 Estado Límite de Servicio (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.2)

Se debe considerar como restricciones a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura, bajo condiciones regulares de servicio. Las combinaciones de carga de este estado son las siguientes (AASHTO, 2004) LRFD (sección 3.4):

SERVICIO I: Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 (km/h), tomando todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes. (AASHTO, 2004)

SERVICIO II: Combinación de carga cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y la falla de las conexiones críticas debido a la carga viva vehicular. (AASHTO, 2004)

SERVICIO III: Combinación de carga relativa sólo a la tracción en estructuras de hormigón pretensado con el objetivo de controlar el agrietamiento. (AASHTO, 2004)

1.4.6.2.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.3)

Este estado límite se debe tomar como restricciones asignadas al rango de esfuerzos. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre los materiales (AASHTO, 2004). La combinación de carga de este estado límite es la siguiente (AASHTO LRFD, sección 3.4):

- **FATIGA:** Combinación de cargas relativa a la carga viva vehicular repetitiva y a la respuesta dinámica que se provoca producto de diseñar utilizando el camión de diseño antes mencionado.

1.4.6.2.3 Estado Límite de Resistencia (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.4)

Define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que el puente experimente en su vida útil. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes según (AASHTO) LRFD (sección 3.4):

RESISTENCIA I: Combinación de carga básica para el camión normal sin viento.

RESISTENCIA II: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida (sobrepeso), o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III: Combinación de carga que representa el puente expuesto a velocidades del viento mayores a 90 (Km/hr).

RESISTENCIA IV: Combinación de carga que representa una alta relación entre las solicitaciones provocadas por sobrecarga y carga muerta.

RESISTENCIA V: Combinación de carga que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 (Km/hr).

1.4.6.2.4 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.5)

Es importante considerar el estado límite que corresponde a eventos extremos para asegurar la vida útil estructuralmente hablando de un puente durante lluvias intensas que produzcan inundaciones o sismos de grados significativos, o por ejemplo cuando es impactado por un elemento externo, posiblemente en situaciones con socavación. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes (AASHTO) LRFD (sección 3.4):

- EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas que incluye sismos
- EVENTO EXTREMO II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una

sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.

1.4.6.3 Ecuación básica de diseño (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.1)

1.4.6.3.1 Ductilidad (AASHTO LRFD, sección 1.3.3)

“Una estructura puede tener dos tipos de comportamiento: frágil o dúctil. El comportamiento frágil es indeseable porque implica, generalmente, la pérdida repentina de la capacidad de carga cuando se excede el límite elástico” (OCHOA, 2008). El comportamiento dúctil es caracterizado por deformaciones inelásticas significativas antes de que ocurra cualquier pérdida de capacidad. Este comportamiento es una advertencia de la falla estructural. De acuerdo a la norma (AASHTO, 2004) el factor relacionado con la ductilidad para el estado límite de resistencia es:

$\eta_D \geq 1.05$ Para componentes no dúctiles y conexiones

$\eta_D = 1.00$ Para diseños convencionales

$\eta_D \geq 0.95$ Para los componentes y conexiones con ductilidad mayor que la especificada.

Para los otros estados límites: $\eta_D = 1.00$

1.4.6.3.2 Redundancia (AASHTO LRFD, sección 1.3.4)

A menos que existan motivos justificados, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas. Estas estructuras son capaces de soportar cargas, incluso, luego de la pérdida de un elemento o conexión importante (FELIX, 2015). Según (AASHTO) el factor relacionado con la redundancia para el estado límite de resistencia es:

$\eta_R \geq 1.05$ Para componentes no redundantes

$\eta_R = 1.00$ Para niveles convencionales de redundancia

$\eta_R \geq 0.95$ Para niveles excepcionales de redundancia

Para los otros estados límites: $\eta_R = 1.00$

1.4.6.3.3 Importancia Operacional (AASHTO LRFD, sección 1.3.5).

Se basa en requisitos sociales, de seguridad y defensa. El factor relacionado con la importancia operacional para el estado límite de resistencia según (AASHTO, 2004) son los siguientes:

$\eta_I \geq 1.05$ Para puentes de importancia

$\eta_I = 1.00$ Para puentes típicos

$\eta_I \geq 0.95$ Para puentes relativamente menos importantes

Para los otros estados límites: $\eta_I = 1.00$

Finalmente, el factor η_i , se define de la siguiente manera:

Cuando se requiera un valor máximo de γ_i : $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95$

Cuando se requiera un valor mínimo de γ_i : $\eta_i = \frac{1}{\eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I} \leq 1.0$

1.4.6.4 Cargas (AASHTO LRFD, sección 3.4.1)

1.4.6.4.1 Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, sección 3.5)

De acuerdo a la norma (AASHTO) se distinguen dos grupos: Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, sección 3.5.1) y Cargas de Suelo (AASHTO LRFD, sección 3.5.2).

