



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
VICERRECTORADO ACADÉMICO
DIRECCIÓN GENERAL DE LOS ESTUDIOS DE POSTGRADO
ÁREA DE INGENIERÍA
POSTGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Proyecto de Trabajo Especial de Grado
DESARROLLO DE UNA METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE TABLEROS
EN PUENTES CARRETEROS CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO
ADAPTADA A LA NUEVA NORMA LRFD BRIDGES DESIGN SPECIFICATIONS
2.005

Presentado Por:
XAVIER JOSE MATHEUS CAÑAS

Caracas, Noviembre de 2.011



**DESARROLLO DE UNA METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE TABLEROS
EN PUENTES CARRETEROS CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO
ADAPTADA A LA NUEVA NORMA LRFD BRIDGES DESIGN SPECIFICATIONS
2.005**

XAVIER J. MATHEUS C.

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

CARACAS, 2.011

**DESARROLLO DE UNA METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE TABLEROS
EN PUENTES CARRETEROS CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO
ADAPTADA A LA NUEVA NORMA LRFD BRIDGES DESIGN SPECIFICATIONS
2.005**

**Por
Xavier J. Matheus C.**

Trabajo Aprobado

Ing. Rafael Torres
Tutor

Jurado

Jurado

Jurado

Caracas, Noviembre de 2.011

**DESARROLLO DE UNA METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE TABLEROS
EN PUENTES CARRETEROS CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO
ADAPTADA A LA NUEVA NORMA LRFD BRIDGES DESIGN SPECIFICATIONS
2.005**

**Por
Xavier J. Matheus C.**

**Trabajo Especial de Grado para optar al Título de
Especialista en Ingeniería Estructural**

**UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
Facultad de Ingeniería**

CARACAS, 2.011

**Dedico este trabajo a todos aquellos
que creen posible lograr una meta.**

AGRADECIMIENTO

Deseo agradecer la colaboración desinteresada del Ing. Rafael Torres, Profesor de la Cátedra de Estructuras Viales en la facultad de Ingeniería de la U.L.A, quien con su asesoría oportuna y comentarios, ha hecho posible este trabajo.

INDICE DE CONTENIDO

Caratula del trabajo.....	i
Aprobación del trabajo.....	ii
Descripción del Título Obtenido.....	iii
Dedicatoria.....	iv
Agradecimiento.....	v
INDICE DE CONTENIDO.....	vi
INDICE DE FIGURAS.....	ix
INDICE DE TABLAS.....	xii
RESUMEN.....	1
INTRODUCCIÓN.....	2
OBJETIVOS	5
Objetivo General	5
Objetivos Específicos	5
Descripción de las Metodologías.....	5
Alcances del Proyecto.....	7
Limitaciones	7
Estructura y Contenido del trabajo	7
CAPITULO I.....	9
DESARROLLO TEORICO	9
1.1 Conceptos	9
1.2 Clasificación de las vías	9
1.3 Tipo de camión.....	10
1.4 Envolventes de Momento	13
1.5 Envolventes de Corte	16
1.6 Momento Máximo – Maximorum	19
CAPITULO II.....	20
PREDIMENSIONADO	20
2.1 Solicitaciones Últimas de Momento flector	20
2.2 Ancho del Tablero (AT)	21
2.3 Luz de cálculo (Lc)	22
2.4 Dimensiones de las Vigas	22
2.5 Dimensiones de los Separadores.....	22

2.6 Separación entre vigas (Sv)	23
2.7 Volados (V)	23
2.8 Numero de vigas (n)	23
2.9 Losa	23
2.10 Determinación del centroide (X) y peso de la baranda por (ml).	25
2.11 Análisis de Carga Permanente	25
2.12 Cargas y momentos sobre viga externa obtenidas por peso propio, peso de la losa, defensas y separadores	27
2.13 Cargas y momentos sobre viga interna obtenidas por peso propio, peso de la losa, defensas y separadores	29
2.14 Cargas y momentos sobre viga interna y externa obtenida por el peso del pavimento	30
2.15 Análisis para cargas variables	31
Carga del carril de diseño.....	31
2.16 Análisis de los Factores.....	32
2.17 Momentos últimos para vigas exteriores e interiores	35
2.18 Ancho efectivo (Be)	36
2.19 Calculo de los aceros	37
CAPITULO III.....	39
DISEÑO DE LA LOSA DEL TABLERO	39
3.1 Análisis para las solicitaciones de momento por cargas permanentes.	40
3.2 Ecuaciones de Momento por Carga Variable (Mcv):.....	41
3.3 Análisis de los factores.....	45
3.4 Calculo de aceros.....	46
CAPITULO IV	49
DISEÑO DE VIGAS	49
4.1 Ecuaciones de Corte y Momento por Carga Permanente.	50
4.2 Ecuaciones de Corte y Momento por Cargas Variables.....	53
4.3 Factores	54
4.4 Solicitaciones de Corte y Momentos últimos	56
4.5 Ancho efectivo.....	58
4.6 Calculo de los aceros	58
4.7 Diagrama de WHITNEY	58
4.8 Diseño por flexión.....	60

4.9 Diseño por corte	63
CAPITULO V	68
DISEÑO DEL SEPARADOR EXTERNO.....	68
5.1 Análisis de carga para las solicitaciones ultimas de corte y momento:	68
5.2 Diagramas de fuerza cortante y momento flector. (Camión de diseño tipo HS 20) .	70
5.3 Diagramas de fuerza cortante y momento flector. (Camión de diseño tipo H 20)....	71
5.4 Calculo de los aceros	71
5.5 Diseño por flexión y Diseño por corte	71
CAPITULO VI	73
DISEÑO DEL SEPARADOR INTERNO.....	73
6.1 Hipótesis de diseño	73
6.2 Análisis de carga para las solicitaciones ultimas de corte y momento:	74
6.3 Análisis para las solicitaciones de corte y momento por cargas permanentes.....	74
6.4 Análisis para las solicitaciones de corte y momento por cargas variables.	75
6.5 Factores	79
6.6 Calculo de los aceros	83
6.7 Diseño por flexión y el diseño por corte	83
CAPITULO VII	85
DISEÑO DEL APARATO DE APOYO.....	85
7.1 Apoyos elastoméricos con acero de refuerzo. Método B.	86
7.2 Propiedad de los materiales	87
7.3 Requerimientos de diseño	87
ANEXO A.....	96
ANALISIS DE LOS RESULTADOS.....	96
ANEXO B.....	106
CUADRO RESUMEN-COMPARACION DE METODOS	106
ANEXO C	111
EJEMPLO DE CÁLCULO DE UNA VIGA.....	111
SIMBOLOGÍA.....	118
ANÁLISIS Y CONCLUSIONES	120
BIBLIOGRAFÍA.....	123

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 01-01. Carga Viva H de la norma AASHTO	11
FIGURA 02-01 Carga Viva HS de la norma AASHTO.....	11
FIGURA 01-03. Envolvente de Momento Ecuación I.....	13
FIGURA 01-04. Envolvente de Momento Ecuación II.....	13
FIGURA 01-05. Envolvente de Momento Ecuación I.....	14
FIGURA 01-06. Envolvente de Momento Ecuación II.....	14
FIGURA 01-07. Envolvente de Momento Ecuación III.....	15
FIGURA 01-08. Envolvente de Momento Ecuación IV	15
FIGURA 01-09. Envolvente de Corte Ecuación I.....	16
FIGURA 01-10. Envolvente de Corte Ecuación II.....	16
FIGURA 01-11. Envolvente de Corte Ecuación I.....	17
FIGURA 01-12. Envolvente de Corte Ecuación II.....	17
FIGURA 01-13. Envolvente de Corte Ecuación III.....	18
FIGURA 01-14. Para H20 Momento Max - Max.....	19
FIGURA 01-15. Para HS20 Momento Max – Max.....	19
FIGURA 02-01. Esquema transversal de un tablero para puentes.....	24
FIGURA 02-02. Dimensiones de la baranda de concreto armado.....	24
FIGURA 02-03. Modelo estructural de la losa.	26
FIGURA 02-04. Modelo estructural del pavimento.	27
FIGURA 02-05. Carga Sobre Viga Externa.....	27
FIGURA 02-06. Carga Sobre Viga Externa.....	28
FIGURA 02-07. Carga Sobre Viga Externa.....	28
FIGURA 02-08. Carga Sobre Viga Interna.....	29
FIGURA 02-09. Carga Sobre Viga Interna.....	29
FIGURA 02-10. Carga Sobre Viga Interna.....	30
FIGURA 02-11. Representación de la carga distribuida equivalente.....	31
FIGURA 02-12. Posición de los ejes para determinar el factor rueda en la viga externa..	33
FIGURA 02-13. Detalle del ancho efectivo.....	37
FIGURA 03-01. Momentos para Mcp1.....	40
FIGURA 03-02. Momentos para Mcp2.....	41

FIGURA 03-03. Esquema que muestra la fuerza del impacto indicado por la norma AASHTO Standard	44
FIGURA 03-04. Distribución del impacto en volados del tablero.	45
FIGURA 03-05. Aceros en la Sección transversal de la losa.....	47
FIGURA 03-06. Aceros en la sección longitudinal de la losa.....	48
FIGURA 04-01. Esquema de Carga en viga sin separador interno	50
FIGURA 04-02. Esquema de Carga en viga con un separador interno	51
FIGURA 04-03. Esquema de Carga en viga con dos separadores internos.....	52
FIGURA 04-04. Diagrama de Whitney para Elementos de Concreto.	58
FIGURA 04-05. Detallado de una viga en Sección transversal	67
FIGURA 05-01. Esquema que representa el levantamiento del tablero para mantenimiento de aparatos de apoyo	68
FIGURA 05-02. Diagramas de fuerza cortante y momento flector para puentes carreteros principales.	70
FIGURA 05-03. Diagramas de fuerza cortante y momento flector para puentes carreteros secundarios.	71
FIGURA 05-04. Sección transversal de un separador externo y posición de los aceros del separador y de la losa.....	72
FIGURA 05-05. Sección longitudinal de un separador externo y su despiece.....	72
FIGURA 06-01. Modelo estructural del Separador Interno	73
FIGURA 06-02. Cargas en el Centro y Fuera del Centro Elástico	74
FIGURA 06-03 Reacciones en el Separador Interno en Puentes.....	75
por Carga Permanente	75
FIGURA. 06-04 Diagramas de corte y momento para un Vehículo	76
Posicionado en el medio de la sección transversal	76
FIGURA. 06-05 Diagramas de corte y momento para dos Vehículos.....	76
posicionados en los extremos de la sección transversal	76
FIGURA. 06-05 Diagramas de corte y momento para dos Vehículos.....	77
posicionados en el medio de la sección transversal.....	77
FIGURA. 06-06 Diagramas de corte y momento para un Vehículo	77
posicionado en el extremo de la sección transversal	77
FIGURA. 06-06 Diagramas de corte y momento para dos vehículos	78
posicionados en el extremo de la sección transversal.....	78
FIGURA. 06-07 Análisis de carga del separador interno.....	79

Por carga variable equivalente.....	79
FIGURA 06-08. Análisis del factor longitudinal para el separador.....	80
Interno por el método de las deflexiones.....	80
FIGURA 06-09. Análisis del factor longitudinal para el separador.....	82
Interno por el método de las deflexiones.....	82
FIGURA 06-10. Sección Transversal del Separador Interno. Posición de los aceros del Separador y de la losa.....	84
FIGURA 06-11. Sección Longitudinal del Separador Interno y su despiece.....	84
FIGURA 7-01. Detalle de un apoyo Elastomérico.....	95
FIGURA A-1. Comparación entre los Momentos Últimos, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño de vigas.....	98
FIGURA A-2. Comparación entre las Areas de Acero, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño de Vigas.....	99
FIGURA A-3. Comparación entre los Cortes Últimos, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño de Vigas.....	100
FIGURA A-4. Comparación entre los Momentos Últimos, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño del Separador Externo.....	103
FIGURA A-5. Comparación entre los Momentos Últimos, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño del Separador Interno.....	105
FIGURA C1. Envolvente de Momento para una viga de concreto armado de 20 m.....	115

INDICE DE TABLAS

TABLA A1. Valores comparativos entre el Factor Rueda de la norma AASHTO STANDAR y el Factor de Distribución para Momentos de la norma AASHTO LRFD utilizados para el diseño de las vigas.....	96
TABLA A2. Valores comparativos de Corte Último y Momento Último entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultantes en el diseño de las vigas...	97
TABLA A3. Variación porcentual del Momento Último entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de las vigas.....	98
TABLA A4. Variación porcentual del Área de Acero de refuerzo entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de las vigas.....	99

TABLA A5. Variación porcentual del Corte Último entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de las vigas.....	100
TABLA A6. Valores comparativos de Momento positivo, negativo y en el volado entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultantes en el diseño de la losa.....	101
TABLA A7. Valores comparativos de Momentos Últimos entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultantes en el diseño del separador Externo.	102
TABLA A8. Variación porcentual del Momento Último entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de los Separadores Externos	103
TABLA A9. Valores comparativos de Momentos Últimos entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultantes en el diseño del Separador Interno.	104
TABLA A10. Variación porcentual del Momento Último entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de los Separadores Internos.....	105
TABLA B1. Resumen con las principales diferencias de la metodología de cálculo entre la Norma AASHTO Standard y la Norma AASHTO LRFD 2005.	106
TABLA C1. Valores obtenidos para el diseño de la Viga de concreto armado, de un tablero para puente carretero, siguiendo la metodología AASHTO LRFD 2005. Sobrecarga vehicular HL-93. Camión de diseño HS20. Luz de cálculo 20 m.	114

RESUMEN

La incorporación de un texto documental, teórico y normativo con las características que se nombran en el desarrollo de este proyecto, pretende implementar una serie de manuales informativos y educativos que comiencen a poblar las bibliotecas de Ingeniería Vial – Estructural en Venezuela, sobre todo en lo que respecta a tener actualizaciones y metodología de cálculo para que el Ingeniero de proyectos tenga una guía referencial o herramienta a su alcance.

Este trabajo especial de grado, se basa en una metodología de cálculo para la elaboración de tableros de puentes carreteros con vigas de concreto armado, aplicando la nueva norma vigente AASHTO LRFD 2005 ESPECIFICACIONES Y DISEÑO PARA PUENTES, no dejando de mencionar que una norma para el diseño de puentes hecha con parámetros y trenes de carga de circulación en las carreteras Venezolanas contribuirá al desarrollo de la ingeniería en nuestro país.

INTRODUCCIÓN

El hombre desde el comienzo de su existencia necesitó desplazarse de un lugar a otro por diversos motivos, algunas veces para lograr subsistir, otras por su necesidad de intercambio con sus semejantes. Encontró obstáculos para realizar su desplazamiento tales como: la presencia de ríos, hondonadas, y otros accidentes algunas veces insalvable con los medios disponibles a su alcance. Buscó la manera de lograr vencerlos; inicialmente en una forma rudimentaria y con el transcurso del tiempo con medios más eficientes. Entre las soluciones halladas para vencer las dificultades de desplazamiento encontró los puentes.

El término puente describe, generalmente a la estructura que con trazado por encima de la superficie permite vencer obstáculos naturales.

Los puentes son obras de arte que permiten la continuidad de una vía ante un obstáculo. La vía puede ser férrea, peatonal o carretera para vehículos automotores y el obstáculo una depresión del terreno, corriente de agua u otra vía. El objetivo fundamental es el de preservar la continuidad del eje vial interrumpido por una depresión o río.

El puente está conformado por: Superestructura e Infraestructura.

La superestructura transmite a la infraestructura su peso propio, las acciones de los vehículos o carga viva y otras cargas como viento, sismo, etc. Está compuesta por el tablero y los apoyos del mismo. El tablero tiene la calzada propiamente dicha (losa, pavimento, aceras, isla), y está limitado por las barandas. El tablero es el elemento de piso, recibe directamente la carga móvil, puede ser de madera o metálico, generalmente de concreto armado.

Los apoyos del tablero son las vigas que llevan directamente la carga a la infraestructura y los separadores que proporcionan rigidez transversal al conjunto.

La infraestructura transmite a la fundación las cargas de la superestructura, las cargas propias y las que actúan en ella misma, y está constituida por dos estribos y una o varias pilas (puentes de dos o más luces).

Los estribos aparte de dar apoyo a los extremos del puente, contienen los rellenos de los accesos junto con las aletas laterales o muros de contención. Pueden ser pila estribo (estribos perdidos) si derraman los terraplenes de acceso.

Las pilas son los apoyos intermedios del puente y están compuestas por zapata o base, cuerpo o fuste y cabecero o remate superior. Pueden ser pila pilote si en el cuerpo de la pila se mantiene la sección de pilotaje.

Al tratar los aspectos de las condiciones de las vías de servicio debemos diferenciar, y así lo haremos en esta ocasión, como puentes carreteros, puentes peatonales, puentes ferroviarios y acueductos; cada una de estas estructuras tienen sus propias condiciones, que se reflejan en los Códigos existentes para su proyecto.

Al no disponerse en nuestro medio de Códigos o Reglamentos específicos, nos vemos obligados en adoptar alguno foráneo.

En vista de nuestra vinculación con la tecnología norteamericana, es y ha sido una práctica usual por muchos años el emplear Códigos de ese país para estos fines. Es así que para los puentes carreteros se utilizan los Códigos propuestos por la American Association of State Highway and Transportations Officials (AASHTO), de allí son las sobrecargas utilizadas para el desarrollo del presente trabajo.

El presente texto contempla una metodología de cálculo para la solución de tableros con vigas de concreto armado para puentes ubicados en vías principales y en vías secundarias o de penetración agrícola, empleando el uso de la nueva norma LRFD Bridge Design Specifications (2005).

Durante el desarrollo del tema, se anexará a cada ecuación el artículo correspondiente, enunciando la antigua norma y la vigente.

Para el cálculo de los tableros de puentes ubicados en vías principales se utilizó la sobrecarga vehicular HL-93 con el camión de diseño HS20 de la norma AASHTO y para puentes ubicados en vías secundarias se utilizó la sobrecarga vehicular HL-93 con el camión de diseño H20.

La separación entre vigas y la longitud de los volados de la losa se escogen para condiciones óptimas; la hipótesis de diseño se fundamenta tomando en cuenta un criterio de economía. Todas las vigas de los puentes deben tener igual resistencia, por lo tanto igual cantidad de acero de refuerzo, en tal sentido se seleccionan separaciones entre vigas y volados, de tal manera que la diferencia entre el acero de refuerzo calculado máximo (As mayor) y mínimo (As menor) requerido para las diferentes vigas no exceda el 10%, es decir:

$$\varepsilon = 100 * (As \text{ mayor} - As \text{ menor}) / As \text{ menor} < 10\% \quad (00-01)$$

La separación definitiva entre vigas fue redondeada a múltiplos de cinco centímetros por facilidades constructivas, esta condición implica no tener valores de $\varepsilon = 0\%$ (condición óptima).

Como medida de protección tanto del tránsito como de los peatones todos los puentes tendrán barandas de concreto armado a ambos lados de la estructura. En el análisis de los tableros las barandas fueron consideradas como cargas equivalentes (su peso en su centroide) debido a la complejidad real que representa el volumen de la baranda.

Para determinar las cargas permanentes de los elementos de concreto armado se consideró como peso unitario 2500 Kg/m^3 y para la carpeta asfáltica de rodamiento 2400 Kg/m^3 .

Con las cargas permanentes y variables se determinaron las solicitaciones de corte y de momento las cuales se combinan, mayoran y factoran según la norma AASHTO, por la teoría de esfuerzos últimos (estado límite de agotamiento resistente) obteniéndose aceros de refuerzo por corte y por flexión.

OBJETIVOS

Objetivo General

Desarrollar una metodología basada en la nueva norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2005) para el diseño de tableros para puentes carreteros con vigas de concreto armado de un tramo simplemente apoyado.

Objetivos Específicos

- Realizar un estudio basado en las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.), comparando los resultados obtenidos mediante el análisis y diseño de tableros de puentes de concreto armado, empleando la antigua norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges y la nueva norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.
- Elaborar un Manual informativo que representa en láminas dibujadas con el programa Auto Cad, los despieces de cada componente del tablero del puente para diferentes longitudes.

Descripción de las Metodologías

El trabajo comienza realizando una investigación bibliográfica y normativa, de tal manera que la misma sirva de base para el análisis y diseño de las estructuras a proyectar.

