



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Diseño comparativo de superestructuras para puentes de hormigón
armado con el uso de las especificaciones AASHTO: método ASD y
LRFD**

**Trabajo de Grado previo a la obtención de título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autor:
KLEBER SANTIAGO SAGUAY TACURI

Director:
ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA, ECUADOR
2015

DEDICATORIA

A mis papás y hermanos.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por guiarme siempre, por ser esa fuerza que me mueve a llegar dónde él
quiere.

A mi familia; porque antes de que yo pudiera materializar las cosas, ellos ya sabían
que lo lograría.

Al Ingeniero Roberto Gamón, quién no sólo me ha guiado para la consecución de
este trabajo, sino ha sido ese amigo que me ha impulsado y apoyado siempre.

A todos mis profesores, ellos me han acompañado durante todos estos años.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDOS	pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT.....	xiii
INTRODUCCIÓN.....	1
OBJETIVO GENERAL.....	3
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	
1.1 Generalidades.....	4
CAPÍTULO 2. DISPOSICIONES DE LA AASHTO ESTÁNDAR PARA EL DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE CARRETERA	
2.1 Generalidades.....	7
2.2 Cargas.....	7
2.2.1 Carga Viva.....	8
2.2.2 Cargas muertas.....	11
2.2.3 Carga de viento.....	12
2.2.4 Variación de temperatura.....	13
2.2.5 Cargas sísmicas.....	14
2.2.6 Fuerza longitudinal de frenado y aceleración de vehículos.....	15
2.2.7 Fuerza centrífuga de vehículo.....	16
2.2.8 Fuerza de colisión de un vehículo.....	16

2.2.9	Reducción de carga viva vehicular.....	17
2.3	Especificaciones referidas al hormigón armado.....	17
2.3.1	Generalidades.....	17
2.3.2	Módulo de elasticidad.....	18
2.3.3	Control de deflexiones.....	18
2.3.4	Acero de refuerzo.....	19
2.3.5	Espaciamientos límites para acero de refuerzo.....	19
2.3.6	Recubrimientos mínimos.....	20
2.4	Especificaciones referidas a puentes de hormigón armado.....	21
2.4.1	Diseño por esfuerzos admisibles o cargas de servicio (ASD).....	21
2.5	Diseño de superestructura de hormigón armado.....	22
2.5.1	Generalidades.....	22
2.5.2	Tipos de tableros de puente.....	22

CAPÍTULO 3. ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LA NORMA LRFD, FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.

3.1	Generalidades.....	28
3.2	Estados Límites.....	29
3.2.1	Estados Límites de Resistencia.....	29
3.2.2	Estados Límites de Servicio.....	30
3.2.3	Estados Límites de Fatiga.....	31
3.2.4	Estados Límites ante Eventos Extremos.....	31
3.3	Factores de resistencia.....	31
3.4	Cargas de diseño.....	31
3.4.1	Cargas Permanentes.....	32
3.4.1.1	Peso propio y carga muerta.....	32
3.4.1.2	Empuje de tierra.....	32
3.4.2	Carga de construcción.....	33
3.4.3	Cargas variables.....	33
3.4.3.1	Cargas verticales móviles.....	34
3.4.3.2	Sobrecarga vehicular de diseño.....	34
3.4.3.2.1	Camión de diseño.....	35

3.4.3.2.2	Tándem de diseño.....	36
3.4.3.2.3	Sobrecarga distribuida.....	37
3.4.3.2.4	Número de vías, carriles de diseño.....	37
3.4.3.2.5	Área de contacto de las ruedas.....	38
3.4.3.2.6	Modificación por el número de vías cargadas.....	38
3.4.3.2.7	Ubicación de cargas vivas.....	39
3.4.3.2.7.1	Ubicación de cargas en dirección longitudinal.....	40
3.4.3.2.7.2	Posición de las cargas en dirección transversal.....	40
3.5	Factores de carga y combinaciones de Carga.....	40
3.6	Diseño de superestructuras de hormigón armado.....	45
3.6.1	Generalidades.....	45
3.6.2	Método Refinado.....	46
3.6.3	Diseño empírico.....	46
3.6.4	Diseño por factores de distribución de carga viva, o método de franjas equivalentes.....	47

CAPÍTULO 4. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE DE 20 METROS DE LUZ DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE ESPECIFICACIONES.

4.1	Método de los Esfuerzos Admisibles, método ASD.....	50
4.1.1	Pre-diseño.....	50
4.1.2	Losa.....	51
4.1.2.1	Cargas.....	51
4.1.2.1.1	Cargas muertas.....	51
4.1.2.1.2	Cargas vivas	55
4.1.2.2	Diseño de losa.....	57
4.1.3	Vigas.....	60
4.1.3.1	Cargas.....	60
4.1.3.1.1	Cargas muertas.....	60
4.1.3.1.2	Cargas vivas.....	61
4.1.3.2	Diseño de vigas.....	64
4.2	Diseño por método LRFD.....	69
4.2.1	Pre-diseño.....	69

4.2.2	Losa.....	69
4.2.2.1	Cargas.....	70
4.2.2.1.1	Cargas muertas en voladizo.....	70
4.2.2.1.2	Carga viva.....	70
4.2.2.2	Acero de refuerzo en voladizo.....	71
4.2.2.3	Tramos interiores.....	73
4.2.3	Vigas.....	74
4.2.3.1	Cargas.....	74
4.2.3.1.1	Cargas muertas.....	74
4.2.3.1.2	Esfuerzos máximos por acción de carga vertical HL-93.....	76
4.2.3.2	Esfuerzos de diseño.....	78
4.2.3.3	Diseño a flexión para vigas interiores	79
4.2.3.3.1	Coeficiente de distribución.....	79
4.2.3.3.2	Cálculo de acero de refuerzo.....	79
4.2.3.3.3	Comprobación de Estado Límite de Servicio I.....	81
4.2.3.3.4	Comprobación de Estado Límite de Fatiga.....	82
4.2.3.4	Diseño a corte para vigas interiores.....	84
4.2.3.5	Diseño a flexión para vigas exteriores.....	85
4.2.3.5.1	Coeficiente de distribución.....	85
4.2.3.5.2	Cálculo de acero de refuerzo.....	85
4.2.3.5.3	Comprobación de Estado Límite de Servicio I.....	87
4.2.3.5.4	Comprobación de Estado Límite de Fatiga.....	88
4.2.3.6	Diseño a corte para vigas exteriores.....	89

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

5.1	Comparación de los resultados de cálculo.....	90
5.1.1	Solicitaciones de diseño.....	90
5.1.2	Losa de hormigón armado.....	91
5.1.3	Vigas de hormigón armado.....	91
5.2	Análisis de precios unitarios.....	92
5.2.1	Método ASD.....	92
5.2.2	Método LRFD.....	93

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones.....94

Recomendaciones.....96

BIBLIOGRAFÍA.....97

REFERENCIAS WEB.....98

ANEXOS.....99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Densidad de materiales.....	12
Tabla 2.2: Porcentaje de reducción de carga vehicular.....	17
Tabla 2.3: Alturas recomendadas para elementos de altura constante.....	18
Tabla 2.4: Recubrimientos mínimos de acero de refuerzo.....	21
Tabla 3.1: Incremento por carga dinámica.....	36
Tabla 3.2: Incremento por carga dinámica.....	37
Tabla 3.3: Factores de modificación por cargas múltiples cargas.....	39
Tabla 3.4: Factores de modificación por cargas múltiples cargas incluida carga peatonal.....	39
Tabla 3.5: Factor de ductilidad η_D	41
Tabla 3.6: Factor de redundancia η_R	42
Tabla 3.7: Factor de importancia operacional η_I	42
Tabla 3.8: Factores de carga y Combinaciones de carga.....	44
Tabla 3.9: Ancho equivalente de franjas interiores.....	49
Tabla 4.1: Cálculo de peso propio de elementos de protección lateral.....	51
Tabla 4.2: Cálculo de peso propio de losa de tablero.....	53
Tabla 4.3: Cálculo de peso propio de capa de rodadura.....	53
Tabla 4.4: Cálculo de peso propio de losa de voladizo.....	53
Tabla 4.5: Cálculo de peso propio de capa de rodadura en voladizo.....	53
Tabla 4.6: Cálculo de momento negativo en voladizo.....	54
Tabla 4.7: Cálculo de momento generado por carga viva en voladizo.....	56
Tabla 4.8: Cálculo de peso propio de elementos de voladizo.....	70
Tabla 5.1: Solicitaciones de diseño, Método ASD.....	90
Tabla 5.2: Solicitaciones de diseño, Método LRFD.....	91
Tabla 5.3: Acero de refuerzo en losa, Método ASD y LRFD.....	91
Tabla 5.4: Acero de refuerzo en vigas, Método ASD y LRFD.....	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Partes del estribo de un puente de hormigón.....	6
Figura 1.2: Partes de la pila de un puente.....	6
Figura 2.1: Camión tipo H.....	9
Figura 2.2: Camión tipo H 15-44.....	9
Figura 2.3: Camión tipo H 20-44.....	9
Figura 2.4: Camión tipo HS.....	10
Figura 2.5: Camión tipo HS15-44.....	10
Figura 2.6: Camión tipo HS20-44.....	10
Figura 2.7: Carga de Faja (H 15-44 y HS 15-44).....	11
Figura 2.8: Carga de Faja (H 20-44 y HS 20-44).....	11
Figura 2.9: Tablero con armadura principal paralela al tráfico.....	23
Figura 2.10: Tablero con armadura principal perpendicular al tráfico.....	23
Figura 2.11: Franja de losa para carga muerta.....	24
Figura 2.12: Franja de losa para carga viva.....	25
Figura 2.13: Tablero con armadura principal perpendicular al tráfico en dos direcciones.....	27
Figura 3.1: Camión tipo.....	35
Figura 3.2: Camión tipo.....	35
Figura 3.3: Tándem de diseño.....	36
Figura 3.4: Tándem de diseño.....	36
Figura 3.5: Ancho de Franja en losa con acero de refuerzo paralelo al tránsito.....	48
Figura 3.6: Ancho de Franja en losa con acero de refuerzo perpendicular al tránsito.....	49
Figura 4.1: Características de puente modelo.....	50
Figura 4.2: Elementos componentes de puente modelo.....	51
Figura 4.3: Separación entre vigas y longitud de voladizo.....	52
Figura 4.4: Condiciones de refuerzo tentativas en viga longitudinal.....	52
Figura 4.5: Vuelo sobre el tablero.....	56
Figura 4.6: Carga de camión HS 20-44 para cálculo de momento máximo.....	62
Figura 4.7: Cortante máximo debido a carga de camión HS 20-44.....	62
Figura 4.8: Características de puente modelo.....	69
Figura 4.9: Elementos componentes de puente modelo.....	69

Figura 4.10: Características de viga interior.....	82
Figura 4.11: Características de viga exterior.....	87

**DISEÑO COMPARATIVO DE SUPERESTRUCTURAS PARA PUENTES DE
HORMIGÓN ARMADO CON EL USO DE LAS ESPECIFICACIONES
AASHTO: MÉTODO ASD Y LRFD**

RESUMEN

Gracias a la investigación y experimentación, las publicaciones emitidas por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO) han sufrido cambios y han ayudado a resolver las deficiencias en diseño y construcción de puentes vehiculares de hormigón armado.

A través del diseño de la superestructura de un puente modelo; este trabajo tiene como objetivo analizar y poner en evidencia las diferencias que existen entre el método de diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD) y el método por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Como resultado se determinó que con la aplicación del método ASD, la cantidad de acero de refuerzo requerida para la losa y vigas es superior a la cantidad necesaria para satisfacer las especificaciones LRFD.

Palabras Clave: Diseño, puente de hormigón armado, análisis comparativo, método ASD, método LRFD.



Paúl Cornelio Cordero Díaz
Director de Escuela



Roberto Gamón Torres
Director de Tesis



Kleber Santiago Sagui Tacuri
Autor

**COMPARATIVE DESIGN OF SUPER STRUCTURES FOR CONCRETE
BRIDGES WITH THE USE OF AASHTO SPECIFICATIONS: ASD AND LRFD
METHODS**

ABSTRACT

Thanks to research and experimentation the publications issued by the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) have undergone changes, and have helped to resolve design and construction deficiencies of reinforced concrete road bridges. This paper aims to analyze and evidence, through the design of a superstructure bridge model, the differences between the Allowable Stress Design (ASD) method and the Load and Resistance Factor Design (LRFD) method. As a result, it was determined that through the implementation of the ASD method, the amount of reinforcing steel required for the slab and beams is greater than the amount necessary to meet the LRFD specifications.

Keywords: Design, Reinforced Concrete Bridge, Comparative Analysis, ASD Method, LRFD Method.



Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director



Roberto Gamón Torres
Thesis Director



Kleber Santiago Saguay Tacuri
Author



UNIVERSIDAD DEL
AZUAY

Dpto. Idiomas



Translated by,

Lic. Lourdes Crespo

Kleber Santiago Saguiy Tacuri

Trabajo de Graduación

Ing. Roberto Gamón Torres

Enero, 2016.

**DISEÑO COMPARATIVO DE SUPERESTRUCTURAS PARA PUENTES DE
HORMIGÓN ARMADO CON EL USO DE LAS ESPECIFICACIONES
AASHTO: MÉTODO ASD Y LRFD**

INTRODUCCIÓN

La actualización del conocimiento, la investigación, experimentación con nuevos materiales uso de sistemas computacionales y el intento por lograr construcciones que combinen eficiencia y economía han dado lugar a la reformulación del contenido de normas AASHTO, no sólo de las Especificaciones Estándar existentes, sino también de otros artículos sobre puentes y estructuras mediante documentos internos de carácter anual. De manera particular en el diseño y construcción de puentes; la AASHTO, desde la primera Especificación Estándar de puentes en 1931 ha admitido cambios en aspectos teóricos y prácticos en las consecutivas publicaciones de cada cuatro años.

Con la ayuda de varios subcomités, se afirmó la inconsistencia de las Especificaciones Estándar que incorporaban como premisa el Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD) e introdujeron el Diseño por Carga y Resistencia Factorizadas en un reformado Estándar LRFD, el cuál toma en cuenta el comportamiento estructural de los elementos y su variabilidad.

Debido a las condiciones geográficas en nuestro país y de manera particular en nuestra ciudad, la construcción de puentes para unir comunidades, salvar distancias o cualquiera que fuere el fin, requiere de métodos que se ajusten a las condiciones propias de la zona.

Ecuador no cuenta con una normativa propia de diseño y construcción de puentes de hormigón armado basada en investigación y experimentación; únicamente recurre a normas de otros países. En nuestro país, el diseño y construcción se acogen a lo dispuesto por el manual del Ministerio de Transporte y Obras Públicas; el cuál se rige al American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), este manual contiene los métodos de tensiones admisibles y factores de carga, ASD y LRFD respectivamente.

OBJETIVO GENERAL

- Comparar los resultados obtenidos del análisis de la superestructura de un puente de hormigón armado mediante el método ASD y LRFD de la norma AASHTO.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar y aplicar el contenido de la norma AASHTO para el diseño de puentes de hormigón armado mediante el método de Esfuerzos Admisibles (ASD) y el método de Carga y Resistencia Factorizadas (LRFD).
- Identificar las diferencias teóricas y prácticas entre el método ASD y la norma LRFD.
- Realizar el diseño de la superestructura de un puente de 20 metros de luz, con dos carriles de circulación, mediante los dos métodos mencionados anteriormente.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 Generalidades

Obra de Fábrica: es una estructura que tiene por finalidad salvar un obstáculo que impide la continuidad de una vía. Dependiendo del tipo de obstáculo y la finalidad de una obra de fábrica existen: pasarelas, usadas exclusivamente para el paso de personas; oleoductos o acueductos, para la conducción de fluidos y puentes para el paso de vehículos o trenes.

Los puentes son estructuras de una o varias luces, erigidas sobre agua, depresión, carretera, autopista o ferrocarril, cuya longitud sobrepasa los 6000 mm y forman parte de una carretera apta para el tráfico de vehículos y/o peatones (Subsecretaría de Infraestructura del Transporte, 2013).

La evolución en diseño y construcción de los puentes se derivan del descubrimiento y experimentación de nuevos materiales; por ello, los puentes pueden ser de madera, mampostería, acero estructural, concreto armado, concreto pre y pos-tensado, además de combinaciones entre estos materiales. Según lo dispuesto por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, cada material debe ser de primera calidad, es decir, debe cumplir con ciertas características como son: el módulo de elasticidad, el esfuerzo de fluencia, la resistencia a compresión del concreto reforzado y el peso por unidad de volumen (Subsecretaría de Infraestructura del Transporte, 2013).

En dependencia de la finalidad y del lugar de emplazamiento del puente, existen distintos diseños; independientemente de ellos, las partes más importantes son:

- 1) Superestructura: está constituida por tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, es la parte de un puente que permite la continuidad de la vía, además soporta el paso de las cargas. La superestructura está constituida por el tablero, su sistema estructural, el sistema de vigas o losas, aparatos de apoyo y juntas de dilatación.

Tablero: es la parte que soporta directamente las cargas de los vehículos que circulan por el puente, está constituido por una losa o superficie de rodadura, las aceras y barandas.

Sistema estructural del tablero: este sistema proporciona la capacidad de soporte de cargas del tablero. El sistema estructural del tablero puede ser de madera, hormigón armado, pre y post-tensado, o acero.

Sistema de vigas del tablero: está constituido por vigas longitudinales y transversales (diafragmas), las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura, y a través de ella, al suelo donde se funda el puente.

Aparatos de apoyo: entre la superestructura y la infraestructura se encuentran los sistemas de apoyo del puente, que además de absorber las fuerzas horizontales y verticales transmitidas por el tablero y originadas por las cargas permanentes y sobrecargas; deben, según la tipología del puente, permitir determinados movimientos e impedir otros (Ministerio de Obras Públicas, 1995).

Juntas de dilatación: la superestructura requiere de juntas ante los cambios de longitud por variaciones de temperatura y desplazamientos, las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de poder soportar contracciones o expansiones.

Barandas: a lo largo de los bordes de la superestructura, las barandas impiden la caída de vehículos y personas desde el puente.

- 2) Infraestructura: es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de ésta se transmiten las cargas al suelo de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, y las pilas que son los apoyos intermedios de puentes.

Estribos: son elementos estructurales que soportan el tablero de un puente en sus extremos, están constituidos por un sistema de fundación, el cuerpo del estribo, el cabezal de apoyo y los aleros.

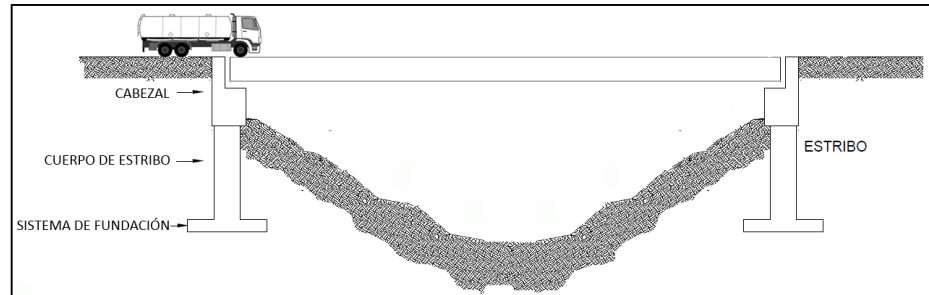


Figura 1.1: Partes del estribo de un puente de hormigón.

Fuente: Autor.

Pilas: son elementos estructurales que sirven de apoyos intermedios del tablero de un puente y están constituidos por el sistema de fundación, el cuerpo de la pila y el cabezal de apoyo.

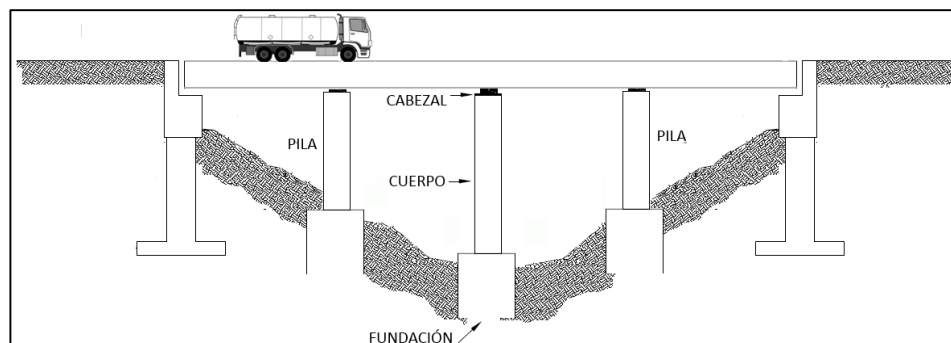


Figura 1.2: Partes de la pila de un puente.

Fuente: Autor.

- 3) Cimentación: es la que transmite las cargas al terreno; en dependencia del suelo que soporta al puente, puede estar constituida de zapatas, cimentación directa; o de una estructura de una complejidad igual o mayor a la estructura misma de dicho puente, es decir, cimentación indirecta mediante pilotes (Comunicaciones, 2011).

CAPÍTULO 2

DISPOSICIONES DE LA AASHTO ESTÁNDAR PARA EL DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE CARRETERA

2.1 Generalidades

En el año de 1931 la AASHO, organismo antecesor de la AASHTO, publica la primera Especificación Estándar para el diseño y construcción de puentes; años más tarde bajo la responsabilidad de la American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO y a través del subcomité de Puentes y Estructuras se actualizó y publicó cada cuatro años aproximadamente el contenido de las Especificaciones Estándar para Puentes, con el único objetivo de establecer requisitos mínimos para velar por la seguridad pública. Desde la primera publicación, las Especificaciones Estándar fueron adoptadas por departamentos estatales de caminos, instituciones encargadas de la construcción de puentes, catedráticos y estudiantes; la décimo quinta y última edición fue publicada en el año 1992.

El diseño por esfuerzos permisibles, método ASD, establece esfuerzos permisibles como un porcentaje de la capacidad de carga de un material y requiere que las solicitaciones calculadas no sobrepasen estos esfuerzos (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2003).

En el presente capítulo se expondrán las disposiciones Estándar de la norma AASHTO para el diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado.

2.2 Cargas

La estructura de un puente, al estar expuesta a la acción de diferentes tipos de cargas debe ser capaz de soportar sus acciones, e incluso la acción simultánea de la combinación de varias de ellas. Según lo descrito en la sección 3 de la norma AASHTO Estándar para el diseño de puentes de hormigón armado, las cargas que actúan de manera individual o en combinación pueden ser:

- Carga Viva.
- Carga Muerta.
- Carga de Viento.
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva.
- Acción de frenado.
- Fuerza centrífuga.
- Esfuerzos por variaciones de temperatura.
- Otras.