Las cargas permanentes se subdividen en:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales y accesorios no estructurales.

- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. Las cargas de suelo se subdividen en:

- EH: Empuje horizontal del suelo
- ES: Sobrecarga de suelo
- DD: Fricción Negativa
- EV: Presión Vertical del suelo de relleno

1.4.6.4.2 Cargas Transitorias (AASHTO LRFD, sección 3.3.2)

Según la norma (AASHTO, 2004) se definen las siguientes cargas transitorias:

- BR: Fuerza de frenado de vehículos
- CE: Fuerza centrífuga de vehículos
- CR: Creep o Fluencia Lenta
- CT: Fuerza de Colisión de un vehículo
- CV: Fuerza de Colisión de una embarcación
- EQ: Sismo
- R: Fricción
- IC: Carga de Hielo
- IM: Carga Dinámica
- LL: Carga Viva vehicular
- LS: Sobrecarga Viva
- PL: Carga Peatonal
- SE: Asentamiento
- SH: Contracción
- TG: Gradiente de Temperatura
- TU: Temperatura uniforme
- WA: Carga Hidráulica y Presión del flujo de agua
- WL: Viento sobre la Carga Vehicular
- WS: Viento sobre la Estructura

Las cargas a utilizar en esta memoria son:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales
- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento
- IM: Carga Dinámica

- LL: Carga Viva vehicular

1.4.6.4.3 Carga Viva (AASHTO LRFD, sección 3.6)

La carga viva vehicular consiste en el peso de las cargas en movimiento sobre el puente. Se tienen dos tipos: Vehicular y Peatonal.

Carga peatonal (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.6)

La carga peatonal consiste en una carga de 0.0036 (*MPa*) que se aplica a todos los pasillos de más de 600(*mm*), y que se considera simultáneamente con la carga vehicular. Los puentes utilizados solamente para tránsito peatonal y/o de bicicletas serán diseñados para una carga viva de 0.0041 (*MPa*) (AASHTO, 2004).

Carga Vehicular (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2)

Según la norma LFRD de la (AASHTO) el número de vías de tránsito que se debe fijar, es la parte entera del cociente:

$$\frac{w}{3.6}$$

Donde:

w: Ancho libre del camino, entre guardarruedas o entre defensas (m).

Para caminos con ancho entre 6.0 (m) y 7.2 (m), se considerarán dos vías de tránsito, cada una con la mitad del ancho.

Se definen tres tipos de cargas: Carga de Camión, Carga de Faja y Carga de Tándem.

La carga vehicular total a utilizar es designada “Carga HL-93”. Esta carga será la mayor sollicitación proveniente de las combinaciones:

- Carga de Camión + Carga de faja (Utilizada en nuestro país)
- Carga de Tándem + Carga de Faja

Carga de Camión (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2.2):

El camión de diseño de la norma (AASHTO) LRFD es similar al camión HS 20-44 especificado en la norma Standard. Transversalmente, el ancho de vía de diseño

es de 3.6 (m), con una separación entre ejes de ruedas de 1,8(m), tal como se muestra en la siguiente figura.

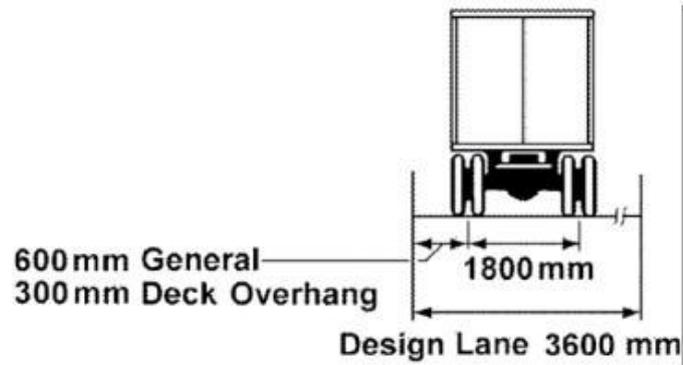


Figura 9 Sección transversal del Camión de la norma AASHTO LRFD

Fuente: AASHTO (2004).

En la dirección longitudinal se tiene una distancia de separación entre ejes de ruedas de 4.3 (m) y otra que varía entre 4.3 (m) y 9.0(m) , considerando la que provoque las máximas sollicitaciones. Los dos últimos ejes reciben la mayor parte de la carga, 14,8 (T) en cada eje, y 3.57 (T) en su eje delantero, lo que se aprecia en la siguiente figura:

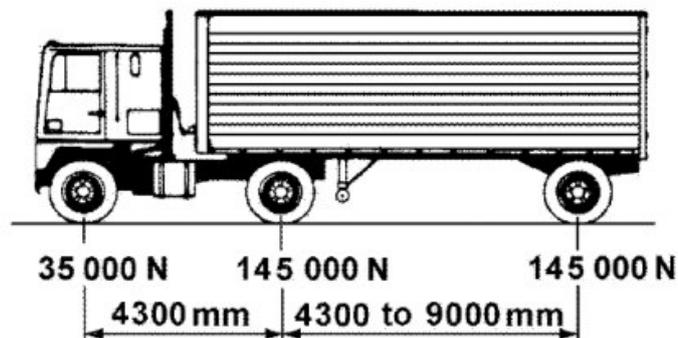


Figura 10 Sección longitudinal del Camión de la norma AASHTO LRFD

Fuente: AASHTO (2004).