El presente texto se basa en la metodología de cálculo para el proyecto de un tablero de puente de concreto armado, seguido con la comparación de los procedimientos entre la antigua norma AASHTO STANDARD y la norma vigente AASHTO LRFD 2005. El diseño estructural del tablero consiste en especificar para una determinada luz de cálculo y un ancho establecido que depende del número de canales y de hombrillos, el número de vigas, separadores, sus respectivas geometrías, áreas de acero y despieces, de manera tal que, una vez analizados se ilustran en el manual para distintas luces, en diferentes planos, con plantas, dimensiones y cortes, mostrando en detalle las listas de materiales requeridos para su construcción (cálculos métricos).

Los tableros de puentes que se indican en el manual informativo, pueden servir como conexión de vías troncales (vías de integración nacional), vías locales (carreteras de interés regional) o carreteras de penetración agrícola, estructuras estas, que pueden contribuir con el desarrollo económico de una región y que adicionalmente cumplen con las normas establecidas para cada tipo.

Se desarrollarán puentes carreteros para dos tipos de vías:

- 1.- Carreteras Principales; empleando el tren de carga AASHTO HL-93 con el camión HS20
- 2.- Carreteras Secundarias; empleando el tren de carga AASHTO HL-93 con el camión H20

Las longitudes del tablero varían desde: 10 m a 30 m, con incrementos de 2 m para ambos casos de carretera.

En los puentes carreteros principales el ancho del tablero incluye dos canales y dos hombrillos con sus dos barandas. En los puentes carreteros secundarios el ancho del tablero incluye dos canales y dos barandas.

En cada tablero de puente se indica lo siguiente:

- Planta del tablero y sección transversal
- Sección transversal y longitudinal de la losa con sus despieces
- Sección del separador externo e interno con sus despieces
- Sección de la viga; despieces de los aceros transversales y longitudinales de la viga
- Tabla anexa, indicando descripción de las piezas, diámetros, longitudes, cantidad y peso del acero de refuerzo y volumen de concreto para los diferentes elementos que conforman el tablero
- Aparatos de apoyo

Como sobrecarga de diseño para los tableros de puentes en vías principales y vías secundarias, se utilizó la sobrecarga vehicular **HL-93** de la norma AASHTO LRFD 2005 para el diseño de puentes.

El análisis del tablero contiene la presentación de las envolventes de corte y momento para cargas variables, predimensionado del tablero, diseño de la losa, diseño de las vigas, diseño de los separadores externos e internos y diseño de los aparatos de apoyo.

Alcances del Proyecto

Ante la situación actual de la enseñanza de los puentes en Venezuela, tomando en cuenta el valor formativo y de aplicación que tiene la elaboración del manual de Tableros para Puentes Carreteros de Concreto Armado, y en vista que muy pocos trabajos de este tipo se han publicado en el país, se estaría generando un manual de estudios con estas características y condiciones, dando pie a futuras publicaciones basadas en estudios de tableros de puentes para vías de mayor envergadura.

Se pretende también que el Ingeniero Civil de campo, se involucre en el conocimiento de los componentes del tablero de un puente, de manera tal que pueda aportar sus conocimientos y observaciones para el oportuno mantenimiento de este tipo de estructuras.

Limitaciones

Dado el alto contenido de información que nos genera el diseño de estos tipos de puentes, el procedimiento de cálculo se limita al desarrollo del tablero y de sus aparatos de apoyo, quedando por desarrollar los demás componentes requeridos para completar el proyecto de un puente simplemente apoyado. Entre estos debemos hacer referencia a los estribos y las aletas del puente, que en gran medida depende de las condiciones topográficas, geotécnicas e hidráulicas del sitio de ponteadero, y de la amenaza sísmica de cada región del país.

Estructura y Contenido del trabajo

El trabajo se divide en siete capítulos y sus anexos. El capítulo I describe un breve desarrollo teórico de las sobrecargas del puente y las envolventes de corte y momento, en

el capítulo II se explica el predimensionado del tablero, en el capítulo III se describe el diseño de la losa, en el capítulo IV se presenta el diseño de la viga, en los capítulos V y VI se tratan el diseño de los separadores externos e internos y el capítulo VII contiene el diseño de los aparatos de apoyo.

En los anexos se describirán mediante tablas comparativas los resultados obtenidos y las diferencias existentes en la formulación y procedimientos entre de la norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD, y se incluye un ejemplo de cálculo de diseño de una viga para un tablero de 20 m de luz con su aparato de apoyo, para así obtener las conclusiones finales del trabajo.

CAPITULO I

DESARROLLO TEORICO

1.1 Conceptos

Estado Límite: Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

Estado límite de resistencia: Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.

Estados límites de servicio: Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.

Factor de carga: Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.

Factor de resistencia: Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.

1.2 Clasificación de las vías

Clasificación funcional: de acuerdo a la cantidad de movilidad y de accesibilidad provistas, las vías se clasifican en:

- **Vías urbanas:** Autopistas, vías expresas, vías arteriales, vías colectoras y vías locales.
- **Vías rurales:** Autopistas, vías expresas, vías arteriales principales, vías arteriales secundarias, vías colectoras, vías locales.

Vías arteriales principales: Son carreteras que dan prioridad al tránsito de paso pero permiten acceso privado a las áreas adyacentes.

Estas carreteras sirven a viajes largos y medios y para altos volúmenes de tránsito. Conectan ciudades importantes entre sí o con otras carreteras principales. En su recorrido pueden conectar pueblos pequeños y hasta algunos caseríos; muchas veces evitando atravesarlos y conectándose a ellos con accesos apropiados.

En ausencia de autopistas y vías expresas, las vías arteriales principales las sustituyen en el servicio al tránsito, aunque no siempre en forma tan eficiente, debido a la función de accesibilidad de éstas.

Vías arteriales secundarias: Son carreteras con prioridad al tránsito pero con bastante acceso a las zonas adyacentes. Enlazan pueblos pequeños y caseríos entre sí o con alguna ciudad importante o con alguna carretera de mayor jerarquía, la mayoría de las veces atravesando los pueblos con el consiguiente perjuicio al tránsito de paso.

1.3 Tipo de camión

Se darán dos opciones; camión de diseño de dos ejes tipo H20 para puentes en carreteras secundarias y de tres ejes tipo HS20 para carreteras principales. Las cargas H15 y HS15 son respectivamente el 75% de las cargas H20 y HS20. (AASHTO'89 Art. 3.7).

El Tren de Carga H consiste en un camión de dos ejes separados 14 pies (4.27 m), donde el eje delantero tiene una carga P/4 de 8000 lbs y el eje trasero una carga P de 32000 lbs (P = 7258 kg). Las cargas H son designadas por la letra H de Highway seguido por un número que indica el peso bruto en toneladas inglesas del camión estándar. (AASHTO'89 Art. 3.7).

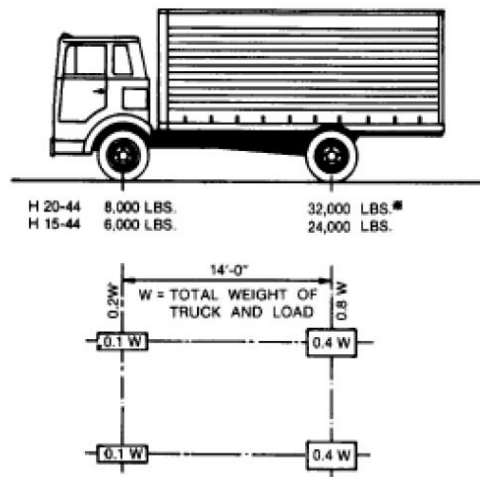


FIGURA 01-01. Carga Viva H de la norma AASHTO

El Tren de Carga HS consiste en un camión tractor con Semi Tráiler de tres ejes separados 14 pies (4.27 m), donde el eje delantero tiene una carga $P/4$ de 8000 lbs y los ejes central y trasero tienen una carga P de 32000 lbs ($P = 7258$ kg). Las cargas HS son designadas por las letras H de highway y S de Semi Tráiler, seguidas por un número indicando el peso bruto en toneladas inglesas del tractor. (AASHTO'89 Art. 3.7).

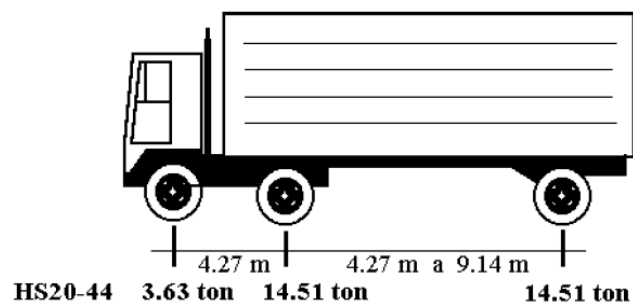


FIGURA 01-02 Carga Viva HS de la norma AASHTO

El desarrollo del Manual tendrá dos partes. La primera parte ilustrará los tableros para puentes en vías principales y la segunda parte ilustrará los tableros para puentes en vías secundarias.

El ancho del tablero para las vías principales será de 10,40 m. Este tablero comprende: dos canales de circulación vehicular de 3,60 m c/u, dos hombrillos de 1,20 m c/u y dos barandas de 0,40 m c/u,

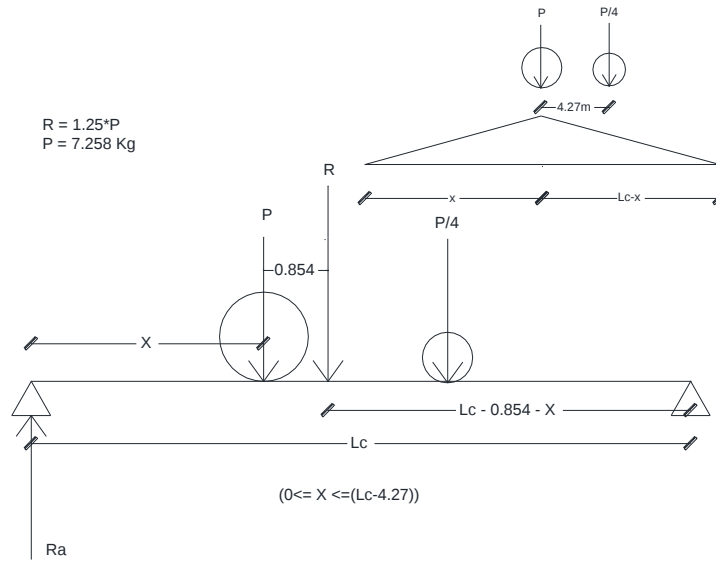
El ancho del tablero para las vías secundarias será de 8,00 m. Este tablero comprende: dos canales de circulación vehicular de 3,60 m c/u, y dos barandas de 0,40 m c/u.

La construcción de cada uno de estos tipos de puente depende de la carretera para la cual su uso se justifique o el tipo de vehículo a cuya carga va a ser sometido.

Las solicitaciones de Corte y Momento por cargas variables para el diseño del tablero que indica el método AASHTO LRFD 2005 consiste en la suma de la carga variable vehicular (HS20 y H20, según el caso) obtenido de las envolventes (Subcapítulo 1.4) mas una carga variable equivalente (sobrecarga vehicular) de esta manera se conforma el tren de carga **HL-93**.

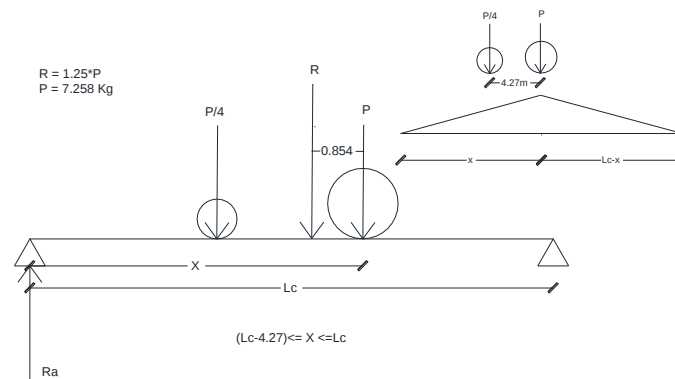
1.4 Envoltentes de Momento

Para camión H 20:



$$M(x) = 1,25 \frac{P}{Lc} (Lc - 0,854 - X) X \quad (1.1)$$

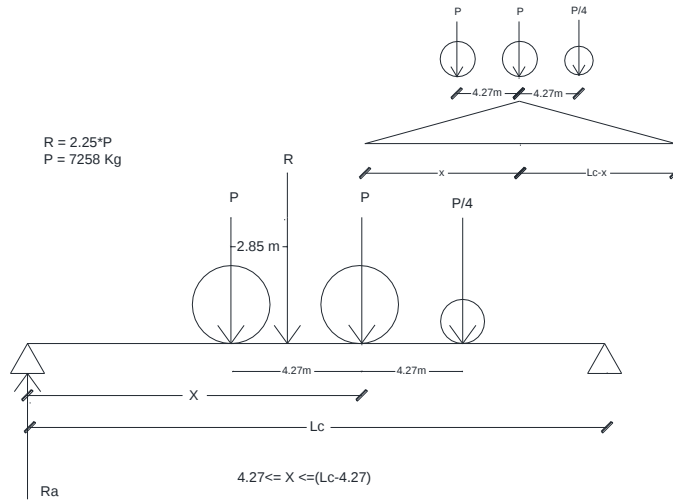
FIGURA 01-03. Envoltente de Momento Ecuación I



$$M(x) = 1,25 \frac{P}{Lc} (Lc + 0,854 - X) X - 1,07P \quad (1.2)$$

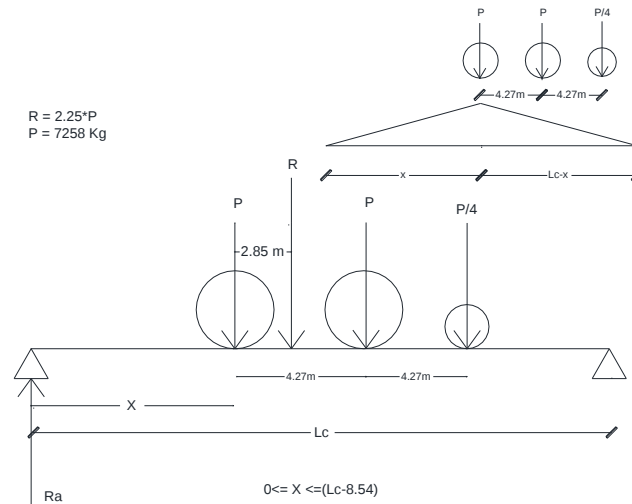
FIGURA 01-04. Envoltente de Momento Ecuación II

Para camión HS 20:



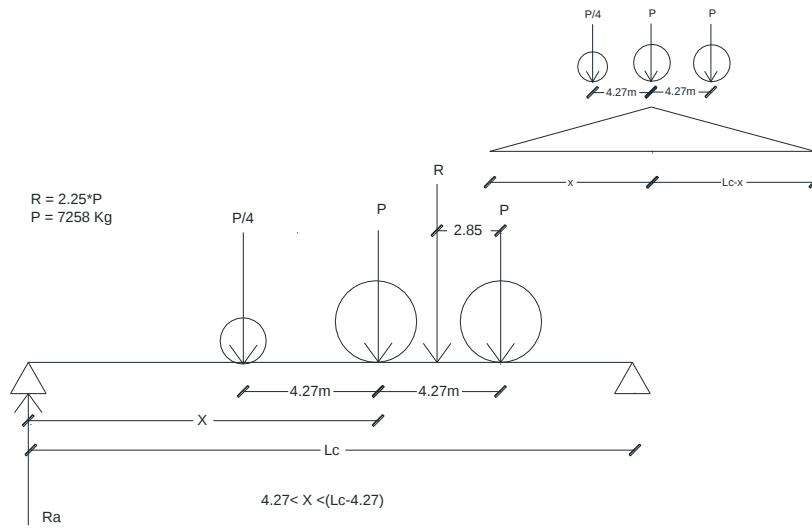
$$M(x) = 2,25 \frac{P}{L_c} (L_c - X + 1,42) X - 4,27 P \quad (1.3)$$

FIGURA 01-05. Envolvente de Momento Ecuación I



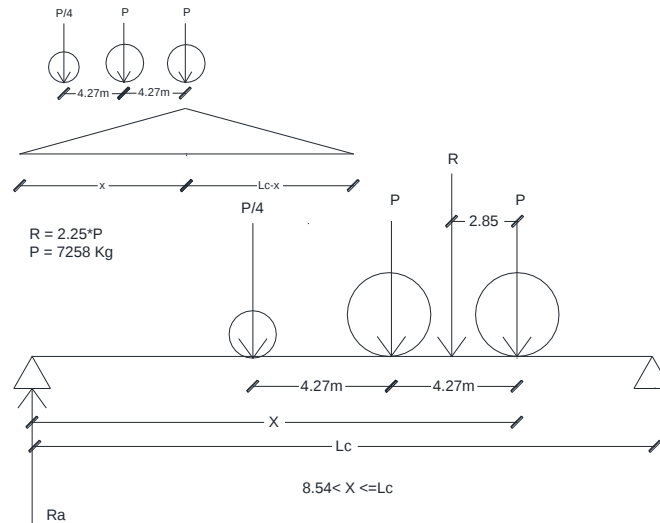
$$M(x) = 2,25 \frac{P}{L_c} (L_c - X - 2,85) X \quad (1.4)$$

FIGURA 01-06. Envolvente de Momento Ecuación II



$$M(x) = 2,25 \frac{P}{Lc} (Lc - X - 1,42) X - \frac{P}{4} (4,27) \quad (1.5)$$

FIGURA 01-07. Envolvente de Momento Ecuación III

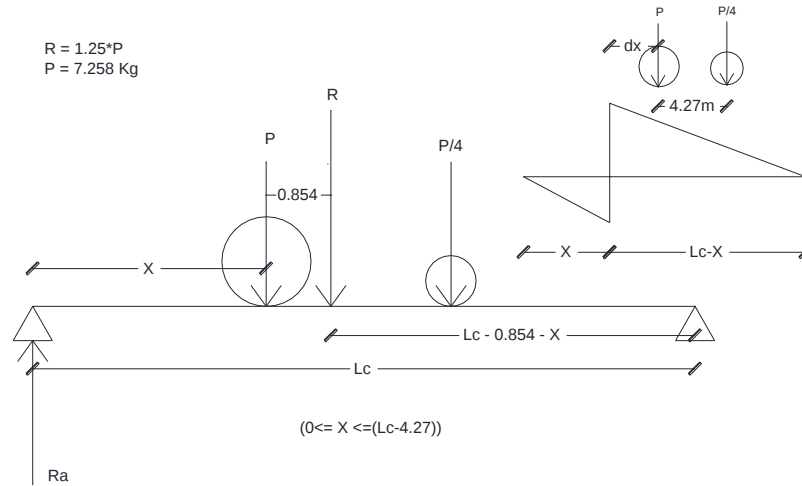


$$M(x) = 2,25 \frac{P}{Lc} (Lc - X + 2,85) X - 6,41P \quad (1.6)$$

FIGURA 01-08. Envolvente de Momento Ecuación IV

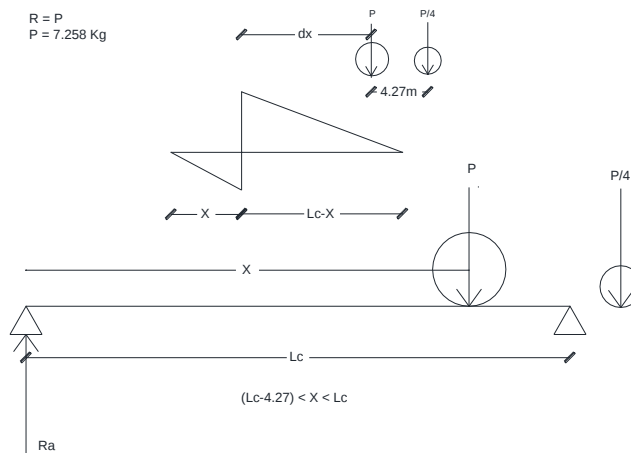
1.5 Envoltentes de Corte

Para camión H 20:



$$V(x) = 1,25 \frac{P}{Lc} (Lc - 0,854 - X) \quad (1.7)$$

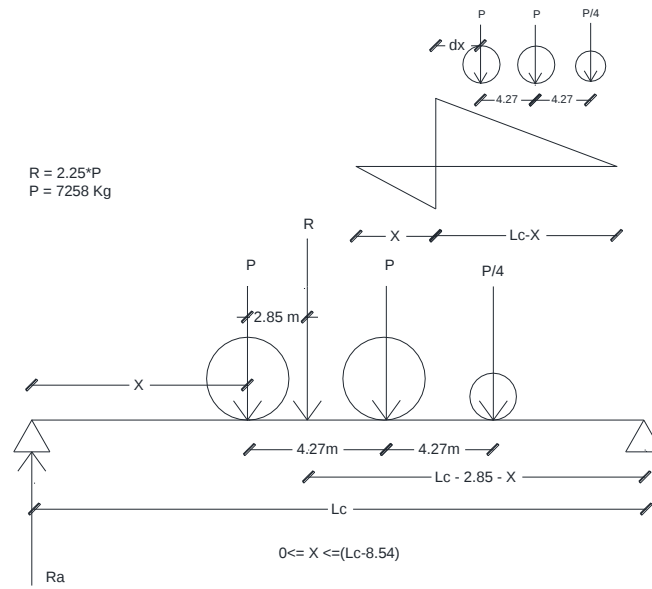
FIGURA 01-09. Envoltene de Corte Ecuación I



$$V(x) = \frac{P}{Lc} (Lc - X) \quad (1.8)$$

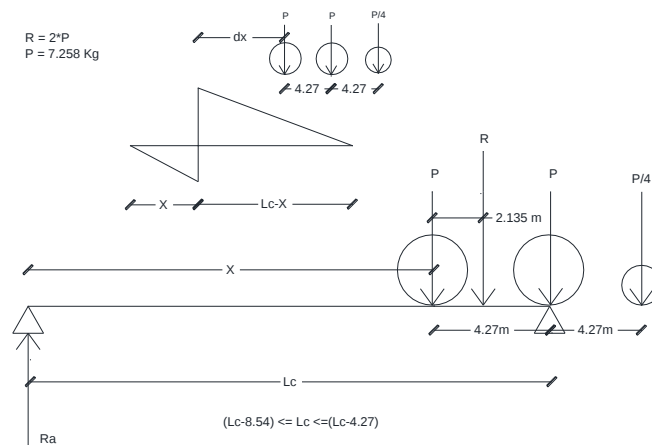
FIGURA 01-10. Envoltene de Corte Ecuación II