2.2.1 Carga Viva

Según las definiciones de La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, en la publicación Especificaciones Estándar para puentes de carretera del año 2002 en la sección 3.4, a las cargas vivas corresponden el peso de los vehículos y o peatones en movimiento sobre el puente (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

Carga Viva Vehicular

Se refiere a la acción de la carga del camión estándar y una carga equivalente.

a) Camión estándar

El camión estándar consiste en un sistema de cargas puntuales, que representan el efecto de un camión que ocupa un ancho de vía de tránsito de 3.05 metros, colocado en una vía de diseño de 3.66 metros de ancho tantas veces sea posible, según las vías de diseño de la calzada; no se admiten fracciones de vías de tránsito, es decir, la mitad transversal de un camión, pues físicamente no es posible.

Para calzadas de ancho entre 6.1 metros y 7.32 metros, deben considerarse dos vías de diseño, cada vía debe tener un ancho igual a la mitad de la calzada.

- Camión H

AASHTO identifica a los camiones estándar tractor con la letra H, existen dos tipos: H15-44 y H20-44.

El camión H consiste en dos ejes, el delantero transmite a la calzada un 20% de la carga total del camión y el eje posterior transmite el 80%; cada eje está separado entre si 4.27 metros y distribuye su carga a dos ruedas con una separación entre ellas de 1.83 metros.

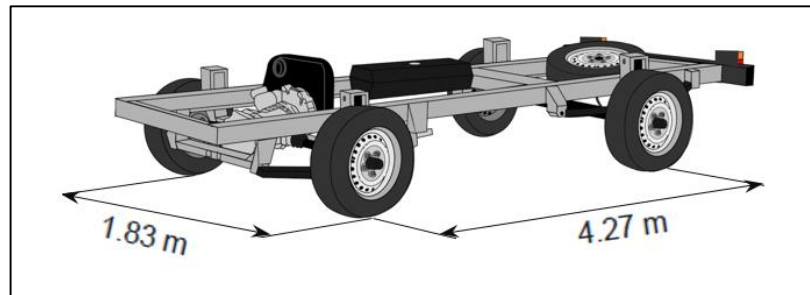


Figura 2.1: Camión tipo H.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

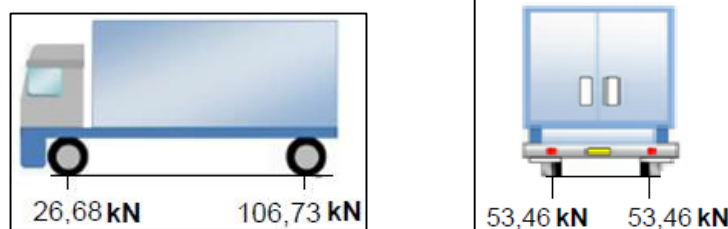


Figura 2.2: Camión tipo H 15-44.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.



Figura 2.3: Camión tipo H 20-44.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

- Camión HS

AASHTO define como HS a un camión tractor más un semirremolque, existen dos tipos: HS 15-44 y HS 20-44. La separación entre el eje posterior y el eje del semirremolque varía entre 4.27 metros y 9.14 metros, esto debido a que con ello se considera ubicaciones de carga que generan esfuerzos máximos.

Cada eje distribuye su carga a dos ruedas separadas 1.83 metros entre si (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

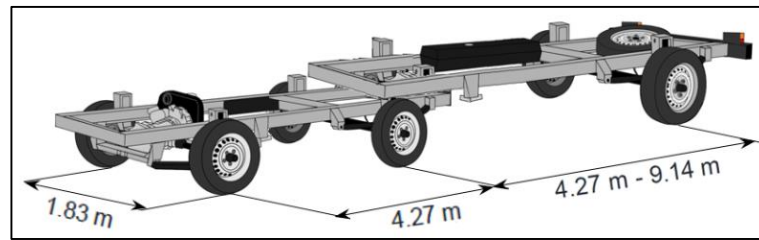


Figura 2.4: Camión tipo HS.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

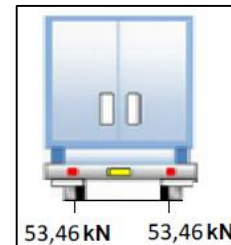
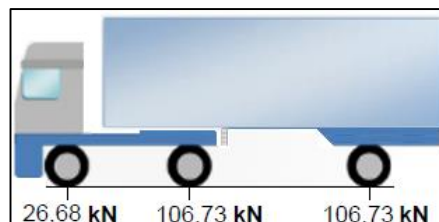


Figura 2.5: Camión tipo HS15-44.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

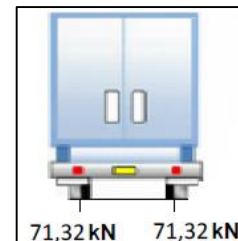
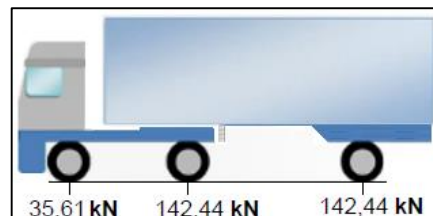


Figura 2.6: Camión tipo HS20-44.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

b) Carga de Faja

La norma AASHTO Estándar en el artículo 3.7.1.2 menciona que la carga de faja consiste en una combinación de dos cargas: una carga uniformemente distribuida (q) por metro lineal de vía a lo largo del puente y que ocupa un ancho de 3 metros; y otra adicional a ésta, la carga concentrada (P), colocada de tal manera que provoque esfuerzos máximos.

Para el cálculo de esfuerzos por flexión se han de considerar las cargas concentradas más ligeras; por el contrario, para el cálculo de esfuerzos por corte, se han de considerar las cargas concentradas más pesadas (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

AASHTO usa la misma denominación H y HS para la carga equivalente o carga de faja.

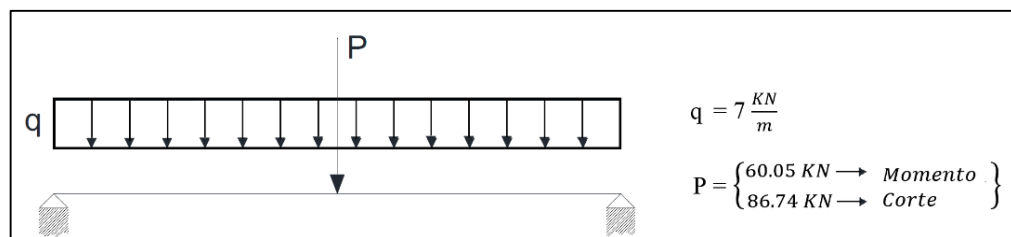


Figura 2.7: Carga de Faja (H 15-44 y HS 15-44).

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

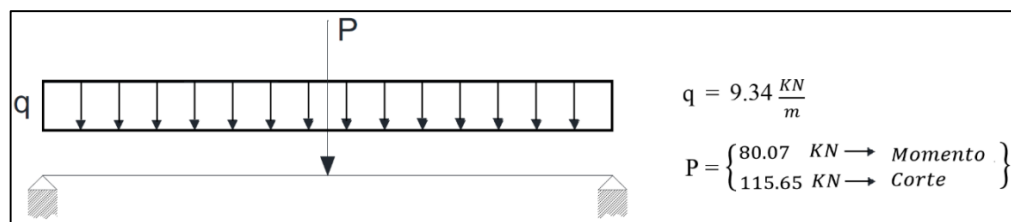


Figura 2.8: Carga de Faja (H 20-44 y HS 20-44).

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

2.2.2 Cargas muertas

Las cargas permanentes o cargas muertas son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura; según la norma AASHTO Estándar, en la sección 3.3, consisten en el peso producido por la totalidad de la superestructura y de la subestructura juntas y de otros elementos que, de manera estática, ocupen espacio en el puente tales como tuberías, postes, cables eléctricos, entre otros (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

La magnitud de la carga muerta de un puente dependerá del material y la geometría de los elementos que lo constituyan, según lo especificado en el apartado 3.3.1 de la norma (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

Tabla 2.1: Densidad de materiales.

Material	Densidad (KN/m ³)
Hormigón simple	22,75
Hormigón armado y pretensado	24,00 – 25,00
Acero estructural	78,50
Acero estructural en vigas	80,00
Madera dura (roble)	10,00
Capa asfáltica	24,00

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

2.2.3 Carga de viento

Según el artículo 3.15.2.1 una estructura al estar expuesta a las condiciones del entorno, se ve afectada por el viento, las presiones ejercidas por el viento están en función de su velocidad, la norma AASHTO asume que la velocidad básica del viento V_B debe ser de 160 km/h (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

La carga de viento se considera uniformemente distribuida sobre la totalidad del área expuesta. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes tales como barandas, sistema de piso, visto en elevación y perpendicular a la dirección de viento supuesta (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

La modelación de la carga de viento puede ser dinámica o estática en dependencia del tipo de puente. Así por ejemplo: en puentes colgantes, que a menudo son de gran longitud, con poca rigidez, el viento se debe modelar como carga dinámica; mientras que en puentes metálicos que ofrecen resistencia al paso del viento, se debe asumir una presión estática equivalente al viento (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

Para el cálculo del esfuerzo producido por el viento, bajo condiciones estáticas, la presión resulta de la siguiente expresión:

$$P = C_d * \sigma * V^2 \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.15.2.1.2})$$

P = presión del viento sobre la estructura (Kg).

C_d = coeficiente de arrastre.

σ = densidad del aire (Kg/m³).

V = velocidad del viento (m/s).

2.2.4 Variación de temperatura

La exposición de la superestructura al ambiente significa una consecuente exposición al incremento o disminución de la temperatura, lo que genera dilataciones y contracciones de los materiales que componen la estructura.

Cuando se restringe la movilidad de los elementos estructurales de un puente, se generan sobre éstos fuerzas que deben ser consideradas en su diseño y construcción.

La variación en longitud de un elemento lineal, puede ser calculada de la siguiente manera.

$$\delta\tau = \alpha * L * \Delta T$$

$\delta\tau$ = Cambio de longitud en dirección considerada (m).

α = Coeficiente de dilatación lineal.

L = Longitud del elemento en la dirección considerada (m).

ΔT = Cambio de temperatura (°C).

La magnitud de los esfuerzos, generados por variación longitudinal de un elemento, depende del grado de restricción que se le ha dado a la estructura.

Los esfuerzos generados por cargas de viento se determinan mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = E * \frac{\delta t}{L}$$

σ = Esfuerzo generado en el elemento analizado (kg/cm²).

E = Módulo de elasticidad del material (kg/cm²).

$\frac{\delta t}{L}$ = Deformación unitaria del elemento.

Resolviendo las ecuaciones anteriormente descritas, se obtiene:

$$\sigma = \alpha * E * \Delta T$$

σ = Esfuerzo generado en el elemento analizado (kg/cm²).

α = Coeficiente de dilatación lineal.

E = Módulo de elasticidad del material (kg/cm²).

ΔT = Cambio de temperatura.

De acuerdo con el artículo 8.20 de la norma AASHTO Estándar, en las superficies expuestas de tablero, por metro lineal se colocan 2.64 cm²/m.

2.2.5 Cargas sísmicas

Las estructuras deben tener la capacidad de responder de manera eficiente ante los movimientos de tierra; en la actualidad una estructura debe ser planificada para resistir cargas sísmicas y una de las herramientas en constante desarrollo es la modelación de las estructuras, la cual permite simular el efecto que produce un sismo, además permite prever los requisitos estructurales mínimos.

Las cargas sísmicas pueden ser evaluadas de manera estática, mediante cargas equivalentes, o de manera dinámica; al ser determinadas según las características dinámicas del terreno y de la estructura, su magnitud está en dependencia del tipo y velocidad del movimiento del suelo.

La acción sísmica en un puente es considerada eventual, sin embargo ante la ocurrencia de un sismo, la estructura debe ser capaz de resistir los esfuerzos generados sin que afecte la circulación de los vehículos. Independientemente de la dirección de la fuerza sísmica lateral, su magnitud se determina mediante: (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$E_q = C * F * W$$

(AASHTO Estándar, 3.21.1.1)

E_q = Fuerza estática horizontal equivalente en el centro de gravedad de la estructura (Lbs).

F = Factor sísmico de la estructura.

W = Carga muerta de la estructura (Lbs).

C = Coeficiente de respuesta combinado.

$$C = \frac{A \cdot R \cdot S}{Z} \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.21.1.2})$$

A = Coeficiente de respuesta combinado.

R = Respuesta normalizada.

S = Ampliación de la relación espectral del suelo.

Z = Reducción de la ductilidad y valoración de riesgo.

2.2.6 Fuerza longitudinal de frenado y aceleración de vehículos

La acción de frenado y aceleración de los vehículos, genera fuerzas producidas por el contacto de los neumáticos sobre la superficie de rodadura, en combinación con un factor de distribución que depende de las dimensiones del puente y la viga junto con la separación de estas últimas (Delgado, 2012).

La magnitud de la fuerza de frenado es el mayor valor de las siguientes consideraciones:

- El 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño,
- El 5 % del camión de diseño más la carga del carril,
- El 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril (carga distribuida).

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño, que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección.

Se asumirá, con el propósito de producir una condición extrema, que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre el nivel de la losa, esto permite un aumento en el momento respecto a la base y por consiguiente un aumento en el momento último de diseño.

Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

2.2.7 Fuerza centrífuga de vehículo

Las fuerzas centrífugas horizontales generadas por la circulación de los vehículos, suceden únicamente en puentes de carretera ubicados dentro de una curva, Esta acción se origina en el centro de gravedad del vehículo y se transmite al puente mediante la fricción entre las ruedas y el pavimento.

Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección, la aplicación de la fuerza centrífuga se supondrá horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre el nivel de la losa.

La magnitud de la fuerza centrífuga se determina, mediante el producto entre los pesos por eje del camión o tándem de diseño (R_{cv}) y el porcentaje de medición de la fuerza centrífuga (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$F_c = C * R_{cv} \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.6.3})$$

F_c = Fuerza Centrífuga (Ton).

R_{cv} = Reacción por carga del camión de diseño o tándem de diseño (Ton).

C = Porcentaje que permite medir la fuerza centrífuga:

$$C = \frac{4 * S^2}{3 * g * R} \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.6.3-1})$$

S = Velocidad de diseño de la carretera (m/s).

g = aceleración de la gravedad (9.807 m/s^2).

R = Radio de Curvatura (m).

2.2.8 Fuerza de colisión de un vehículo

La circulación de vehículos implica un riesgo latente de colisión contra protecciones laterales del puente, estas protecciones laterales deben ser lo suficientemente capaces de soportar la acción del vehículo, además debe evitar que el vehículo caiga; sin embargo estas acciones son consideradas poco probables.

Las fuerzas producidas por la colisión de un vehículo se determinan como una fracción del efecto de la carga viva vehicular, según lo definido en la sección 3.8.2 (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$I = \left(\frac{15.24}{L+38} \right) \leq 0.3 \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.8.2})$$

I = Factor de impacto (valor máximo 0.3 ó 30%).

L = Longitud de la porción del claro que se carga para producir la tensión máxima en el miembro (m).

2.2.9 Reducción de carga viva vehicular

En dependencia del número de vías que se encuentren cargadas, las especificaciones AASHTO estándar, en el apartado de la sección 3.12, establecen un porcentaje de reducción en la intensidad de las cargas (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

Tabla 2.2: Porcentaje de reducción de carga vehicular.

Número de vías cargadas	Porcentaje de reducción
1	0 %
2	0 %
3	10 %
4 ó más	25 %

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

2.3 Especificaciones referidas al hormigón armado

2.3.1 Generalidades

Los elementos estructurales de un puente, deben diseñarse y construirse con el propósito de hacer frente a los máximos efectos producidos por las cargas que la AASHTO contempla (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

El hormigón armado permite la construcción de puentes viga de gran luz. En el Ecuador, los puentes de hormigón armado con luces de hasta 25 metros son eficientes; debido principalmente a que el peso y costo se incrementan irracionalmente ante longitudes superiores (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, 2013).

2.3.2 Módulo de elasticidad

La elasticidad es definida como la resistencia de un material a ser deformado, según la sección 8.7 de la norma AASHTO Estándar para el diseño y construcción de un puente el módulo de elasticidad del hormigón es igual a (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001):

$$E_c = 4730 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{AASHTO Estándar, 8.7.1})$$

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón (MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión especificada del hormigón (MPa).

2.3.3 Control de deflexiones

El hormigón es un material cuya capacidad de resistencia a la tensión o flexión es reducida o nula, la combinación con el acero de refuerzo lo hace capaz de soportar este tipo de solicitudes.

De acuerdo con la sección 8.9 de la norma AASHTO Estándar, los elementos estructurales de un puente deben ser diseñados para tener rigidez suficiente, de manera que se controle las deflexiones de toda la estructura, con el propósito de evitar daños a la resistencia o al servicio de la estructura (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

a) Limitaciones de altura para la superestructura

La norma AASHTO Estándar, en la tabla 8.9.2 recomienda alturas mínimas con excepción en los casos donde el cálculo de deflexiones indique valores menores.

Tabla 2.3: Alturas recomendadas para elementos de altura constante.

Elemento	Luces simples (m)	Luces continuas (m)
Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico	$1.2 * \frac{S + 3.05}{30}$	$\frac{S + 3.05}{30} \geq 0.165$
Vigas T	$0,07 * S$	$0,065 * S$
Vigas Cajón	$0,06 * S$	$0,055 * S$

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

S = Longitud de la luz efectiva (m).

2.3.4 Acero de refuerzo

a) Resistencia a la tracción

El acero se caracteriza por ser un material que resiste la tracción, por este y otros motivos, su combinación con el hormigón los vuelve idóneos para la construcción de estructuras.

Las especificaciones AASHTO Estándar, sección 8.15.2.2, definen que 420 (MPa) es el límite de fluencia que debe poseer el acero de refuerzo de grado 60; tipo de acero comúnmente utilizado en la construcción de este tipo de estructuras (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

b) módulo de elasticidad

La elasticidad se define como la capacidad mecánica de los materiales o de las estructuras de volver a su posición inicial luego de que se les haya aplicado una fuerza externa, dicho de otro modo, es la resistencia del acero a la tracción. De acuerdo con la sección 8.7 de la norma AASHTO Estándar, el acero de refuerzo deberá poseer un módulo de elasticidad igual a 200000 (Mpa) (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

2.3.5 Espaciamientos límites para acero de refuerzo

La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, en la sección ocho de la norma Estándar, define cuáles son las consideraciones que se deben tener en cuenta para el diseño y construcción de puentes de hormigón armado. (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001)

a) Para hormigón preparado y colocado en el lugar de la obra

Según la sección 8.21.1 de la norma AASHTO Estándar, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a 1.5 veces el diámetro nominal de la barra, 1.5 veces el máximo tamaño del agregado grueso, o 38.10mm. (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

b) Para hormigón prefabricado bajo condiciones de control de calidad de las plantas

Según la sección 8.21.2 de la norma AASHTO Estándar, la distancia libre entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a un diámetro nominal de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, ó 25.4 mm. (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

c) Refuerzo positivo o negativo colocado en dos o más capas

Según la sección 8.21.3 de la norma AASHTO Estándar, las barras en las capas superiores se coloca directamente encima de las de la capa inferior con la distancia libre entre capas no menor a 25.4mm. (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001)

d) Grupos de barras

Según la sección 8.21.5 de la norma AASHTO Estándar, para que un paquete de barras de refuerzo paralelas trabaje como una unidad, se limita el número de barras a cuatro; para barras más grandes, mayores al No. 11, y en caso de vigas se limita a dos. (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001)

Se debe considerar a una unidad de barras agrupadas como una única barra de un diámetro derivado del área total equivalente.

e) Muros y losas

Según la sección 8.21.5 de la norma AASHTO Estándar, el refuerzo a flexión primaria debe estar espaciado no más lejos de 1,5 veces el espesor de la losa o muro, ó 457.20mm (18 pulgadas) (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

2.3.6 Recubrimientos mínimos

El Artículo 8.22 de las especificaciones Estándar de la norma AASHTO define los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

Tabla 2.4: Recubrimientos mínimos de acero de refuerzo.

Característica del hormigón	Recubrimiento (cm).
Hormigón vaciado sobre terreno, o expuesto permanentemente a tierra	7,62
Hormigón expuesto a tierra o a la intemperie	
Refuerzo principal	5,08
Estribos	3,81
Zunchos	3,81
Hormigón de losa de cubierta en climas templados	
Refuerzo superior	5,08
Refuerzo inferior	2,54
Hormigón de losa de cubierta que no tiene ninguna protección contra ambientes agresivos	
Refuerzo superior	6,35
Refuerzo inferior	2,54
Hormigón no expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	
Refuerzo principal	3,81
Estribos	2,54
Zunchos	2,54
Pilotes de hormigón moldeado y/o expuesto permanentemente a tierra	5,08

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

2.4 Especificaciones referidas a puentes de hormigón armado

El diseño y construcción de un puente de hormigón armado puede realizarse mediante el método de Esfuerzos Admisibles (ASD) y el método LRFD. Es el ingeniero o la entidad que proyecte el puente, quienes deben decidir la implementación de uno u otro método en función de las condiciones del lugar y las normativas de diseño y construcción vigentes.

2.4.1 Diseño por esfuerzos admisibles o cargas de servicio (ASD)

De acuerdo con el artículo 3.22.1 de la norma AASHTO Estándar, este método considera que los esfuerzos que resultan de la acción de las cargas de servicio calculados, son inferiores o iguales a los esfuerzos permisibles, es decir, los elementos de la estructura tienen un comportamiento elástico (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

La ecuación fundamental de este método es:

$$\sum Q_i \leq F_{adm}. \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.22.1})$$

Q_i = Esfuerzo generado por la carga i (Mpa).

$$F_{adm} = \frac{F_y}{F_{seg}} \text{ (Mpa).}$$

F_y = Esfuerzo de fluencia (Kg/cm^2).

F_{seg} = Factor de seguridad.

2.5 Diseño de superestructura de hormigón armado

25.1 Generalidades

El descubrimiento del hormigón armado, como respuesta a las limitaciones del hormigón simple ante sollicitaciones de tracción y de flexión, ha hecho posible la construcción de puentes de mayor tamaño.

En el Ecuador, la construcción de puentes para salvar obstáculos, ha significado el empleo de varios tipos de materiales conforme la tecnología y conocimientos de la época; en la actualidad existe un alto número de puentes donde la losa es de hormigón armado.

Es importante tener conocimiento de los diferentes tipos de superestructura posibles en dependencia de la disposición del acero de refuerzo.

2.5.2 Tipos de tableros de puente

a) Tableros con refuerzo principal paralelo al tráfico

Según la sección 3.24.3.2 de la norma AASHTO Estándar, este tipo de puentes son usados para salvar pequeñas distancias, y comúnmente son puentes–losa.