Carga de Tándem (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2.3):

El Tándem de diseño consiste en un par de ejes de carga igual a 11.22 (T) espaciados longitudinalmente a 1.2 (m) . El espaciamiento transversal de ruedas será de 1.8 (m).

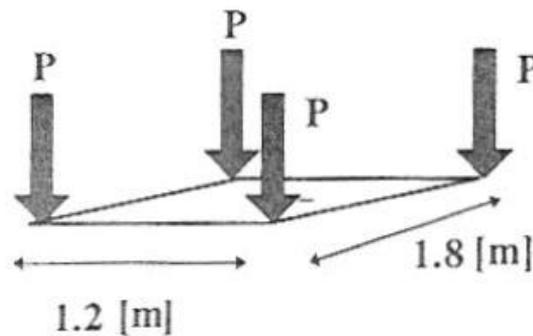


Figura 11 Carga de Tándem

Fuente: AASHTO (2004).

Según el NEVI 12 (Norma Ecuatoriana Vial), no hace ninguna diferenciación entre los camiones de diseño para los dos métodos, es decir establece un solo camión de diseño, por lo que se adoptará las características del camión para ambos métodos.

Carga de faja (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2.4)

La carga de faja consiste en una carga de 0.949 (T/m), distribuida uniformemente en la dirección longitudinal. Transversalmente, la carga de faja se asume uniformemente distribuida sobre un ancho de 3 (m) (AASHTO, 2004).

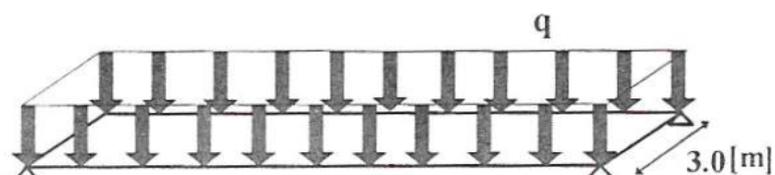


Figura 12 Carga de faja de la norma AASHTO LRFD

Fuente: AASHTO (2004).

Carga de fatiga (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.4)

Según (AASHTO, 2004) la carga móvil de fatiga consiste en un camión igual al establecido en el artículo 1.4.6.4.3.2.1 del presente proyecto, solo que con un espaciamiento fijo de 9,0 (m) entre ejes de peso igual a 14.8 (T). Además no se considera la carga de faja. El estado de fatiga no necesita ser investigado para las losas de hormigón con vigas múltiples.

Carga dinámica admisible IM (AASHTO LRFD, sección 3.6.2)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño serán aumentados en el porcentaje especificado en la Tabla 3.1.

Tabla 9
Carga dinámica admisible

<u>Componentes</u>	<u>IM (%)</u>
Juntas de losa – Todos los estados límites	75
- Todos los demás componentes	
• Estado límite de fatiga y fractura	15
• Todos los demás estados límites	33

Fuente: AASHTO (2004).

El factor que se aplicara a la carga estática será: $C_1 = (1 + \frac{IM}{100})$

La carga dinámica admisible no se aplica sobre la carga peatonal ni sobre la carga de faja.

1.4.6.5 Combinaciones y factores de carga (AASHTO LRFD, sección 3.4.1)

Las combinaciones de carga consideradas para cada uno de los estados límites poseen diferentes factores de carga que se determinaran utilizando las siguientes tablas:

Tabla 10
Factores de carga para cargas permanentes

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Carga Muerta de componentes estructurales	1,25	0,9
DW: Superficie de rodado	1,5	0,65

Fuente: AASHTO (2004).