Para camión HS 20:



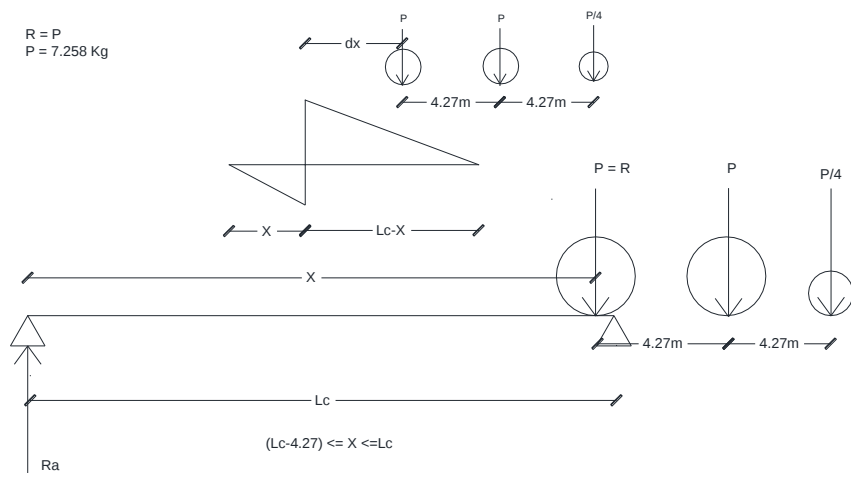
$$V(x) = 2,25 \frac{P}{Lc} (Lc - 2,854 - X) \quad (1.9)$$

FIGURA 01-11. Envolvente de Corte Ecuación I



$$V(x) = 2 \frac{P}{Lc} (Lc - 2,135 - X) \quad (1.10)$$

FIGURA 01-12. Envolvente de Corte Ecuación II



$$V(x) = \frac{P}{Lc}(Lc - X) \quad (1.11)$$

FIGURA 01-13. Envolverte de Corte Ecuación III

1.6 Momento Máximo – Maximorum

Para camión H 20:

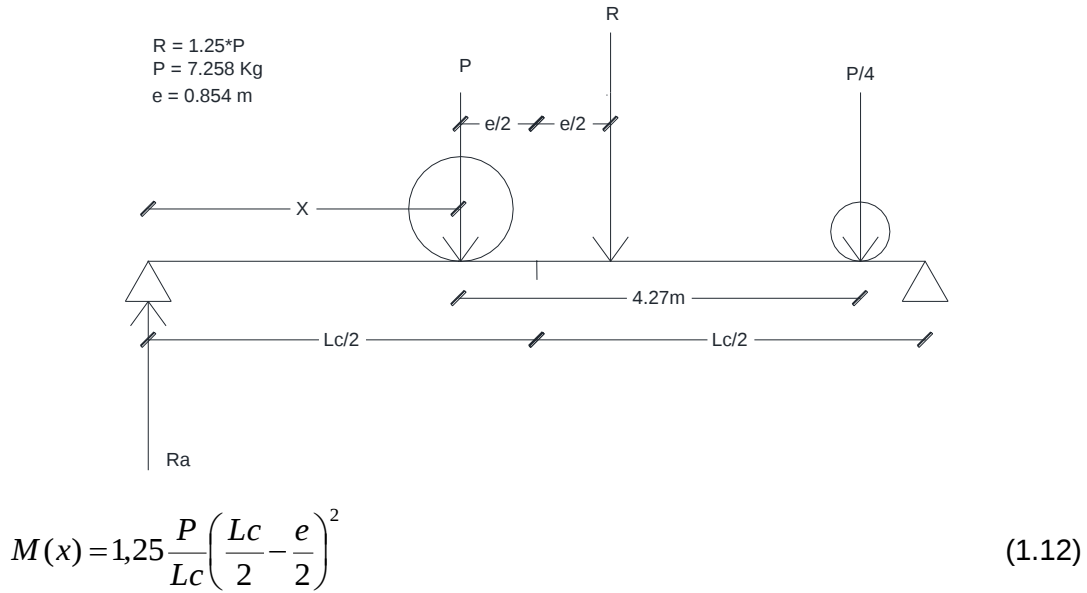


FIGURA 01-14. Para H20 Momento Max - Max

Para camión HS 20

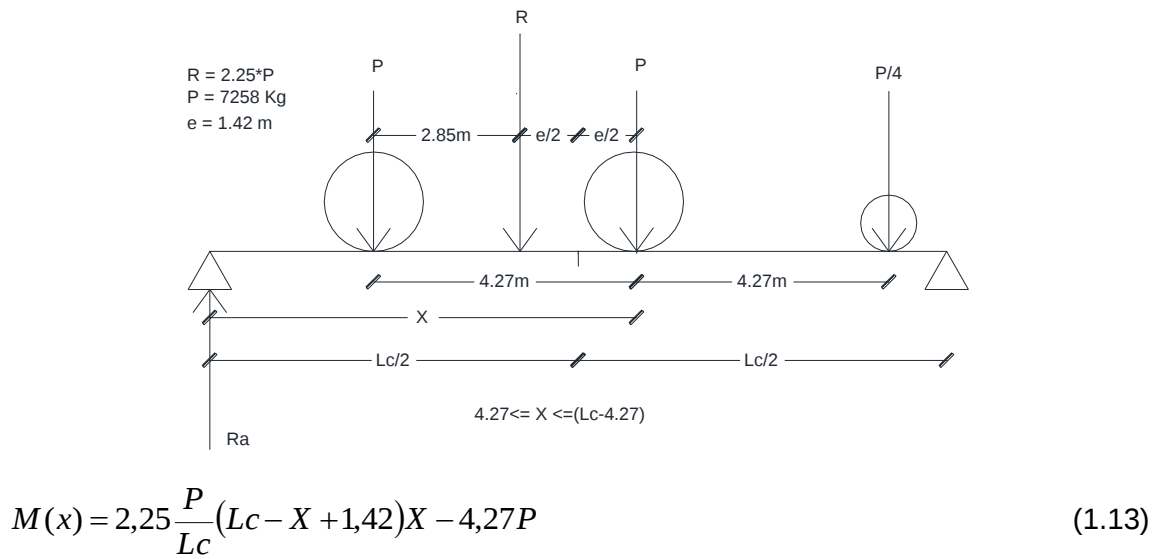


FIGURA 01-15. Para HS20 Momento Max – Max

CAPITULO II

PREDIMENSIONADO

El criterio en el predimensionado es colocar igual cantidad de acero de refuerzo en las vigas externas e internas, para ello se seleccionan separaciones entre vigas y dimensiones de los volados, de tal manera que la diferencia entre el acero de refuerzo calculado máximo (A_s mayor) y mínimo (A_s menor) requerido para las diferentes vigas, no exceda del 10 %, determinado según la ecuación (00-01).

Las áreas de acero se obtienen hallando los momentos últimos tanto para las vigas externas como para las vigas internas, luego los valores son afectados por los factores y combinaciones de carga establecidos por la norma AASHTO.

2.1 Solicitaciones Últimas de Momento flector

Norma AASHTO Standard

$$U = 1,3 (CP + 5/3 CV) \quad (02-01)$$

(TABLA 3.22.1A AASHTO '89)

$$Mu = 1,3 * Mcp + 2,17 (Mcv \text{ camión} * FR * FI * FNV) \quad (02-02)$$

Mcp = Momento por carga permanente obtenido del peso de la losa, vigas, separadores, defensas y pavimento.

Mcv = Momento por carga variable obtenido de las envolventes de momento del camión H20 o HS20.

FR = Factor rueda

FI = factor Impacto.

FNV = Factor Norma Venezolana.

Norma AASHTO LRFD

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \quad (02-03)$$

(AASHTO LRFD '05 Art. 3.4.1-1)

$$M_u = 1,25 * M_{cp1} + 1,50 * M_{cp2} + 1,75 (M_{cv \text{ camión}} * FD * FI * M_{cv \text{ equiv}} * FD) \quad (02-04)$$

(TABLA 3.4.1-1 AASHTO LRFD '05)

Mcp1 = Momento por carga permanente obtenido del peso de la losa, vigas, separadores y defensas.

Mcp2 = Momento por carga permanente obtenido por el peso del pavimento

Mcv camión = Momento por carga variable obtenido de las envolventes de momento del camión H20 o HS20

Mcv equiv = Momento por carga variable equivalente obtenido del carril de diseño

FD = Factor de distribución

FI = Factor de impacto

Cada termino de la ecuación, se explica en el desarrollo del presente capitulo y en el capítulo IV.

Para el desarrollo del manual, en Vías Principales, se propuso un ancho de calzada de 10,40 m. En las Vías Secundarias se propuso un ancho de calzada de 8 m.

2.2 Ancho del Tablero (AT)

Para el desarrollo del manual las dimensiones propuestas son:

Para puentes en vías principales (ancho = 10.40 m) incluye:

- 2 Canales de circulación vehicular de 3.60 m

- 2 Hombrillos de 1.20 m
- 2 Barandas de 0.40 m

Para puentes en vías secundarias (ancho = 8 m) incluye:

- 2 Canales de circulación vehicular de 3.60 m
- 2 Barandas de 0.40 m

2.3 Luz de cálculo (Lc)

Para el desarrollo del manual se plantearon dimensiones que varían de dos en dos metros para puentes primarios y secundarios, es decir, desde 10 m hasta 30 m.

2.4 Dimensiones de las Vigas

Altura de la viga (Hv):

$$H_v \geq 0.07 \cdot L_c \quad (02-05)$$

(Tabla 8.9.2 AASHTO'89)

(Tabla 2.5.2.6.3-1 LRFD'05)

Base de la viga (bv) valor comprendido entre $H_v/2$ y $H_v/3$

$$H_v/3 < b_v < H_v/2 \quad (02-06)$$

2.5 Dimensiones de los Separadores

Altura del separador:

$$H_s = 0.75 \cdot H_v \quad (02-07)$$

Base del separador (bs) valor comprendido entre $H_s/2$ y $H_s/3$

$$H_s/3 < b_s < H_s/2 \quad (02-08)$$

El número de separadores por tablero, depende de la longitud de cálculo del puente (Lc).

- Para $L_c < 12$ m, deberá llevar 2 separadores externos.
- Para $12 \text{ m} \leq L_c < 24$ m, deberá llevar 2 separadores externos y 1 separador interno
- Para $24 \text{ m} \leq L_c \leq 36$ m, deberá llevar 2 separadores externos y 2 separadores internos
- Para $L_c > 36$ m, deberá llevar 2 separadores externos y 3 separadores internos

2.6 Separación entre vigas (Sv)

$(2.5\text{m} < S_v < 3.5\text{m})$

(Valores estadísticos)

2.7 Volados (V)

Norma AASHTO Standard

$(0.25 S_v < V < 0.35 S_v)$

(Valores estadísticos)

Norma AASHTO LRFD

Mínimo ancho de vuelo total igual a 530 mm medido a partir del centro de la viga exterior y máximo ancho de vuelo total igual al menor valor entre 0,625 veces la separación de las vigas y 1800 mm.

(APENDICE A4 LRFD'05)

2.8 Numero de vigas (n)

Teniendo S_v , V y AT , obtenemos N° de vigas de:

$$AT = 2 * V + (n - 1) * S_v$$

(02-09)

2.9 Losa

Norma AASHTO Standard

Espesor de la losa:

$$e_l = (S + 3.05) / 30 \geq 16.5 \text{ cm}$$

(02-10)

(Tabla 8.9.2 AASHTO'89)

S es la separación libre entre vigas

$$S = S_v - b_v$$

(02-11)

Norma AASHTO LRFD

La altura del tablero deberá ser mayor o igual a 175 mm.

(AASHTO LRFD '05 Art. 9.7.1.1)

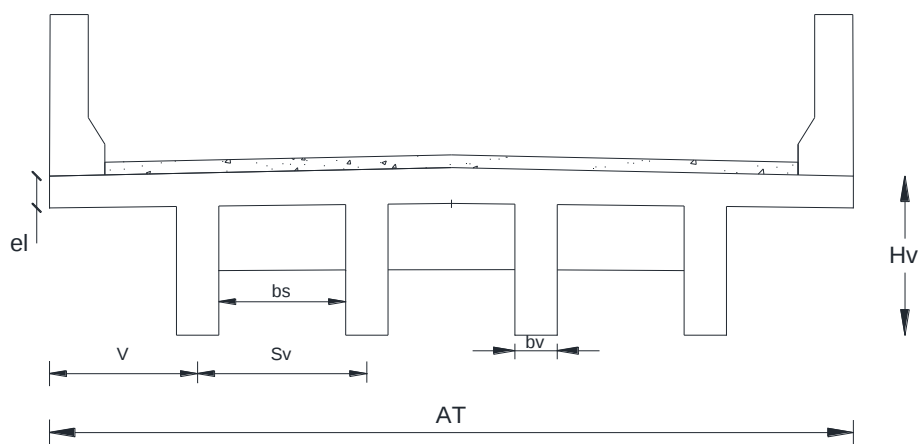


FIGURA 02-01. Esquema transversal de un tablero para puentes

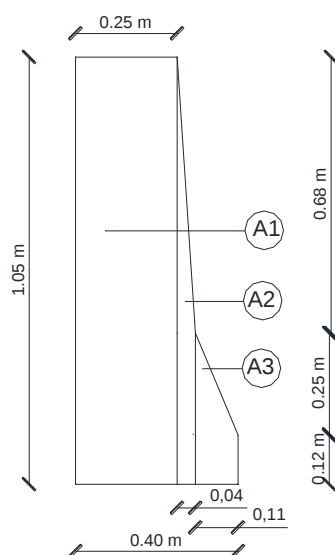


FIGURA 02-02. Dimensiones de la baranda de concreto armado

2.10 Determinación del centroide (X) y peso de la baranda por (ml).

Centroide (X):

$$A1 = 0.25 * 1.05 = 0.2625 \text{ m}^2$$

$$A2 = ((1.05+0.37)/2) * 0.045 = 0.032 \text{ m}^2$$

$$A3 = ((0.37+0.12)/2) * 0.105 = 0.0257 \text{ m}^2$$

$$At = 0.3202 \text{ m}^2$$

$$X = (0.2625\text{m}^2 * 0.125\text{m} + 0.032\text{m}^2 * 0.2725\text{m} + 0.0257\text{m}^2 * 0.3475\text{m}) / 0.3202 \text{ m}^2 = 0.157599 \text{ m}$$

$$X = 0.16 \text{ m}$$

Peso de la baranda:

$$W \text{ baranda} = 2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.3202 \text{ m}^2 = 768 \text{ Kg/m}$$

2.11 Análisis de Carga Permanente

Se consideran pesos o cargas permanentes a todas aquellas cargas que pueden considerarse fijas y/o permanentes durante la vida útil del puente. Entre ellas están: peso propio de vigas, losa, separadores, carpeta de asfalto o rodamiento, aceras, brocales y barandas. Sistemas de iluminación y señalamiento. Servicios públicos (acueductos, oleoductos, etc.). No se debe repavimentar los tableros de los puentes sin antes remover la carpeta deteriorada y pavimentar con el espesor de diseño.

Norma AASHTO Standard

Considera en el análisis el peso total por cargas permanentes incluyendo losa, defensas y pavimento, sin diferenciarlos para efectos de mayoración de cargas.

Norma AASHTO LRFD

Considera el análisis de las cargas permanentes por separado:

Mcp1 = Momento por carga permanente obtenido del peso de la losa, vigas, separadores y defensas.

Mcp2 = Momento por carga permanente obtenido por el peso del pavimento

- Peso del asfalto por metro lineal; se toma un espesor de 5 cm.
 $W \text{ asfalto o pavimento } (e = 0.05 \text{ m}) = 2400 \text{ kgf/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1 \text{ m}$
- Peso de la losa por metro lineal.
 $W \text{ losa} = 2500 \text{ kgf/m}^3 * el * 1 \text{ m}$
- Peso de la baranda = 768 kgf/m

El desarrollo comienza con un análisis estructural de una franja de un metro de ancho con el peso de la losa más las barandas (defensas) y otro análisis de una franja de un metro de ancho con el peso del pavimento, obteniendo así los valores de las reacciones para viga externa e interna.

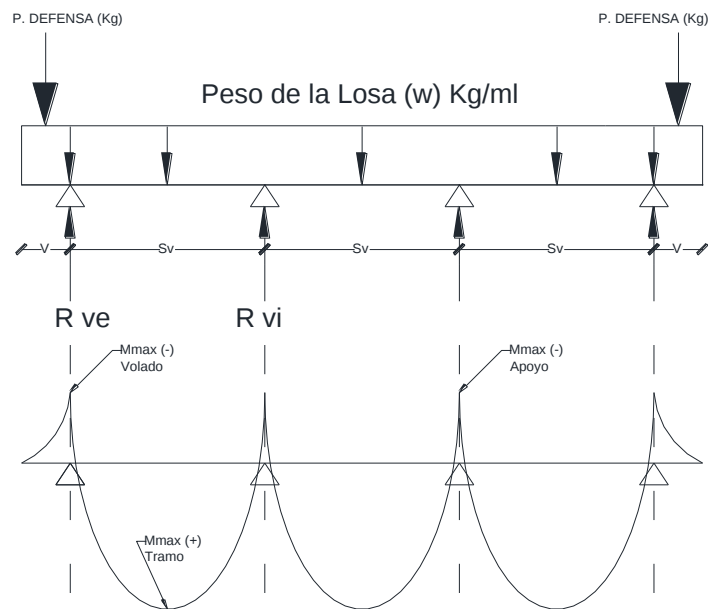


FIGURA 02-03. Modelo estructural de la losa.

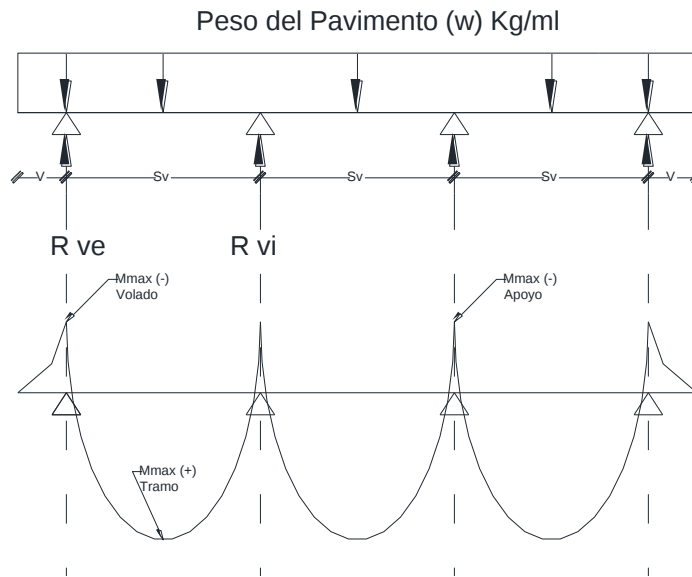


FIGURA 02-04. Modelo estructural del pavimento.