En el diseño del tablero se debe considerar una franja de tablero en cada una de las dos direcciones, donde se supone que actúan las cargas de diseño, además este tipo de tableros excluyen las vigas, es decir, se considera únicamente la losa del tablero (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

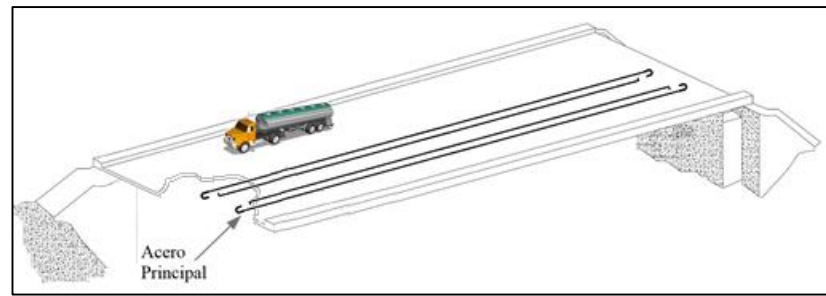


Figura 2.9: Tablero con armadura principal paralela al tráfico.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

Para el diseño del tablero de un puente de hormigón armado, mediante el método ASD, es necesario determinar los momentos generados por la carga muerta en un ancho variable E , y por la circulación de los vehículos en una franja de losa de un metro de ancho.

A pesar de que el tablero sea el elemento resistente principal, es necesario incluir en el diseño a rigidizadores de borde para contrarrestar los esfuerzos producidos por las protecciones laterales.

b) Tableros con refuerzo principal perpendicular al tráfico

De acuerdo con la sección 3.24.3 de la norma AASHTO Estándar, estos tipos de tablero son diseñados para que trabajen en la dirección corta, la cual queda establecida por las vigas que sustentan la losa; como consecuencia, el esfuerzo principal es perpendicular a la dirección del tráfico.

A este tipo corresponden los puentes conformados por vigas, pórticos, arcos, etc. (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

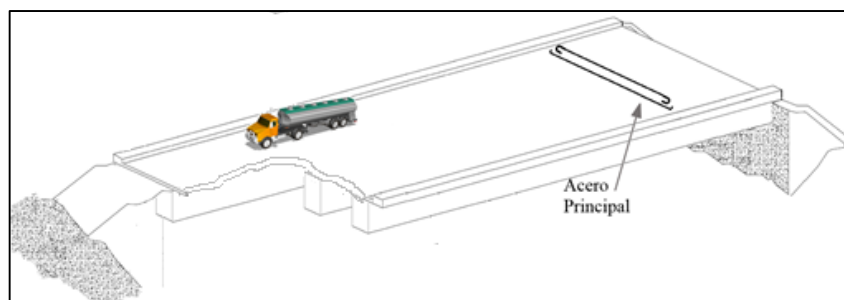


Figura 2.10: Tablero con armadura principal perpendicular al tráfico.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

Para el diseño del tablero de un puente de hormigón armado con refuerzo principal perpendicular al tráfico, es necesario determinar los momentos generados por la carga muerta en un ancho variable E, y por la circulación de los vehículos en una franja de losa de un metro de ancho.

I) Momento por carga muerta en tramos intermedios

La carga muerta en los tramos intermedios actúa sobre la franja de diseño de un metro de ancho perpendicular a la luz del puente S (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

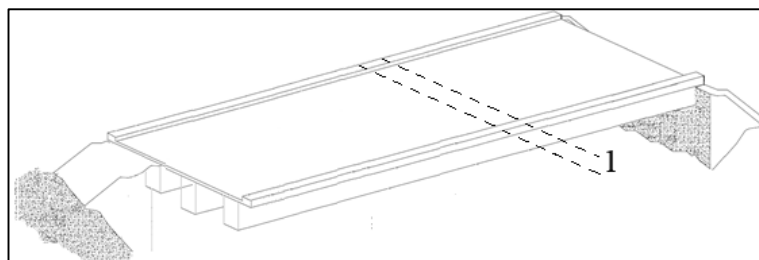


Figura 2.11: Franja de losa para carga muerta.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

El valor del momento se determina mediante la siguiente expresión:

$$M_{in} \pm = \frac{q * L^2}{10} \quad (\text{Manual del Ingeniero Civil, sección 17})$$

$M_{in} \pm$ = Momento positivo y negativo en tramos interiores (Ton*m/m).

L = longitud entre eje de vigas = S (m).

q = Peso propio de losa más el peso propio de pavimento (Ton/m).

II) Momento por carga viva en tramos intermedios

La especificación estándar en la sección 3.24, define la expresión que se usa para determinar la magnitud del momento generado por el paso de los vehículos, los cuales actúan en una franja de losa de valor E. (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$M^{(\pm)} = \frac{S + 0.61}{9.74} * P \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.3.1})$$

M = Momento causado por la carga viva (ton-m/m).

q = Carga muerta (ton/m).

S = Longitud transversal del puente, medida entre centro y centro de vigas (m).

$P = 7.26$ (ton) para camión HS 20-44.

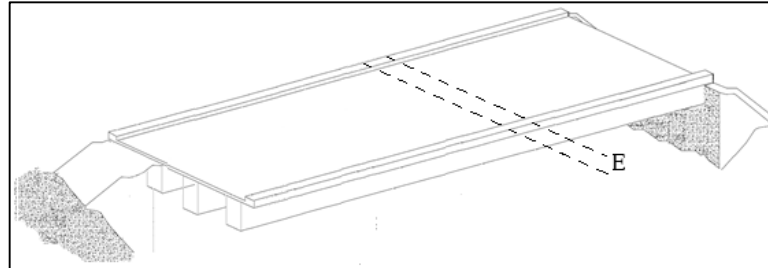


Figura 2.12: Franja de losa para carga viva.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

III) Momento por carga muerta en voladizo

El momento debido a carga muerta en el voladizo se calcula respecto al eje de la viga exterior, ésta es la sección crítica en el volado (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$M^{(-)} = \sum P_{vi} * x_i$$

M = Momento negativo en el volado (Ton*m).

P_{vi} = Carga generada por el peso de cada uno de los elementos que conforman la superestructura (Ton).

x_i = Distancia medida desde el eje de la viga exterior al centro de gravedad de cada uno de los elementos del voladizo (m).

IV) Momento por carga viva en voladizo

La magnitud del momento por metro de ancho de losa se calcula mediante la expresión definida en la sección 3.24.5 de la norma AASHTO Estándar (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$M^{(-)} = \frac{P}{E} * X \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.5.1.1})$$

M = Momento generado por la carga viva (Ton*m/m).

$P = 7.26$ (Ton), corresponde a la carga de rueda del camión HS 20-44.

x = Distancia desde el eje de la viga exterior al centro de la acción de la carga viva (P) sobre la losa (m).

Para determinar el momento es necesario calcular el valor del ancho de distribución E :

$$E = 0.8 * x + 1,143 \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.5.1.1})$$

E = Ancho de distribución de la losa.

Con el fin de producir el mayor efecto de la carga de rueda P , la norma AASHTO Estándar (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001) recomienda:

- Colocarla a 0.3 metros transversalmente medidos desde la cara interior de las barandas.
- En el caso de existir pasillos, colocarla a 0.3 metros transversalmente medidos desde su cara interior.

V) Acero de refuerzo en voladizo

La norma AASHTO en la sección 8.20.1 recomendando colocar en el extremo inferior al menos $2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$, esto corresponde a una varilla de 10 ó 12 (mm) de diámetro con el mismo espaciamiento que el refuerzo principal (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

VI) Armadura secundaria

- **Refuerzo por variación de temperatura**

Debido a la variación de la temperatura, es necesario colocar acero en sentido perpendicular al refuerzo principal negativo, en la parte superior de la losa, con un recubrimiento que cumpla lo recomendado por la norma (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

Este tipo de refuerzo se calcula para un metro cuadrado de losa, el área total del refuerzo debe ser mayor a $2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$ y la separación entre varillas no superará tres veces el espesor o 0.46 metros (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

- **Refuerzo de distribución**

Este refuerzo es colocado para evitar la concentración de los esfuerzos producidos por la carga viva, se debe colocar perpendicular al acero de refuerzo principal positivo y en la parte inferior de la losa, el área mínima de acero de refuerzo de distribución corresponde a un porcentaje del acero principal (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$A_{sd} = \% A_{sp} \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.10})$$

$$\% = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.10.2})$$

A_{sp} = Área del acero principal (cm^2).

A_{sd} = Área del acero de distribución (cm^2).

S = Separación entre ejes de vías (m).

c) Tableros con refuerzo principal en dos direcciones

En el diseño de esta losa, se analiza una franja de tablero en cada una de las direcciones, los esfuerzos son repartidos en las direcciones longitudinal y transversal.

Este tipo de tableros corresponden a los casos donde la losa está apoyada en sus cuatro lados (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

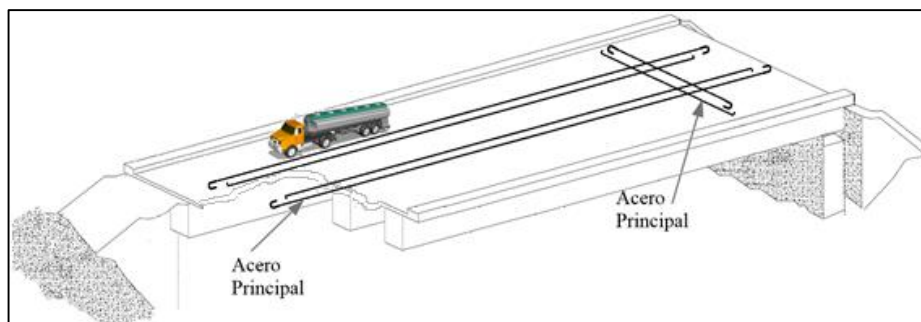


Figura 2.13: Tablero con armadura principal perpendicular al tráfico en dos direcciones.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

CAPÍTULO 3

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LA NORMA LRFD, FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

3.1 Generalidades

En 1931, el Subcomité de Puentes y Estructuras en colaboración con los departamentos de vialidad de todos los estados norteamericanos publicó como primer artículo para el diseño y construcción de puentes el Standard Specifications for Highway Bridges and Incidental Structures; años más tarde bajo un estricto análisis e investigación esta norma fue corregida y actualizada.

En el año 1987, se determinó a través de un comité permanente de investigación la inconsistencia de las Especificaciones Estándar para Puentes de Carretera y éste introdujo un nuevo método de diseño y construcción, el método de los coeficiente de carga y resistencia basado en Estados Límites de carga (LRFD), como una respuesta a las limitaciones e incongruencias del método por Esfuerzos Permisibles ASD (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

El método LRFD considera la variabilidad de las cargas y de las propiedades de los elementos estructurales, también se fundamenta plenamente en métodos estadísticos e incorpora modificaciones en la modelación de la carga viva que actúa en la estructura; las especificaciones LRFD asumen que actúan simultáneamente una carga distribuida y el tándem o camión de diseño, conciben el concepto de carga HL-93.

El diseño debe satisfacer objetivos de construcción, seguridad y servicio, considerando debidamente los aspectos relacionados con la economía, estética y la posibilidad de futuras inspecciones (Comunicaciones, 2011).

La aplicación del método LRFD permite que el ingeniero tome decisiones en cuanto a combinaciones de carga y factores de reducción y mayoración, esto hace que el diseño se vuelva flexible a las condiciones del sitio para el cual se proyecte el puente.

El método LRFD evalúa el comportamiento de un puente ante ciertos eventos con cargas y combinaciones de carga factorizadas (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.2 Estados Límites

Las especificaciones AASHTO definen como estado límite a la condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

De acuerdo con la sección 1.3.2 de la norma AASHTO LRFD, en el diseño de los elementos de un puente se debe asegurar, que la resistencia requerida sea menor o igual al valor de la resistencia calculada de dichos elementos (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

$$R_f = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n \text{ (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.1-1)}$$

R_f = Resistencia factorizada de diseño.

Φ = Coeficiente de resistencia.

R_n = Resistencia nominal.

η = Coeficiente de modificación de carga.

γ = Factor de carga.

Q = Efecto de carga nominal.

3.2.1 Estados Límites de Resistencia

De acuerdo con la sección 1.3.2.4 de la norma AASHTO LRFD, ante la acción de las cargas de diseño, estos Estados Límites se refieren a la resistencia y la estabilidad de cada uno de los elementos y de la estructura del puente en general (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

RESISTENCIA I.- combinación de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin considerar el efecto del 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, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III.- combinación de cargas que consideran la exposición del puente a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

RESISTENCIA IV.- combinación de cargas que representa relación entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V.- combinación de cargas que representa el uso del puente por vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

3.2.2 Estados Límites de Servicio

De acuerdo con la sección 1.3.2.2 de la norma AAHTO LRFD, son los estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

SERVICIO I.- representa la operación normal del puente bajo la acción de un viento con velocidad de 90km/h, se deben considerar todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado.

SERVICIO II.- corresponde a la combinación de cargas que controla la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular

SERVICIO III.- combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV.- combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado.

3.2.3 Estados Límites de Fatiga

De acuerdo con la sección 1.3.2.3 de la norma AAHTO LRFD, los Estados Límites de Fatiga consideran las tensiones y fisuraciones al evaluar la acción simultánea del paso de los vehículos sobre el puente (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

FATIGA.- se refiere a la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el Artículo 3.6.1.4.1

3.2.4 Estados Límites ante Eventos Extremos

De acuerdo con la sección 1.3.2.5 de la norma AAHTO LRFD, son aquellos relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con períodos de recurrencia mayores que el período de diseño del puente (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

EVENTO EXTREMO I.- corresponde a la combinación de cargas que incluye sismos.

EVENTO EXTREMO II.- se refiere a la combinación de cargas que considera colisión de embarcaciones y vehículos, carga de hielo y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.

3.3 Factores de resistencia

El método de diseño LRFD tiene como fundamento modificar a la resistencia nominal mediante factores ϕ , estos factores varían en dependencia del tipo de elemento, material y sollicitación (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4 Cargas de diseño

El diseño de un puente toma en cuenta todas las cargas que pueden actuar sobre la totalidad o parte de la estructura.

El diseño de un puente mediante el método LRFD considera cargas permanentes, cargas de construcción, cargas verticales móviles, entre otras (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4.1 Cargas Permanentes

Son aquellas cargas que actúan durante toda la vida útil del puente, a este tipo de cargas corresponden las cargas de los elementos estructurales de un puente y demás elementos necesarios, tales como: barandas, postes, conductos, cables eléctricos, etc. (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) - (Comunicaciones, 2011).

Según las secciones 3.5.1 y 3.5.2 de la norma AASHTO LRFD:

- DC.- Carga permanente de componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW.- Carga permanente de superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

Además se incluyen las cargas de suelo:

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

3.4.1.1 Peso propio y carga muerta

El artículo 3.5.1 se refiere al peso de la estructura, el cual se determina multiplicando el volumen de cada uno de los elementos estructurales por su respectiva densidad que depende del tipo de materiales que los constituyan (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4.1.2 Empuje de tierra

De acuerdo con el artículo 3.11 de la norma AASHTO LRFD, una estructura ejerce una fuerza sobre el suelo que la soporta, obedeciendo al principio de acción y reacción, el suelo ejerce una fuerza de igual magnitud en sentido contrario.

En el diseño de un puente mediante el método LRFD se deben considerar un empuje horizontal de suelo y la sobrecarga de suelo, principalmente sobre los estribos.

La presión horizontal que ejerce el peso del relleno sobre la estructura actúa a una altura $H/3$ medida desde la base del estribo y se determina mediante (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012):

$$E_p = K_a * \gamma * H \quad (\text{AASHTO LRFD, 3.11.5.1-1})$$

γ = Peso específico del relleno.

H = Altura del relleno.

K_a = Coeficiente de presiones activas.

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) \quad (\text{AASHTO LRFD, 3.11.5.2-1})$$

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo de relleno.

3.4.2 Carga de construcción

La sección 3.4.2 de la norma AASHTO LRFD establece que el método de los Factores de Carga y Resistencia, considera los efectos producidas por los equipos que se utilizan en la construcción de la estructura de un puente.

Es de vital importancia considerar el peso de todos los elementos vinculados con cada una de las etapas de la construcción: personal, equipos, maquinaria, etc., además es importante prever las posibles reparaciones (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4.3 Cargas variables

Según lo especificado en el método LRFD de la norma AASHTO en la sección 3.3.2, las cargas variables son:

Se definen las siguientes cargas transitorias:

- BR.- Fuerza de frenado de vehículos.
- CE.-Fuerza centrífuga de vehículos.
- CR.- 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.

3.4.3.1 Cargas verticales móviles

A este tipo de cargas corresponden el peso de los peatones y de los vehículos tipo o trenes tipo.

3.4.3.2 Sobrecarga vehicular de diseño

En el método LRFD se introduce el concepto de sobrecarga vehicular HL-93; la cual, según el artículo 3.6.1.2.1, consiste en una combinación del camión de diseño o tándem de diseño con la carga de carril de diseño.

Para el cálculo se deben considerar el camión de diseño, tándem y carga de faja o carga de carril de diseño que actúan directamente sobre la superficie de rodadura de un puente.

Se debe asumir que las cargas ocupan un ancho de 3,00 metros dentro del carril de diseño (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4.3.2.1 Camión de diseño

De acuerdo con la sección 3.6.1.2.2 de la norma AASHTO LRFD, el camión de diseño consta de tres ejes, la separación delantera entre ejes es de 4,30 metros y una posterior que oscila entre 4,30 metros y 9,00 metros con el fin de generar la máxima sollicitación; transversalmente la separación es de 1,80 metros.

El carril de diseño corresponde a un ancho de 3,60 metros (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

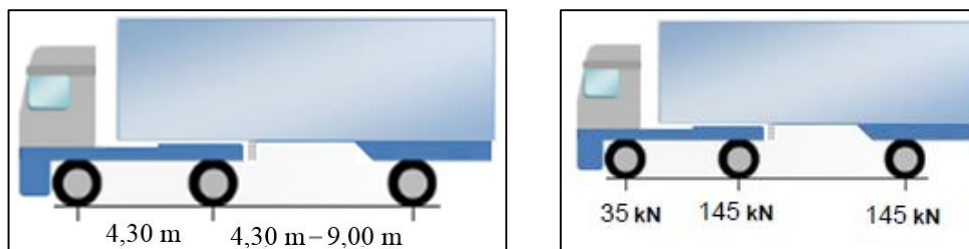


Figura 3.1: Camión tipo.

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

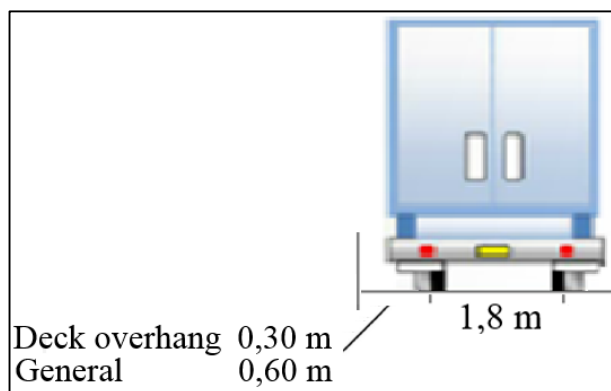


Figura 3.2: Camión tipo.

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo establecido en la tabla 3.6.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Tabla 3.1: Incremento por carga dinámica.

Elemento	Estados límites	% Incremento
Junta de losa	Resistencia -	75
	Even. extremo -	
	Servicio - Fatiga -	
	Fractura	
Todos los elementos	Fatiga - Fractura	15
	Resistencia -	33
	Even. extremo -	
	Servicio.	

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

3.4.3.2.2 Tándem de diseño

El tándem de diseño, según el artículo 3.6.1.2.3 del método de diseño LRFD, corresponde a dos ejes separados longitudinalmente 1,2 metros y transversalmente 1,8 metros, en cada eje se distribuye una carga de 110 kN (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

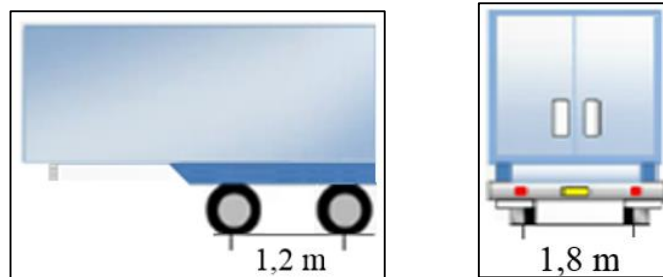


Figura 3.3: Tándem de diseño.

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

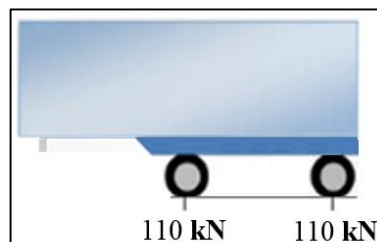


Figura 3.4: Tándem de diseño.

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo establecido en la tabla 3.6.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Tabla 3.2: Incremento por carga dinámica.

Elemento	Estados límites	% Incremento
Junta de losa	Resistencia -	75
	Even. extremo -	
	Servicio - Fatiga -	
	Fractura	
Todos los elementos	Fatiga - Fractura	15
	Resistencia -	33
	Even. extremo -	
	Servicio.	

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

3.4.3.2.3 Sobrecarga distribuida

También llamada carga de faja o carga de carril de diseño, el artículo 3.6.1.1.2 de la norma AASHTO LRFD la define como una carga uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de 9.3 (N/mm), el ancho donde se distribuye uniformemente la carga es de 3,00 metros.

Las solicitaciones debidas a carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4.3.2.4 Número de vías, carriles de diseño

Según el artículo 3.6.1.1.1 de la norma AASHTO LRFD, el ancho sobre el que se aplican las cargas y combinaciones de carga, la AASHTO lo define como carril de circulación, y está dentro del carril de diseño.

El carril de diseño es el ancho sobre el cual los vehículos circulan con cierta holgura.

El número de vehículos que pueden ocupar la calzada de un puente, relacionándolo con el ancho del carril de circulación, está definido por la siguiente expresión: (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

$$N = \frac{w}{3.6}$$

w = Ancho libre de la calzada entre barreras (8m).

3.6 = Ancho de carril de circulación.

N , adoptará el valor del ancho del carril de circulación cuando éste sea menor a 3.6 metros, además existirán tantos carriles de diseño como carriles de circulación existan. En calzadas de ancho igual a 6 metros y 7.2 metros deberán existir dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad de la calzada.

El artículo 3.6.1.3.1 de la norma AASHTO determina que cada carril de diseño deberá estar ocupado por el camión de diseño o por el tándem en coincidencia con la carga de carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan tres metros transversalmente dentro de un carril de diseño (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4.3.2.5 Área de contacto de las ruedas

El área de contacto de uno o dos neumáticos corresponde a un rectángulo de 510 x 250 mm., en esta área los neumáticos ejercen una presión de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área especificada.
- En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación existente entre el área de contacto especificada y la real (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4.3.2.6 Modificación por el número de vías cargadas

Esta modificación se aplica a todos los Estados Límites, excepto al Estado Límite de Fatiga, pues éste considera un camión de diseño.