Tabla 11
Combinaciones de carga y factores de carga

Combinacion de cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Utilice uno de estos a la vez			
										EQ	IC	CT	CV
Resistencia I	y_p	1,75	1	-	-	1	0,5/1,2	y_{TG}	y_{SE}	-	-	-	-
Resistencia II	y_p	1,35	1	-	-	1	0,5/1,2	y_{TG}	y_{SE}	-	-	-	-
Resistencia III	y_p	-	1	1,4	-	1	0,5/1,2	y_{TG}	y_{SE}	-	-	-	-
Resistencia IV Solo EH, ES, EV, DW, DC	y_p 1,5	-	1	-	-	1	0,5/1,2	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	y_p	1,35	1	0,4	1	1	0,5/1,2	y_{TG}	y_{SE}	-	-	-	-
Evento extremo I	y_p	y_{EQ}	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-
Evento extremo II	y_p	0,5	1	-	-	1	-	-	-	-	1	1	1
Servicio I	1	1	1	0,3	0,3	1	1/1,2	y_{TG}	y_{SE}	-	-	-	-
Servicio II	1	1,3	1	-	-	1	1/1,2	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1	0,8	1	-	-	1	1/1,2	y_{TG}	y_{SE}	-	-	-	-
Fatiga - Solo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO (2004).

1.4.6.6 Aplicación de las cargas

1.4.6.6.1 Aplicación de las cargas de camión (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.3)

La carga vehicular a utilizar se determina como la condición más desfavorable entre: la carga de camión más la carga de faja o la carga de tándem más la carga de faja.

En el diseño (AASHTO, 2004), la carga de camión o de tándem deberá posicionarse transversalmente, tal que el centro de la rueda externa este a más de:

- 0,3(m) de la cara interna del guardarruedas o de la baranda, para el diseño de la losa en voladizo.
- 0,6(m) del borde de la vía de diseño, para el diseño de todos los demás elementos.

1.4.6.6.2 Coeficientes de distribución

Si el puente es analizado utilizando métodos aproximados se deben utilizar los coeficientes de distribución en el cálculo de las estructuras. La distribución de la carga viva vehicular se puede utilizar para vigas y travesaños, con excepción de vigas cajón de acero con losa de hormigón, si cumplen con las siguientes condiciones de la (AASHTO) LRFD sección (4.6.2.2.1):

Ancho de losa constante.

Numero de vigas no menor a tres.

Vigas paralelas y con aproximadamente igual rigidez.

La superficie de rodado en el voladizo no debe exceder los 910(mm).

La curvatura en el plano es menor que el límite especificado en el artículo 4.6.1.2 de la norma (AASHTO) LRFD.

La sección transversal es constante y coincide con una de las secciones transversales mostradas en la tabla 4.6.2.2.1-1 de la norma (AASHTO) LRFD.

Según la sección 4.6.2.2.1 de la norma (AASHTO) LRFD, para una separación mayor entre vigas que el rango de aplicabilidad especificado en las tablas de los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 de la norma (AASHTO) LRFD, la sobrecarga sobre cada viga deberá ser la reacción de las vías cargadas determinada según la ley de momentos. Los coeficientes de distribución para momento y corte que se utilizan para el diseño de las superestructuras de puentes con vigas de hormigón armado, se especifican en las siguientes tablas, haciendo la distinción entre vigas interiores y vigas exteriores. ((AASHTO) LRFD, Tablas 4.6.2.2.2b- 1, 4.6.2.2.2d-1, 4.6.2.2.3a-1, 4.6.2.2.3b-1).

Tabla 12
Coeficiente de distribución de momento para viga interior

2 o mas	$C_{dmi} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$
2 o mas	Usar el menor valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o con la ley de momentos	$N_b = 3$

<u>N° de Vías Cargadas</u>	<u>Coeficiente de distribución</u>	<u>Rango de Aplicabilidad (mm)</u>
1	$C_{dmi} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
1	Usar el menor valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o con la ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO (2004).

Donde según la norma (AASHTO, 2004) significan:

C_{dmi} = Coeficiente de distribución de momento para viga interior

S = Espaciamiento entre ejes de vigas (mm)

L = Luz de la viga

t_s = Espesor de la losa

N_b = Numero de vigas de la superestructura

K_g = Parámetro de rigidez longitudinal (mm^4)

$$K_g = n \cdot (I + A \cdot e_g^2)$$

En la cual: $n = \frac{E_b}{E_d}$

Donde según la norma (AASHTO, 2004) significan:

E_b = Modulo de elasticidad del material de la viga

E_d = Modulo de elasticidad del material de la losa

I = Momento de inercia de la viga no compuesta (4 mm)

A = Área de la viga no compuesta (2 mm)

e_g = Distancia entre los centros de gravedad de la viga no compuesta y la losa(mm).

Tabla 13

Coefficiente de distribución de momento para viga exterior

<u>N ° de Vías</u> <u>Cargadas</u>	<u>Coefficiente de distribución</u>	<u>Rango de</u> <u>Aplicabilidad(mm)</u>
1	Usar ley de momentos	
2 o mas	$C_{dme} = e \cdot C_{dmi}$	$N_b \geq 4$ $-300 \leq d_e \leq 1700$
2 o mas	Usar el menor valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o con la ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO (2004).