2.12 Cargas y momentos sobre viga externa obtenidas por peso propio, peso de la losa, defensas y separadores

Para $L_c < 12 \text{ m}$

$$W_{ve} = R_{ve} + (H_v - e_l) * b_v * 2500 \quad (02-12)$$

$$M_{\max ve} = W_{ve} * \left(\frac{L_c^2}{8} \right) \quad (02-13)$$

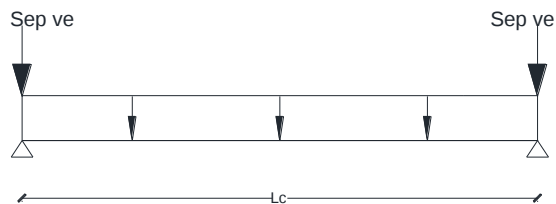


FIGURA 02-05. Carga Sobre Viga Externa

Para $12 \text{ m} \leq L_c < 24 \text{ m}$

$$W_{ve} = R_{ve} + (H_v - e_l) * B_v * 2500 \quad (02-14)$$

$$P_{sve} = (H_s - e_l) * \frac{(S_v - b_v)}{2} * b_s * 2500 \quad (02-15)$$

$$M_{\max ve} = \frac{W_{ve} * (L_c)^2}{8} + \frac{(P_{sve} * L_c)}{4} \quad (02-16)$$

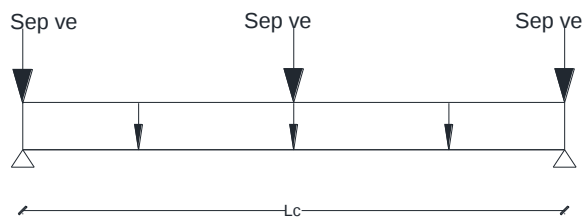


FIGURA 02-06. Carga Sobre Viga Externa

Para $24 \text{ m} \leq L_c \leq 30 \text{ m}$

$$W_{ve} = R_{ve} + (H_v - e_l) * b_v * 2500 \quad (02-17)$$

$$P_{sve} = (H_s - e_l) * \frac{(S_v - b_v)}{2} * b_s * 2500 * 2 \quad (02-18)$$

$$M_{\max ve} = \frac{W_{ve} * (L_c)^2}{8} + \frac{P_{sve} * L_c}{3} \quad (02-19)$$

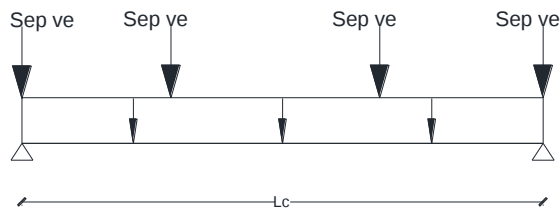


FIGURA 02-07. Carga Sobre Viga Externa

2.13 Cargas y momentos sobre viga interna obtenidas por peso propio, peso de la losa, defensas y separadores

Para $L_c < 12$ m

$$W_{vi} = R_{vi} + (H_v - e_l) * b_v * 2500 \quad (02-20)$$

$$M_{\max vi} = W_{vi} * \frac{(L_c)^2}{8} \quad (02-21)$$

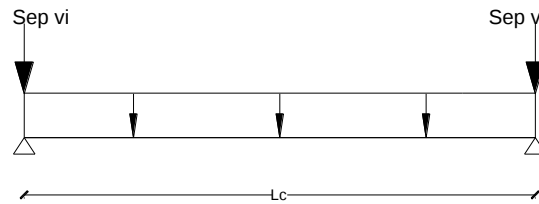


FIGURA 02-08. Carga Sobre Viga Interna

Para $12 \text{ m} \leq L_c < 24 \text{ m}$

$$W_{vi} = R_{vi} + (H_v - e_l) * b_v * 2500 \quad (02-22)$$

$$P_{svi} = (H_s - e_l) * (S_v - b_v) * b_s * 2500 \quad (02-23)$$

$$M_{\max vi} = \frac{W_{vi} * (L_c)^2}{8} + \frac{P_{svi} * L_c}{4} \quad (02-24)$$

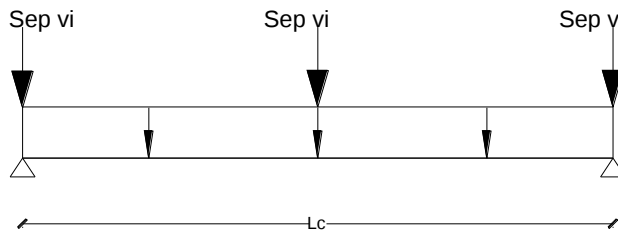


FIGURA 02-09. Carga Sobre Viga Interna

Para $24 \text{ m} \leq L_c \leq 30 \text{ m}$

$$W_{vi} = R_{vi} + (H_v - e_l) * b_v * 2500 \quad (02-25)$$

$$P_{svi} = (H_s - e_l) * (S_v - b_v) * b_v * 2500 * 2 \quad (02-26)$$

$$M_{\max vi} = \frac{W_{vi} * (L_c)^2}{8} + \frac{(P_{svi} * L_c)}{3} \quad (02-27)$$

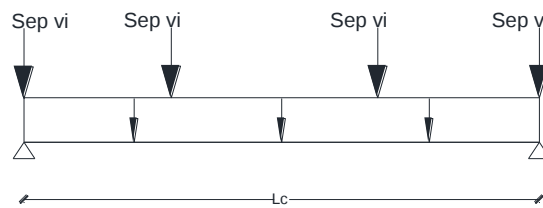


FIGURA 02-10. Carga Sobre Viga Interna

2.14 Cargas y momentos sobre viga interna y externa obtenida por el peso del pavimento

$$W_{vepav} = R_{vepav} \quad (02-17)$$

$$M_{\max vepav} = W_{vepav} * \left(\frac{L_c^2}{8} \right) \quad (02-18)$$

$$W_{vipav} = R_{vipav} \quad (02-19)$$

$$M_{\max vipav} = \left(\frac{W_{vipav} * L_c^2}{8} \right) \quad (02-20)$$

En conclusión se obtienen los siguientes términos para la ecuación:

- M_{cp1} y M_{cp2} para la viga externa
- M_{cp1} y M_{cp2} para la viga Interna

2.15 Análisis para cargas variables

Norma AASHTO Standard

El momento por carga variable del vehículo de diseño es obtenido con la envolvente de momento máximo maximorum ilustrado en el subtítulo 1.6.

Norma AASHTO LRFD

Sobre las calzadas de puentes, se coloca una sobrecarga vehicular de diseño designada como **HL-93**, que consiste en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

En el predimensionado para hallar el Momento por carga variable del camión (**M_{cv} camión**) se colocará el camión de diseño en el centro del tramo, originando así una envolvente de momento llamada momento máximo maximorum ilustrada en el subtítulo 1.6.

Carga del carril de diseño.

Consistirá en una carga de 9,3 N/mm o 952 kgf/ml uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3 m. (AASHTO LRFD '05 Art. 3.6.1.4)

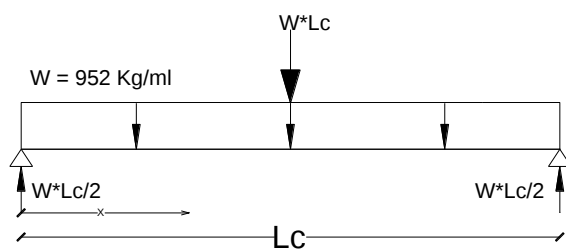


FIGURA 02-11. Representación de la carga distribuida equivalente

$$M_{\max} = \frac{W * Lc^2}{8} \quad (02-21)$$

Se obtiene:

Momento por carga variable equivalente, (Mcv equiv).

2.16 Análisis de los Factores

Factor rueda: las normas AASHTO establecen que la carga viva producida por un camión está simbolizada por su línea de ruedas (medio camión longitudinalmente), este tren de cargas se aplica directamente sobre una viga para la determinación de solicitaciones, el efecto de otras líneas de rueda que pueden actuar paralela y simultáneamente, es considerado por un factor que incluye el efecto que producen estas líneas de rueda, y se denomina Factor Rueda, el mismo depende fundamentalmente de la separación entre vigas.

En todo caso, para determinar el Factor Rueda es necesario analizar el conjunto de líneas de ruedas (pares) que entran en el ancho del puente, buscando la combinación que produzca la reacción máxima sobre la viga. En el diseño de las vigas el objetivo principal es establecer las solicitaciones máximas por carga viva que debe soportar cada una de ellas, con base al número de líneas de rueda que tribute en cada viga y del número de camiones que puedan entrar en el puente.

El Factor Rueda se define como el número de líneas de rueda que pueden solicitar una viga, este factor se aplica a las fuerzas cortantes y momentos flectores calculados con una línea de rueda en una sección de la viga. Se puede determinar de diferentes formas, algunas de ellas se indican a continuación.

Norma AASHTO STANDARD

Factor rueda viga interna (F.R.vi)

$$F.R.vi = Sv / 1.83 \quad \text{para } Sv < 3.05 \text{ m} \quad (02-22)$$

(Tabla 3.23.1 AASHTO'89)

Factor rueda viga externa (F.R.ve)

(AASHTO'89 Art. 3.23.2.3)

La Norma AASHTO Standard (2002) permite determinar el Factor Rueda (F.R.) empleando las líneas de influencia, suponiendo que la losa se apoya simplemente sobre las vigas.

Por el método de líneas de influencia se desarrolla para cada caso el F.R. viga externa, modelando el camión tipo.

$$y1 = \frac{S_v + V - 1,01}{S_v} \quad (02-23)$$

$$y2 = \frac{S_v + V - 2,84}{S_v} \quad (02-24)$$

$$\text{F.R. ve} = y1 + y2 \quad (02-25)$$

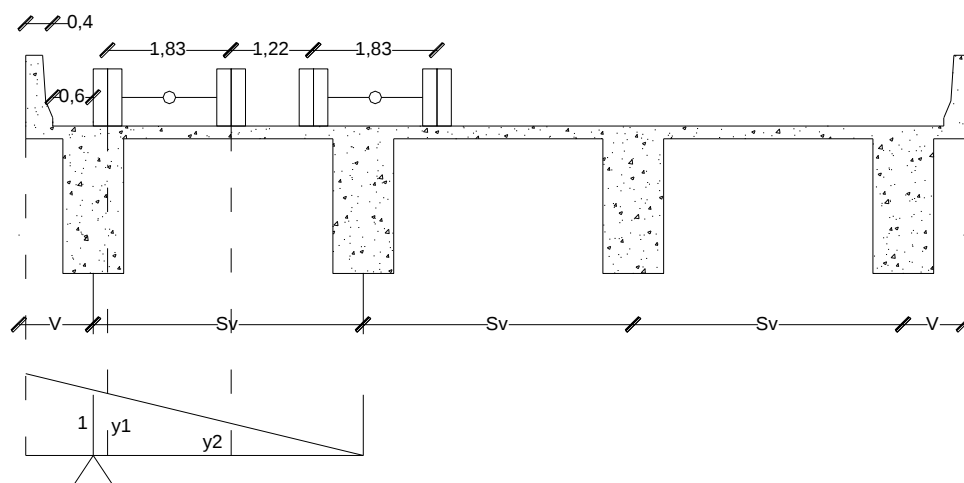


FIGURA 02-12. Posición de los ejes para determinar el factor rueda en la viga externa.

Norma AASHTO LRFD

Método de los factores de distribución para momento y corte.

(AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.2.2).

El factor de distribución para corte se analiza en el capítulo IV, este factor es aplicado a las solicitaciones obtenidas por carga viva con el camión completo, se interpreta entonces este factor como el encargado de distribuir la carga del camión completo sobre las vigas.

Vigas Interiores: El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de concreto, se puede determinar aplicando la fracción por carril, según la ecuación:

$$F.D. M_{vi} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0,1} = g_{interior} \quad (02-26)$$

(Tabla 4.6.2.2.2b-1 LRFD'05)

El término $\left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$ en la etapa de diseño preliminar, se puede tomar igual a 1.

Vigas Exteriores: El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se determina aplicando la fracción por carril, g, especificada en: (Tabla 4.6.2.2.2d-1 LRFD'05)

$$g = e * g_{interior} \quad (02-27)$$

$$e = 0,77 + \frac{de}{2800} \quad (02-28)$$

Factor de impacto (F.I) Las solicitaciones resultantes de las cargas vivas deben ser afectadas por un factor que considere las vibraciones y el impacto que produce el camión en movimiento sobre los elementos estructurales que componen el tablero.

Norma AASHTO STANDARD

$$F.I. = 1 + I \quad (02-29)$$

(AASHTO'89 Art. 3.8.2)

$$I = \frac{15,24}{38,10 + L_c} \quad (02-30)$$

Norma AASHTO LRFD

Los efectos estáticos del camión o Tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado se deberán mayorar aplicando un incremento por carga dinámica (factor de impacto). El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:

$$F.I. = 1 + IM/100 \quad (02-31)$$

$$IM = 33\% \quad (02-32)$$

(Tabla 3.6.2.1-1 LRFD'05)

Factor Norma Venezolana (F.N.V)

Norma AASHTO STANDARD

Generalmente se usa el Valor de 1.20. (Valor sugerido por el MINFRA).

MINFRA: Ministerio de Infraestructura

Norma AASHTO LRFD

No aplica.

2.17 Momentos últimos para vigas exteriores e interiores

Norma AASHTO STANDARD

Combinación de cargas últimas:

$$U = 1.3 (CP + 5/3 CV) \quad (02-33)$$

(Tabla 3.22.1A AASHTO'89)

$$\mathbf{Mu} = 1.3 * M \text{ max ve} + 2.17 * M_{\text{max max}} (\text{H20 o HS20}) * F.R. * F.I. * F.N.V. \quad (02-34)$$

Norma AASHTO LRFD

$$\mathbf{Mu} = 1,25 * M_{cp1} + 1,50 * M_{cp2} + 1,75 (M_{cv} \text{ camión} * F.D. * F.I. + M_{cv} \text{ equiv} * F.D.) \quad (02-35)$$

(TABLA 3.4.1-1 AASHTO LRFD '05)

2.18 Ancho efectivo (Be)

Norma AASHTO STANDARD

(AASHTO'89 Art. 8.11)

Caso viga externa:

$$\text{El menor valor: } \left\{ V + \frac{S_v}{2} \right. \quad (02-36)$$

$$\left\{ V + \frac{b_v}{2} + 6 * e_l \right. \quad (02-37)$$

Caso viga interna:

$$\text{El menor valor: } \left\{ S_v \right. \quad (02-38)$$

$$\left\{ 12 * e_l + b_v \right. \quad (02-39)$$

Norma AASHTO LRFD

(AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.6)

Caso viga interna:

$$\text{El menor valor entre: } \left\{ \frac{L_c}{4} \right. \quad (02-40)$$

$$\left\{ 12 * e_l + b_v \right. \quad (02-41)$$

$$\left\{ S_v \right. \quad (02-42)$$

Caso viga externa: el ancho de ala efectivo se puede tomar como la mitad de la separación entre vigas más el menor valor entre:

$$Be \leq \begin{cases} \frac{Lc}{8} & (02-43) \\ 6*el + \text{Semiancho del alma de la viga} & (02-44) \\ V & (02-45) \end{cases}$$

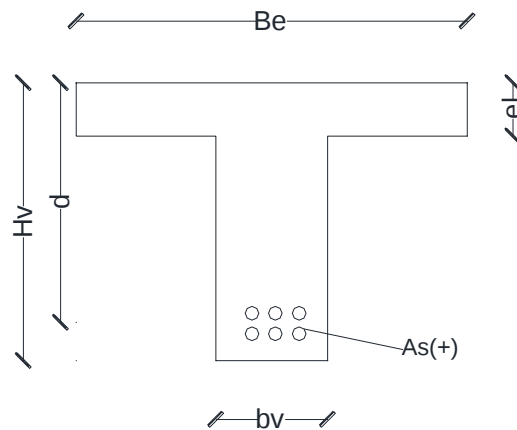


FIGURA 02-13. Detalle del ancho efectivo

2.19 Calculo de los aceros

(AASHTO´89 Art. 8.16)

Se calculan las áreas de acero (As), para vigas exteriores e interiores con la ecuación:

$$As = \frac{d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{2 * Mu}{0,85 * \phi * f'c * Be} \right)}}{fy} \quad (02-46)$$

$f'c$ = resistencia del concreto a los 28 días (kgf/cm^2)

fy = límite de cedencia del acero de refuerzo (kgf/cm^2)

d = altura útil viga (cm)

Be = ancho efectivo para viga externa o interna, según el caso (cm)

M_u = momento ultimo obtenido para viga externa o interna, según el caso (kgf-cm)

$\Phi = 0.90$ (factor de minoración de la resistencia teórica para flexión)

Se determina luego la diferencia porcentual entre el acero máximo (A_s mayor) y acero mínimo (A_s menor) calculados en las vigas del tablero del puente empleando la ecuación (00-01), ésta por criterios económicos debe ser menor al 10%, de resultar mayor se realiza un nuevo el predimensionado, variando la separación entre vigas y la longitud de los volados.

CAPITULO III

DISEÑO DE LA LOSA DEL TABLERO

El diseño de la losa del tablero consiste en calcular las solicitaciones últimas de momentos tanto para las cargas permanentes como para las cargas variables, analizándolas para la sección transversal del tablero en una franja de 1 m de ancho, en este modelo la losa se apoya transversalmente sobre las vigas.

En la etapa de pre-diseño, del modelo estructural del tablero (franja de 1m) se muestra en las figuras 02-03 y 02-04, se obtienen los valores de máximo momento por cargas permanentes M_{cp1} (losa + defensas) y máximo momento por cargas permanentes M_{cp2} (pavimento), en los apoyos y en el tramo por metro de ancho. Los momentos por carga variable M_{cv} se determinan en el punto 3.2. La norma AASHTO Standard no separa las cargas permanentes de losa, defensas y pavimento, siendo los valores de momento por carga permanente M_{cp} (losa + defensas + pavimento) los correspondientes a la suma de estos tres elementos.

Las combinaciones de carga según las normas son las siguientes:

Norma AASHTO Standard

$$M_u (+) = 1.3 * M_{cp} (+) + 2.17 * M_{cv} * F.I * F.N.V \quad (03-01)$$

$$M_u (-) = 1.3 * M_{cp} \text{ apoyo } (-) + 2.17 * M_{cv} * F.I * F.N.V \quad (03-02)$$

$$M_u (-) \text{ vol} = 1.3 * M_{cp} \text{ vol } (-) + 2.17 * M_{cv} \text{ volado} * F.N.V \quad (03-03)$$

(Tabla 3.22.1A AASHTO'89)

Norma AASHTO LRFD

$$M_u (+) = 1.25 * M_{cp1} + 1.50 * M_{cp2} + 1.75 (M_{cv} * F.I.) \quad (03-04)$$

$$M_u (-) = 1.25 * M_{cp1} + 1.50 * M_{cp2} + 1.75 (M_{cv} * F.I.) \quad (03-05)$$

$$M_u (-) \text{ vol} = 1.25 * M_{cp1} + 1.50 * M_{cp2} + 1.75 (M_{cv} * F.I.) \quad (03-06)$$

(TABLA 3.4.1-1 AASHTO LRFD '05)

$M_u (+)$ = solicitación última por momento flector en el tramo.

Mu (-) = sollicitación ultima por momento flector en el apoyo interior.

Mu (-) vol = sollicitación ultima por momento flector en el apoyo extremo.

3.1 Análisis para las sollicitaciones de momento por cargas permanentes.

Norma AASHTO Standard

Los valores de momentos máximos se obtienen del análisis estructural (franja de 1m de ancho) del tablero incluyendo los pesos de la losa, pavimento y defensas.

Norma AASHTO LRFD.