Las solicitaciones extremas correspondientes a sobrecarga se determinan en dependencia del número de carriles cargados, multiplicando por un factor que evalúa la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL – 93. En la tabla 3.6.1.1.2-1 de la norma AASHTO LRFD se establecen los factores de presencia múltiple (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Tabla 3.3: Factores de modificación por cargas múltiples cargas.

Número de carriles	factor de modificación (m)
1	1,20
2	1
3	0,85
>3	0,65

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

Para determinar el número de carriles según el artículo 3.6.1.6 del método LRFD de la norma AASHTO, cuando la sobrecarga vehicular está presente en combinación con las cargas peatonales se pueden considerar a esta última carga como un carril cargado (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Tabla 3.4: Factores de modificación por cargas múltiples cargas incluida carga peatonal.

Condiciones vehiculares núm. de carriles cargados	Condiciones peatonales núm. de carriles cargados	Factor de modificación (m)
1	1	1
2	1	0,85

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

3.4.3.2.7 Ubicación de cargas vivas

El diseño de la superestructura de un puente debe evaluar las condiciones de carga más desfavorables entre el camión y el tandem de diseño, ambos en coincidencia con la carga del carril de diseño.

La norma recomienda considerar únicamente los ejes que producen solicitaciones extremas, además el ancho cargado de 3,00 metros y los carriles de diseño deberán ubicarse de manera que produzcan solicitaciones máximas (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4.3.2.7.1 Ubicación de cargas en dirección longitudinal

La carga de carril de diseño deberá ocupar la totalidad del carril de diseño a fin de que se produzca una solicitación máxima (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.4.3.2.7.2 Posición de las cargas en dirección transversal

Para el diseño del vuelo del tablero las cargas deberán ubicarse a 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y a 600 mm para el diseño de todos los demás componentes a partir del borde del carril de diseño (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.5 Factores de carga y combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que evalúa el método LRFD son:

- Estados Límites de Resistencia.
- Estados Límites de Servicio.
- Estados Límites de Fatiga.
- Estados Límites Correspondientes a Eventos Extremos.

a) Coeficientes de modificación de cargas

De acuerdo con la sección 1.3.2.1 de la norma AAHTO LRFD, cuando el factor de carga γ tenga un valor máximo, el coeficiente de modificación de carga se determina según (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

$$\eta_I = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95 \quad (\text{AASHTO LRFD, 1.3.2.1-2})$$

Además, cuando el factor de carga γ tenga un valor mínimo, el coeficiente de modificación de carga se determina según: (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_l} \leq 1 \quad (\text{AASHTO LRFD, 1.3.2.1-3})$$

γ = Factor de carga.

η_l = Factor de modificación de carga.

η_D = Factor relacionado con la ductilidad.

η_R = Factor relacionado con la redundancia.

η_i = Factor relacionado con la importancia operativa.

i) Ductilidad

Según la sección 1.3.3 de la norma AASHTO LRFD, el comportamiento de las estructuras y de los elementos que las conforman, ante solicitaciones que sobrepasen el límite elástico, pueden tener un comportamiento dúctil que se caracteriza por deformaciones inelásticas previas a la pérdida de capacidad de carga, o comportamiento frágil que implica una pérdida de capacidad de carga sin previa alerta (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Tabla 3.5: Factor de ductilidad η_D .

Factor η_D	Estado Límite	Tipo de elemento
$\geq 1,05$	Resistencia	elementos y conexiones no dúctiles
1,00	Resistencia	diseños y detalles convencionales
$\geq 0,95$	Resistencia	elementos y conexiones con ductilidad mayor a la requerida
1,00	Servicio, Fatiga, Eventos extremos	

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

ii) Redundancia

La sección 1.3.4 de la metodología de diseño LRFD establece que en las estructuras donde la falla no sea anticipada, el diseño debe realizarse mediante la consideración de falla crítica y el sistema estructural como sistema no redundante.

De manera contraria, en las estructuras donde la falla sea anticipada, el diseño de los elementos será mediante el criterio de falla no crítica y todo el sistema, como sistema redundante (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Tabla 3.6: Factor de redundancia η_R .

Factor η_R	Estado Límite	Tipo de elemento y redundancia
$\geq 1,05$	Resistencia	elementos no redundantes
1,00	Resistencia	para niveles normales de redundancia
$\geq 0,95$	Resistencia	para niveles excepcionales de redundancia
1,00	Servicio, Fatiga, Eventos extremos	

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

iii) Importancia operacional

Según el sección 1.3.5, este factor considera la funcionalidad de la estructura y la sensación de seguridad al ocuparla (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Tabla 3.7: Factor de importancia operacional η_I .

Factor η_I	Estado Límite	Importancia de estructura
$\geq 1,05$	Resistencia y Eventos extremos	puentes de importancia
1,00	Resistencia y Eventos extremos	puentes típicos
$\geq 0,95$	Resistencia y Eventos extremos	puentes relativamente menos importantes

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

b) Factor de cargas

Según lo definido por la AASHTO en el la tabla 3.4.1-1, el factor de carga es el factor que considera la probabilidad de ocurrencia simultánea de diferentes tipos de cargas, la variabilidad de las cargas, así como la inexactitud de los análisis, también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia de los materiales (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Tabla 3.8: Factores de carga y Combinaciones de carga.

Combinación de carga Estado límite	DC, DD, DW, EH, EV, ES, EL.	LL, IM, CE, BR, PL, LS.	WA	WS	WL	FR	TU, CR, SH.	TG	SE	Usar sólo una vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado de Resistencia I	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Estado de Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Estado de Resistencia III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Estado de Resistencia IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
Estado de Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Estado ante Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
Estado ante Evento Extremo II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
Estado de Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Estado de Servicio II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
Estado de Servicio III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Estado de Servicio IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-
Estado de Fatiga Sólo LL, IM, CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Norma AAHTO LRFD.

3.6 Diseño de superestructuras de hormigón armado

3.6.1 Generalidades

a) El módulo de elasticidad del hormigón medido en Mpa., debe cumplir con:

$$E_c = 4800 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.4.2.4})$$

f'_c = resistencia a la compresión.

b) El módulo de rotura del hormigón medido en Mpa., debe satisfacer la siguiente expresión:

$$f_r = 0,63 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.4.2.6})$$

c) En el estado límite de servicio, la tensión de tracción en el acero de refuerzo se define mediante la expresión:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0,6 * F_y \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.7.3.4 - 1})$$

f_{sa} = Tensión de tracción en el acero de refuerzo.

Z = Parámetro relacionado con el ancho de la fisura.

d_c = Altura del hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra de acero de refuerzo más próxima, el recubrimiento para calcular d_c debe ser menor a 50 mm.

A = Área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras; el recubrimiento libre del hormigón no debe ser mayor a 50 mm.

F_y = Tensión de fluencia del acero de refuerzo (Mpa).

d) El módulo de elasticidad del acero de refuerzo no preesforzado, debe ser considerado como $E_s = 200000$ Mpa. (AASHTO LRFD, 5.4.3.2)

Al igual que en el diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado mediante el método ASD, las especificaciones LRFD también consideran tableros con refuerzo principal: paralelo al tráfico, perpendicular al tráfico y en dos direcciones.

El diseño de la losa de un puente de hormigón armado puede ser desarrollado mediante el Método de los Factores de Distribución de Cargas, mediante el Método Empírico o bien mediante el método Refinado (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.6.2 Método refinado

Este proceso de diseño está contenido en el artículo 3.6.1.4.3a, y se fundamenta en el análisis de las deformaciones inelásticas, modela vigas y losa de la estructura de un puente a través de elementos finitos (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.6.3 Diseño empírico

Según lo establecido por la norma AASHTO en la metodología de diseño LRFD, en la sección 9.7.2.4, este método de diseño fija la cantidad de acero de refuerzo que se requiere en la losa, la misma que debe estar soportada por vigas longitudinales.

El diseño empírico está basado en el análisis lineal elástico, su aplicación es válida únicamente en tramos interiores, el método empírico excluye a los voladizos de sus consideraciones, por ese motivo el diseño de voladizos se restringe a evaluar las posibles acciones de las cargas, de manera particular la acción generada por carga viva en combinación con las fuerzas de impacto de los vehículos con la estructura del puente.

El diseño empírico anticipa el cumplimiento de todos los requisitos definidos por la AASHTO (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

- Se debe asumir un comportamiento conjunto del tablero con los demás componentes, tanto en el diseño como en la construcción se debe prever este monolitismo.
- Los elementos longitudinales principales de soporte deben ser de hormigón armado o de acero.
- Para la conformación del tablero, el hormigón debe ser vertido en sitio y curado con agua según lo especificado.
- La resistencia del hormigón f'_c debe ser mayor a 28 Mpa.

- Para vigas de sección T o I no se requieren vigas transversales intermedias.
- El tablero debe tener un espesor constante.
- El espesor de la losa ($t_{\min}$) deberá ser mayor o igual a 17.5 cm.
- La altura del núcleo ($h_{\text{núcleo}}$) deberá ser mayor o igual a 10.0 cm.
- Se debe prever un recubrimiento superior, mínimo de 5 cm. y un recubrimiento inferior, mayor o igual a 2.5 cm.
- La longitud efectiva Se , debe ser menor o igual a 4.10 metros.

El acero de refuerzo con resistencia superior o igual a 420 Mpa., debe conformar cuatro capas de armadura dispuestas isotrópicamente y deben estar próximas a las superficies exteriores cumpliendo con los límites de recubrimiento (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

En ambas caras de la losa la capa de armadura más expuesta debe estar colocada en la dirección de la longitud efectiva, el espaciamiento entre barras no debe ser menor a 450mm.

Según lo dispuesto por el método LRFD en el artículo 9.7.2, para la capa inferior, la cantidad de acero debe ser mayor o igual a 0,57 mm²/mm y mayor o igual a 0,38 mm²/mm para la capa superior (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

3.6.4 Diseño por factores de distribución de carga viva, o método de franjas equivalentes

Este método considera fajas en todo el largo de tablero y son equivalentes a vigas simplemente apoyadas (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

La AASHTO simplifica este método mediante el cálculo del ancho equivalente de faja.

a) Franjas equivalentes de distribución de carga viva vehicular en puentes losa

Se debe asumir que existe una distribución de la carga viva en todo el largo de una franja del tablero (Manrique, 2007).

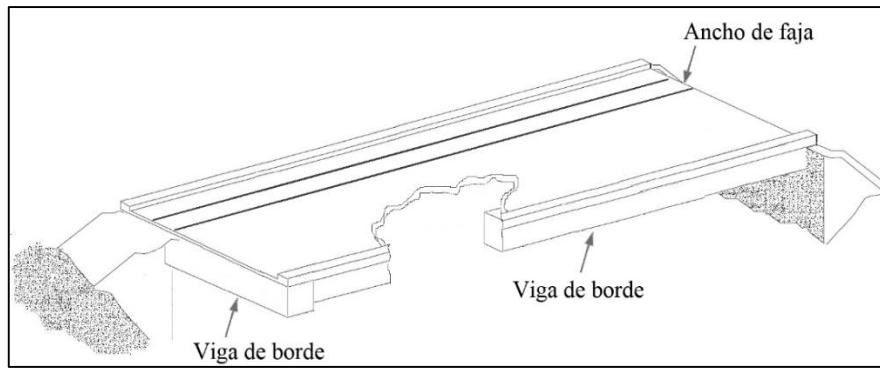


Figura 3.5: Ancho de Franja en losa con acero de refuerzo paralelo al tránsito.

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

En función de las condiciones de la vía, el ancho por carril se determina mediante:

- Una vía cargada.

$$E = 250 + 0,42 * \sqrt{L1 * W1} \quad (\text{AASHTO LRFD, 4.6.2.3-1})$$

- Varias vías cargadas simultáneamente.

$$E = 2100 + 0,12 * \sqrt{L1 * W1} \leq \frac{W}{NL} \quad (\text{AASHTO LRFD, 4.6.2.3-2})$$

E = Ancho equivalente para la franja de diseño (mm).

L1 = Longitud modificada del vano (mm), corresponde al menor valor entre 1,80 metros y la longitud actual del vano.

W1 = ancho modificado medido de borde a borde del puente (mm), corresponde al menor valor entre el ancho actual y 1,80 metros en caso de haber múltiples vías cargadas y 9,00 metros para una sola vía.

W = Ancho físico medido de borde a borde del puente (mm).

NL = Número de vías o carriles de diseño.

b) Franjas equivalentes de distribución de carga viva vehicular en puentes de viga y losa

Este método aproximado considera a la faja, perpendicular al sentido del tráfico como una viga continua excepto en superestructuras con vigas cajón.

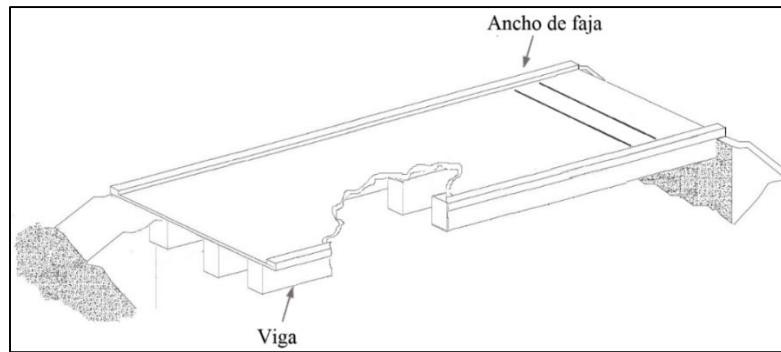


Figura 3.6: Ancho de Franja en losa con acero de refuerzo perpendicular al tránsito.

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

Según la tabla 4.6.2.1.3-1 de la norma AASHTO LRFD, el valor del ancho equivalente, E , varía según el tipo de tablero y dirección de la franja (Manrique, 2007).

Tabla 3.9: Ancho equivalente de franjas interiores.

Tipo de tablero	Dirección de la franja principal relativa a la dirección del tráfico	Ancho de franjas principales (mm)
Hormigón colocado en sitio	voladizo	$1140 + 8,33 * X \leq 3600 \text{ mm}$
	paralela o perpendicular	$M+ = 660 + 0,55 * S$
Hormigón colocado en sitio con permanencia de encofrado	paralela o perpendicular	$M- = 1120 + 0,25 * S$
Prefabricados y postesados de hormigón	paralela o perpendicular	$\leq 3600 \text{ mm}$

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

Este método evalúa a franjas interiores y a franjas exteriores; cada una tiene un análisis y consideraciones particulares.

- Distribución de la carga de ruedas en la losa

Sistema con franja en la dirección principal.- Todas las cargas de rueda se aplican en la franja principal, es decir, en la dirección del lado más corto si la distancia entre los elementos de apoyo en la dirección secundaria de la losa excede 1,5 veces el espaciamiento entre ellos en la dirección principal. La franja secundaria se puede diseñar como un porcentaje de la resistencia correspondiente a la principal (Manrique, 2007).

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE DE 20 METROS DE LUZ, DE HORMIGÓN ARMADO, MEDIANTE ESPECIFICACIONES AASHTO

4.1 Método de los Esfuerzos Admisibles, método ASD

4.1.1 Pre-diseño

El diseño de un puente se fundamenta en las necesidades del sitio donde se proyecte su construcción, el diseño parte de estudios topográficos, hidrológicos, hidráulicos, de cimentación, de construcción, de tránsito.

El modelo que se toma para el cálculo corresponde a un puente vehicular de 20 metros de luz (L), ancho (w) de ocho metros, con dos carriles de circulación, sustentado por tres vigas longitudinales simplemente apoyadas; el tablero será diseñado con acero de refuerzo perpendicular al tráfico, según lo dispuesto por la norma AASHTO en la sección 3.24.3.1. Las protecciones laterales anti-impacto serán tipo abierta y de hormigón armado.

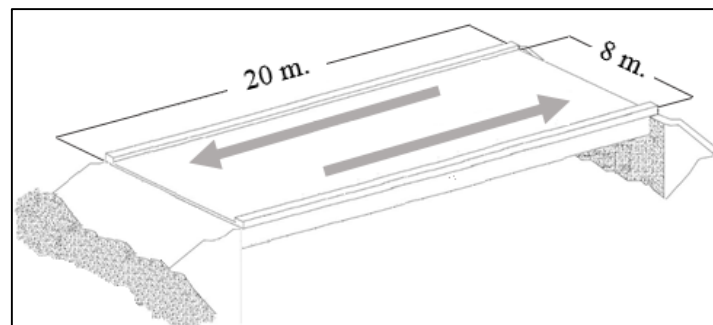


Figura 4.1: Características de puente modelo.

Fuente: Autor.

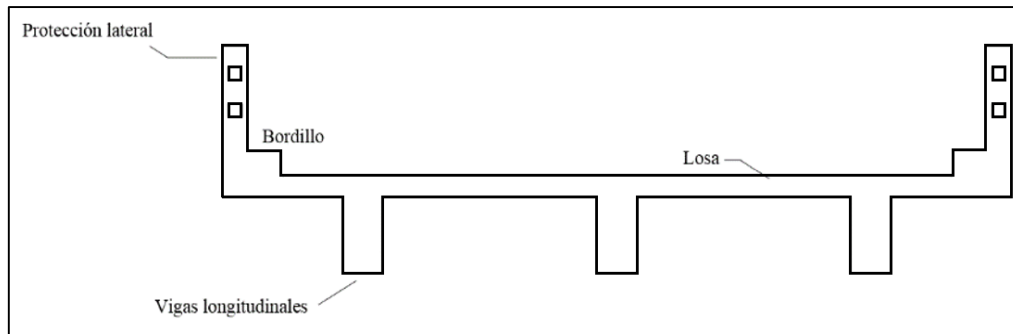


Figura 4.2: Elementos componentes de puente modelo.

Fuente: Autor.

4.1.2 Losa

Se considera además la posibilidad de instalación de capa asfáltico de 0.05 m de espesor.

Debido a lo especificado por la norma AASHTO, los materiales a utilizar tendrán las siguientes características:

Resistencia del hormigón a la compresión (f'_c) = $280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ Mpa}$.

Módulo de elasticidad del hormigón = $4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 24.8 \text{ KN/mm}^2 = 24800 \text{ Mpa}$, Según lo especificado en AASHTO Estándar 8.7.1.

Densidad del hormigón = $2400 \text{ kg/m}^3 = 2.4 \text{ ton/m}^3$.

Límite de fluencia del acero (F_y) = $4200 \text{ kg/cm}^2 = 411.88 \text{ Mpa}$.

Módulo de elasticidad del acero = $200 \text{ KN/mm}^2 = 200000 \text{ Mpa}$.

(AASHTO Estándar, 8.7.2)

Densidad del material asfáltico = $2250 \text{ kg/m}^3 = 2.25 \text{ ton/m}^3$.

4.1.2.1 Cargas

4.1.2.1.1 Cargas muertas

a) Cálculo del peso propio de elementos individuales de protección lateral

Tabla 4.1: Cálculo de peso propio de elementos de protección lateral.

Descripción	a (m)	b (m)	h (m)	γ hormigón (ton)	PESO (ton/m)
Poste	0,25	0,25	1,3	2,4	0,195
2 Vallas	0,2	0,2		2,4	0,192
Bordillo	0,25	0,3		2,4	0,18

Fuente: Autor.

b) Determinación de separación entre vigas S y longitud de voladizo

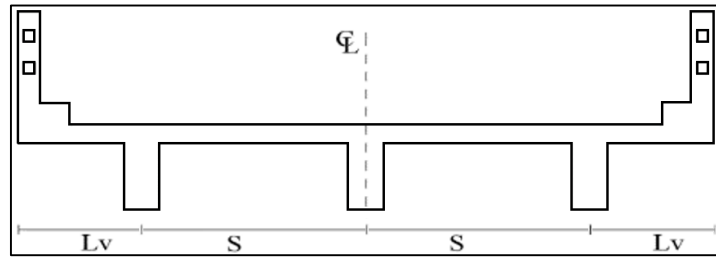


Figura 4.3: Separación entre vigas y longitud de voladizo.

Fuente: Autor.

Para losas monolíticas, la separación entre ejes de vigas y longitud de voladizo, se recomiendan según lo definido en la sección 3.24.1.2 de la norma AASHTO Estándar.

Separación entre ejes de las vigas (S) = 3 m y longitud de voladizo (L_v) = 1 m.

c) Cálculo de longitud efectiva S_e

Condiciones:

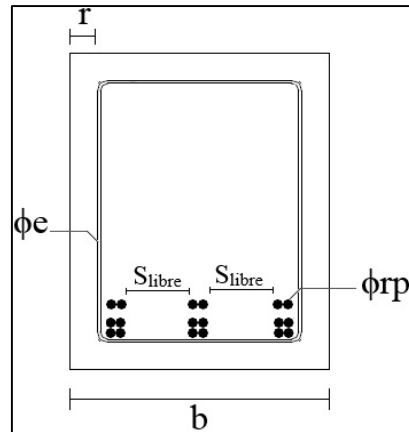


Figura 4.4: Condiciones de refuerzo tentativas en viga longitudinal.

Fuente: Autor.

$$b = 2 * \text{recub.} + 2 * \phi \text{ estribo} + (6+1) * \phi \text{ ref. Principal} + 2 * \text{sep. entre barras} = 0.38 \text{ m.}$$

$$b = 2 * 0.04 + 2 * 0.012 + ((6+1) * 0.025) + 2 * 0.05 = 0.38 \text{ m.}$$

El valor constructivo del ancho de viga que se adopta es 0.6 m; entonces el valor de la longitud efectiva, S_{libre} , se determina como:

$$S_e = S - b = 3 - 0.6 = 2.4 \text{ m.}$$

d) Cálculo de espesor de la losa

Según lo dispuesto por las especificaciones AASHTO respecto al espesor de losas de hormigón armado, el valor mínimo es de 15 cm. y el valor máximo es de 25 cm.

Además se toma en consideración lo recomendado para losas de puente con refuerzo paralelo al tráfico (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$t_{\min} \geq 1.2 * \frac{Se + 3.05}{30}. \quad (\text{AASHTO Estándar, tabla 2.5.2.6.3 - 1})$$

$$t_{\min} \geq 1.2 * \frac{2.4 + 3.05}{30} = 0.22 \text{ m.}$$

El valor constructivo que se adopta es 0.25 m.

e) Cálculo de peso propio de elementos de losa del puente

Tabla 4.2: Cálculo de peso propio de losa de tablero.

Losa de tablero			
t	γ hormigón	ancho diseño	Peso (ton/m)
0,25	2,4	1	0,6

Fuente: Autor.

Tabla 4.3: Cálculo de peso propio de capa de rodadura.

Capa de rodadura			
E	γ asfalto	ancho diseño	Peso (ton/m)
0,05	2,25	1	0,1125

Fuente: Autor.

Tabla 4.4: Cálculo de peso propio de losa de voladizo.