Donde según la norma (AASHTO, 2004) significan:

C_{dme} = Coeficiente de distribución de momento para viga exterior

C_{dmi} = Coeficiente de distribución de momento para viga interior

Además: $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$

Donde:

d_e = Distancia entre la cara exterior del alma de la viga externa hasta el borde interior del guardarruedas o barrera(mm).

Tabla 14
Coeficiente de distribución de corte para viga interior

<u>N ° de Vías</u> <u>Cargadas</u>	<u>Coeficiente de distribución</u>	<u>Rango de</u> <u>Aplicabilidad (mm)</u>
1	$C_{dci} = 0.36 + \frac{S}{7600}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_f \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$ $N_b \geq 4$
1	Usar ley de momentos	$N_b = 3$
2 o mas	$C_{dci} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_f \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$ $N_b \geq 4$
2 o mas	Usar ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO (2004).

Donde:

C_{dci} = Coeficiente de distribución de corte para viga interior

S = Espaciamiento entre ejes de vigas (mm)

Tabla 15
Coeficiente de distribución de corte para viga exterior

<u>N ° de Vías</u> <u>Cargadas</u>	<u>Coeficiente de distribución</u>	<u>Rango de</u> <u>Aplicabilidad (mm)</u>
1	Usar ley de momentos	
2 o mas	$Cdce = e \cdot Cdc_i$	$N_b \geq 4$ $-300 \leq d_e \leq 1700$
2 o mas	Usar ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO (2004).

Donde según la norma (AASHTO, 2004) significan:

Cdce = Coeficiente de distribución de corte para viga exterior

Cdc_i = Coeficiente de distribución de corte para viga interior

Además $e = 0.6 + \frac{de}{3000}$

Donde según la norma (AASHTO, 2004) significan:

d_e = Distancia desde la cara exterior del alma de la viga externa hasta el borde interior del guardarruedas o barrera (mm).

1.4.6.7 Factores de resistencia (AASHTO LRFD, sección 5.5.4.2)

Los factores de reducción de la resistencia ϕ son los multiplicadores que se aplican a la resistencia nominal de cada elemento. Estos varían según el elemento considerado, el tipo de sollicitación y el material utilizado (AASHTO, 2004).

Tabla 16
Factores de resistencia

<u>Uso</u>	<u>Factor de resistencia ϕ</u>
- Flexión y tracción	
Hormigón armado	0,9
Hormigón pretensado	1
- Corte y Torsión	
Hormigón de peso normal	0,9
Hormigón liviano	0,7
-Compresión Axial	
-Apoyo de hormigón	0,7
Compresión en los modelos de puntal y nudo	0,7
-Compresión en las zonas de anclaje	
Hormigón de peso normal	0,8
Hormigón liviano	0,65
-Tracción en el acero en zonas de anclaje	
	1

Fuente: AASHTO (2004).

1.4.6.8. Estados de carga

Las combinaciones de carga que se utilizaran en el diseño de los modelos de las superestructuras serán:

$$\text{Resistencia I: } R = \eta \cdot [1,25 \cdot DC + 1,5 \cdot DW + 1,75 \cdot (LL + IM) + 0,5 T6]$$

$$\text{Resistencia V: } R = \eta \cdot [1,25 DC + 1,5 DW + 0,40 WS + 1,35 (U \cdot IM) + 0,5 T6]$$

$$\text{Servicio I: } S_1 = \eta \cdot [1,0 \cdot (DC + DW) + 1,0 \cdot (LL + IM) + 0,30 WS + 0,50 T6]$$

$$\text{Fatiga: } F = \eta \cdot 0,75 \cdot (LL + IM)$$

1.4.6.9. Diseño de la losa de hormigón armado (AASHTO LRFD)

El Método Elástico Aproximado (especificado en el artículo 4.6.2.1 de la norma (AASHTO) LRFD, el Método Refinado (especificado en el artículo 4.6.3.2 de la norma (AASHTO) LRFD, o el Método Empírico (especificado en el artículo 9.7.2 de la norma (AASHTO) LRFD, pueden ser utilizados para realizar el diseño de losas de hormigón armado. El Método Elástico Aproximado, conocido también como Método de las Franjas, simula franjas que van de un lado a otro del tablero, modelándolas como vigas simplemente apoyadas. Este método corresponde a un método similar al utilizado en la norma (AASHTO, 1996). El Método Refinado, consiste en modelar el sistema de losas y vigas del puente con elementos finitos. El Método Empírico de diseño para las losas de hormigón, no es un método de análisis, sino que un procedimiento para fijar la cantidad de armadura que la losa necesita. Este método se aplica en los tramos interiores de las losas. No se utiliza para tramos de losa en voladizo.

El espesor mínimo de la losa será de (AASHTO, 2004) LRFD, sección 9.7.1.1):
 $e_{\text{MIN}} = 175 \text{ (mm)}$

Para el diseño, se utilizarán los recubrimientos mostrados en la sección 3.1003.604 del Manual de Carreteras Volumen III (2002).