Mcp1 = Momento por carga permanente obtenido del peso de la losa y defensas. Se obtienen los momentos máximos en el tramo y apoyos. (Ver figura 03-01)

Mcp2 = Momento por carga permanente obtenido por el peso del pavimento. Se obtienen los momentos máximos en el tramo y apoyos. (Ver figura 03-02)

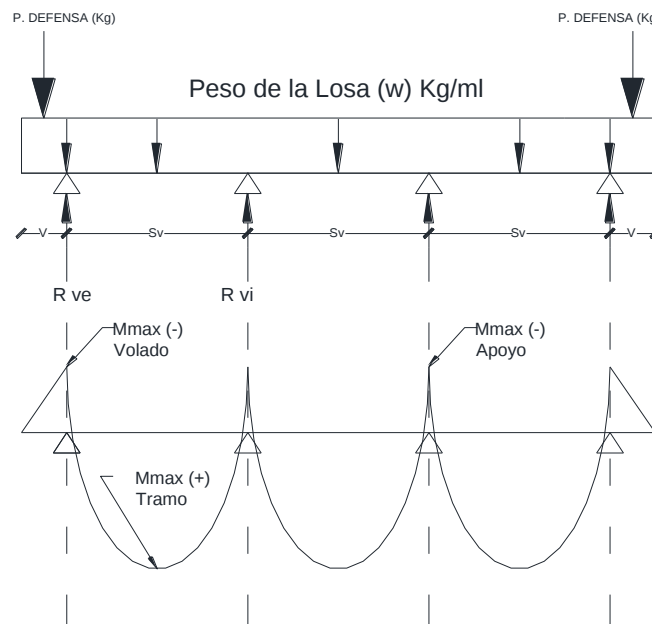


FIGURA 03-01. Momentos para Mcp1

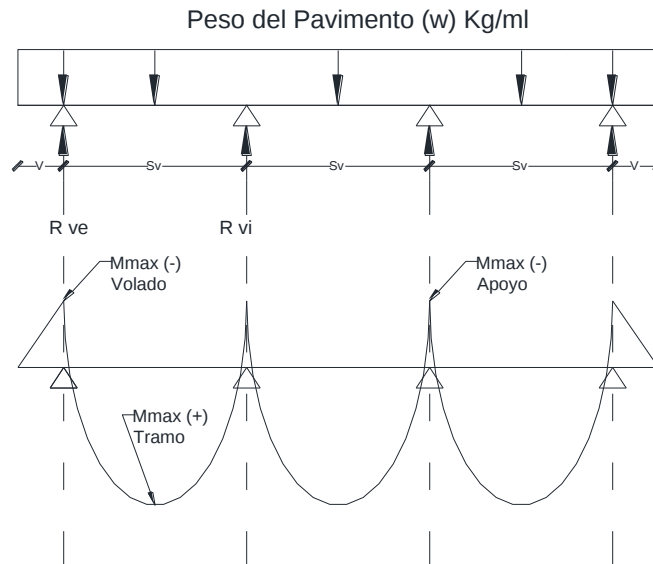


FIGURA 03-02. Momentos para Mcp2

3.2 Ecuaciones de Momento por Carga Variable (Mcv):

Norma AASHTO Standard

Para camión tipo H 20 y HS 20

(Tabla 8.9.2 AASHTO'89)

$$M_{cv} = \frac{S + 0,60}{9,75} * P \quad \text{Tramos simplemente apoyados (2 vigas)} \quad (03-07)$$

$$M_{cv} = 0,80 * \frac{S + 0,60}{9,75} * P \quad \text{Tramos simplemente apoyados (más de 2 vigas)} \quad (03-08)$$

$$S = S_v - b_v$$

S= separación libre entre vigas

Sv = separación entre vigas

P = carga puntual de la Línea de Rueda = 7.258 Kgf

Norma AASHTO LRFD.

Mcv camión, Momentos en el tablero debido a las sobrecargas.

(AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.1.8)

Los momentos en el tablero debidos a la sobrecargas en N-mm/mm se determinan como:

- Barras principales perpendiculares a la dirección del tráfico:

Para $L \leq 3000$ mm

$$M_{cv} = 1290 * D^{0,197} * L^{0,459} * C \quad (03-09)$$

(AASHTO LRFD '05 4.6.2.1.8-1)

Para $L > 3000$ mm

$$M_{cv} = \frac{5300 * D^{0,188} * (L^{1,35} - 20400)}{L} (C) \quad (03-10)$$

(AASHTO LRFD '05 4.6.2.1.8-2)

- Barras principales paralelas a la dirección del tráfico:

Para $L \leq 3000$ mm

$$M_{cv} = 408 * D^{0,123} * L^{0,64} * C \quad (03-11)$$

(AASHTO LRFD '05 4.6.2.1.8-3)

Para $L > 3000$ mm

$$M_{cv} = \frac{3405 * D^{0,138} * (L^{1,429} - 34900)}{L} (C) \quad (03-12)$$

(AASHTO LRFD '05 4.6.2.1.8-4)

Donde:

L = longitud de tramo entre centros de los apoyos (mm)

C = factor de continuidad igual a 1,0 para tramos simplemente apoyados y 0,8 para tramos continuos

D = D_x/D_y

D_x = rigidez flexional del tablero en la dirección de las barras principales ($\text{N}\cdot\text{mm}^2/\text{mm}$)

D_y = rigidez flexional del tablero perpendicular a la dirección de las barras principales ($\text{N}\cdot\text{mm}^2/\text{mm}$)

Para los tableros emparrillados, D_x y D_y se deben calcular como $E \cdot I_x$ y $E \cdot I_y$ siendo E el módulo de elasticidad e I_x , I_y el momento de inercia por unidad de ancho del tablero, considerando la sección fisurada y utilizando el método de las áreas transformadas para la dirección de las barras principales y perpendicular a la dirección de las barras principales, respectivamente.

Para hallar el valor de I_x , la sección transversal del tablero corresponde a una figura compuesta y por lo tanto se deben utilizar las siguientes ecuaciones:

$$I_x = I_{\bar{x}} + A \cdot d^2 \quad (03-13)$$

$$y = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i} \quad (03-14)$$

$$I_{\bar{x}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (03-15)$$

Momento por carga variable en el volado (AASHTO'89 Art. 2.7)

Se analiza el efecto que causaría el impacto de un camión contra la defensa, en la figura 03-03 se muestra el esquema de impacto indicado por la norma.

$$b = 0,81 + \text{Espesor del pavimento} + \text{espesor de la losa} / 2 \quad (03-16)$$

b = brazo de impacto

$$M_{cv} \text{ volado} = 4536 \text{ kgf} \cdot b \quad (03-17)$$

$M_{cv} \text{ volado}$ = Momento por carga viva en volados originado por impacto de camión

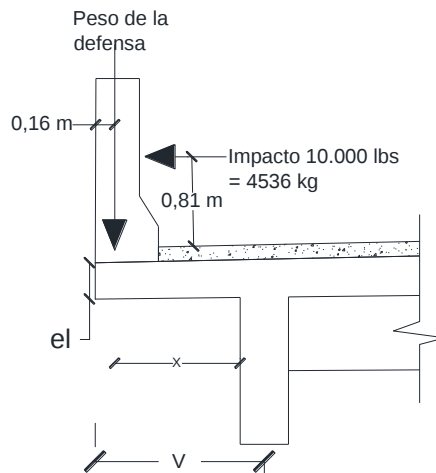


FIGURA 03-03. Esquema que muestra la fuerza del impacto indicado por la norma AASHTO Standard

El ancho de distribución del impacto e en metros (m) se determina de la siguiente manera:

$$e = 0.80 * X + 1.514 \quad (03-18)$$

(AASHTO'89 Art. 3.24.5.2)

X es la distancia horizontal de distribución de la carga de impacto en metros (m)

$$X = V - (bv / 2) - 0.16 \text{ m} \quad (03-19)$$

Donde, V es volado del tablero, bv el ancho de la viga y 0.16 m el centroide de la baranda.

El momento por carga viva en el volado originado por el impacto de camiones se distribuye en un ancho e , en la figura 03-04 se esquematiza el ancho de distribución del impacto en los volados del tablero:

$$M_{cv \text{ volado}} = M_{cv \text{ volado}} / e \quad (03-20)$$

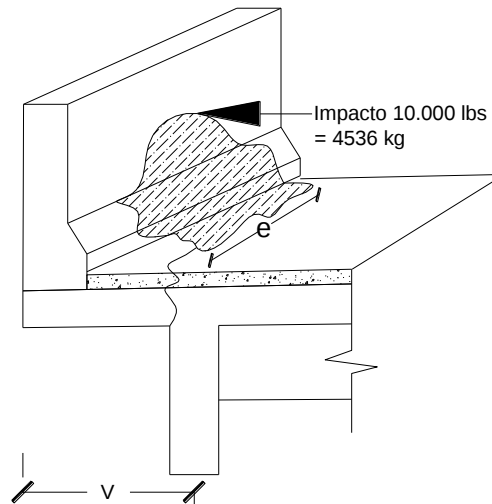


FIGURA 03-04. Distribución del impacto en volados del tablero.

3.3 Análisis de los factores

Factor impacto (F.I)

Las solicitaciones resultantes de las cargas vivas deben ser afectadas por un factor que considere las vibraciones y el impacto que se produce en el elemento al entrar un camión en la vía.

Norma AASHTO STANDARD

F.I. = 1,30

(AASHTO'89 Art. 3.8.2)

Norma AASHTO LRFD

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado se deberán mayorar aplicando un incremento por carga dinámica. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:

$$F.I = 1 + IM/100 \quad (03-21)$$

$$IM = 33\% \quad (03-22)$$

(Tabla 3.6.2.1-1 LRFD'05)

Factor Norma Venezolana (F.N.V)

Norma AASHTO STANDARD

Generalmente se usa el Valor de 1.20. (Valor sugerido por MINFRA), sin embargo, este factor depende del criterio del ingeniero proyectista y puede variar entre 1.20 y 1.50.

Norma AASHTO LRFD

No aplica.

3.4 Calculo de aceros

- **Aceros principales**

Se calculan las áreas de acero (A_s), para los momentos últimos perpendicular a la dirección del tráfico, tanto positivo (tramos), negativo (apoyos internos) y negativo en volados, con la expresión 02-46.

- **Armadura de distribución**

Norma AASHTO STANDARD

Acero de repartición de carga **A_s (repartición)**, se coloca en la dirección paralela al tráfico, en la losa en espacio existente entre la separación entre vigas, su objetivo es distribuir la carga concentrada de los neumáticos de los camiones:

$$A_s (\text{repartición}) = 121 / \sqrt{S} \leq 67 \% A_s (+) \quad (03-23)$$

(AASHTO'89 Art. 3.24.10)

Donde S es la separación libre entre vigas

Norma AASHTO LRFD

(AASHTO LRFD '05 Art. 9.7.3.2)

Para la armadura principal perpendicular a la dirección del tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (03-24)$$

S = Longitud libre entre vigas (mm)

- **Armadura por retracción y temperatura**

$$A_s (\text{temperatura}) = 2/1000 * b * e_l \quad (03-25)$$

(COVENIN 7.12)

Se considera una faja de 1m ancho de losa, $b = 100 \text{ cm}$

En las figuras 03-05 y 03-06 se indica la disposición de los aceros de refuerzo de la losa del tablero indicados anteriormente.

Sección transversal de la losa (despieces):

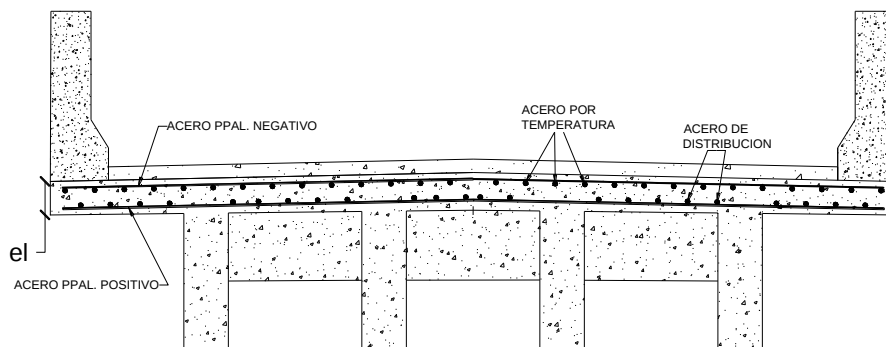


FIGURA 03-05. Aceros en la Sección transversal de la losa.

Sección longitudinal de la losa (despieces):

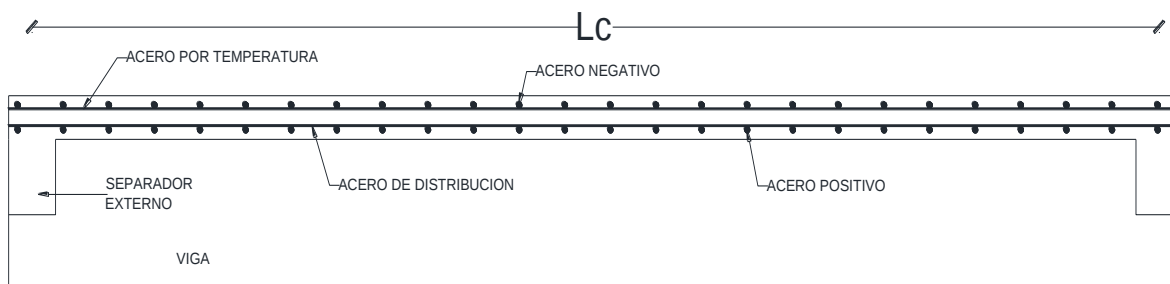


FIGURA 03-06. Aceros en la sección longitudinal de la losa.

CAPITULO IV

DISEÑO DE VIGAS

Del predimensionado se obtuvieron los valores de acero de refuerzo en vigas externas (As ve) e internas (As vi) y, luego se determina la diferencia porcentual entre ambas cantidades con la expresión 00-01 ($\epsilon = 100 * (As\ mayor - As\ menor) / As\ menor < 10\%$).

Una vez definido el pre-diseño de las vigas, en la siguiente etapa se procede a realizar el diseño de los elementos que conforman el tablero (losa vigas y separadores).

Para el diseño de las vigas se procede a calcular las solicitaciones últimas de Corte y Momento en diferentes secciones de las mismas, variando la posición de la sobrecarga vehicular de diseño (HL-93) en la luz de cálculo correspondiente.

Las combinaciones de carga según las diferentes normas, son las siguientes:

Norma AASHTO Standard

$$U = 1,3 * (CP + 5/3 * CV) \quad (04-01)$$

(TABLA 3.22.1A AASHTO '89)

El corte último se determina según la combinación:

$$Vu = 1,3 * Vcp + 2,17 (Vcv\ camión * FR * FI * FNV) \quad (04-02)$$

Y el momento último según la combinación:

$$Mu = 1,3 * Mcp + 2,17 (Mcv\ camión * FR * FI * FNV) \quad (04-03)$$

Norma AASHTO LRFD

El corte último se determina según la combinación:

$$Vu = 1,25 * Vcp1 + 1,50 * Vcp2 + 1,75 (Vcv\ camión * FD * F.I. + Vcv\ equiv * F.D.) \quad (04-04)$$

Y el momento último según la combinación:

$$M_u = 1,25 \cdot M_{cp1} + 1,50 \cdot M_{cp2} + 1,75 (M_{cv} \text{ camión} \cdot FD \cdot F.I. + M_{cv} \text{ equiv} \cdot F.D.) \quad (04-05)$$

(TABLA 3.4.1-1 AASHTO LRFD '05)

4.1 Ecuaciones de Corte y Momento por Carga Permanente.

V_{cp1} y M_{cp1} : (solicitaciones de corte y momento con el peso de la losa, vigas, separadores y defensas).

V_{cp2} y M_{cp2} : (solicitaciones de corte y momento producidas por el peso del pavimento).

W_v : cargas distribuidas sobre las vigas internas y externas originadas por el peso propio de los elementos las cuales se han analizado por separado en el Capítulo II, obteniendo:

- W_v , obtenido por los pesos de la losa, vigas y separadores. (ver ecuaciones para vigas externas 02-12, 02-14, 02-17 y para vigas internas 02-20, 02-22, 02-25)
- W_{vpav} , obtenido por el peso del pavimento. (ver ecuaciones para vigas externas 02-17 y para vigas internas 02-19)

Para $L_c < 12 \text{ m}$

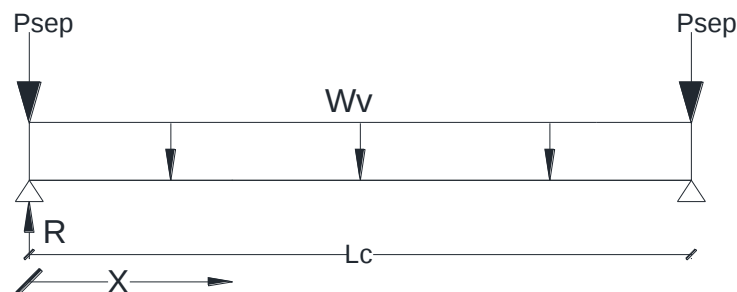


FIGURA 04-01. Esquema de Carga en viga sin separador interno

Ecuaciones de fuerza cortante y momento flector para cargas permanentes debido a peso propio de la viga, losa y separadores:

$$V_{cp\ 1}(x) = R - P_{sep} - W_v * X \quad (0 \leq X < L_c) \quad (04-06)$$

$$M_{cp\ 1}(x) = (R - P_{sep}) * X - \frac{W_v * X^2}{2} \quad (0 \leq X < L_c) \quad (04-07)$$

Ecuaciones de fuerza cortante y momento flector para carga permanente debido a pavimento:

$$V_{cp\ 2}(x) = R - W_v\ p_{av} * X \quad (0 \leq X < L_c) \quad (04-08)$$

$$M_{cp\ 2}(x) = R * X - \frac{W_v\ p_{av} * X^2}{2} \quad (0 \leq X < L_c) \quad (04-09)$$

Para $12\ m \leq L_c < 24\ m$

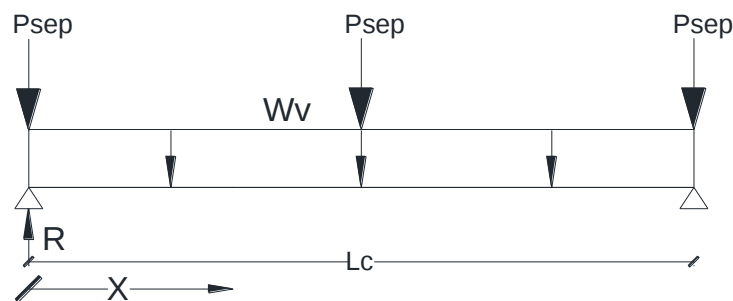


FIGURA 04-02. Esquema de Carga en viga con un separador interno

Ecuaciones de fuerza cortante y momento flector para cargas permanentes debido a peso propio de la viga, losa y separadores:

$$V_{cp\ 1}(x) = R - P_{sep} - W_v * X \quad (0 \leq X < L_c/2) \quad (04-10)$$

$$M_{cp\ 1}(x) = (R - P_{sep}) * X - \frac{W_v * X^2}{2} \quad (0 \leq X < L_c/2) \quad (04-11)$$

Ecuaciones de fuerza cortante y momento flector para carga permanente debido a pavimento:

$$V_{cp\ 2}(x) = R - W_v\ p_{av} * X \quad (0 \leq X < L_c) \quad (04-12)$$

$$M_{cp\ 2}(x) = R * X - \frac{W_v\ p_{av} * X^2}{2} \quad (0 \leq X < L_c) \quad (04-13)$$

Para $24\text{ m} \leq L_c < 30\text{ m}$

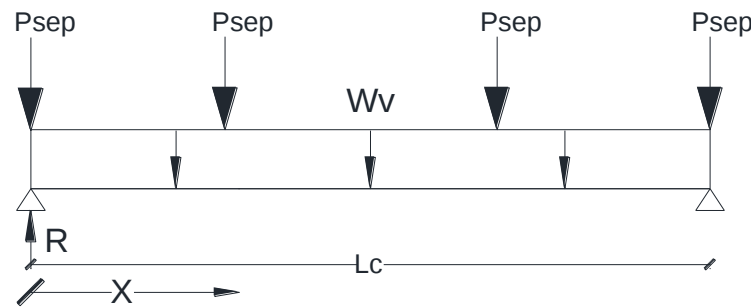


FIGURA 04-03. Esquema de Carga en viga con dos separadores internos

Ecuaciones de fuerza cortante y momento flector para cargas permanentes debido a peso propio de la viga, losa y separadores:

$$V_{cp\ 1}(x) = R - P_{sep} - W_v * X \quad (0 \leq X \leq L_c/3) \quad (04-14)$$

$$V_{cp\ 1}(x) = R - 2P_{sep} - W_v * X \quad (L_c/3 < X \leq L_c/2) \quad (04-15)$$

$$M_{cp\ 1}(x) = (R - P_{sep}) * X - \frac{W_v * X^2}{2} \quad (0 \leq X \leq L_c/3) \quad (04-16)$$

$$M_{cp1}(x) = R * X - P_{sep} * X - P_{sep} \left(X - \frac{L_c}{3} \right) - \frac{W_v * X^2}{2} \quad (L_c/3 \leq X \leq L_c/2) \quad (04-17)$$

Ecuaciones de fuerza cortante y momento flector para carga permanente debido a pavimento:

$$V_{cp2}(x) = R - W_{vpav} * X \quad (0 \leq X < L_c) \quad (04-18)$$

$$M_{cp2}(x) = R * X - \frac{W_{vpav} * X^2}{2} \quad (0 \leq X < L_c) \quad (04-19)$$

4.2 Ecuaciones de Corte y Momento por Cargas Variables.

La norma AASHTO LRFD, estudia las cargas variables sobre un puente, colocando una sobrecarga vehicular de diseño denominada **HL-93**, el cual consiste en una combinación de:

- **Camión de diseño** o tándem de diseño y se obtienen los valores de V_{cv} camión y M_{cv} camión con las envolventes de corte y de momento cuyas ecuaciones son presentadas en el Capítulo I.
- **Carga de trocha o carril de diseño.** Consiste en una carga uniformemente distribuida en la dirección longitudinal equivalente 952 Kgf/ml aplicada en un ancho de trocha de 3.05m.