Losa de voladizo			
t	γ hormigón	ancho diseño	Peso (ton/m)
0,25	2,4	1	0,6

Fuente: Autor.

Tabla 4.5: Cálculo de peso propio de capa de rodadura en voladizo.

Capa de rodadura de voladizo			
t	γ asfalto	ancho diseño	Peso (ton/m)
0,05	2,25	0,45	0,050625

Fuente: Autor.

f) Cálculo de momentos por carga muerta

f.1) Análisis de tramos entre vigas

El valor del momento generado por cargas muertas se cuantifica considerando una faja perpendicular al tráfico de un metro de ancho, mediante la expresión aproximada definida en el Manual del Ingeniero Civil, sección 17 (Frederick S. Merritt, 2004).

$$M_{in} \pm = \frac{q * L^2}{10} \quad (\text{Manual del Ingeniero Civil, sección 17})$$

$M_{in} \pm$ = Momento positivo y negativo en tramos interiores (Ton*m/m).

L = longitud entre eje de vigas = S (m).

q = Peso propio de losa más el peso propio de pavimento (Ton/m).

$$M_{in} \pm = 0.641 \text{ (Ton*m/m)}.$$

f.2) Cálculo de momento negativo en el voladizo

El eje sobre el que se evalúa el efecto de cada una de las cargas corresponde al de la viga exterior; se emplea la siguiente expresión:

$$M_v^- = \sum W_i * x_i$$

M_v^- = Momento negativo en el volado (Ton*m/m).

W_i = Peso de cada uno de los elementos que componen el voladizo (Ton).

X_i = Distancia medida desde el eje de la viga exterior hasta el centro de gravedad de cada uno de los elementos que conforman el volado (m).

Tabla 4.6: Cálculo de momento negativo en voladizo.

Elemento	Carga	x_i	Momento (ton*m/m)
poste	0,195	0,875	0,170625
valla	0,192	0,875	0,168
bordillo	0,18	0,6	0,108
losa de voladizo	0,6	0,5	0,3
rodadura voladizo	0,050625	0,225	0,011390625
			Total = 0,758

Fuente: Autor.

$$M_v^- = 0.76 \text{ (ton*m/m)}.$$

4.1.2.1.2 Cargas vivas

g) Cálculo de momentos por carga viva

g.1) Análisis de tramos entre vigas

Según lo definido por la norma AASHTO en la metodología de diseño ASD, la carga móvil que se emplea corresponde al camión HS 20-44 (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$M_{LL\pm} = \frac{S_e + 0.61}{9.74} * P. \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.3.1})$$

S_e = Longitud efectiva, según la norma AASHTO Estándar sección 3.24.1.2 (m).

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

$$M_{LL\pm} = \frac{2.4 + 0.61}{9.74} * 7.26 = 2.244 \text{ (Ton * m/m)}.$$

$$C_i = 1 + \frac{15.24}{L + 38} \leq 1.3 \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.8.2.1})$$

$$C_i = 1 + \frac{15.24}{19.4 + 38} = 1.267$$

$$M_I = M_{LL} * C_i = 2.244 * 1.27 = 2.849 \text{ (Ton * m/m)}.$$

g.2) Análisis de voladizo

De acuerdo con lo especificado por la norma AASHTO Estándar en la sección 3.24.2.1 y debido a las condiciones del puente que se está diseñando, se evaluará la posición de la máxima excentricidad normal de la carga de rueda.

La expresión para el cálculo del momento producido por la carga móvil asume que la rueda se encuentra ubicada a 0.305 metros, medidos desde la cara interior del bordillo, esta medida forma parte del ancho sobre el que circulan los vehículos (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

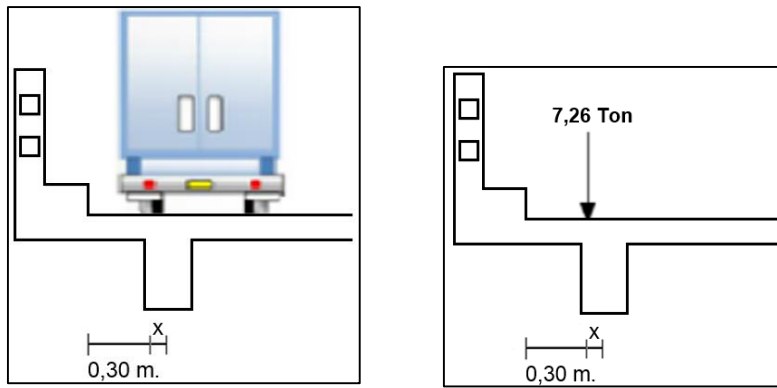


Figura 4.5: Vuelo sobre el tablero.

Fuente: Norma AASHTO Estándar.

$$M_{LL}^- = \frac{P}{E} * X \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.5.1.1})$$

M_{LL}^- = Momento negativo debido a carga viva en el voladizo (Ton*m/m).

P = Carga de rueda de camión de diseño HS 20-44 (Ton).

X = Distancia medida desde el apoyo del volado hasta el punto de aplicación de la carga.

$$X = (1-0.3-0.25)-0.305 = 0.145 \text{ m.}$$

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda.

$$E = 0.8 * X + 1.143. \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.5.1.1})$$

$$E = 0.8 * 0.145 + 1.143 = 1.259 \text{ m.}$$

Tabla 4.7: Cálculo de momento generado por carga viva en voladizo.

Vuelo sobre el tablero(m)	L. voladizo (m)	P (ton)	E	M (ton*m/m)
0,305	1	7,26	1,259	0,836

Fuente: Autor.

h) Combinaciones de carga

El momento solicitante es igual a la suma del momento generado por la acción de la carga viva y de la carga generada por el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales del puente, considerando factores de impacto y de mayoración:

$$M_u = \gamma * (\beta_D * M_D + \beta_{(LL+I)} * M_{(LL+I)}). \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.2.1})$$

$$\gamma = 1.3.$$

$\beta_D = 1.0$ para elementos a tensión y compresión.

$\beta_{(LL+I)} = 1.67$ para posición normal de carga de camión.

D = Carga muerta.

L = Carga viva.

I = factor de impacto.

h.1) Cálculo de momento último en tramos interiores

Se deben tomar en consideración los literales (f.1) y (g.1).

$$M_u = 1.3 * (1 * 0.64 + 1.67 * 2.85) = 7.02 \text{ (ton*m/m)}.$$

h.2) Cálculo de momento último en volado

Para este análisis se consideran los literales (f.2) y (g.2).

$$M_u = 1.3 * (1 * 0.758 + 1.67 * 0.836) = 2.8 \text{ (ton*m/m)}.$$

4.1.2.2 Diseño de losa

i) Diseño de acero de refuerzo

El cálculo de la cantidad de acero de refuerzo se define para un ancho igual a la unidad; además el recubrimiento mínimo inferior será de 0.03 metros, de esta manera se cumple con lo descrito por el artículo 8.22 de la norma AASHTO Estándar (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

i.1) Diseño de acero de refuerzo en tramos centrales

El acero de refuerzo se diseña a flexión; las expresiones que cuantifican el área de acero en función del momento último, parten de la definición del coeficiente para cálculo de refuerzo, según lo expresado por la norma AASHTO Estándar en el Artículo 8.17 (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$k = \frac{M_u * 10^5}{\phi * b * d^2 * f'_c}$$

K = Coeficiente para el cálculo del refuerzo.

Mu = Momento ultimo de flexión (kg*cm/cm).

$\phi = 0,90$ (Factor de reducción de capacidad de carga, para elementos a flexión).

b = Ancho del elemento a flexión; b = 1 m.

d = Altura efectiva. (0.25-0.03= 0.22 m).

$$k = \frac{5.7 * 10^5}{0.9 * 100 * 22^2 * 280} = 0.0576$$

El índice de refuerzo se determina según la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36 * K}}{1.18} = 0.0596$$

$$p = \frac{w * f}{F_y} = 0.00398$$

Cálculo de acero de refuerzo principal perpendicular al tráfico

$$A_{Sp} = p * b * d = 8.748 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Cálculo de armadura mínima

$$A_{S_{\min}} = \frac{14 * b * d}{F_y} = 7.33 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$A_{Sp} = 8.75 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{S \text{ mín}} = 7.33 \text{ cm}^2/\text{m}$; se adopta $8.75 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Resumen de diseño de acero de refuerzo principal

1 ϕ 14 mm @ 16 cm.

Cálculo de acero de distribución

Para garantizar una distribución uniforme de las cargas sobre la totalidad de la estructura y evitar la formación de fisuras, este acero se coloca en la parte inferior y superior del tablero en la dirección paralela al tráfico.

$$A_{Sd} = \% A_{Sp}$$

$$\% = \frac{121}{\sqrt{Se}} \leq 67\% \quad (\text{AASHTO Estándar, 3.24.10.2})$$

A_{Sp} = Área del acero principal (cm^2).

A_{Sd} = Área del acero de distribución (cm^2).

S_e = Separación entre ejes de vías (m).

$$\% = \frac{121}{\sqrt{2.4}} = 78.11 \leq 67\%.$$

$$A_{Sd} = 67\% * 7.697 = 5.157 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Resumen de diseño de acero de distribución

1 ϕ 10mm @ 15 cm.

Cálculo de acero por temperatura

Según lo definido por la norma AASHTO Estándar en la sección 8.20.1, para evitar la formación de fisuras por retracción térmica es necesario colocar acero que minimice el efecto de la variación térmica, además el ACI define la cantidad mínima de acero por temperatura (American Concrete Institute).

$$A_{S_{temp}} = 0.002 * b * d = 4.4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{AASHTO Estándar, 8.20.1.1})$$

$A_{S_{temp}}$ = Área mínima de acero de refuerzo por variación de temperatura.

b = Ancho de faja (cm).

d = Distancia medida desde la fibra extrema en compresión de la losa hasta el centroide del refuerzo (m).

Resumen de diseño de acero por temperatura

1 ϕ 12mm @ 25 cm.

i.2) Diseño de acero de refuerzo en voladizo

Según lo expresado por la norma AASHTO Estándar en el Artículo 8.17, el porcentaje de acero de refuerzo calculado es (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001):

$$p = 0.00155$$

Cálculo de acero de refuerzo principal

$$A_{Sp} = p * b * d = 3.42 \text{ (cm}^2/\text{m)}.$$

Cálculo de armadura mínima

$$A_{s_{\min}} = \frac{14 * b * d}{F_y} = 7.33 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Evaluación de área mínima de acero

$$A_{s_p} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s_{\min}} = 7.33 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Para este caso se adopta el valor de área de acero mínimo, es decir, 7.33cm²/m.

Resumen de acero de refuerzo del voladizo

1 ϕ 14mm @ 20 cm (Perpendicular al tráfico).

4.1.3 Vigas

De acuerdo con la norma AASHTO Estándar, la luz de cálculo corresponde a la longitud medida desde la línea central de un apoyo a otro en el sentido del tráfico (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$L_{\text{cálculo}} = 19.4 \text{ m}.$$

4.1.3.1 Cargas**4.1.3.1.1 Cargas muertas****Cálculo de peso propio de viga**

$$P. \text{ propio de viga} = h_{\text{viga}} * b_{\text{viga}} * \text{densidad del hormigón} = 1.1 * 0.6 * 2.4 = 1.584 \text{ ton/m}.$$

Cálculo de ancho de losa colaborante para vigas (AASHTO Estándar 8.10.1.1)

Según las restricciones de la norma, el ancho efectivo de la losa debe adoptar el menor de los siguientes posibles valores.

$$A. \text{ e. total de la losa} <= L/4: \quad (\text{AASHTO Estándar, 8.10.1.1})$$

L= Longitud de cálculo del puente.

$$L/4 = 19.4/4 = 4.85\text{m}.$$

$$A.e \text{ del ala que sobresale a cada lado del alma} <= 6 * t. \quad (\text{AASHTO Estándar, 8.10.1.1})$$

t = espesor de la losa (m):

$$6*t = 6*0.25 = 1.5\text{m}.$$

A.e del ala que sobresale a cada lado del alma $\leq 0.5 * S_e$ (AASHTO Estándar, 8.10.1.1)

S_e = longitud libre medida entre vigas:

$$0.5 * S_e = 0.5 * 2.4 = 1.2 \text{ m.}$$

P. propio de losa = $(2 * \text{Ancho efectivo escogido} + b \text{ de viga}) * t * \text{densidad del hormigón.}$

$$P. \text{ propio de losa} = (2 * 1.2 + 0.6) * 0.25 * 2.4 = 1.8 \text{ ton/m.}$$

Cálculo de peso propio de elementos no estructurales

$$PP \text{ pasillo} = \frac{2 * (\text{Á. pasillo} * \gamma \text{ horm})}{N \text{ vigas}} = \frac{2 * (0.075 * 2.4)}{3} = 0.12 \text{ ton/m}$$

$$PP \text{ pavim} = \frac{(e. \text{ pav} * b \text{ pavim} * \gamma \text{ horm})}{N \text{ vigas}} = \frac{0.05 * 6.9 * 2.4}{3} = 0.26 \text{ ton/m}$$

$$PP \text{ baranda} = \frac{2 * (\text{Á baran} * \gamma \text{ horm})}{N \text{ vigas}} = \frac{2 * (0.103 * 2.4)}{3} = 0.16 \text{ ton/m}$$

Cálculo de esfuerzos provocados por carga permanente

$$\text{momento por peso propio de elemento} = \frac{(\text{qelemento} * l^2)}{8}$$

M. por PP de viga (Ton*m/m)	M. por PP de losa (Ton*m/m)	M. por PP pasillo (Ton*m/m)	M. por PP pavimento (Ton*m/m)	M. por PP baranda (Ton*m/m)
74.52	84,681	5,645	12,18	7,72

$$\text{corte por peso propio elemento} = \frac{(\text{qelemento} * l)}{2}$$

V. por PP de viga	V. por PP de losa	V. por PP pasillo	V. por PP pavimento	V. por PP baranda
15.36 (Ton)	17,46 (Ton)	1,164 (Ton)	2,51 (Ton)	1,591 (Ton)

4.1.3.1.2 Cargas vivas

Cálculo de momento máximo de flexión en viga

De acuerdo con lo descrito en el teorema de Barré, los efectos de la resultante del camión HS20-44 sobre una viga simplemente apoyada se pueden evaluar de la siguiente manera.

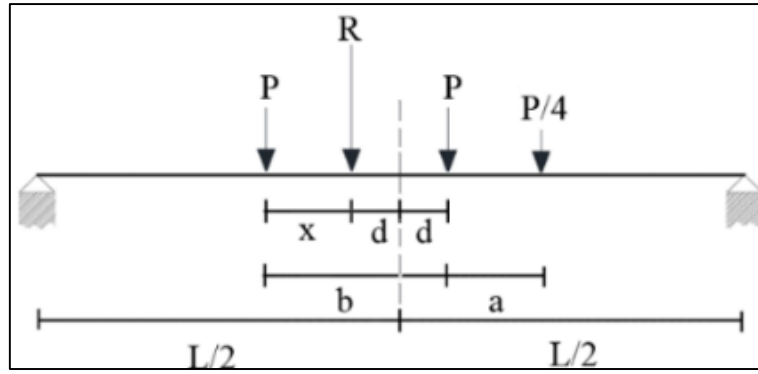


Figura 4.6: Carga de camión HS 20-44 para cálculo de momento máximo.

Fuente: Autor.

$P = 7.26$ (Ton).

$a = 4.27$ (m).

$b = 4.27$ (m), ó 9.14 (m).

El valor del momento en el punto donde se produce la mayor sollicitación está determinado por la siguiente expresión:

$$M_{\text{máx}} = \frac{2.25 * P}{L} * \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{6} \right)^2 - \frac{P}{4} * a = 60.276 \text{ (ton * m)}$$

Cálculo de corte máximo debido a carga HS 20-44

El corte máximo resulta de la reacción que se produce al ubicar la carga de 7.26 ton en el apoyo extremo.

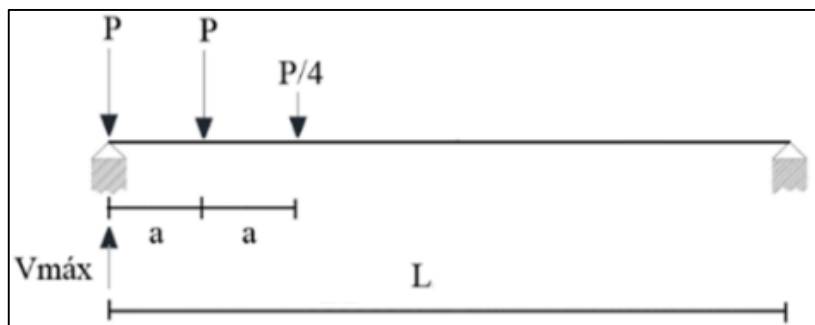


Figura 4.7: Cortante máximo debido a carga de camión HS 20-44.

Fuente: Autor.

$$V_{\text{máx}} = P * \left(2.25 - 1.5 * \frac{a}{L} \right) = 13.938 \text{ (Ton)}.$$

Factor de distribución (F_D) o factor de rueda (F_R) (AASHTO Estándar, 3.23.2.2)

El factor de rueda según lo especificado por la norma AASHTO en la tabla 3.23.1 “Concrete T-Beams, Bridge designed for two or more traffic lanes” (Officials, Standard Specifications 17th Edition - 2002, 2001).

$$S \geq 3,05\text{m}$$

$$F_R = S/1,829 = 1.639 \quad (\text{AASHTO Estándar, tabla 3.23.1})$$

$$F_D = F_R = 1.64$$

Cálculo de momento y cortante en viga interior generado por la acción de carga viva

$$M_{LL} = M_{\text{máz}} * C_{MOP} * C_R * C_I * C_{DI} = 60.28 * 1.2 * 1.0 * 1.27 * 1.64 = 150.65 \text{ ton*m}$$

$$V_{LL} = V_{\text{máz}} * C_{MOP} * C_R * C_I * C_{DI} = 13.94 * 1.2 * 1.0 * 1.27 * 1.64 = 34.84 \text{ ton.}$$

$C_{MOP} = 1.2$ (Coeficiente MOP).

$C_R = 1$ (Coeficiente de reducción para dos vías). (AASHTO Estándar, 3.12.1)

$C_I = 1.27$ Coeficiente de impacto). (AASHTO Estándar, 3.8.2.1)

$C_{DI} = 1.64$ (F. de rueda, o F. de distribución). (AASHTO Estándar, tabla 3.23.2.2)

Cálculo de momento y corte en viga exterior generado por la acción de carga viva

$$M_{LL} = M_{\text{máz}} * C_{MOP} * C_R * C_I * C_{DE} = 60.28 * 1.2 * 1.0 * 1.27 * 1.64 = 150.65 \text{ ton*m.}$$

$$V_{LL} = V_{\text{máz}} * C_{MOP} * C_R * C_I * C_{DE} = 13.94 * 1.2 * 1.0 * 1.27 * 1.64 = 34.83 \text{ ton.}$$

Cálculo de esfuerzos

El estado de carga para el cual se diseñan las vigas corresponde a la operación normal del puente (Ministerio de Obras Públicas, 1995).

$$M_{\text{diseño int}} = M. \text{ por PP viga} + M. \text{ por PP losa} + M. \text{ por PP pasillo} + M. \text{ por PP pavimento} + M. \text{ por PP baranda} + M. \text{ por carga vehicular} = 335.38 \text{ ton*m}$$

$$V_{\text{diseño int}} = V. \text{ por PP viga} + V. \text{ por PP losa} + V. \text{ por PP pasillo} + V. \text{ por PP pavimento} + V. \text{ por PP baranda} + V. \text{ por carga vehicular} = 72.93 \text{ ton}$$

$$M_{\text{diseño ext}} = M. \text{ por PP viga} + M. \text{ por PP losa} + M. \text{ por PP pasillo} + M. \text{ por PP pavimento} + M. \text{ por PP baranda} + M. \text{ por carga vehicular} = 335.39 \text{ ton*m}$$

$$V_{\text{diseñoext}} = V. \text{ por PP viga} + V. \text{ por PP losa} + V. \text{ por PP pasillo} + V. \text{ por PP pavimento} + V. \text{ por PP baranda} + V. \text{ por carga vehicular} = 72.93 \text{ ton.}$$

4.1.3.2 Diseño de vigas

j) Diseño a Flexión en vigas interiores

De acuerdo con lo establecido por la norma AASHTO Estándar, en el Apéndice A, sección 5, se debe considerar que el hormigón no resiste esfuerzos a tracción, por tanto:

Cálculo de tensión admisible del acero

$$\sigma_{s.adm} = 0.4 \cdot F_y = 168 \text{ Mpa.} \quad (\text{AASHTO Estándar, 8.15.2.2})$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8 \quad (\text{AASHTO Estándar, 8.15.3.4})$$

n = Coeficiente que relaciona el módulo de elasticidad del acero de refuerzo y el módulo de elasticidad del hormigón.

Diseño de viga

El diseño del refuerzo se realiza según la tabla 3.22.IA, Método ASD.

La posición del eje neutro ($j-j$) se obtiene mediante el valor de x que satisfaga la ecuación:

$$(b_w \cdot f_s) \cdot x^3 - (3b_w \cdot d \cdot f_s) \cdot x^2 - (3 \cdot (b_{losa} - b_w) \cdot (2d - e_L) \cdot e_L \cdot f_s + 6 \cdot n \cdot M_{SOL}) \cdot x + ((b_{losa} - b_w) \cdot (3d - 2e_L) \cdot e_L^2 \cdot f_s + 6 \cdot n \cdot M_{SOL} \cdot d) = 0$$

$b_w = 600 \text{ mm.}$ (Ancho de la viga).

$b_{losa} = (A \cdot e \cdot 2) + 0.6 = 3000 \text{ mm.}$

f_s (tensión admisible del acero, para producir falla dúctil) = 168 Mpa.

$d = 1300 \text{ mm.}$ (Altura útil de viga).

e_L = espesor de losa = 250 mm.

$M_{sol} = 3289008908 \text{ (N} \cdot \text{mm/mm)}.$

x = Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción (mm).

Resolviendo la ecuación y despejando x , se obtiene; $x = 297.86 \text{ mm} = 29.79 \text{ cm.}$

Cálculo de área de acero

$$C1 = \frac{f_s * b * e_{losa}}{2n} * \left(\frac{2 * x - e_{losa}}{d - x} \right) = 2716816.53$$

$$C2 = \frac{f_s * b * e_{losa}}{2n} * \left(\frac{(x - e_{losa})^2}{d - x} \right) = 14402.69$$

C1 = Fuerza de compresión producida por la colaboración de la losa.