1.4.6.9.1 Diseño de tramos centrales por el Método Empírico (AASHTO LRFD, sección 9.7.2)

Según la norma (AASHTO) LRFD, la investigación ha demostrado que la acción estructural por la que las losas de hormigón resisten las cargas de ruedas no es la flexión, sino que es un estado tensional complejo interno tipo membrana, referido a un efecto de “Arco interno”, por lo cual, se requiere solamente cantidad mínima de refuerzo isotrópico para resistir la sollicitación. Este refuerzo de acero provee una resistencia de flexión local y es requerido para un confinamiento global y así desarrollar el efecto arco. El diseño de la losa por medio de este método se puede realizar si se satisfacen las siguientes condiciones (AASHTO) LRFD (sección 9.7.2.4).

- Los elementos soportantes deben estar diseñados de acero u hormigón.
- El tablero se hormigona totalmente in situ y se cura al agua.
- El tablero es de espesor uniforme, con la excepción de los acartelamientos en las alas de las vigas y otros aumentos de espesor localizados.
- $6,0 \leq \frac{SE}{eL} \leq 18,0$

Donde de acuerdo a la norma (AASHTO, 2004):

S_E = Largo efectivo

e_L = Espesor de la losa

$$S_E = S - \frac{B_{1S} - B_A}{2}$$

Donde de acuerdo a la norma (AASHTO, 2004):

S = Espaciamiento entre vigas (mm)

B_{1S} : = Ancho del ala superior de la viga(mm)

B_A : = Espesor del alma(mm)

- El espesor del núcleo de la losa no es menor que 100 (mm).
- El largo efectivo SE debe ser menor o igual a 4100 (mm).
- El espesor de la losa debe ser mayor o igual a 175 (mm).
- El largo del voladizo L_{Vol} debe ser mayor que 5 veces el espesor de la losa.
- La resistencia del hormigón $f'c$ debe ser mayor que 28 (MPa).
- El tablero trabaja de forma conjunta con los componentes estructurales sobre los cuales se apoya.

Para losas diseñadas con el método empírico se deberá disponer de cuatro capas de armadura isotrópica. El refuerzo será colocado tan cerca de las superficies exteriores de la losa según lo permitan los recubrimientos. Se debe colocar armadura a cada lado del tablero, con las fibras más lejanas situadas en la dirección de la longitud efectiva. Según lo estipulado en el punto 9.7.2.5 de la norma (AASHTO) LRFD, la cantidad mínima de acero será:

0.57 (mm²/mm) Para cada capa inferior

0.38 (mm²/mm) Para cada capa superior

El espaciamiento no debe ser superior a 450(mm) y el acero de refuerzo debe tener una resistencia no menor a 420(MPa).

1.4.6.9.2 Diseño de voladizos (AASHTO LRFD, sección 13, Apéndice A)

Estrictamente, los voladizos del tablero se deben diseñar considerando separadamente los siguientes casos de diseño (AASHTO, 2004):

1° Caso: Fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el artículo A.13.2 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Evento Extremo.

2° Caso: Fuerzas verticales especificadas en el artículo A.13.2 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Evento Extremo.

3° Caso: Carga vehicular sobre el voladizo, especificada en el artículo 3.6.1 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Resistencia.

Para el diseño según el 3° Caso se utilizara el método elástico aproximado de diseño. El ancho de vía equivalente del tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1 de la norma (AASHTO) LRFD. Para los voladizos, cuando sea aplicable, se pueden usar los requisitos del artículo 3.6.1.3.4 de la norma (AASHTO) LRFD en vez del ancho de vía especificado en la tabla mencionada. El artículo estipula que para el diseño de las losas en voladizo que no exceden los 1.8 (m) desde la línea central de la viga exterior a la cara interior de una defensa de hormigón estructuralmente continua, la fila exterior de cargas de rueda se puede sustituir por una línea de carga uniformemente distribuida de 1,46 (T/m), ubicada a 0,3(m) de la cara interna de la baranda. Las cargas de cálculo sobre la losa en voladizo se aplicaran mediante un diagrama de cuerpo libre, independiente de los otros tramos de la losa. (OCHOA, 2008)

En esta tesis, el tablero a utilizar será de hormigón. En este caso, el ancho equivalente de vía, E, está dado por la siguiente expresión ((AASHTO) LRFD, tabla 4.6.2.1.3-1):

$$E = 1.14 + 0.833 * X$$

Donde según la norma (AASHTO, 2004):

X = Distancia entre el centro de la rueda externa y el punto de apoyo.

Anteriormente se indica el método LRFD para diseñar la losa, de una manera teórica, aunque en el ejemplo práctico se lo hará con la metodología ASD, ya que el objetivo de diseñar la losa es encontrar las cargas que actuarán sobre las vigas de acero, estas si se diseñaran por ambos métodos con el fin de comparar sus resultados.