Las ecuaciones con las envolventes de Corte y Momento por carga de camión de diseño (H20 o HS20) están descritas en el CAPITULO I.

Ecuaciones de diseño por carga equivalente de trocha o carril de diseño.

$$W_{cv\text{ equiv}} = 952 \text{ kgf/ml} \quad (04-20)$$

$$V(x)_{cv\ equiv} = W_{cv\ equiv} * \frac{Lc}{2} - W_{cv\ equiv} * X \quad (04-21)$$

$$M(x)_{cv\ equiv} = W_{cv\ equiv} * \frac{Lc}{2} * X - \frac{W_{cv\ equiv} * X^2}{2} \quad (04-22)$$

4.3 Factores

En el subcapítulo 2.16, se describen los factores de rueda FR, de impacto FI de la norma AASHTO standard y el factor norma venezolana FNV, mencionando en este capítulo los factores de distribución FD de corte y momento y el factor de impacto FI de la norma AASHTO LRFD.

Factor de distribución para Corte y Momento. (AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.2.2).

Se calculan los factores de distribución para Corte y Momento de vigas exteriores e interiores, obteniendo los siguientes valores: F.D. V vi,e y F.D. M vi,e.

Factor de Distribución para Momento en Vigas Interiores: El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de concreto, se puede determinar aplicando la fracción por carril, según la ecuación: (AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.2.2b)

$$F.D. M_{vi} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0,1} = g_{interior} \quad (04-23)$$

(Tabla 4.6.2.2.2b-1 LRFD'05)

En el diseño de la viga, se desarrolla el término $\left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$, donde Kg es un parámetro de rigidez longitudinal y se toma como:

$$Kg = n(I + Ae_g^2) \quad (04-24)$$

(AASHTO LRFD '05 Ecu. 4.6.2.2.1-1).

$$n = \frac{E_B}{E_D}, \text{ donde:} \quad (04-25)$$

(AASHTO LRFD '05 Ecu. 4.6.2.2.1-2)

S = separación entre vigas o almas (mm)

L = longitud de tramo de la viga (mm)

t_s = profundidad de la losa de hormigón (mm)

E_B = módulo de elasticidad del material de la viga (MPa)

E_D = módulo de elasticidad del material del tablero (MPa)

I = momento de inercia de la viga (mm⁴)

A = área de la viga (mm²)

e_g = distancia entre los centros de gravedad entre la viga de base y el tablero (mm)

Factor de Distribución para Momento Vigas Exteriores: El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se determina aplicando la fracción por carril, g, especificada en:

$$F.D. Mve = e * g_{\text{interior}} \quad (04-26)$$

(AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.2.2d)

$$e = 0,77 + \frac{de}{2800} \quad (04-27)$$

(Tabla 4.6.2.2.2d-1 LRFD'05)

Factor de distribución para corte

(AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.2.3)

Factor de Distribución para Corte en Vigas Interiores:

(AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.2.3a)

$$F.D.Vvi = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0} \quad (04-28)$$

(Tabla 4.6.2.2.3a-1) LRFD'05)

Factor de Distribución para corte en Vigas Exteriores:

$$g = e * g_{\text{interior}} \quad (04-29)$$

(AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.2.3b)

$$e = 0,6 + \frac{de}{3000} \quad (04-30)$$

(Tabla 4.6.2.2.3b-1 LRFD'05)

Factor impacto (F.I.) Las solicitaciones resultantes de las cargas vivas deben ser afectadas por un factor que considere las vibraciones y el impacto que se produce en el elemento al entrar un camión en la vía.

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado se deberán mayorar aplicando un incremento por carga dinámica. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:

$$F.I = 1 + IM/100 \quad (04-31)$$

$$IM = 33\% \quad (04-32)$$

(Tabla 3.6.2.1-1 LRFD'05)

4.4 Solicitaciones de Corte y Momentos últimos

Norma AASHTO STANDARD

$$\text{Combinación de cargas últimas: } U = 1.3 * (CP + 5/3 CV) \quad (04-33)$$

(Tabla 3.22.1A AASHTO'89)

$$Vu = 1,3 * V_{cp} + 2,17 * (V_{cv} \text{ camión} * FR * FI * FNV) \quad (04-34)$$

$$Mu = 1.3 * M_{\text{max ve}} + 2.17 * M_{cv} (H20 \text{ o } HS20) * F.R_{ve} * F.I. * F.N.V. \quad (04-35)$$

Los términos de la ecuación se explican en la simbología.

Norma AASHTO LRFD

$$V_u = 1,25 \cdot V_{cp1} + 1,50 \cdot V_{cp2} + 1,75 (V_{cv} \text{ camión} \cdot FD \cdot F.I. + V_{cv} \text{ equiv} \cdot F.D.) \quad (04-36)$$

$$M_u = 1,25 \cdot M_{cp1} + 1,50 \cdot M_{cp2} + 1,75 (M_{cv} \text{ camión} \cdot F.D. \cdot F.I. + M_{cv} \text{ equiv} \cdot F.D.) \quad (04-37)$$

(TABLA 3.4.1-1 AASHTO LRFD '05)

Con las ecuaciones de V_u y M_u , se realiza una tabla y se representan las solicitaciones para cada valor de (X) , dependiendo del número de divisiones que se escogió para graficar la viga. (Ver en el ANEXO C, TABLA C-1). Obtenidas las solicitaciones por V_u y M_u , se procede a elaborar las graficas de envolventes de Corte y de Momento. (Ver en el ANEXO C, la FIGURA C-1).

A partir del máximo valor de momento en el tramo de la viga, se calcula el área de acero total positivo y el área de acero mínimo. Con el área de acero total se distribuyen los aceros según los criterios de la norma AASHTO LRFD y se halla la altura útil real correspondiente al arreglo realizado en esa sección.

Con la altura útil se calcula el momento resistente y se debe cumplir que:

$$\phi M_r \geq M_u \quad (04-38)$$

Luego se procede a construir la envolvente de acero, eliminando parte de las capas de acero colocado, al acero restante se le calcula el Momento resistente (M_r) y estos valores se grafican en la envolvente de momento con una línea horizontal interceptando la parábola de momentos últimos. La longitud horizontal resultante entre la intercepción de la parábola y la línea horizontal representa la longitud de cada capa de acero eliminada, de esta manera se obtiene la longitud correspondiente de cada capa de acero para el despiece de la viga, las capas se eliminan hasta cumplir con el área de acero mínimo que debe llegar hasta los apoyos, esta cantidad mínima no debe ser inferior a un tercio del acero máximo colocado.

4.5 Ancho efectivo

(Ver sub capítulo 02-18)

4.6 Calculo de los aceros

- **Aceros inferiores de la viga o aceros positivos**

(Ver sub capítulo 02-19)

- **Acero negativo en vigas o acero superior**

Se calcula el área de acero mínimo (negativo) o superior de la viga con la ecuación:

$$A_{s \min} = \frac{14}{F_y} * b_v * d \quad (04-39)$$

- **Acero de paramento**

Se calcula el área de acero de paramento de la viga tomando el 10 % del área de acero principal y se distribuye en ambas caras de la viga.

$$A_s (p) = 10\% * A_s (+)$$

(04-40)

4.7 Diagrama de WHITNEY

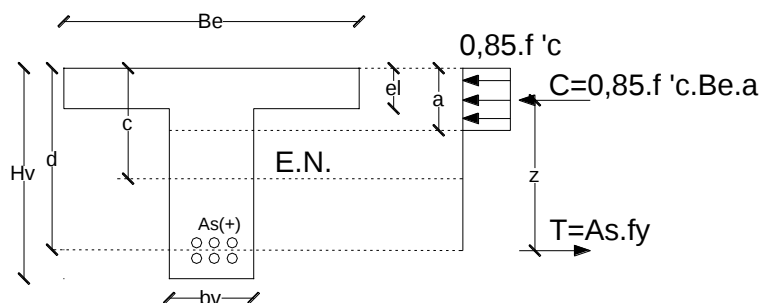


FIGURA 04-04. Diagrama de Whitney para Elementos de Concreto.

Si $a < \ell$ se comporta como sección rectangular y:

$$C = 0,85 * f'c * Be * a \quad (04-41)$$

$$T = As * fy \quad (04-42)$$

Equilibrio: $C = T$

$$0,85 * f'c * Be * a = As * fy \quad (04-43)$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * Be} = As/\tilde{n} \quad (04-44)$$

$$\tilde{n} = \frac{0,85 * f'c * Be}{fy} \quad (04-45)$$

$$Mr = T * z = As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (04-46)$$

$$Mr = As * fy * \left(d - \frac{As * fy}{2 * 0,85 * f'c * Be} \right) \quad (04-47)$$

d' = centro de gravedad del acero distribuido en el arreglo

$$d = H_v - d'$$

$$\Phi = 0,90 \quad (\text{AASHTO LRFD '05 Art. 5.5.4.2})$$

Mr = Momento nominal resistente

Debe cumplirse: $\Phi Mr \geq Mu$

$$As_{Min} = As (+) / 3 \quad (04-48)$$

4.8 Diseño por flexión

Norma AASHTO Standard

$$\text{Longitud de anclaje } L_d \geq \begin{cases} d & (04-49) \\ L_n/16 & (L_n = \text{luz libre del tramo}) & (04-50) \\ 12\Phi & (04-51) \end{cases}$$

$$\text{Longitud de solape } L_s = C \cdot L_d \quad (04-52)$$

$$C = 1,3$$

$$\text{Longitud de desarrollo } L_d \geq \begin{cases} 0,06 \cdot A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c} & (04-53) \\ 0,006 \cdot d_b \cdot f_y & (04-54) \\ \geq 30 \text{ cm} & (04-55) \end{cases}$$

$$\text{Acero de paramento } A_s (p) = 10\% A_s (+) \quad (04-56)$$

(AASHTO Art. 8.17.2.1.3)

$$\text{Acero negativo o superior de la viga } = A_s (-) = \frac{14}{f_y \cdot d \cdot b_v} \quad (04-57)$$

(COVENIN 10.5)

Norma AASHTO LRFD

$$\text{Prolongación de la armadura} \quad (\text{AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.1.2.1})$$

$$P_a \geq \begin{cases} d & (04-58) \\ 15\Phi & (04-59) \\ 1/20 \text{ (de la luz libre del tramo)} & (04-60) \end{cases}$$

$$\text{Anclaje de las armaduras} \quad (\text{AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.2})$$

Longitud de anclaje en tracción (ldb)

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.2.1.1)

$$ldb \geq \begin{cases} \frac{0,02 * Ab * fy}{\sqrt{f'c}} & \text{(para barras N° 36 y menores)} & (04-61) \\ 0,06 * db * fy & (04-62) \\ 30 \text{ cm} & (04-63) \end{cases}$$

 $Ab = (\text{mm}^2)$ $Fy = (\text{MPa})$ $f'c = (\text{MPa})$ $db = (\text{mm})$ **Longitud de anclaje en compresión (ldb)**

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.2.2.1)

$$Ldb \geq \begin{cases} \frac{0,24 * db * fy}{\sqrt{f'c}} & (04-64) \\ 0,044 * db * fy & (04-65) \\ >20 \text{ cm} & (04-66) \end{cases}$$

Paquetes de barras

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.2.3)

Ganchos normales en tracción

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.2.4)

Empalme de las barras de armadura

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.5)

Empalmes solapados

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.5.2.1)

Empalmes solapados solicitados a tracción

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.5.3.1)

La longitud de solape de los empalmes traccionados no deberá ser mayor que 300 mm o los siguientes valores, según se trate de empalmes Clase A, Clase B o Clase C.

Empalmes clase A.....1,0 ld
 Empalmes clase B.....1,3 ld
 Empalmes clase C.....1,7 ld

La clase de empalme solapado requerido para las barras conformadas y el alambre conformado en tracción será como se especifica en la tabla 1.

Tabla 5.11.5.3.1-1 – Clases de empalmes solapados en tracción

Relación (A_s provista) (A_s requerida)	Porcentaje de A_s empalmado con la longitud de solape requerida		
	50	75	100
≥ 2	A	A	B
< 2	B	C	C

Para la elaboración del manual, se calculo con el empalme clase B

Empalmes solapados solicitados a compresión (AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.5.5.1)

La longitud de solape, l_c , para los empalmes solapados comprimidos no deberá ser menor que 300 mm o como se especifica a continuación:

- Si $f_y \leq 420$ MPa entonces:

$$l_c = 0,073 m \cdot f_y \cdot d_b \quad (04-67)$$

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.5.5.1-1)

- Si $f_y > 420$ MPa entonces:

$$l_c = m (0,13 \cdot f_y - 24,0) d_b \quad (04-68)$$

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.5.5.1-2)

$$m = 1$$

$$f_y = \text{MPa}$$

$$d_b = \text{mm}$$

Acero de paramento $A_s (p) = 10\% A_s (+)$ (04-69)
(AASHTO Art. 8.17.2.1.3)

Acero negativo o superior de la viga $A_s (-) = \frac{14}{f_y * d * b_v}$ (04-70)
(COVENIN 10.5)

Recubrimiento de hormigón (AASHTO LRFD '05 Art. 5.12.3)

Ver tabla donde se muestran los recubrimientos para armaduras principales no protegidas. (Tabla 5.12.3-1 LRFD'05)

Separación de la armadura (AASHTO LRFD '05 Art. 5.10.3)

Mínima Separación de la Armadura (AASHTO LRFD '05 Art. 5.10.3.1)

Para el hormigón colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- 1,5 veces el diámetro nominal de las barras.
- 1,5 veces el tamaño máximo del agregado grueso o
- 38 mm

Múltiples capas de Armadura (AASHTO LRFD '05 Art. 5.10.3.1.3)

Las barras de las capas superiores se deberán ubicar directamente sobre las de la capa inferior, y la distancia libre entre capas deberá ser mayor o igual que 25 mm o el diámetro nominal de las barras.

4.9 Diseño por corte

(AASHTO '89 Art. 6.16.6, Art. 8.19)

$$V_r > \frac{V_u}{\phi}; \quad \Phi = 0,85 \quad (04-71)$$

$$\frac{V_u}{\phi} = V_c + V_s \quad (04-72)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (04-73)$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_v * d \quad (04-74)$$

$$\frac{A_r}{S_{req}} = \frac{V_s}{f_y * d} \quad (04-75)$$

$$A_r = A_o * n \quad (04-76)$$

V_u = corte último (kgf)

V_c = corte del concreto (kgf)

V_s = corte a soportar por el acero (kgf)

A_r = área de la armadura transversal (cm²)

S_{req} = separación requerida (cm)

A_o = área de la barra (cm²)

n = N° de ramas

Máxima separación de la armadura transversal

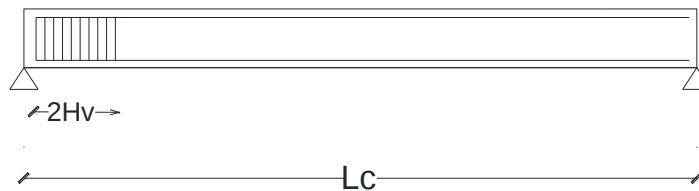
$$\text{Si } V_s \leq 1.06 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{max} \leq d/2 \\ S_{max} \leq 60 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (04-77) \\ (04-78) \end{array}$$

$$\text{Si } V_s \geq 1.06 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{max} \leq d/4 \\ S_{max} \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (04-79) \\ (04-80) \end{array}$$

Separación en zona sísmica:

$$S_{max} \geq \begin{cases} d/4 & (04-81) \\ 8 \text{ db (diámetro del acero longitudinal)} & (04-82) \\ 24 A_b \text{ (área del acero del estribo)} & (04-83) \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

COLOCACION DE LOS ESTRIBOS EN ZONA SISMICA



Para cualquier sección:

$$S_{max} = \frac{A_r * f_y}{3,5 * b_v} \quad (04-84)$$

Nota:

Para ancho de viga mayor de 35 cm, se recomienda $n = 4$ ramas

AASHTO LRFD

Mínima armadura transversal

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.8.2.5)

El área de acero deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_v \geq 0,083 * \sqrt{f'_c} * \frac{B_v * S}{f_y} \quad (04-85)$$

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.8.2.5-1)

A_v = área de la armadura transversal en una distancia S (mm^2)

b_v = ancho del alma (mm)

S = separación de la armadura transversal (mm)

f_y = tensión de cedencia de la armadura transversal (MPa)

Máxima separación de la armadura transversal (AASHTO LRFD '05 Art. 5.8.2.7)

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible, $S_{\max}$, determinada de la siguiente manera:

- Si $V_u < 125 \cdot f'_c$:

$$S_{\max} = 0,8 \cdot d_v \leq 600 \text{ mm} \quad (04-86)$$

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.8.2.7-1)

- Si $V_u \geq 125 \cdot f'_c$:

$$S_{\max} = 0,4 \cdot d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (04-87)$$

(AASHTO LRFD '05 Art. 5.8.2.7-2)

Donde:

V_u = tensión de corte (MPa)

d_v = (MPa), altura de corte efectiva de acuerdo con lo definido en el artículo (AASHTO LRFD '05 Art. 5.8.2.9)

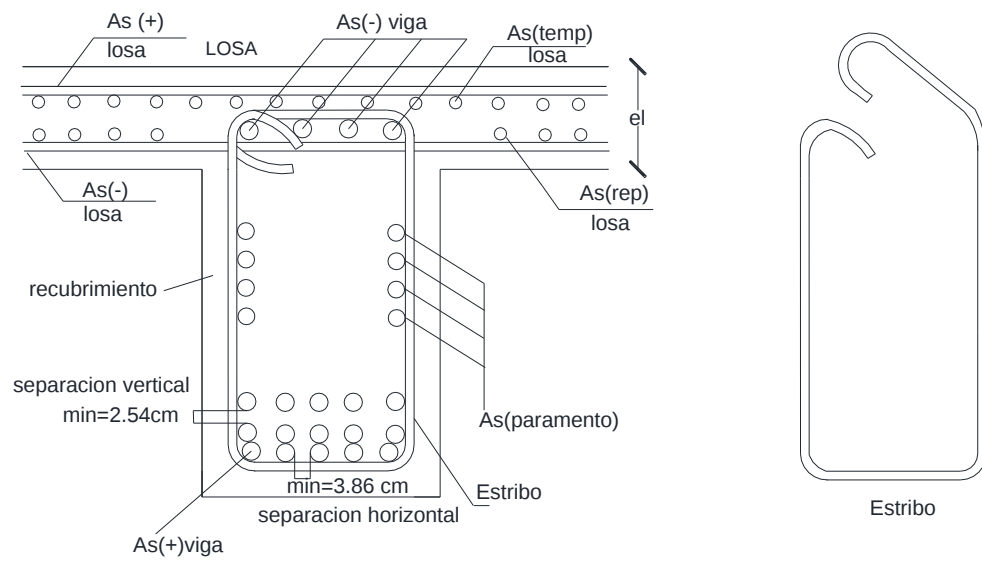


FIGURA 04-05. Detallado de una viga en Sección transversal

CAPITULO V

DISEÑO DEL SEPARADOR EXTERNO

Los separadores externos se ubican en los extremos del puente, forman una parrilla junto con las vigas longitudinales del tablero, entre sus funciones más importantes se pueden citar:

- Dan rigidez transversal al tablero.
- Permite realizar el mantenimiento de los aparatos de apoyo dando soporte a gatos hidráulicos empleados para levantar el tablero.

5.1 Análisis de carga para las solicitaciones ultimas de corte y momento:

Norma AASHTO Standard

Se procede con el cálculo del peso total del tablero del puente.