C2 = Fuerza de compresión producida por la sección de la viga que posee el acho del alma.

$$A_s = \frac{C1 + C2}{f_s} = \frac{2716816.23 + 14402.69}{168} = 162.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14 * b_w * d}{F_y} = \frac{14 * 600 * 1300}{4200} = 2600 \text{ mm}^2 = 26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 194.49 \text{ cm}^2 \geq A_s \text{ mín.} = 26 \text{ cm}^2 \quad \text{Sí Cumple}$$

Resumen de diseño de acero refuerzo por flexión

19 ϕ 30 mm + 7 ϕ 28 mm. Distribuidas en tres filas.

k) Diseño a corte en vigas interiores

Según lo especificado por ACI 99, en el Apéndice A, en la sección 7.1

Cálculo de esfuerzo de corte de diseño

$$v = \frac{V_d}{b_w * d} = \frac{(72.93 * 9806.65)}{600 * 1300} = 0.92 \text{ Mpa}$$

V_d = Fuerza de corte de diseño en la sección considerada (N).

d = altura útil de la viga (mm).

b_w = ancho del alma (mm).

Cálculo de esfuerzo de corte admisible para el hormigón

De acuerdo con el Apéndice A de la sección 7.4.1 del ACI99, para miembros sujetos a corte y flexión, el esfuerzo de corte soportado por el hormigón V_c , puede ser tomado como $0.09 * \sqrt{f'_c}$ (Mpa), sin embargo un valor más exacto puede ser tomado de la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{12} + 9 * p_w * \frac{b * d}{M} < 0.16 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{ACI99, Sección 7.4.1})$$

$$V_c = 0.09 * \sqrt{f'_c} = 0.09 * \sqrt{28} = 0.48 \text{ Mpa}$$

Cálculo de área de acero por cortante

De acuerdo con el ACI 99, Apéndice A, en la sección 7.5.6.2, cuando la tensión de corte de diseño, v , exceda el valor de la tensión de corte soportada por el hormigón, V_c , debe proveerse de acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{(v - v_c) * b_w * s}{f_s} = \frac{(0.917 - 0.48) * 600 * 200}{168} = 3.14 \text{ cm}^2$$

v = esfuerzo de corte.

V_c = esfuerzo de corte admisible.

b_w = ancho de viga (mm).

s = espaciamiento entre refuerzo (200mm).

f_s = (tensión admisible del acero, para producir falla dúctil) = 168 Mpa.

Resumen de diseño de acero refuerzo por corte

1 ϕ 16 mm @ 20 cm.

m) Diseño a Flexión en vigas exteriores

De acuerdo con lo establecido por la norma AASHTO Estándar, en el Apéndice A, sección 5, se debe considerar que el hormigón no resiste esfuerzos a tracción, por tanto:

Cálculo de tensión admisible del acero

$$\sigma_{s.adm} = 0.4 * F_y = 168 \text{ Mpa.} \quad (\text{AASHTO Estándar, 8.15.2.2})$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8 \quad (\text{AASHTO Estándar, 8.15.3.4})$$

n = Coeficiente que relaciona el módulo de elasticidad del acero de refuerzo y el módulo de elasticidad del hormigón.

Diseño de viga

El diseño del refuerzo se realiza según la tabla 3.22.IA, Método ASD.

La posición del eje neutro (j-j) se obtiene mediante el valor de x que satisfaga la ecuación:

$$(b_w * f_s) * x^3 - (3b_w * d * f_s) * x^2 - (3 * (b_{losa} - b_w) * (2d - e_L) * e_L * f_s + 6 * n * M_{SOL}) * x + ((b_{losa} - b_w) * (3d - 2e_L) * e_L^2 * f_s + 6 * n * M_{SOL} * d) = 0$$

$b_w = 600$ mm. (Ancho de la viga).

$$b_{losa} = (A * e^2) + 0.6 = 3000 \text{ mm.}$$

f_s (tensión admisible del acero, para producir falla dúctil) = 168 Mpa.

$d = 1300$ mm. (Altura útil de viga).

e_L = espesor de losa = 250 mm.

$$M_{sol} = 3289008908 \text{ (N*mm/mm)}.$$

x = Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción (mm).

Resolviendo la ecuación y despejando x, se obtiene; $x = 297.86 \text{ mm} = 29.79 \text{ cm}$.

Cálculo de área de acero

$$C1 = \frac{f_s * b * e_{losa}}{2n} * \left(\frac{2 * x - e_{losa}}{d - x} \right) = 2716816.53$$

$$C2 = \frac{f_s * b * e_{losa}}{2n} * \left(\frac{(x - e_{losa})^2}{d - x} \right) = 14402.69$$

$C1$ = Fuerza de compresión producida por la colaboración de la losa.

$C2$ = Fuerza de compresión producida por la sección de la viga que posee el ancho del alma.

$$A_s = \frac{C1 + C2}{f_s} = \frac{2716816.23 + 14402.69}{168} = 162.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14 * b_w * d}{F_y} = \frac{14 * 600 * 1300}{4200} = 2600 \text{ mm}^2 = 26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 194.49 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ mín.}} = 26 \text{ cm}^2 \quad \text{Sí Cumple}$$

Resumen de diseño de acero refuerzo por flexión

19 ϕ 30 mm + 7 ϕ 28 mm. Distribuidas en tres filas.

n) Diseño a corte en vigas exteriores (Según lo especificado por ACI 99)

Según lo especificado por ACI 99, en el Apéndice A, en la sección 7.1

Cálculo de esfuerzo de corte de diseño

$$v = \frac{V_d}{b_w * d} = \frac{(72.93 * 9806.65)}{600 * 1300} = 0.92 \text{ Mpa}$$

V_d = Fuerza de corte de diseño en la sección considerada (N).

d = altura útil de la viga (mm).

b_w = ancho del alma (mm).

Cálculo de esfuerzo de corte admisible para el hormigón

De acuerdo con el Apéndice A de la sección 7.4.1 del ACI99, para miembros sujetos a corte y flexión, el esfuerzo de corte soportado por el hormigón V_c , puede ser tomado como $0.09 * \sqrt{f'_c}$ (Mpa), sin embargo un valor más exacto puede ser tomado de la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{12} + 9 * p_w * \frac{b * d}{M} < 0.16 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{ACI99, Sección 7.4.1})$$

$$V_c = 0.09 * \sqrt{f'_c} = 0.09 * \sqrt{28} = 0.48 \text{ Mpa}$$

Cálculo de área de acero por cortante

De acuerdo con el ACI 99, Apéndice A, en la sección 7.5.6.2, cuando la tensión de corte de diseño, v , exceda el valor de la tensión de corte soportada por el hormigón, V_c , debe proveerse de acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{(v - v_c) * b_w * s}{f_s} = \frac{(0.917 - 0.48) * 600 * 200}{168} = 3.14 \text{ cm}^2$$

v = esfuerzo de corte.

V_c = esfuerzo de corte admisible.

b_w = ancho de viga (mm).

s = espaciamiento entre refuerzo (200mm).

f_s = (tensión admisible del acero, para producir falla dúctil) = 168 Mpa.

Resumen de diseño de acero refuerzo por corte

1 ϕ 16 mm @ 20 cm.

4.2 Diseño por método LRFD

4.2.1 Pre-diseño

Las condiciones y aspectos generales del puente son los correspondientes al modelo previamente utilizado, es decir, 20 metros de luz (L), ancho (w) de ocho metros, con dos carriles de circulación, sustentado por tres vigas longitudinales simplemente apoyadas. Los materiales tendrán las características anteriormente definidas.

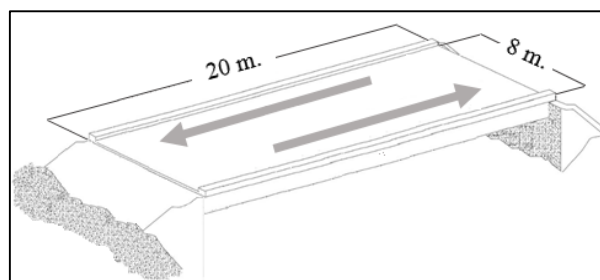


Figura 4.8: Características de puente modelo.

Fuente: Autor.

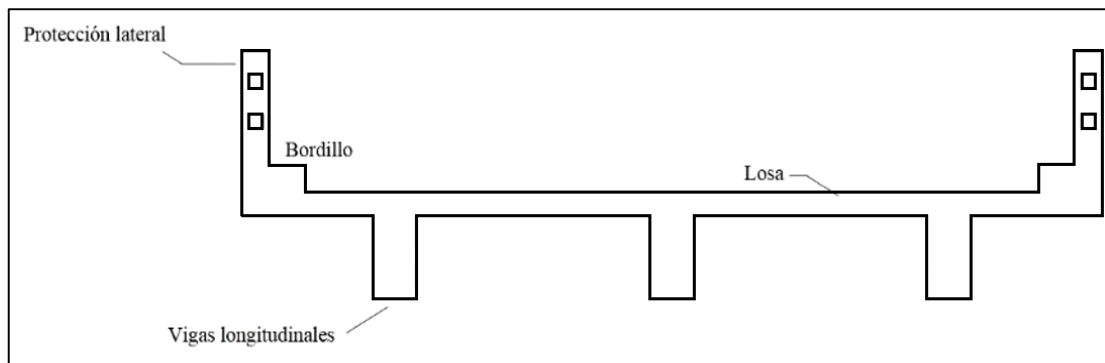


Figura 4.9: Elementos componentes de puente modelo.

Fuente: Autor.

4.2.2 Losa

El diseño de la losa se desarrollará en función de los procedimientos y recomendaciones de cálculo definidos en la metodología LRFD de la norma AASHTO, se considera además la posibilidad de instalación de capa asfáltico de 0.05 m de espesor.

Debido a lo especificado por la norma AASHTO: en el tablero, la disposición del acero de refuerzo es perpendicular al tráfico, es decir, la losa trabaja en el sentido corto.

Además la longitud de voladizo será de 1,00 m., la separación entre ejes de vigas (S) será de 3,00 m., la separación libre entre vigas (Se) será de 2,60 m., el ancho de vigas (b) será de 0,60 m. y el espesor de losa de puente (t) será de 0,25 m.

4.2.2.1 Cargas

4.2.2.1.1 Cargas muertas en voladizo

Tabla 4.8: Cálculo de peso propio de elementos de voladizo.

Descripción	a	b	L	γ hormig.	PESO	P. (N/mm)	Xi (mm)	Xi(m)	P*xi (Ton*m)
poste	0,25	0,25	1,3	2,4	0,195	1,9122	875	0,875	0,1706
valla	0,2	0,2	1	2,4	0,192	1,882	875	0,875	0,168
bordillo	0,25	0,3	1	2,4	0,18	1,77	650	0,65	0,117
losa en vol.	0,55	0,25		2,4	0,27	2.65	0,55	0,45	0,1215
Pav. en vol.	0,55	0,05		2,4	0,054	0,5295	0,275	0,225	0,012

Fuente: Autor.

Cálculo de momento en el voladizo producido por la acción de cargas permanentes, no se considera la sollicitación generada por la carga de pavimento.

$$M_{DL} = 0.17 + 0.168 + 0.117 + 0.1215 = 0.577 \text{ Ton*m/m.}$$

Cálculo de momento en el voladizo producido por la acción de la carga de pavimento.

$$M_{DL} = 0.012 \text{ Ton*m/m.}$$

4.2.2.1.2 Carga viva

De acuerdo con el artículo 3.6.1.3 de la norma AASHTO LRFD, la carga de rueda debe ubicarse a 0,3 metros medidos desde la cara interior del bordillo:

$$E = 0.833 * X + 1.14 \quad (\text{AASHTO LRFD, tabla 4.6.2.1.3-1})$$

$X = 0.25$ (Distancia medida desde el eje de la viga exterior hasta donde la carga P genera mayor sollicitación en el voladizo).

$$E = 1.348$$

$$M_{LL} = \frac{P}{E} * X \quad (\text{AASHTO LRFD, 3.6.1.1.2})$$

$M_{LL} =$ Momento en voladizo (Ton*m).

$$P = 7.398 \text{ Ton.}$$

$$M_{LL-} = 1.37 \text{ (Ton * m)}$$

Considerando un incremento por carga dinámica.

$$M_{LL-} = 1.37 * 1.33 = 1.824 \text{ (Ton * m)} \quad (\text{AASHTO LRFD, 3.6.2})$$

4.2.2.2 Acero de refuerzo en voladizo

La norma AASHTO plantea la siguiente expresión:

$$U = \sum \eta_i \gamma_i = \eta \gamma_p DC + \eta \gamma_p DW + \eta * 1.75 (LL + IM). \quad (\text{AASHTO LRFD, 3.4.1-1})$$

$\eta_p = 1,00$ (factor de ductilidad, según lo especificado en el artículo 1.3.3).

$\eta_R = 1,00$ (Factor de redundancia, según lo especificado en el artículo 1.3.4).

$\eta_i = 1,00$ (factor de importancia, según lo especificado en el artículo 1.3.5).

$\gamma_p =$ valor máximo 1,25; valor mínimo 0.9 (Para efectos de carga muerta generada por la protección lateral y losa del tablero).

$\gamma_p = 1.5$ (Para efectos de carga muerta generada por la capa de rodadura).

$\gamma_p = 1.75$ (Para efectos de carga viva generada por la acción de vehículos de diseño, también para efectos de impacto).

η	γ_p	γ_p	γ_p	M_{DL} (Ton*m/m)	M_{DL} (Ton*m/m)	M_{LL} (Ton*m/m)	$M.$ solicitante (Ton*m/m)
1,0	1,25	1,5	1,75	0.577	0.012	1.824	3.93

Cálculo de cuantía máxima

Según lo descrito por la norma AASHTO LRFD en el Apéndice III-A:

$$P_{\text{máx}} = 0.75 * P_{\text{balanceada}}$$

$$P_{\text{balanceada}} = 0.85 * \beta \frac{f'_c}{F_y} * \frac{6300}{6300 + F_y}$$

$$\beta = 0.85$$

(ACI 318 2005, 10.2.7.3)

f'_c	F_y	B	P balanceada	P máx
280	4200	0,85	0,0289	0,0216

Cálculo de área de acero máximo

$$A_{s_{\text{máx}}} = P_{\text{máx}} * b * d = 0.021675 * 1000 * 210 = 45.52 \text{ cm}^2.$$

b = Ancho de diseño de la losa.

d = Altura útil de la losa, se usa recubrimiento superior de 0.4 cm.

Cálculo de momento nominal máximo

$$a = \left(\frac{A_{s_{\max}} * F_y}{f'_c * 0.85 * b_{\text{efectivo}}} \right) = 80.33 \text{ (mm)}$$

$$M_{n_{\max}} = A_{s_{\max}} * F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 267332243 \text{ (N * mm)}$$

Comprobación

Si cumple

$$M_{n_{\max}} = 267332243 \text{ (N*mm)} > M_{\text{solicitante}} = 38909797 \text{ (N*mm)}$$

Por tanto la viga necesita armadura a tracción.

Cálculo de área de acero necesaria

Se debe establecer el valor de la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos “a” de tal manera que el área de acero calculada sea la correcta.

$$A_s = \left(\frac{\frac{M_{\text{sol}}}{\phi}}{F_y \left(d - \frac{a_{\text{impuesto}}}{2} \right)} \right) = \left(\frac{\frac{38909797}{0.9}}{420 \left(210 - \frac{8.75}{2} \right)} \right) = 5 \text{ cm}^2$$

$$a_{\text{calculado}} = \left(\frac{500.698 * 420}{28 * 0.85 * 1000} \right) = 8.75 \text{ (mm)}$$

Cálculo de área de acero mínima

De acuerdo a la sección 10.5.1 del ACI 318 2005, el área mínima de acero se determina mediante la siguiente expresión; además se debe cumplir que:

$$A_{s_{\text{escogida}}} > \left(\frac{14 * b_w * d}{F_y} \right)$$

$$5 \text{ (cm}^2\text{)} < 6 \text{ (cm}^2\text{)}; \text{ por tanto se adopta a } 6 \text{ cm}^2 \text{ como área de acero.}$$

Resumen de acero de refuerzo

1 ϕ 14 mm @ 25 cm.

4.2.2.3 Tramos interiores

Los tramos intermedios de losa, medidos de centro a centro de viga en sentido transversal, se diseñarán de acuerdo con el método empírico, descrito en el artículo 9.7.2 de la norma AASHTO LRFD (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

La norma define como requisito lo siguiente: (AASHTO LRFD, 9.7.2.4)

- Los componentes de apoyo son de hormigón. Si cumple
- El tablero se funde totalmente en sitio y se cura con agua. Si cumple
- La altura del tablero es uniforme Si cumple
- La relación entre la longitud efectiva y la altura de diseño es menor o igual que 18,0 y mayor o igual que 6,0.

$$S_e = S - \frac{B_{ls} - B_a}{2} = 3000 - \frac{3000 - 600}{2} = 1800$$

$$\frac{S_e}{e_{losa}} = \frac{1800}{250} = 7.2 \quad \text{Si cumple}$$

- La altura del núcleo de la losa es mayor o igual que 100 mm. Si cumple
- De acuerdo con lo especificado en el Artículo 9.7.2.3, la longitud efectiva, es menor o igual que 4100 mm. Si cumple
- La altura mínima de la losa es mayor o igual que 175 mm, sin considerar la superficie sacrificable cuando corresponda. Si cumple
- La resistencia a la compresión del hormigón del tablero es mayor o igual que 28,0 MPa. Si cumple
- El tablero trabaja de forma conjunta con los componentes estructurales sobre los cuales se apoya. Si cumple

Según el artículo 9.7.2.5 de la norma AASSTO LRFD, la mínima cantidad de armadura es 0,57 mm²/mm de acero para cada capa inferior y de 0.380 mm²/mm de acero para cada capa superior, el espaciamiento no deberá ser superior a 450 mm., y el acero de refuerzo debe tener una resistencia superior o igual a 420 Mpa.

El espaciamiento del acero de refuerzo para la capa exterior, cuando se utilice acero de refuerzo de 10 mm de diámetro, es:

$$\text{Espaciamiento} = \frac{79 \text{ mm}^2}{0.38 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 207.89 \text{ mm}$$

El espaciamiento del acero de refuerzo para la capa interior, cuando se utilice acero de refuerzo de 16 mm de diámetro, es:

$$\text{Espaciamiento} = \frac{201 \text{ mm}^2}{0.57 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 352.63 \text{ mm}$$

Resumen de acero de refuerzo en capas exteriores

1 ϕ 10 mm @ 20 cm.

Resumen de acero de refuerzo en capas interiores

1 ϕ 16 mm @ 20 cm.

4.2.3 Vigas

Las características de los materiales que conforman la viga y las características geométricas serán tomadas de los análisis anteriormente realizados.

Altura de viga (h_{viga}) = 1,10 m.

Altura de losa (e_{losa}) = 0,25 m.

Ancho de viga (b_w) = 0,60 m.

4.2.3.1 Cargas

4.2.3.1.1 Cargas muertas

a) Cálculo de cargas permanentes

Peso propio de vigas

h viga (restado elosa)	b viga	$\gamma_{\text{Hormigón}}$	Peso (Ton/m)
1,10	0,6	2,4	1.584

Peso propio de losa para viga interior

Conforme lo descrito por la sección 4.6.2.6 de la norma AASHTO LRFD, el ancho efectivo de losa para vigas interiores deberá ser el menor valor entre:

Un cuarto de la luz efectiva de la viga, doce veces el espesor de la losa más el ancho del alma de la viga, o el espaciamiento promedio entre vigas adyacentes.

1/4 Luz efectiva de viga	(12*elosa)+bw	Slibre promedio	A efectivo menor
4,85	3,6	3	3

Por tanto, el peso propio generado por la acción de la losa para la viga interior es:

γ Hormigón	elosa	A efectivo menor	PP losa (Ton/m)
2,4	0.25	3	1.8

Peso propio de losa para viga exterior

Para vigas exteriores, el ancho efectivo de losa deberá ser la mitad del ancho efectivo adyacente más el menor valor de:

La octava parte de la luz efectiva de la viga, seis veces el espesor de la losa más la mitad del ancho del alma de la viga, o el ancho del volado.

A efectivo adyacente	L/8	(6*elosa)+(bw/2)	voladizo	A efectivo
3	2.425	1.8	1	2.5

Por tanto, el peso propio generado por la acción de la losa para la viga exterior es:

γ Hormigón	elosa	A efectivo menor	PP losa (Ton/m)
2,4	0.25	2.5	1.5

Peso propio de elementos estructurales

$$PP \text{ elemento} = \frac{2 * (A \text{ elemento} * P. \text{específico de hormigón})}{N \text{ vigas}}$$

PP bordillo = 0.12 (Ton/m).

PP baranda = 0.033 (Ton/m).

PP pavimento= 0.259 (Ton/m).

b) Cálculo de solicitaciones debidas a carga permanente

Cálculo de momento por PP de elementos estructurales y no estructurales

$$MPP_{\text{elemento}} = \frac{q * l^2}{8}.$$

MPP viga = 74.51 (Ton*m/m).

MPP losa para viga interior = 84.68 (Ton*m/m).

MPP losa para viga exterior = 70.57 (Ton*m/m).

MPP bordillo= 5.65 (Ton*m/m).

MPP pavimento= 12.17 (Ton*m/m).

MPP baranda = 1.55 (Ton*m/m).

Cálculo de cortante por PP de elementos estructurales y no estructurales

$$VPPviga = \frac{q * l}{2}.$$

VPP viga = 15.36 (Ton).

VPP losa para viga interior = 17.46 (Ton).

VPP losa para viga exterior = 14.55 (Ton).

VPP bordillo = 1.16 (Ton).

VPP pavimento = 2.51 (Ton).

VPP baranda = 0.321 (Ton).

c) Resumen de momentos y cortante para viga interior y viga exterior

MOMENTO DC	
interior (Ton*m)	exterior (Ton*m)
180.26	163.089

CORTANTE DC	
Interior (Ton)	exterior (Ton)
37,29	33,96

d) Resumen de momento y cortante generados por la acción del pavimento

PAVIMENTO DW	
Minterior (Ton*m)	Mext. (Ton*m)
12.173	12.173

PAVIMENTO DW	
VInterior (Ton)	Vext. (Ton)
2.51	2.51

4.2.3.1.2 Esfuerzos máximos por acción de carga vertical HL-93

a) Cálculo de momentos máximos

Las características del camión de diseño, están definidas por la metodología de diseño LRFD.

P = 7,398 (Ton).

a= 4,30 m (Distancia entre ejes).

b = 4,30 m. ó 9,00 m. (Distancia variable entre ejes).