1.4.6.10. Estados límites (AASHTO LRFD, sección 5.5.)

1.4.6.10.1. Estado límite de servicio (AASHTO LRFD, sección 5.5.2.)

La losa de hormigón armado no necesita ser verificada para este estado límite, pues se acepta que cumple con los requerimientos. (FELIX, 2015)

1.4.6.10.2 Deformaciones (AASHTO LRFD, sección 5.7.3.6.2)

Si el propietario del puente decide controlar las deformaciones, se deberían aplicar los siguientes principios:

- Al investigar la máxima deflexión, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman de igual manera.

- Se debería utilizar la carga viva vehicular, incluyendo el incremento por carga dinámica. La combinación de cargas a utilizar sería Servicio I de la Tabla 3.4.1-1 de la norma (AASHTO) LRFD.

- La sobrecarga viva se debe tomar del Artículo 3.6.1.3.2 (AASHTO, 2004); Este indica que la deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

- a) La deflexión debida solo al camión de diseño, o

- b) La deflexión debida al 25 % del camión de diseño más la carga de faja.

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión (AASHTO) LRFD (sección 2.5.2.6.2):

- Carga vehicular, general: L/800
- Cargas vehiculares y/o peatonales: L/1000
- Carga vehicular sobre voladizos: L/300
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos: L/375

L en (mm)

En ausencia de un análisis más exhaustivo, las deformaciones instantáneas se podrán calcular usando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el Artículo 5.4.2.4 de la norma (AASHTO) LRFD y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto, I_g , o bien un momento de inercia efectivo, I_e . Este último se obtiene de la siguiente formula:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \leq I_g$$

Siendo $M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t}$

Donde según la norma (AASHTO):

M_{cr} = Momento de fisuración (N · mm)

f_r = Modulo de ruptura del hormigón(MPa)

y_t = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema en tracción (mm)

M_a = Momento máximo para el cual la deformación es calculada (N · mm)

I_e = Momento de inercia fisurado (mm⁴)

I_g = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón (mm⁴)

1.4.6.11 Corte

1.4.6.11.1 Ancho colaborante de la losa (AASHTO LRFD, sección 4.6.2.6)

a) Viga interior

Según la norma (AASHTO, 2004) para vigas interiores, el ancho efectivo deberá tomarse como el menor valor entre:

- Un cuarto de la luz efectiva de la viga.
- 12 veces el espesor de la losa, más el mayor valor entre el ancho del alma o la mitad del ancho del ala superior de la viga.
- El espaciamiento promedio entre vigas adyacentes.

b) Viga exterior

De acuerdo con la norma (AASHTO, 2004) para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como la mitad del ancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la luz efectiva de la viga.
- 6 veces el espesor de la losa, más el mayor valor entre la mitad del ancho del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga no compuesta.
- El ancho del voladizo.

1.4.6.12 Profundidades mínimas para superestructuras (AASHTO LRFD, tabla 2.5.2.6.3-1)

Tabla 17
Profundidades mínimas para superestructuras

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Fuente: AASHTO (2004).

2. DISEÑO Y PLANOS DE INGENIERÍA

En el Anexo A se puede observar el diseño del tablero por el método ASD, ya que el objetivo de diseñar la losa es obtener las cargas para el cálculo de las vigas principales por los dos métodos.

El diseño de las vigas de acero tipo I por el método AASHTO ASD y LRFD se realizó en una hoja electrónica, por esta razón los cálculos se pueden observar en los Anexos B y C.

En el Anexo D se encuentran los planos de detalle del tablero, vigas, arriostramientos, rigirizadores y conectores con sus respectivas cuantificaciones de materiales.

3. COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tabla 18 Generalidades del puente

Puente sobre el Río Mira	
Ubicación:	Cantón Mira Parroquia La Concepción. En la vía E10 Transversal Fronteriza abscisa km 132+600 y se conecta a la vía Mira - Juan Montalvo - Estación Carchi, en las coordenadas UTM "17 N 818173.51m E 65144.72m N".
Tipo:	Puente mixto (tablero de hormigón sobre viga de acero tipo I). Puente isostático (tramo central).
Longitud:	40 metros.
Ancho:	9.60 metros.
# vías:	2
# vigas:	4

Tabla 19 Diseño ASD

Diseño Viga principal (ASD)		
Material: Acero A588 $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$.		
	Espesor	Peso
Alma	9.5 mm	23864 kg
Ala superior	15.9 mm	5791.4 kg
Ala inferior	19.1 mm	9595.8 kg.
Refuerzo superior	9.5 mm	2028.4 kg.
Refuerzo inferior 1	9.5 mm	3102.3 kg.
Refuerzo inferior 2	9.5 mm	1670.5 kg.
Peso total:	46052.5 kg.	
FC		
Viga interior	1.43	
Viga exterior	1.20	Caso normal 0.75

El peso total pertenece a las 4 vigas principales sin arrostros, rigirizadores, etc.