Losa: $el \text{ (m)} * \gamma_c \text{ (kgf/m}^3\text{)} * AT \text{ (m)} * Lt \text{ (m)}$

Barandas: $W \text{ baranda (kgf/ml)} * 2 \text{ barandas} * Lt \text{ (m)}$

Pavimento: $Ap \text{ (m)} * Lt \text{ (m)} * ep \text{ (m)} * \gamma_{asf} \text{ (kgf/m}^3\text{)}$

Vigas: $[H_v \text{ (m)} - el \text{ (m)}] * b_v \text{ (m)} * Lt \text{ (m)} * N^{\circ}v * \gamma_c \text{ (kgf/m}^3\text{)}$

Separadores: $P_{sep} \text{ (kgf)} * N^{\circ}sep.$

Se obtiene: Peso total del tablero (kgf)

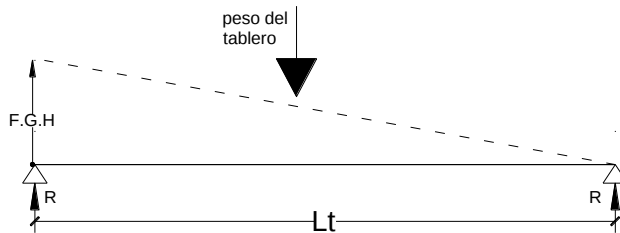


FIGURA 05-01. Esquema que representa el levantamiento del tablero para mantenimiento de aparatos de apoyo

Cada Gato Hidráulico debe levantar = R / n° tramos del separador externo

R = Reacción total en el apoyo izquierdo o derecho del tablero

F.G.H. = Fuerza del Gato Hidráulico

P_t = Peso total del tablero

Reacción en los Gatos Hidráulicos (R_g). Ver figura 05-02

$R_g = P_t / 2 / 3$ (en el caso de que sean 3 tramos de separadores).

Reacción en las vigas (R_v). Ver figura 05-02

$R_v = P_t / 2 / 4$ (en el caso de que sean 4 vigas) = V_{max} .

$V_{cp} = V_{max}$, fuerza cortante máxima por carga permanente en el separador externo

$M_{cp} = M_{max}$, momento flector máximo por carga permanente en el separador externo

Corte Último:

$$V_u = 1,3 * (V_{cp}) \quad (05-01)$$

Momento Último:

$$M_u (+) = 1,3 * (M_{cp}) \quad (05-02)$$

Norma AASHTO LRFD

Se procede con el cálculo del peso total del tablero del puente.

Cargas permanentes 1: pesos de la losa, barandas, vigas y separadores.

Cargas permanentes 2: peso del pavimento.

Cp1:

Losa: $el(m) * \gamma_c (kgf/m^3) * AT(m) * Lt(m)$

Barandas: $W \text{ baranda}(kgf/ml) * 2 \text{ barandas} * Lt(m)$

Vigas: $[H_v(m) - el(m)] * b_v(m) * Lt(m) * N^{\circ}v * \gamma_c (kgf/m^3)$

Separadores: $P_{sep} \text{ (kgf)} * N^{\circ}sep.$

Cp2

Pavimento: $A_p \text{ (m)} * L_t \text{ (m)} * e_p \text{ (m)} * \gamma_{asf} \text{ (kgf/m}^3\text{)}$

Se obtiene: Peso total del tablero para Cp1 y Cp2 (kgf)

Corte Último: Ver figura 05-02 y/o 05-03

$$V_u = 1,25 * V_{cp1} + 1,50 * V_{cp2} \quad (05-03)$$

Momento Último: Ver figura 05-02 y/o 05-03

$$M_u (+) = 1,25 * M_{cp1} + 1,50 * M_{cp2} \quad (05-04)$$

$V_{cp} = V_{max}$, fuerza cortante máxima por carga permanente en el separador externo

$M_{cp} = M_{max}$, flector máximo por carga permanente en el separador externo

5.2 Diagramas de fuerza cortante y momento flector. (Camión de diseño tipo HS 20)

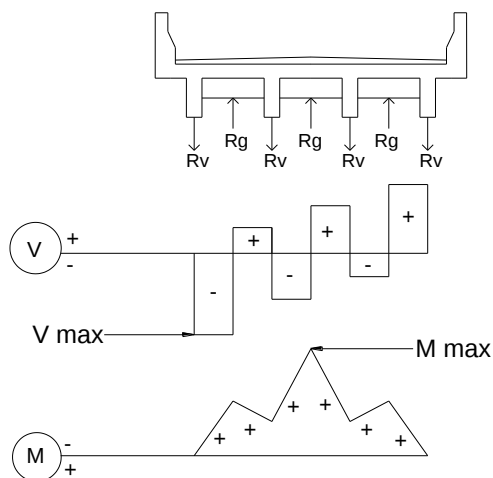


FIGURA 05-02. Diagramas de fuerza cortante y momento flector para puentes carreteros principales.

R_v = reacción del peso del tablero en la viga

R_g = reacción del peso del tablero en el gato hidráulico. Es la capacidad que debe tener un gato hidráulico para levantar el tablero.

5.3 Diagramas de fuerza cortante y momento flector. (Camión de diseño tipo H 20)

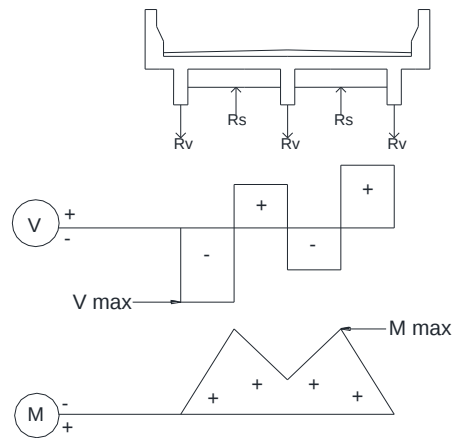


FIGURA 05-03. Diagramas de fuerza cortante y momento flector para puentes carreteros secundarios.

5.4 Cálculo de los aceros

- **Acero principal o superior**
Ver subcapítulo 2.19
- **Acero secundario o inferior**
Ver ecuación 04-39
- **Acero de paramento**
Ver ecuación 04-40

5.5 Diseño por flexión y Diseño por corte

Ver subtítulos 4.8 y 4.9

Sección transversal del separador externo para puentes principales y secundarios

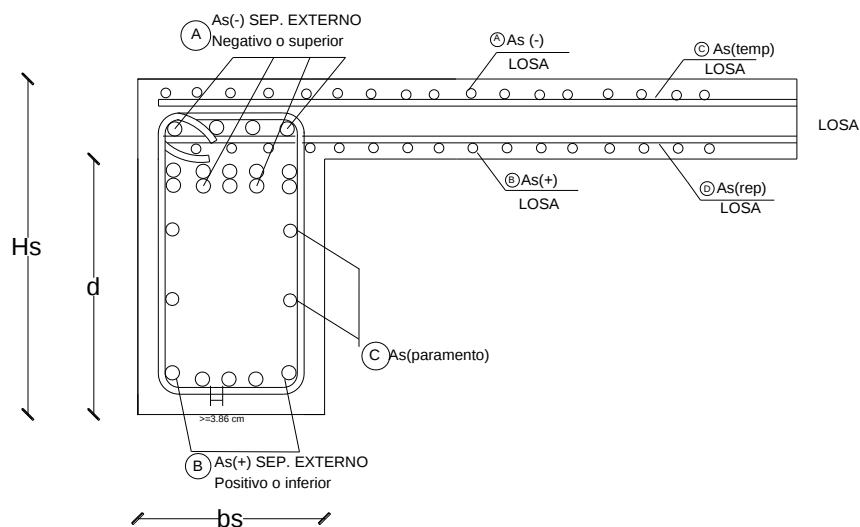


FIGURA 05-04. Sección transversal de un separador externo y posición de los aceros del separador y de la losa.

Sección longitudinal del separador externo para puentes principales y secundarios

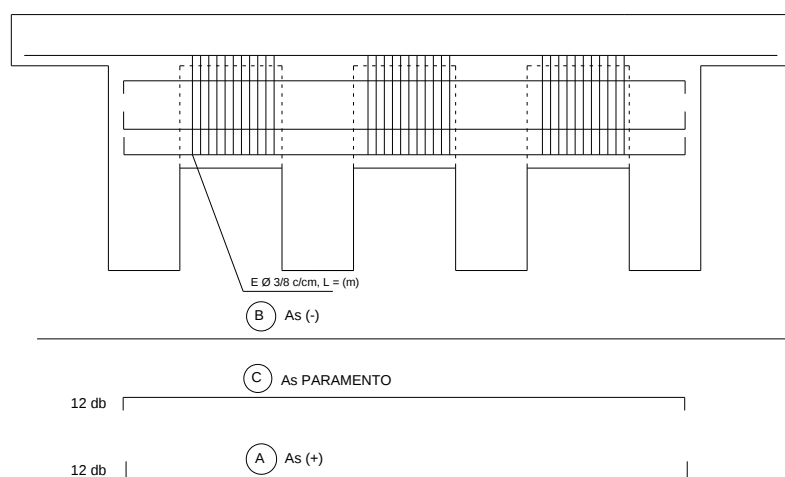


FIGURA 05-05. Sección longitudinal de un separador externo y su despiece.

CAPITULO VI

DISEÑO DEL SEPARADOR INTERNO

Los separadores internos se colocan en puentes de concreto armado con longitud igual o superior a los 12 m, los separadores aportan rigidez transversal al tablero.

6.1 Hipótesis de diseño

- Elementos de rigidez infinita
- Cuerpos rígidos
- Apoyos elásticos

Para el modelado de las cargas variables, se supone el separador interno como un cuerpo rígido, apoyado sobre resortes con rigidez (K) que simulan los apoyos.



FIGURA 06-01. Modelo estructural del Separador Interno

Centro elástico: Punto del elemento estructural sobre el cual al aplicar una carga o fuerza produce las mismas deformaciones en cada uno de los apoyos elásticos. En el ejemplo de la figura 06-01, si la carga se aplica en el centro elástico a cada resorte le corresponde la carga aplicada entre cuatro ($F/4$).

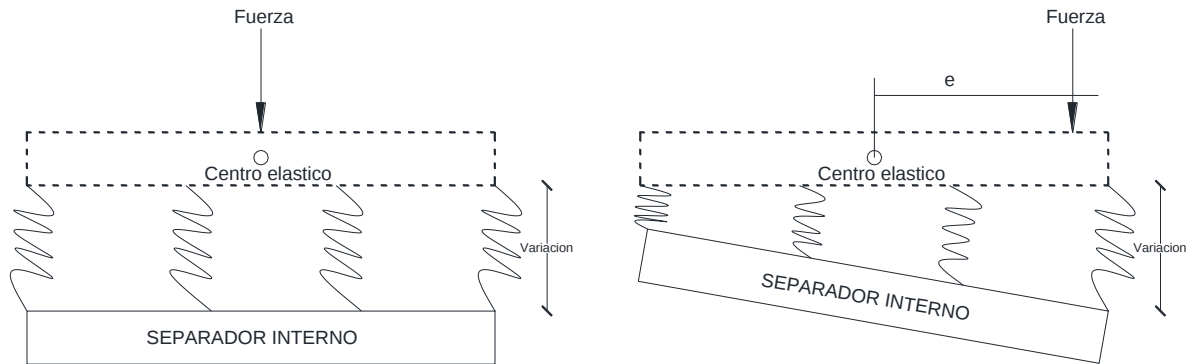


FIGURA 06-02. Cargas en el Centro y Fuera del Centro Elástico

6.2 Análisis de carga para las solicitaciones ultimas de corte y momento:

Norma AASHTO Standard

$$V_u = 1.3 * V_{cp} + 2.17 * V_{cv} * F.I * F.N.V * F.L. \quad (06-01)$$

$$M_u (+) = 1.3 * M_{cp} + 2.17 * M_{cv} * F.I * F.N.V * F.L. \quad (06-02)$$

$$M_u (-) = 1.3 * M_{cp} + 2.17 * M_{cv} * F.N.V * F.L. \quad (06-03)$$

(Tabla 3.22.1A AASHTO'89)

Norma AASHTO LRFD

$$V_u = 1.25 * V_{cp1} + 1,75 (V_{cv} \text{ vehículo} * F.I * F.L. + V_{cv} \text{ equiv} * F.L.) \quad (06-04)$$

$$M_u (+) = 1.25 * M_{cp1} + 1,75 (M_{cv} \text{ vehículo} * F.I * F.L. + M_{cv} \text{ equiv} * F.L.) \quad (06-05)$$

$$M_u (-) = 1.25 * M_{cp1} + 1,75 (M_{cv} \text{ vehículo} * F.I * F.L. + M_{cv} \text{ equiv} * F.L.) \quad (06-06)$$

(TABLA 3.4.1-1 AASHTO LRFD '05)

6.3 Análisis para las solicitaciones de corte y momento por cargas permanentes.

Norma AASHTO Standard

Norma AASHTO LRFD

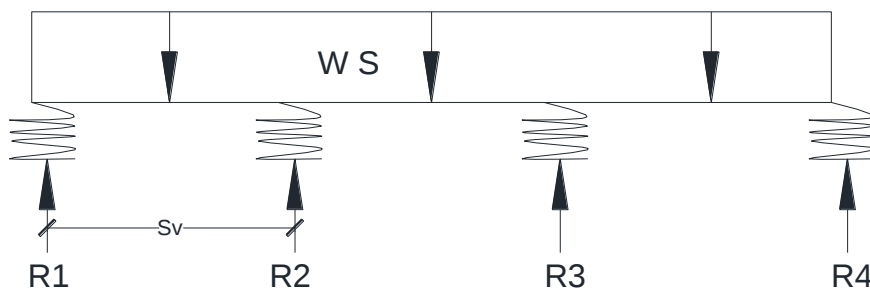


FIGURA 06-03 Reacciones en el Separador Interno en Puentes por Carga Permanente

W_s = peso del separador interno

S_v = separación entre vigas

$$V_{cp} = V_{max} = R \quad (06-07)$$

$$M_{cp} = M_{max} = R * (2S_v) - W_s * \frac{(1,5S_v)^2}{2} \quad (06-08)$$

6.4 Análisis para las solicitaciones de corte y momento por cargas variables.

Análisis de carga variable para el vehículo (V_{cv} y M_{cv})

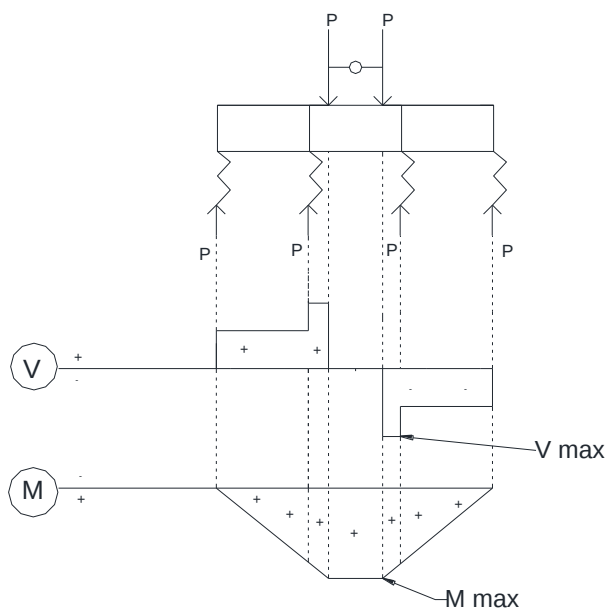
Tanto para la norma AASHTO Standard como la norma vigente AASHTO LRFD, el análisis por carga variable para un separador interno consiste en la colocación de los ejes de vehículos tipo, (HS20 y H20) sobre la sección del separador y moverlos para diferentes posiciones de tal manera que se obtenga las solicitaciones de Fuerza Cortante y Momento Flector, la posición de las cargas sobre el separador puede tener disposición simétrica o no.

A continuación se indican diferentes posiciones de uno o dos camiones AASHTO de manera tal que se pueda obtener las solicitaciones más desfavorables para cada caso.

El caso a representar corresponde a un tablero para puentes carreteros con 4 vigas.

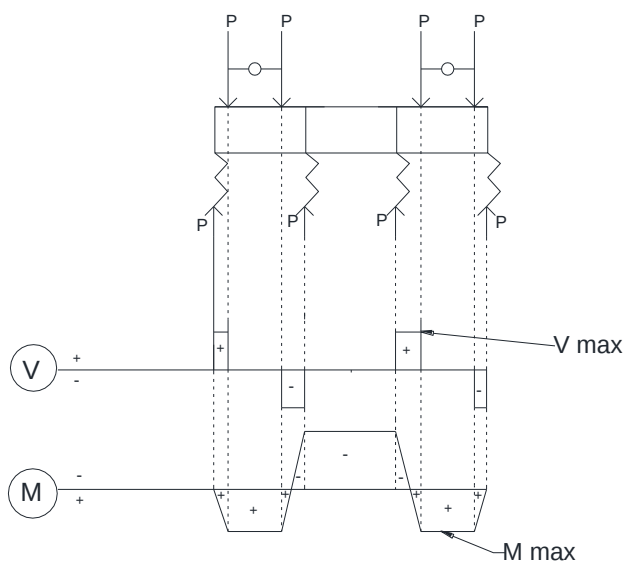
Posiciones del vehículo en Simetría

Caso 1:



**FIGURA. 06-04 Diagramas de corte y momento para un Vehículo
Posicionado en el medio de la sección transversal**

Caso 2:



**FIGURA. 06-05 Diagramas de corte y momento para dos Vehículos
posicionados en los extremos de la sección transversal**

Caso 3:

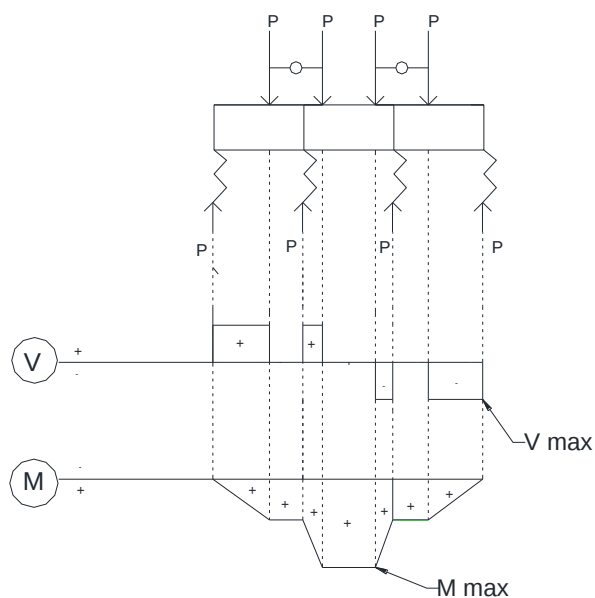


FIGURA. 06-05 Diagramas de corte y momento para dos Vehículos posicionados en el medio de la sección transversal

Posiciones del vehículo en Asimetría

Caso 1:

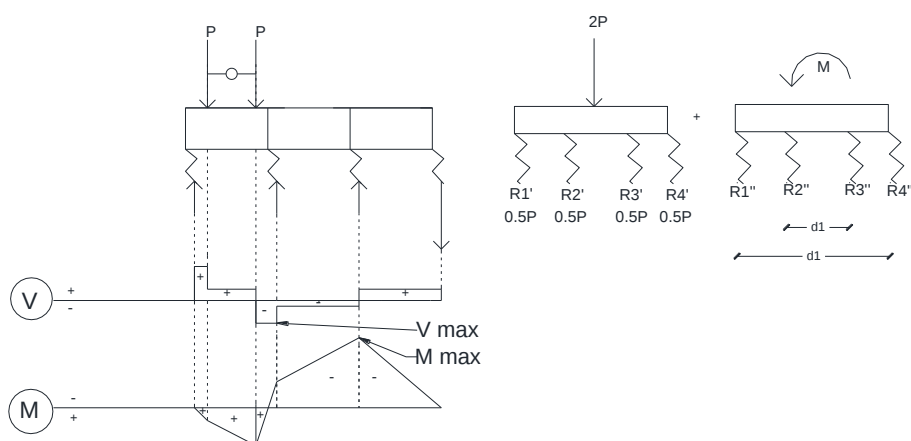


FIGURA. 06-06 Diagramas de corte y momento para un Vehículo posicionado en el extremo de la sección transversal

Caso 2:

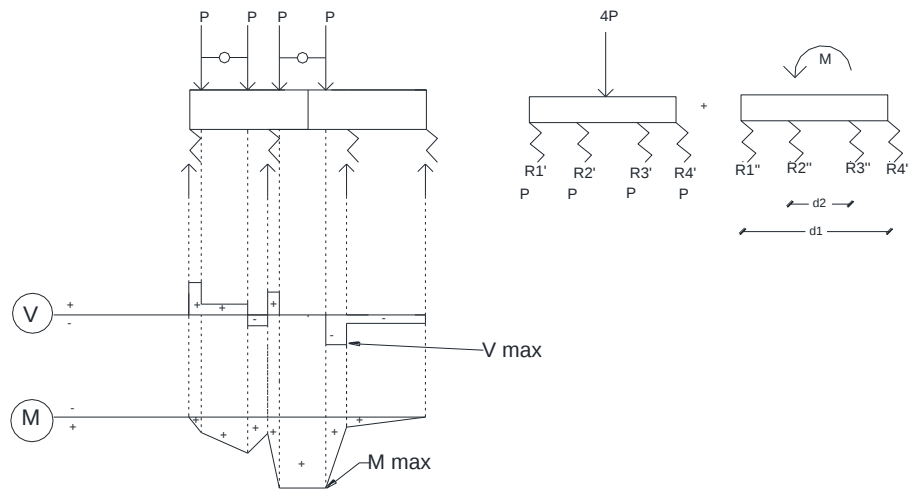


FIGURA. 06-06 Diagramas de corte y momento para dos vehículos posicionados en el extremo de la sección transversal

De los casos de simetría y asimetría obtengo:

V max = corte máximo por carga variable (vehículo)

M max (+) = momento máximo positivo por carga variable (vehículo)

M max (-) = momento máximo negativo por carga variable (vehículo)

Análisis de carga variable equivalente (Vcv equiv y Mcv equiv)

Norma AASHTO LRFD

(AASHTO LRFD '05 Art. 3.6.1.2.1)

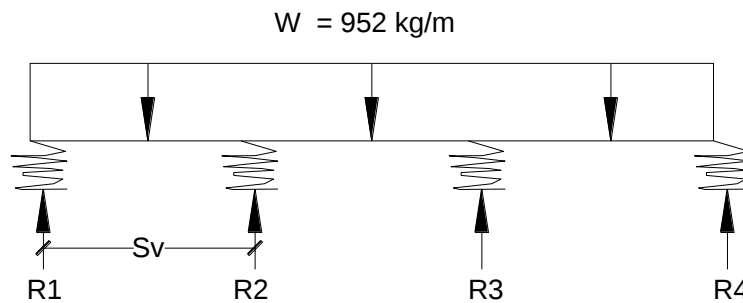


FIGURA. 06-07 Análisis de carga del separador interno por carga variable equivalente

$$R = R_1 = R_2 = R_3 = R_4 \quad (06-09)$$

$$V_{cv \text{ equiv}} = R \quad (06-10)$$

$$M_{cvequiv} = R * 2S_v * -W * \frac{(1,5 * S_v)^2}{2} \quad (06-11)$$

6.5 Factores

Factor Longitudinal (F.L)

En el cálculo de los separadores debe considerarse la carga del camión tipo, el cual tiene dos o tres ejes. Surge, entonces, el problema de determinar la fracción de la carga de una línea de ruedas que actúa sobre el separador. Un criterio que puede adoptarse es el indicado por el Profesor Abreu *“Estudio de las solicitaciones en una viga rígida sobre apoyos elásticos”*, donde se plantea que la carga única aplicada sobre el separador equivalente a una línea de ruedas, es aquella que produce en el punto de la viga en que ella es interceptada por el separador, una flecha igual a la flecha máxima que produce en ese punto la línea de ruedas al gravitar sobre la viga.