El camión de diseño debe estar ubicado de tal manera que produzca la mayor sollicitación, por ello se asume que a = b = 4,30 m.

$$M_{LL \text{ máx}} = \frac{2.241 * P}{L} * \left(\frac{L}{2} - 0.169 * a \right)^2 - 0.241 * P * a = 61.15 \text{ (Ton * m)}$$

Teniendo en cuenta el incremento por carga dinámica.

$$M_{LL \text{ máx}} \text{ por carga viva} = M_{\text{máx}} * 1,3 = 81.32 \text{ (Ton)}. \quad (\text{AASHTO LRFD, 3.6.2})$$

b) Cálculo de cortante máximo

$$V_{LL} = P * \left(2.25 - 1.5 * \frac{a}{L} \right) = 7.398 * \left(2.25 - 1.5 * \frac{4.3}{19.4} \right) = 14.19 \text{ (Ton)}$$

Teniendo en cuenta el incremento por carga dinámica.

$$V_{LL} = V_{LL} * 1,33 = 18.87 \text{ (Ton)}. \quad (\text{AASHTO LRFD, 3.6.2})$$

c) Cálculo de esfuerzos por carga de faja

La metodología de diseño LRFD contempla como carga de faja a una carga distribuida denominada como carga HL-93 (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Los coeficientes de distribución se determinan a partir de la carga de rueda del camión de diseño, únicamente se considera la mitad de la magnitud de la carga distribuida q , es decir, $(q/2) = 0.4745 \text{ (Ton/m)}$.

$$M_{\text{carga de faja}} = \frac{q * l^2}{8} = 22.32 \text{ (Ton * m)}.$$

$$V_{\text{carga de faja}} = \frac{q * L}{2} = 4.6 \text{ (Ton * m)}.$$

d) Coeficientes de distribución de momento para viga interior

$$C_{d_{mi}} = 0.79 \quad (\text{AASHTO LRFD, tabla 4.6.2.2.2b-1})$$

e) Coeficientes de distribución de cortante para viga interior

$$C_{d_{ci}} = 2.00 \quad (\text{AASHTO LRFD, tabla 4.6.2.2.2a-1})$$

f) Coeficientes de distribución de momento para viga exterior

$$C_{d_{me}} = 1.37 \quad (\text{AASHTO LRFD, tabla 4.6.2.2.2d-1})$$

g) Coeficientes de distribución de cortante para viga exterior

$$C_{d_{ce}} = 1.37$$

(AASHTO LRFD, tabla 4.6.2.2.2b-1)

Aplicando los coeficientes de factorización y distribución en los cortantes y momentos producidos en las vigas exteriores e interior:

MLL para viga interior		
Momento con inc. Dinámico (1)	mom. Por carga de faja (2)	MLL máx (Ton*m) = (1+2)*1.2*0.79
81,32232413	22,323	98.405

VLL para viga interior		
Cortante con inc. Dinámico (1)	cortante por carga de faja (2)	VLL(Ton) = (1+2)*1.2*2
18,86718804	4,603	56,328

MLL para viga exterior		
Momento con inc. Dinámico (1)	mom. Por carga de faja (2)	MLL máx (Ton*m) = (1+2)*1.2*1.3667
81,32232413	22,323	169.98

VLL para viga exterior		
Cortante con inc. Dinámico (1)	cortante por carga de faja (2)	VLL(Ton) = (1+2)*1.2*1.3667
18,86718804	4,603	38.491

4.2.3.2 Esfuerzos de diseño

$$U = \eta * \gamma_p * DC + \eta * \gamma_p * DW + \eta * 1.75 * (LL + IM) \quad (\text{AASHTO LRFD, tabla 3.4.1-1})$$

Cálculo de momento de diseño para viga interior

η	γ_p	γ_p	γ_p	DC	DW	LL	M _{máxin} Ton*m
1	1,25	1.5	1,75	180.25	12.173	98.4	415.79

Cálculo de momento de diseño para viga exterior

η	γ_p	γ_p	γ_p	DC	DW	LL	M _{máxex} Ton*m
1	1,25	1.5	1,75	183.41	12.173	169.982	519.59

Cálculo de cortante de diseño para viga interior

η	γ_p	γ_p	γ_p	DC	DW	LL	V _{máx} Ton
1	1,25	1.5	1,75	41.48	2.51	56.33	148.95

Cálculo de cortante de diseño para viga exterior

η	γ_p	γ_p	γ_p	DC	DW	LL	V _{máx} Ton
1	1,25	1.5	1,75	38.148	2.51	38.491	113.57

4.2.3.3 Diseño a flexión para vigas interiores**4.2.3.3.1 Coeficiente de distribución**

Los coeficientes de distribución más desfavorables son:

C _{dmi}	C _{dci}	C _{dme}	C _{dce}
0,79	2	1,367	1,367

4.2.3.3.2 Cálculo de acero de refuerzo (AASHTO LRFD, Apéndice III-A)

Primero se debe determinar si se diseña como viga T o como viga rectangular. Para ello se supone que la altura de esfuerzos es igual al espesor de la losa.

$$A_s = \left(\frac{M_{sol}/\phi}{F_y * \left(d - \frac{a_{impuesto}}{2} \right)} \right)$$

M_{sol} = Momentos solicitante de diseño.

ϕ = 0.9 Factor de resistencia de flexión.

d = altura útil de la viga.

F_y = Tensión de fluencia del acero.

a = Altura del bloque de esfuerzos, corresponde al espesor de la losa.

$$A_s = \left(\frac{4077509268/0.9}{420 * \left(1102 - \frac{250}{2} \right)} \right) = 110.41 \text{ cm}^2.$$

$$a_{calculado} = \left(\frac{A_{s_{máx}} * F_y}{0.85 * f'_c * b_{efectivo}} \right).$$

$$a_{calculado} = \left(\frac{10768.2137 * 420}{0.85 * 28 * 3000} \right) = 64.94 \text{ (mm)}.$$

Como, a , es menor que el valor impuesto; entonces se utiliza el diseño de viga rectangular con $b = b_{\text{efectivo}}$ de losa = 3,00 m.

Cálculo de cuantía máxima

$$P_{\text{máx}} = 0.75 * P_{\text{balanceada.}}$$

$$P_{\text{balanceada}} = 0.85 * \beta \frac{f'_c}{F_y} * \frac{6300}{6300 + F_y}$$

$$\beta = 0.85$$

(ACI 318 2005, 10.2.7.3)

f'_c	F_y	β	$P_{\text{balanceada}}$	$P_{\text{máx}}$
280	4200	0,85	0,0289	0,0216

a) Cálculo de área de acero máximo

$$A_{s_{\text{máx}}} = P_{\text{máx}} * b_{\text{efectivo}} * d = 0.021675 * 3000 * 1102 = 71657.55 \text{ cm}^2$$

b_{efectivo} = Ancho efectivo de la losa para vigas interiores.

d = Altura útil de la viga.

Cálculo de momento nominal máximo

Según la sección 5.7.3 de la norma AASHTO LRFD:

$$a = \left(\frac{A_{s_{\text{máx}}} * F_y}{0.85 * f'_c * b_{\text{efectivo}}} \right) = 421.52 \text{ (mm)}.$$

$$M_{n_{\text{máx}}} = A_{s_{\text{máx}}} * F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 26822986682 \text{ (N * mm)}.$$

d = Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción.

a = profundidad del bloque de tensiones equivalentes.

Comprobación:

Si cumple

$$M_{n_{\text{máx}}} = 2735.18 \text{ (N*m)} > M_{\text{solicitante}} = 415.79 \text{ (N*m)}.$$

Por tanto la viga necesita armadura a tracción.

b) Cálculo de área de acero necesaria

Se debe establecer el valor de la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos “ a ” de tal manera que el área de acero calculada sea la correcta:

$$A_s = 100.59 \text{ cm}^2.$$

$$a_{\text{calculado}} = 59.17(\text{mm}).$$

Resumen de acero de refuerzo por flexión para vigas interiores

14 ϕ 32 mm + 2 ϕ 12 mm. Distribuidas en cuatro filas.

c) Cálculo de área de acero mínima

De acuerdo a la sección 10.5.1 del ACI 318 2005, el área mínima de acero se determina mediante la siguiente expresión:

$$A_{s_{\min}} = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 * F_y} \right) * b_w * d = \left(\frac{\sqrt{28}}{4 * 420} \right) * 600 * 1102 = 20.83 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\text{escogido}}} = 114.86 \text{ (cm}^2\text{)} > A_{s_{\min.}} = (20.82 \text{ cm}^2). \quad \text{Si cumple}$$

Además se debe cumplir que:

$$A_{s_{\text{escogida}}} > \left(\frac{14 * b_w * d}{F_y} \right)$$

$$114.86 \text{ cm}^2 > 22.04 \text{ (cm}^2\text{)}. \quad \text{Si cumple}$$

4.2.3.3.3 Comprobación de Estado Límite de Servicio I

Según el contenido del artículo 5.7.3.4 de la norma AASHTO LRFD existen valores límites respecto a la fisuración que puede tener un elemento, esto permite que el puente se encuentre operable bajo condiciones aceptables (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

$$f_{SA} = \frac{Z}{\sqrt[3]{(d_c * A)}} \leq 0.6 * F_y \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.7.3.4 - 1})$$

f_{SA} = Tensión de tracción en el acero de refuerzo.

Z = Parámetro de fisuración (30000 N/mm). (AASHTO LRFD, artículo 5.7.3.4)

d_c = Profundidad de la sección de hormigón medida desde la fibra más extrema en compresión hasta el centro de la barra de refuerzo más cercana a la fibra.

A = área del hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal a tracción y que está limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por la cantidad de barras de acero colocadas.

$r_{inferior}$ = Recubrimiento inferior (5cm).

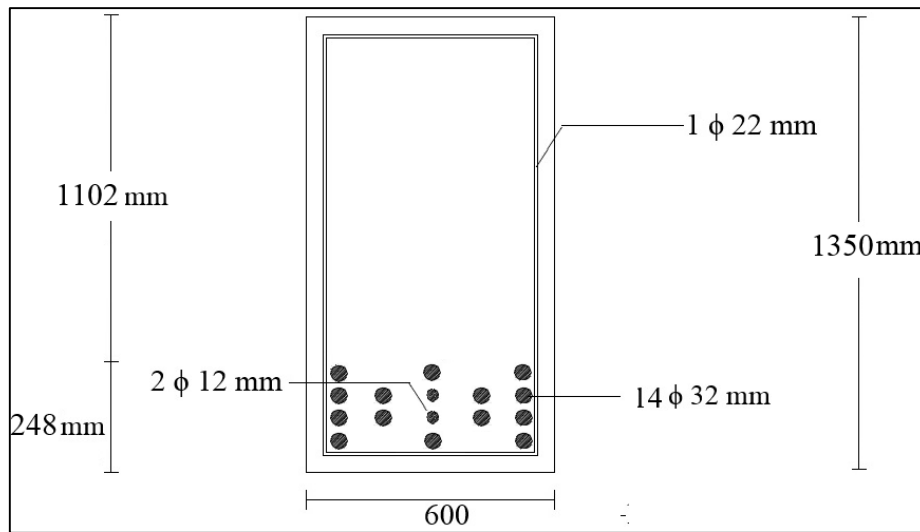


Figura 4.10: Características de viga interior.

Fuente: Autor.

x = $r_{inferior}$ + diámetro de estribo + diámetro de 32mm + separación media entre filas.

$$x = 5 + 1,1 + (3,2 + 2,5) + (3,2 + 2,5) + (3,2 + 2,5) + (3,2/2) = 24,8 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{2 * x * b_w}{\text{núm. de varillas}} = \frac{2 * 24,8 * 60}{16} = 186 \text{ cm}^2 \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.7.3.4 - 1})$$

$$d_c = 1350 - 248 = 1102,0 \text{ mm.}$$

$$f_{SA} = \frac{30000}{\sqrt[3]{(1102 * 18600)}} = 50,88 \text{ Mpa} < 0,6 * F_y = 252 \text{ Mpa.} \quad \text{Si cumple}$$

4.2.3.3.4 Comprobación de Estado Límite de Fatiga

La norma AASHTO determina, que el camión de diseño utilizado en este estado corresponde a un camión cuyo separación entre ejes $a = 4,30 \text{ m}$ y $b = 9,00 \text{ m}$; además según el artículo 3.6.2 de la metodología LRFD, el incremento por carga dinámica es del 15% y el factor de carga es 0.75.

El esfuerzo en el centroide del acero de refuerzo, como resultado de la combinación de carga de fatiga no debe ser mayor a (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

$$f_r = 145 - 0.33 * f_{\min} + 55 * (r/h). \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.5.3.2-1})$$

f_r = Rango de tensiones (Mpa).

$f_{\min}$ = Tensión mínima por sobrecarga, resultante de la combinación de cargas de fatiga en combinación con la máxima tensión producto de la acción de las cargas permanentes (Mpa).

$r/h = 0,30$ (Relación entre el radio de la base y la altura de giro de las deformaciones transversales, La norma AASHTO establece un valor de 0,30) (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

Cálculo de momento máximo

$$M_{\max \text{ fatiga}} = \frac{2.41 * P}{L} * \left(\frac{L}{2} - \left(\frac{b - 0.241 * a}{4.482} \right) \right)^2 - 0.241 * P = 45.98 \text{ (Ton * m)}$$

Cálculo de momento de fatiga de diseño

Según la tabla 3.6.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

$$M_{\text{fatiga de diseño}} = M_{\max} * \text{Factor de carga} * \text{Incremento por carga dinámica} * FD_{mi}.$$

$$M_{\text{fatiga de diseño}} = 450924181 * 0.75 * 1.15 * 0.79 = 307714545.3 \text{ (N*mm)}.$$

Cálculo de tensión en el centroide del área del acero de refuerzo

$$j = d - (a/2) = 1102 - (59.168/2) = 1072.4157 \text{ (mm)}.$$

$$f_s = \frac{M_{\text{fatiga de diseño}}}{A_s * j} = 24.98 \text{ Mpa}.$$

Cálculo de momento combinado

Mpor fatiga de diseño(N*mm) (1)	M elem estructurales (2)	M pavimento(3)	(4)= (2+3) (N*mm)	M combinado (N*mm) (1+4)
307714545.3	180.258	12,173	1887104042	2194818588

Cálculo de tensión máxima fr

$$f_{\min} = \frac{M_{\text{combinado}}}{A_s * j} = 178.19 \text{ Mpa.}$$

$$f_r = 145 - 0.33 * f_{\min} + 55 * (r/h) = 102.69 \text{ Mpa.} \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.5.3.2-1})$$

$$f_s = 24.98 \text{ (Mpa)} < f_r = 102.69 \text{ (Mpa)}. \quad \text{Si cumple}$$

4.2.3.4 Diseño a corte para vigas interiores

Según lo definido por el ACI 2005, sección 11.

$$A_v = \frac{V_s * S}{F_y * d}$$

A_v = Área de refuerzo.

S = 200 (mm). Espaciamiento a utilizar.

Vu	bw	d	a	ϕ	V nominal (1)	Vc (2)	Vs (1-2)	Asv
1460705,49	600	1102	59.17	0,9	1623006.102	583123.59	1039882.51	499.34

V_u = Fuerza cortante mayorada (N).

b_w = Ancho del alma (mm).

d = Altura útil de viga (mm).

a = Altura de bloque de esfuerzos (mm).

ϕ = Factor de resistencia.

V_{nominal} = Resistencia nominal al corte (N).

V_c = Resistencia nominal al corte generada por el hormigón (N).

V_s = Resistencia nominal al corte generada por el acero de refuerzo (N).

A_{sv} = Área de acero de refuerzo (mm²).

Comprobación

El ACI 2005 en la sección 11.5.6 define como armadura mínima a.

$$A_{sv \min} = \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * S}{16 * F_y} = \frac{\sqrt{28} * 600 * 200}{16 * 420} = 0.945 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

$$A_{sv \text{ calculado}} = 4.99 \text{ (cm}^2\text{)} > A_{sv \min} = 0.945 \text{ (cm}^2\text{)}. \quad \text{Si cumple}$$

Resumen de acero de refuerzo por cortante para vigas interiores

1 ϕ 22 mm @ 20 cm.

4.2.3.5 Diseño a flexión para vigas exteriores**4.2.3.5.1 Coeficiente de distribución**

Los coeficientes de distribución más desfavorables son:

$$Cdme1 = Cdce2 = 1.3667.$$

4.2.3.5.2 Cálculo de acero de refuerzo (AASHTO LRFD, Apéndice III-A)

Primero se debe determinar si se diseña como viga T o como viga rectangular. Para ello se supone que la altura de esfuerzos es igual al espesor de la losa.

$$As = \left(\frac{Msol/\phi}{Fy * (d - \frac{a. impuesto}{2})} \right)$$

$Msol$ = Momentos solicitante de diseño.

$\phi = 0.9$ Factor de resistencia de flexión.

d = altura útil de la viga.

Fy = Tensión de fluencia del acero.

a = Altura del bloque de esfuerzos, corresponde al espesor de la losa.

$$As = \left(\frac{5095440549/0.9}{420 * (1097 - \frac{250}{2})} \right) = 138.68 \text{ cm}^2.$$

$$a. \text{ calculado} = \left(\frac{As_{\text{máx}} * Fy}{0.85 * f'c * b_{\text{efectivo}}} \right) = 97.89 \text{ mm}.$$

Como, a , es menor que el valor impuesto; entonces se utiliza el diseño de viga rectangular con $b = b_{\text{efectivo de losa}} = 2,50 \text{ m}$.

Cálculo de cuantía máxima

De acuerdo con el artículo 10.2.7.3 del ACI 318 2005.

$f'c$	F_y	B	P balanceada	P máx
280	4200	0,85	0,0289	0,0216

a) Cálculo de área de acero máximo

$$A_{s,máx} = P_{máx} * b_{efectivo} * d = 0.021675 * 2500 * 1097 = 594.44 \text{ cm}^2$$

$b_{efectivo}$ = Ancho efectivo de la losa para vigas interiores.

d = Altura útil de la viga.

Cálculo de momento nominal máximo

Según la sección 5.7.3 de la norma AASHTO LRFD.

$$M_{n,máx} = A_{s,máx} * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right).$$

$$a = 419.60(\text{mm}).$$

$$M_{n,máx} = 22150113403 \text{ (N * mm)}.$$

Comprobación

Si cumple

$$M_{n,máx} = 2258.68 \text{ (Ton*m)} > M_{\text{Solicitante}} = 519.59 \text{ (Ton*m)}.$$

Por tanto la viga necesita armadura a tracción.

b) Cálculo de área de acero necesaria

$$A_s = 128.17 \text{ cm}^2.$$

$$a = 90.47 \text{ (mm)}.$$

Resumen de acero de refuerzo por flexión para vigas exteriores

18 ϕ 32 mm + 2 ϕ 12 mm. Distribuidas en cuatro filas.

c) Cálculo de área de acero mínima

De acuerdo a la sección 10.5.1 del ACI 318 2005, el área mínima de acero se determina mediante la siguiente expresión:

$$A_{s_{\min}} = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 * F_y} \right) * b_w * d = \left(\frac{\sqrt{28}}{4 * 420} \right) * 600 * 1097 = 20.73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\text{escogido}}} = 114.86 \text{ (cm}^2\text{)} > A_{s_{\min.}} = (20.73 \text{ cm}^2). \quad \text{Si cumple}$$

Además se debe cumplir que:

$$A_{s_{\text{escogido}}} > \left(\frac{14 * b_w * d}{F_y} \right) = 114.86 \text{ (cm}^2\text{)} > \left(\frac{14 * 600 * 1097}{4200} \right).$$

$$114.86 \text{ cm}^2 > 21.94 \text{ (cm}^2\text{)}. \quad \text{Si cumple}$$

4.2.3.5.3 Comprobación de Estado Límite de Servicio I

De acuerdo con la expresión 5.7.3.4 – 1 de la norma AASHTO LRFD (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

$$f_{SA} = \frac{Z}{\sqrt[3]{(d_c * A)}} \leq 0.6 * F_y. \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.7.3.4 – 1})$$

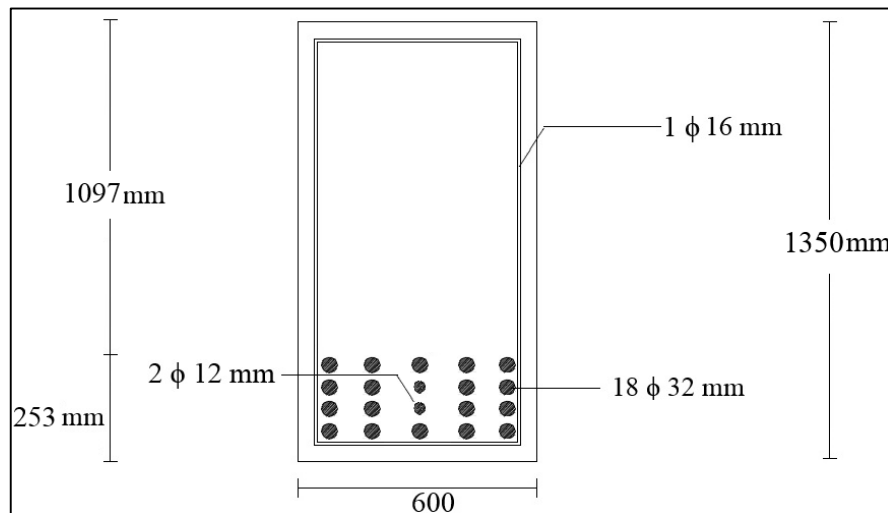


Figura 4.11: Características de viga exterior.

Fuente: Autor.

$x = \text{rinferior} + \text{diámetro de estribo} + \text{diámetro de 32mm} + \text{separación media entre filas.}$

$$x = 5 + 1,6 + (3,2 + 2,5) + (3,2 + 2,5) + (3,2 + 2,5) + (3,2/2) = 25.3 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{2 * x * bw}{\text{número de varillas}} = 151.8 \text{ cm}^2. \text{ (AASHTO LRFD, artículo 5.7.3.4 - 1)}$$

$$dc = 1350 - (5 + 1,6 + (3,2 + 2,5) + (3,2 + 2,5) + (3,2 + 2,5) + (3,2/2)) = 1097 \text{ mm}.$$

$$f_{SA} = \frac{30000}{\sqrt[3]{(1097 * 6150)}} = 54.53 \text{ Mpa} < 0.6 * F_y = 252 \text{ Mpa}. \quad \text{Si cumple}$$

4.2.3.5.4 Comprobación de Estado Límite de Fatiga

La norma AASHTO establece que el resultado de la combinación de carga de fatiga, no debe ser mayor que lo obtenido en la siguiente expresión: (Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012).

$$f_r = 145 - 0.33 * f_{\min} + 55 * (r/h). \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.5.3.2-1})$$

Cálculo de momento máximo

$$M_{\text{máx fatiga}} = \frac{2.41 * P}{L} * \left(\frac{L}{2} - \left(\frac{b - 0.241 * a}{4.482} \right) \right)^2 - 0.241 * P * a = 45.9 \text{ (Ton * m)}$$

Cálculo de momento de fatiga de diseño

Según la tabla 3.6.2.1-1.

$$M_{\text{fatiga de diseño}} = M_{\text{máx}} * \text{Factor de carga} * \text{Incremento por carga dinámica} * FD_{mi}$$

$$M_{\text{fatiga de diseño}} = 450924181 * 0.75 * 1.15 * 1.366 = 531267597 \text{ (N*mm)}.$$

Cálculo de tensión en el centroide del área del acero de refuerzo

$$j = d - (a/2) = 1097 - (90.46 / 2) = 1051.765 \text{ (mm)}.$$

$$f_s = \frac{M_{\text{fatiga de diseño}}}{A_s * j} = 34.36 \text{ (Mpa)}.$$

Cálculo de momento combinado

Mpor fatiga de diseño(N*mm) (1)	M elem estructurales (2)	M pavimento(3)	(4)= (2+3) (N*mm)	M combinado (N*mm) (1+4)
531267597	163.089	12,173	1718738572	2250006169

Cálculo de tensión máxima fr

$$f_{\min} = \frac{M_{\text{combinado}}}{A_s * j} = 145.50 \text{ Mpa.}$$

$$f_r = 145 - 0.33 * 147.93 + 55 * 0.3 = 113.48 \text{ Mpa.} \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.5.3.2-1})$$

$$f_s = 34.36 \text{ (Mpa)} < f_r = 113.48 \text{ (Mpa).} \quad \text{Si cumple}$$

4.2.3.6 Diseño a corte para vigas exteriores

Según lo definido por el ACI 2005, sección 11:

$$A_{sv} = \frac{V_s * S}{F_y * d}$$

A_v = Área de refuerzo.