En el diseño ASD el esfuerzo permisible es de $0.55F_y = 1933.25 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo máximo actuante igual a 1873.61 kg/cm^2 .

El valor por deflexión admisible es $L/800$, es decir 0.05 m . y la deformación máxima por carga permanente es igual a 0.0454 m .

Tabla 20 Diseño LFRD

Diseño Viga principal (LFRD)		
Material: Acero A588 $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$.		
	Espesor	Peso
Alma	9.5 mm	23864 kg
Ala superior	15.9 mm	5791.4 kg
Ala inferior	19.1 mm	7946.6 kg.
Refuerzo superior	9.5 mm	1909.1 kg.
Refuerzo inferior 1	9.5 mm	2147.8 kg.
Refuerzo inferior 2	12.7 mm	1116.6 kg.
Peso total:		42745.4 kg.
FC		
Viga interior	Momento 1.28	Corte 0.82
Viga exterior	Momento 1.20	Corte 0.75

El peso total pertenece a las 4 vigas principales sin arrostros, rigirizadores, etc.

En el diseño LRFD el esfuerzo último es de $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo máximo actuante es igual a 2738.62 kg/cm^2 .

El valor por deflexión admisible es $L/800$, es decir 0.05 m. y la deformación máxima por carga permanente es igual a 0.0499 m.

4. CONCLUSIONES

De acuerdo al factor de distribución de cargas FC, las vigas interiores fueron en ambos métodos las más críticas, ya que el FC en el método ASD es de 1.43 VS 1.20 de la viga exterior y en el método LFRD el FC es igual a 1.28 para viga interior y 1.20 en viga exterior, por lo cual se diseñó la viga interior con un FC DE 1.43 en el método ASD Y 1.28 en el método LFRD.

En el caso de la viga diseñada por el método ASD la sollicitación que produce el mayor esfuerzo en la viga específicamente en la sección 10 del puente es el momento por carga viva, carga muerta y el esfuerzo de temperatura producido en la losa, este momento genera un esfuerzo igual a 1873.61 kg/cm^2 , es decir tiene una eficiencia respecto al esfuerzo admisible (1933.25 kg/cm^2) de 96.92 %.

Para la viga planteada por el método LFRD el estado de carga que genera el mayor esfuerzo es el estado de Resistencia I pero el dimensionamiento de la sección propuesta se la hizo tomando en cuenta que la deflexión por carga muerta resulta ser la que gobierna esta viga, es decir el esfuerzo producido por el momento máximo es de 2738.62 kg/m^2 VS el esfuerzo último (3515) da una eficiencia de 77.91 % sin embargo la deflexión por carga muerta es de 0.0499 m y el límite es 0.05 m, sacando la eficiencia de la sección con respecto a la deformación límite tendríamos un valor de 99.8 %.

El peso de las 4 vigas que conforman el puente diseñadas por el método ASD tienen un peso total de 46052.5 kg y las vigas diseñadas por el método LFRD tienen un peso de 42745.4 kg, por lo que se evidencia que las vigas por el método LFRD son 7.736 % más ligeras que las vigas ASD.

Por los resultados obtenidos el método LRFD presenta un diseño más óptimo, teniendo en cuenta que el método ASD es muy válido y aplicable a este tipo de puentes y luces ya que los resultados no fueron demasiados alejados.

5. RECOMENDACIONES

Para completar la presente investigación se recomienda realizar la misma comparación a la subestructura del puente, es decir sus pilas y estribos.

Ambos métodos son aplicables en luces medianas (40 a 70 m), con resultados similares por lo que se sugiere diseñar puentes de luces cortas y de luces largas para obtener una pauta de que método es más aconsejable de acuerdo a la longitud del puente, es decir tener un panorama más amplio.

Se recomienda elaborar como próximos temas de tesis el Diseño de superestructuras de Puentes mixtos para las demás Tipologías no tratadas en este documento como son: Superestructura Tipo cercha tablero inferior y superior; superestructura con arco de acero; superestructura de hormigón armado; superestructura de puentes colgantes; superestructura con vigas cajón de acero y hormigón armado.

6. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (1996). *Standard Specifications for highway bridge*. Washington: 16th Ed.
- AASHTO. (2004). *Especificaciones para el diseño de puentes por el método LRFD*. Washington: 3th. Ed.
- FELIX, D. (2015). *Diseño y análisis de la superestructura de un puente de hormigón*. Guayaquil: Universidad Laica Vicente Rocafuerte.
- OCHOA, A. (2008). *Diseño de superestructura de puentes de hormigón armado*. Valdivia: Universidad Austral de Chile.