S = 200 (mm). Espaciamiento a utilizar.

Vu	bw	d	a	φ	V nominal (1)	Vc (2)	Vs (1-2)	A_{sv}
1113763.458	600	1097	90.47	0,9	1237514.953	580477.838	657037.116	285.209

V_u = Fuerza cortante mayorada (N).

b_w = Ancho del alma (mm).

d = Altura útil de viga (mm).

a = Altura de bloque de esfuerzos (mm).

ϕ = Factor de resistencia.

V_{nominal} = Resistencia nominal al corte (N).

V_c = Resistencia nominal al corte generada por el hormigón (N).

V_s = Resistencia nominal al corte generada por el acero de refuerzo (N).

A_{sv} = Área de acero de refuerzo (mm²).

Comprobación

El ACI 2005 en la sección 11.5.6 define como armadura mínima a:

$$A_{sv,\min} = \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * S}{16 * F_y} = 0.945 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sv,\text{calculado}} = 2.85 \text{ (cm}^2\text{)} > A_{sv,\min} = 0.945 \text{ (cm}^2\text{)}. \quad \text{Si cumple}$$

Resumen de acero de refuerzo por cortante para vigas exteriores

1 ϕ 16 mm @ 20 cm.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

A partir de un puente modelo de vigas y losa de hormigón armado, el presente capítulo compara los resultados de cálculo obtenidos al aplicar la norma AASHTO Estándar y AASHTO LRFD.

5.1 Comparación de los resultados de cálculo

5.1.1 Solicitaciones de diseño

Para el diseño de la superestructura de un puente; el método AASHTO Estándar evalúa la acción del camión de diseño HS 20-44 sobre un tablero cuyos tramos interiores son diseñados mediante el método elástico aproximado; para el diseño de las vigas, los coeficientes de distribución son especificados en dependencia de si la viga es interior o exterior. Este método verifica el Estado de Servicio.

Tabla 5.1: Solicitaciones de diseño, Método ASD.

Elemento Estructural.	Tipo de sollicitación.	Método ASD.
LOSA	Momento de diseño en tramos interiores.	7,02 (Ton*m/m).
	Momento de diseño en voladizo.	2,8 (Ton*m/m).
VIGAS	Momento de diseño para vigas.	335,38 (Ton*m).
	Cortante de diseño para vigas.	72,93 (Ton).

Fuente: Autor.

Para el diseño de las vigas y losa de un puente, el método AASHTO LRFD evalúa la acción más desfavorable producida por la carga HL-93 e independientemente de las condiciones de la superestructura, en lo que respecta a número de vigas, ancho y luz del puente; los tramos interiores de la losa pueden ser diseñados mediante el método empírico. Para el diseño de las vigas, los coeficientes de distribución se determinan en dependencia de la inercia de la viga no compuesta, distancia entre los centros de gravedad de la viga no compuesta y la losa, módulo de elasticidad de la losa y las vigas, espaciamiento entre vigas y también del espesor de la losa. El método LRFD verifica el Estado de Resistencia I, Servicio I y Fatiga.

Tabla 5.2: Solicitaciones de diseño, Método LRFD.

Elemento Estructural.	Tipo de solicitación.	Método LRFD.
LOSA	Momento de diseño en tramos interiores.	Método Empírico.
	Momento de diseño en voladizo.	3,93 (Ton*m/m).
VIGAS	Momento de diseño para viga interior.	415,79 (Ton*m).
	Cortante de diseño para viga interior.	148,95 (Ton).
	Momento de diseño para viga exterior.	519,59 (Ton*m).
	Cortante de diseño para viga exterior.	113,57 (Ton).

Fuente: Autor.

5.1.2 Losa de hormigón armado

 $e_{\text{losa}} = 0,25 \text{ m.}$
 $l_{\text{voladizo}} = 1,00 \text{ m.}$

Tabla 5.3: Acero de refuerzo en losa, Método ASD y LRFD.

Elemento Estructural	Ubicación	Método ASD	Método LRFD
LOSA	Tramos interiores		
	Acero principal perpendicular al tráfico.	1 ϕ 14 mm @ 16 cm.	1 ϕ 16 mm @ 20 cm. Dos capas.
	Acero de distribución.	1 ϕ 10 mm @ 15 cm.	1 ϕ 10 mm @ 20 cm. Dos capas.
	Voladizo	1 ϕ 14mm @ 20 cm.	1 ϕ 14 mm @ 20 cm.

Fuente: Autor.

5.1.3 Vigas de hormigón armado

 $h_{\text{viga}} = 1,10 \text{ m.}$
 $b_{\text{viga}} = 0,60 \text{ m.}$

Tabla 5.4: Acero de refuerzo en vigas, Método ASD y LRFD.

Elemento Estructural	Ubicación	Método ASD	Método LRFD
VIGAS	Interiores		
	Flexión.	19 ϕ 30 mm + 7 ϕ 28 mm. Distribuidas en tres filas.	14 ϕ 32 mm + 2 ϕ 12 mm. Distribuidas en cuatro filas.
	Corte.	1 ϕ 16 mm @ 20 cm.	1 ϕ 22 mm @ 20 cm.
	Exteriores		
	Flexión.	19 ϕ 30 mm + 7 ϕ 28 mm. Distribuidas en tres filas.	18 ϕ 32 mm + 2 ϕ 12 mm. Distribuidas en cuatro filas.
	Corte.	1 ϕ 16 mm @ 20 cm.	1 ϕ 16 mm @ 20 cm.

Fuente: Autor.

5.2 Análisis de precios unitarios

Para evaluar uno de los aspectos que interviene en la construcción es necesario calcular el precio total de todo aquello que intervendrá en la construcción de la obra, resulta imperativo determinar cada uno de los materiales, herramientas, equipos, personal de trabajo, así como las cantidades de obra necesarias.

5.2.1 Método ASD

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1		ESTRUCTURA				56442.52
1.001	510069	Encofrado de madera para losas (2 usos)	m ²	160	11.38	1820.8
1.002	510064	Encofrado de madera recto (2 usos)	m ²	300.76	10.31	3100.84
1.003	510025	Desencofrado y limpieza de tableros	hora	18	28.62	515.16
1.004	507004	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ² , en varillas corrugadas	kg	21220.4	1.85	39257.74
1.005	505004	Hormigón f'c=280 kg/cm ² (en concreteira)	m ³	87.19	134.74	11747.98
SUBTOTAL						56442.52
					IVA 12.00%	6773.1
TOTAL						63215.62

Fuente: Software Interpro Ofertas.

Son: Sesenta y tres mil doscientos quince 62/100 dólares.

5.2.2 Método LRFD

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1		ESTRUCTURA				46953.13
1.001	510069	Encofrado de madera para losas (2 usos)	m²	160	11.38	1820.8
1.002	510064	Encofrado de madera recto (2 usos)	m²	300.76	10.31	3100.84
1.003	510025	Desencofrado y limpieza de tableros	hora	18	28.62	515.16
1.004	507004	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm², en varillas corrugadas	kg	16091	1.85	29768.35
1.005	505004	Hormigón f'c=280 kg/cm² (en concretera)	m³	87.19	134.74	11747.98
SUBTOTAL						46953.13
IVA					12.00%	5634.38
TOTAL						52587.51

Fuente: Software Interpro Ofertas.

Son: Cincuenta y dos mil quinientos ochenta y siete con 51/100 dólares.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Para considerar el efecto de la carga viva sobre la superestructura de un puente, el método LRFD emplea la carga de diseño HL-93, la cual toma en cuenta la acción de un camión de diseño o tándem de diseño en combinación con la carga de carril de diseño; por su parte el método ASD evalúa la carga más desfavorable producto de la acción del camión de diseño o su carga equivalente.
- Debido a los posibles incrementos que puede experimentar la capa de rodadura de la superestructura de un puente, en el método de diseño LRFD de la norma AASHTO se tratan por separado a las cargas muertas producto del peso propio y a las que resultan de la acción de la capa de rodadura; pues a cada una e independientemente se le aplica distintos coeficientes de factorización.
- El método de diseño Estándar no toma en cuenta la variabilidad de las cargas, se fundamenta en el diseño por tensión nominal de trabajo; el método LRFD brinda una mayor confiabilidad debido a que evalúa independientemente la variabilidad de cada uno de los elementos de un puente y por tanto para cada una de las combinaciones y tipos de carga usa distintos coeficientes de factorización.
- La aplicación de uno de los métodos de diseño de puentes de hormigón armado, LRFD o ASD, no se orienta a generar réditos económicos a los constructores o diseñadores, más bien la elección de uno u otro método está ligado con la confiabilidad que ofrece cada uno de ellos.
- El acero de refuerzo de la losa calculado mediante el método LRFD, supera en 58.1% a la cantidad de acero calculada mediante el método ASD.
- El acero de refuerzo de las vigas interiores calculado mediante el método ASD, supera en 48.15% a la cantidad de acero calculada mediante el método LRFD.

- El acero de refuerzo de las vigas exteriores calculado mediante el método ASD, supera en 17.33% a la cantidad de acero calculada mediante el método LRFD.
- Para evaluar la diferencia de los resultados, calculados mediante los métodos ASD y LRFD es necesario realizar una comparación entre los precios referenciales de los diseños del puente. Para este caso particular, el precio referencial del puente cuyo fundamento de cálculo es el método Estándar supera en 20.21% al costo de puente calculado mediante el método LRFD.

Recomendaciones

- Este estudio parte del planteamiento de un puente modelo, con ello se pretende demostrar las diferencias de un método de diseño con respecto a otro. Los resultados de cálculo demuestran las diferencias que involucra el aplicar el método ASD o el método de diseño LRFD. Se recomienda que los ingenieros planteen las dos propuestas de diseño en proyectos reales y de ellas se escoja la más idónea.
- El modelo planteado realiza el diseño del tablero de hormigón armado de un puente con refuerzo principal perpendicular al tráfico. Se recomienda evaluar el comportamiento de losas con refuerzo paralelo al tráfico, así como armadura principal dispuesta en ambos sentidos.
- El éxito de un proyecto radica en la planeación, en un diseño correcto, en la eficiencia constructiva y en una acertada supervisión posterior. La constructabilidad es imperativa en proyectos de esta índole. Se recomienda que la construcción sea guiada y realizada por un equipo apto y experimentado.
- La inversión económica que se realiza para la consecución de un proyecto de construcción de un puente es muy importante, sin embargo no se debe escatimar recursos que hagan que el diseño o construcción de la estructura se vea afectada. Se recomienda elegir la opción más idónea acorde a las condiciones de la zona donde se construya el puente.

BIBLIOGRAFÍA

Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2003). *Manual de diseño de puentes*. Lima: Dirección general de caminos y ferrocarriles. Recuperado el 12 de 04 de 2015.

American Concrete Institute. (s.f.). *Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI318-08) y comentarios*. Unitate State of America. Recuperado el 22 de 08 de 2015.

Comunicaciones, M. d. (2011). Normas para estructuras y puentes. Volumen I. En M. d. Comunicación, & M. d. Paraguay (Ed.), *Manual de carreteras del Paraguay* (Primera edición ed., pág. 164). Paraguay. Recuperado el 11 de 05 de 2015.

Delgado, H. B. (2012). *Análisis, diseño y proceso constructivo de un puente de hasta 15 metros*. Costa Rica. Recuperado el 26 de 05 de 2015.

Frederick S. Merritt, M. K. (2004). *Manual del Ingeniero Civil*. McGraw Hills Interamericana. Recuperado el 22 de 08 de 2015.

Ministerio de Obras Públicas, T. y. (1995). *Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*. (t. y. Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica. Ministerio de Obras Públicas, Ed.) Madrid. Recuperado el 19 de 05 de 2015.

Officials, A. A. (2001). *Standard Specifications 17th Edition - 2002*. (A. A. Officials, Ed.) Washington, D.C. Recuperado el 20 de 05 de 2015.

Officials, A. A. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (2011 ed.). Washington. Recuperado el 23 de 05 de 2015.

REFERENCIAS WEB

Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones. (Enero de 2013). *ieca. es*.

Recuperado el 26 de 05 de 2015, de *ieca.es*:

https://www.ieca.es/Uploads/docs/Puentes_de_hormig%F3n.pdf

Manrique, E. S. (2007). *Pirhua.ude.edu.pe*. Recuperado el 26 de 06 de 2015, de

http://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/123456789/1364/ICI_112.pdf?sequence=1

Subsecretaría de Infraestructura del Transporte, 2. (01 de 12 de 2013). *Ministerio de*

Transporte y Obras Públicas del Ecuador. Recuperado el 28 de 04 de 2015, de

http://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_3.pdf

ANEXOS

a) Análisis de precios unitarios, diseño de superestructura de puente, método ASD.

OFERENTE

Kleber Santiago Saguy.

PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera para losas (2 usos)

UNIDAD: m²

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0.4	1.2	0.2	0.24
SUBTOTAL M					0.24
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.18	6.36	0.2	1.272
Albañil	1	3.22	3.22	0.2	0.644
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.3	1.071
SUBTOTAL N					2.987
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	ml	3.5	0.94	3.29	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.8	2.5	2	
Tira de Eucalipto 4x5 cm	uni 3.00 m	0.5	0.95	0.475	
CLAVOS	Kg	0.15	0.76	0.114	
SUBTOTAL O					5.879
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.106
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %					2.277
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.383
VALOR OFERTADO					11.38

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Fuente: Software Interpro

OFERENTE

PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera recto (2 usos)

UNIDAD: m²

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0.4	1.2	0.2	0.24
SUBTOTAL M					0.24
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.18	6.36	0.2	1.272
Albañil	1	3.22	3.22	0.2	0.644
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.06	0.214
SUBTOTAL N					2.13
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	ml	3.5	0.94	3.29	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.8	2.5	2	
Tira de Eucalipto 4x5 cm	uni 3.00 m	0.5	0.95	0.475	
CLAVOS	Kg	0.15	0.76	0.114	
SUBTOTAL O					5.879
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)
					8.249
					INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %
					2.062
					COSTO TOTAL DEL RUBRO
					10.311
					VALOR OFERTADO
					10.31

Fuente: Software Interpro Ofertas.

OFERENTE

Kleber Santiago Saguiay T.

PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Desencofrado y limpieza de tableros

UNIDAD: hora

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.495			0.495
SUBTOTAL M					0.495
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3	3.18	9.54	1	9.54
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.1	0.357
SUBTOTAL N					9.897
MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo
Agua en obra (Incluye instalaciones provisionales)		litro	250	0.05	12.5
SUBTOTAL O					12.5
TRANSPORTE					
Descripción		Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo
SUBTOTAL P					0
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)
					22.892
					INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %
					5.723
					COSTO TOTAL DEL RUBRO
					28.615
					VALOR OFERTADO
					28.62

Fuente: Software Interpro Ofertas.

OFERENTE Kleber Santiago Saguiay T.
PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm², en varillas corrugadas **UNIDAD:** kg

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL M					0
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL N					0
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero de refuerzo en varillas corrugadas (Promedio General)	kg	1.09	0.88	0.959	
Corte, figurado y colocación de hierro en varillas	kg	1	0.521	0.521	
SUBTOTAL O					1.48
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)
					1.48
					INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %
					0.37
					COSTO TOTAL DEL RUBRO
					1.85
					VALOR OFERTADO
					1.85

Fuente: Software Interpro Ofertas.

OFERENTE Kleber Santiago Sagui T.

PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Corte, figurado y colocación de hierro en varillas

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.023			0.023
Cortadora de Hierro	1	0.738	0.738	0.02	0.015
SUBTOTAL M					0.038
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	6	3.18	19.08	0.02	0.382
Fierrero	1	3.22	3.22	0.02	0.064
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.002	0.007
SUBTOTAL N					0.453
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Alambre Amarre Negro #18 (20k)	KL	0.015	2.03	0.03	
SUBTOTAL O					0.03
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.521
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %					0.13
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.651
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					0.65

Fuente: Software Interpro Ofertas.

OFERENTE

Kleber Santiago Saguiay

PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****RUBRO:** Hormigón f'c=280 kg/cm² (en concretera)**UNIDAD:** m³

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.733			0.733
Pariguelas	1	0.15	0.15	0.9	0.135
Concretera de 1 saco	1	3.098	3.098	0.9	2.788
SUBTOTAL M					3.656
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.18	12.72	0.9	11.448
Operador de equipo liviano	1	3.22	3.22	0.9	2.898
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.09	0.321
SUBTOTAL N					14.667
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Plastmix 190 CC	Granel, 1 KG	2.23	1.31	2.921	
Cemento Portland Tipo I	saco 50 kg	7.6	7.25	55.1	
Agua en obra (Incluye instalaciones provisionales)	litro	175	0.05	8.75	
Arena (P. Suelto=1,460 kg/m ³ aprox.)	m ³	0.53	16	8.48	
Grava (P. Suelto=1,551 kg/m ³ aprox.)	m ³	0.79	18	14.22	
SUBTOTAL O					89.471
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					107.794
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %					26.949
COSTO TOTAL DEL RUBRO					134.743
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO 134.74

Fuente: Software Interpro Ofertas.

b) Análisis de precios unitarios, diseño de superestructura de puente, método LRFD.

OFERENTE Kleber Santiago Saguiay T.

PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera para losas (2 usos)

UNIDAD: m²

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0.4	1.2	0.2	0.24
SUBTOTAL M					0.24
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.18	6.36	0.2	1.272
Albañil	1	3.22	3.22	0.2	0.644
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.3	1.071
SUBTOTAL N					2.987
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	ml	3.5	0.94	3.29	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.8	2.5	2	
Tira de Eucalipto 4x5 cm	uni 3.00 m	0.5	0.95	0.475	
CLAVOS	Kg	0.15	0.76	0.114	
SUBTOTAL O					5.879
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.106
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %					2.277
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.383
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
VALOR OFERTADO					11.38

Fuente: Software Interpro Ofertas.

OFERENTE Kleber Santiago Saguiay T.

PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera recto (2 usos)

UNIDAD: m²

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0.4	1.2	0.2	0.24
SUBTOTAL M					0.24
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.18	6.36	0.2	1.272
Albañil	1	3.22	3.22	0.2	0.644
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.06	0.214
SUBTOTAL N					2.13
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	ml	3.5	0.94	3.29	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.8	2.5	2	
Tira de Eucalipto 4x5 cm	uni 3.00 m	0.5	0.95	0.475	
CLAVOS	Kg	0.15	0.76	0.114	
SUBTOTAL O					5.879
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.249
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %					2.062
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10.311
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					10.31

Fuente: Software Interpro Ofertas.

OFERENTE

Kleber Santiago Saguiay T.

PROYECTO:

Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Desencofrado y limpieza de tableros

UNIDAD:

hora

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.495			0.495
SUBTOTAL M					0.495
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3	3.18	9.54	1	9.54
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.1	0.357
SUBTOTAL N					9.897
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Agua en obra (Incluye instalaciones provisionales)	litro	250	0.05	12.5	
SUBTOTAL O					12.5
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)
					22.892
					INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %
					5.723
					COSTO TOTAL DEL RUBRO
					28.615
					VALOR OFERTADO
					28.62

Fuente: Software Interpro Ofertas.

OFERENTE Kleber Santiago Saguiay T.
PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm², en varillas corrugadas **UNIDAD:** kg

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL M					0
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL N					0
MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo
Acero de refuerzo en varillas corrugadas (Promedio General)		kg	1.09	0.88	0.959
Corte, figurado y colocación de hierro en varillas		kg	1	0.521	0.521
SUBTOTAL O					1.48
TRANSPORTE					
Descripción		Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo
SUBTOTAL P					0
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)
					1.48
					INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %
					0.37
					COSTO TOTAL DEL RUBRO
					1.85
					VALOR OFERTADO
					1.85

Fuente: Software Interpro Ofertas.

OFERENTE Kleber Santiago Saguiay T.

PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Corte, figurado y colocación de hierro en varillas

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.023			0.023
Cortadora de Hierro	1	0.738	0.738	0.02	0.015
SUBTOTAL M					0.038
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	6	3.18	19.08	0.02	0.382
Fierrero	1	3.22	3.22	0.02	0.064
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.002	0.007
SUBTOTAL N					0.453
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Alambre Amarre Negro #18 (20k)	KL	0.015	2.03	0.03	
SUBTOTAL O					0.03
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)
					0.521
					INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %
					0.13
					COSTO TOTAL DEL RUBRO
					0.651
					VALOR OFERTADO
					0.65

Fuente: Software Interpro Ofertas.

OFERENTE Kleber Santiago Saguiay T.

PROYECTO: Diseño de superestructura de puente de hormigón armado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ (en concreteira)

UNIDAD: m^3

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.733			0.733
Pariguelas	1	0.15	0.15	0.9	0.135
Concreteira de 1 saco	1	3.098	3.098	0.9	2.788
SUBTOTAL M					3.656
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.18	12.72	0.9	11.448
Operador de equipo liviano	1	3.22	3.22	0.9	2.898
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	3.57	3.57	0.09	0.321
SUBTOTAL N					14.667
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Plastmix 190 CC	Granel, 1 KG	2.23	1.31	2.921	
Cemento Portland Tipo I	saco 50 kg	7.6	7.25	55.1	
Agua en obra (Incluye instalaciones provisionales)	litro	175	0.05	8.75	
Arena (P. Suelto=1,460 kg/m^3 aprox.)	m^3	0.53	16	8.48	
Grava (P. Suelto=1,551 kg/m^3 aprox.)	m^3	0.79	18	14.22	
SUBTOTAL O					89.471
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					107.794
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.000 %					26.949
COSTO TOTAL DEL RUBRO					134.743
VALOR OFERTADO					134.74

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Fuente: Software Interpro Ofertas.