El procedimiento de cálculo del factor longitudinal consiste en el posicionamiento de una línea de rueda del vehículo de diseño sobre el separador interno y calcular la influencia que tienen cada uno de los neumáticos sobre el separador por el método de deflexiones de vigas, es decir, la deflexión total es igual a la suma de cada una de las deflexiones producidas por cada neumático sobre el separador. Las deflexiones ocurren por el peso

(P) que ejerce cada neumático en el separador al mismo tiempo, por lo tanto al final se busca obtener una (P equivalente).

Para el caso de un separador interno ubicado en el medio de la luz de cálculo, el procedimiento es el siguiente:

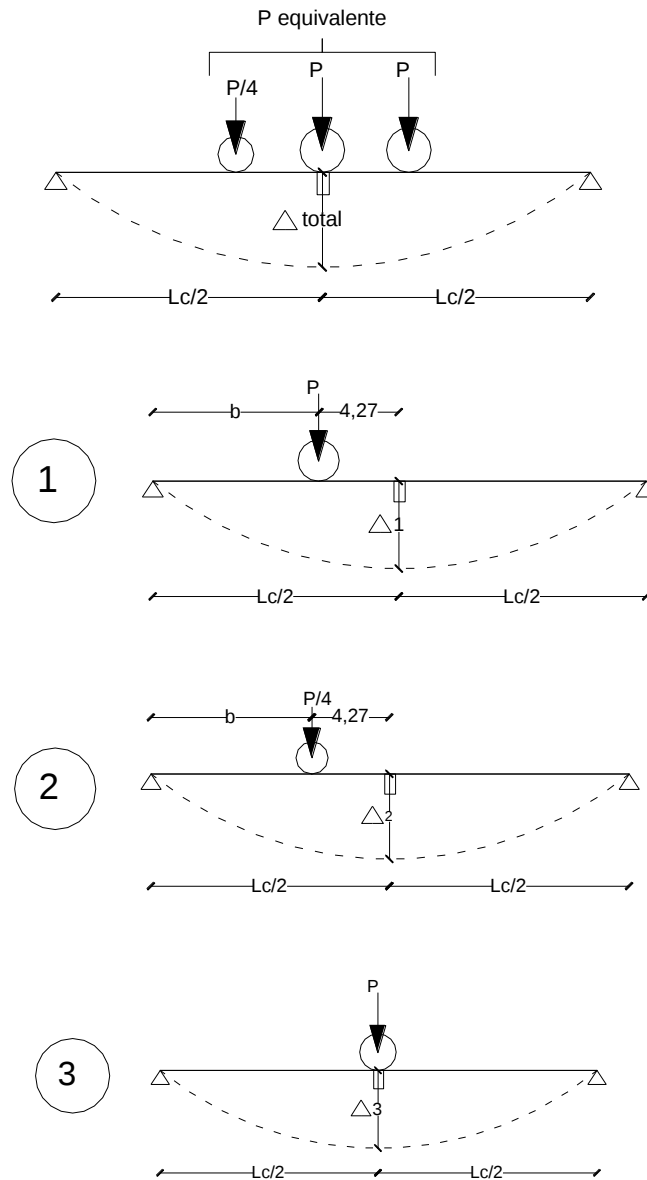


FIGURA 06-08. Análisis del factor longitudinal para el separador Interno por el método de las deflexiones.

$$F.L. = \frac{Pequiv}{P} \quad (06-12)$$

$$\Delta 1 = \Delta 2 = \frac{Pb(L^2 - b^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}LEI} \quad (06-13)$$

$$\Delta 3 = \frac{PL^3}{48EI} \quad (06-14)$$

$$b = \frac{L}{2} - 4,27 \quad (06-15)$$

$$\text{Para } \Delta 2, P = P/4 \quad (06-16)$$

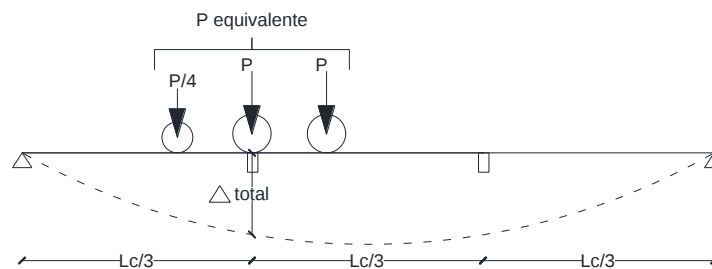
$$P = 7258 \text{ Kgf}$$

$$\Delta_{total} = \Delta 1 + \Delta 2 + \Delta 3 \quad (06-17)$$

$$\Delta t = \frac{PequivL^3}{48Ei} \quad (06-18)$$

$$F.L. = \frac{Pequiv}{P} \quad (06-19)$$

Para el caso de dos separadores internos ubicados a cada un tercio de la luz de cálculo, el procedimiento es el siguiente:



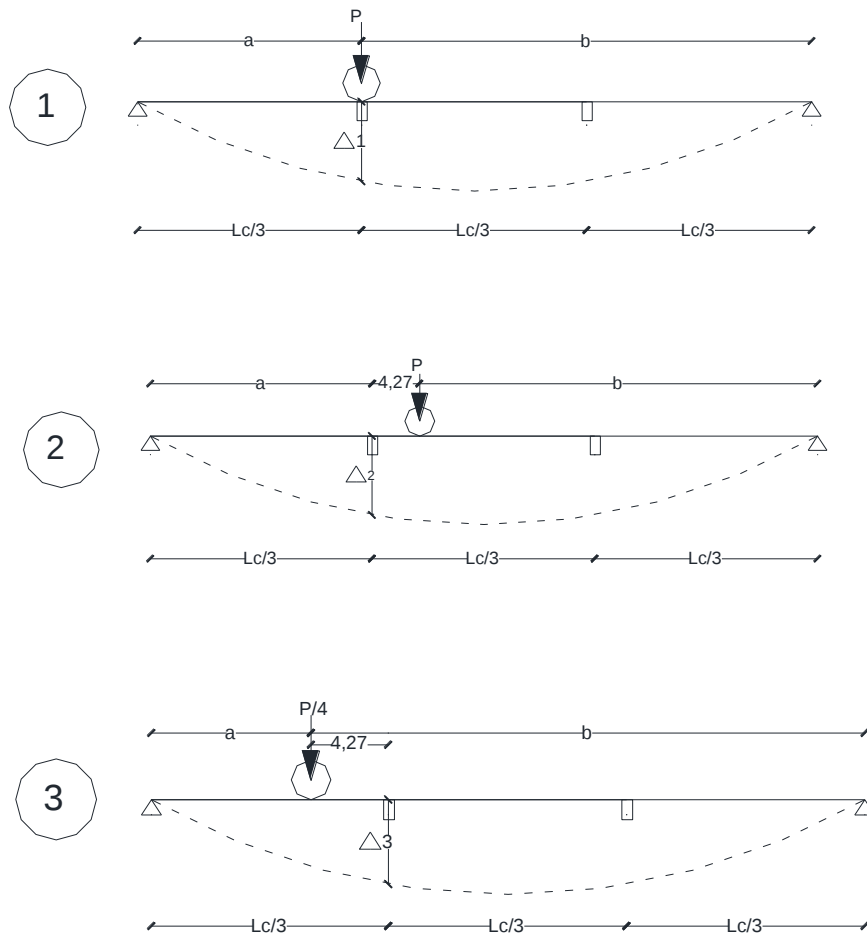


FIGURA 06-09. Análisis del factor longitudinal para el separador Interno por el método de las deflexiones.

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \quad (06-20)$$

Para $(0 \leq X \leq a)$

$$\Delta_1 = \Delta_2 = \frac{PbX}{6LcEI} (Lc^2 - b^2 - X^2) \quad (06-21)$$

Para $(a < X < Lc)$

$$\Delta_3 = \frac{Pb}{6LcEI} \left[\frac{Lc}{b} (X-a)^3 + (Lc^2 - b^2)X - X^3 \right] \quad (06-22)$$

$$\Delta_{total} = \Delta_1 = \Delta_2 = \frac{PequivbX}{6LcEI} (Lc^2 - b^2 - X^2) \quad (06-23)$$

$$F.L. = \frac{Pequiv}{P} \quad (06-24)$$

Factor de impacto (F.I) Las solicitaciones resultantes de las cargas vivas deben ser afectadas por un factor que considere las vibraciones y el impacto que se produce en el elemento al entrar un camión en la vía.

(Ver ecuaciones 02-31, 02-33)

6.6 Calculo de los aceros

- **Acero principal o inferior**
(Ver ecuación 2.19)
- **Acero secundario o superior**
(Ver ecuación 04-39)
- **Acero de paramento**
(Ver ecuación 04-40)

6.7 Diseño por flexión y el diseño por corte

(Ver subtítulos 4.8 y 4.9)

Sección transversal del separador interno

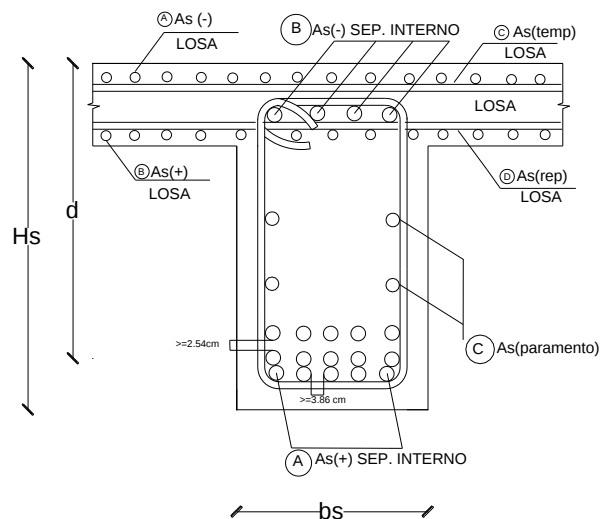


FIGURA 06-10. Sección Transversal del Separador Interno. Posición de los aceros del Separador y de la losa.

Sección longitudinal del separador interno

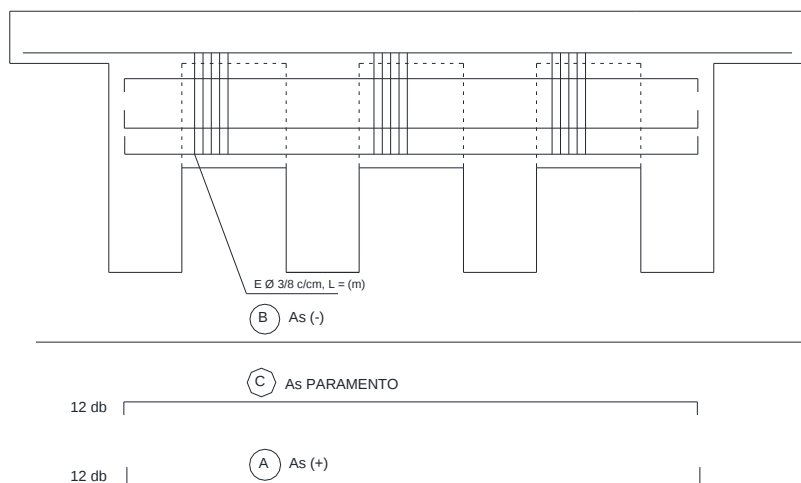


FIGURA 06-11. Sección Longitudinal del Separador Interno y su despiece.

CAPITULO VII

DISEÑO DEL APARATO DE APOYO

El aparato de apoyo es el elemento de contacto entre el tablero y la subestructura del puente. Específicamente las cargas en servicio tanto verticales como horizontales son transmitidas desde las vigas del tablero a través del aparato hacia los estribos y pilas que conforman el puente.

Dependiendo de los movimientos (giros y desplazamientos) que serán permitidos o no, habrá diferentes tipos de aparatos de apoyo, fijos, libres, etc., que definirán el sistema de apoyo del puente y cuya disposición y tipología deberá quedar claramente definida en el proyecto del mismo.

Los aparatos de apoyo elastoméricos de neopreno, son comúnmente utilizados en los puentes carreteros del país, ya que poseen 3 ventajas importantes: son económicos, efectivos y no requieren de mantenimiento mayor.

- **ECONOMÍA**

Debido a la sencillez del proyecto, facilidad de fabricación y bajo costo de los materiales. Los apoyos de neopreno no tienen partes móviles, constan simplemente de una placa o más de neopreno de 2.5 cm aproximadamente de espesor intercalada con una o más laminas de acero.

- **EFFECTIVIDAD**

Una ventaja muy importante del apoyo de neopreno es su efectividad como medio para la transferencia de la carga. Cuando soporta cargas de compresión la placa de hule, absorbe las irregularidades de la superficie y de esa manera las imperfecciones salientes como las hundidas que tiene la superficie de concreto.

No hay manera de que el apoyo sea inutilizado por la corrosión y que se transmita así un empuje excesivo a la pila o estribo sobre los que apoya la trabe.

- **MANTENIMIENTO**

La tercera ventaja importante de un apoyo de neopreno es que necesita menos conservación que cualquier otro elemento del puente.

El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes: tiene las propiedades físicas que se requieren y es altamente resistente al deterioro debido al intemperismo. A continuación se enumeran las características representativas del Neopreno:

1.- Resistencia. La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes. Cuando el proyecto se ha hecho adecuadamente, el apoyo de neopreno puede soportar cargas a la compresión de hasta 70 Kg/cm². Además la mayor parte de la deformación plástica tiene lugar en los primeros diez días de carga.

2.- Durabilidad. En su resistencia al deterioro el neopreno es marcadamente superior al hule natural y a cualquier otro hule sintético y que pudiera satisfacer los requisitos físicos de las placas de apoyo para puente. La vida útil de un neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento hasta 35 años.

Cuando un apoyo de neopreno se somete a la acción de una carga se deforma verticalmente. La deformación vertical no debe exceder del 15% del espesor antes de ser comprimido el apoyo. Cuando la deformación en compresión es mayor que 15% se producen esfuerzos internos dentro del neopreno que aceleran la rapidez de la deformación plástica y aceleran la rapidez del agrietamiento debido a intemperismo.

A continuación se especifica el procedimiento de cálculo para el diseño de un aparato de apoyo, siguiendo las especificaciones de la norma AASHTO LRFD 2007.

7.1 Apoyos elastoméricos con acero de refuerzo. Método B.

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5)

Este método de diseño permite esfuerzos de compresión más altos y apoyos más delgados que permiten conducir fuerzas horizontales más pequeñas sobre la subestructura.

Todas las capas internas del elastómero tendrán el mismo espesor. La capa superior e inferior, no será más delgada que el 70% de las capas internas.

$$S_i = \frac{L * W}{2h_{ri}(L + W)} \quad (07-01)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.1-1)

S_i = factor de forma de una capa de un apoyo elastomérico, se tomara como un área plana de la capa dividida por el área del perímetro, libre de protuberancias. La ecuación sirve para apoyos rectangulares sin huecos.

L = longitud de un apoyo elastoméricos rectangular (en dirección paralela al eje longitudinal del puente), (mm).

W = ancho del apoyo en la dirección transversal (mm).

h_{ri} = espesor de la capa elastomérica en el apoyo elastomérico (mm).

7.2 Propiedad de los materiales

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.2)

Modulo de corte del elastómero: G , entre 0,6 y 0,175 Mpa

El modulo de corte del elastómero a 23°C será usado como base para el diseño. Deberá ser obtenido de la tabla 14.7.6.2-1.

7.3 Requerimientos de diseño

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3)

- **Esfuerzo de Compresión** (AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.2)

En cualquier capa de un apoyo elastomérico, el esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio deberá cumplir:

- Para apoyos sujetos a deformación por corte

$$\sigma_s \leq 1,66 \text{ GS} \leq 11,0 \text{ Mpa} \quad (07-02)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.2-1)

$$\sigma_L \leq 0,66 \text{ GS} \quad (07-03)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.2-2)

- Para apoyos fijos en contra de la deformación por corte

$$\sigma_s \leq 2,00 \text{ GS} \leq 12,0 \text{ Mpa} \quad (07-04)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.2-3)

$$\sigma_L \leq 1,00 \text{ GS} \quad (07-05)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.2-4)

σ_s = esfuerzo promedio de compresión debido a la carga total (Mpa)

σ_L = esfuerzo promedio de compresión debido a la carga viva (Mpa)

G = modulo de corte del elastómero (Mpa)

S = factor de forma de la capa más gruesa del apoyo

- **Deflexión por Compresión** (AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.3)

Las deflexiones de un apoyo elastomérico debido a la carga muerta y la carga viva instantánea, serán consideradas separadamente.

La deflexión por carga viva instantánea se tomara como:

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri} \quad (07-06)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.3-1)

Donde:

ε_{Li} = deformación por compresión de la carga viva instantánea de la capa del elastómero de un apoyo laminado

h_{ri} = espesor de la capa elastomérica en un apoyo laminado (mm)

La deflexión inicial por carga muerta se tomara como:

$$\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri} \quad (07-07)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.3-2)

Donde:

ε_{di} = deformación por compresión debido a la carga muerta inicial en una capa del elastómero en un apoyo laminado.

A largo plazo, la deflexión por carga muerta incluyendo los efectos del deslizamiento plástico se tomara como:

$$\delta_{lt} = \delta_d + a_{cr} \delta_d \quad (07-08)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.3-3)

Donde:

a_{cr} = deflexión por deslizamiento plástico dividido entre la deflexión por carga muerta inicial.

Los valores de ε_{Li} y ε_{di} serán determinados por resultados de ensayos o por análisis. Si el ingeniero no tiene la elección de escoger un valor para la relación, a_{cr} , la tabla 14.7.6.2-1 puede ser usada.

TABLA 14.7.6.2-1. Propiedades de correlación de los materiales.

	Hardness (Shore A)		
	50	60	70 ¹
Shear Modulus @ 23°C (MPa)	0.66–0.90	0.90–1.38	1.38–2.07
Creep deflection @ 25 years divided by initial deflection	0.25	0.35	0.45

Comentario

(AASHTO LRFD '07 C14.7.5.3.3)

En una junta, se sugiere como máximo una deflexión relativa de 3 mm por carga viva.

Los apoyos elastoméricos laminados tienen una curva de carga de deformación no lineal en compresión. En la ausencia de información específica para un elastómero en particular a ser usado, la ecuación 1 o la figura C14.7.6.3.3-1 puede ser usada como guía para calcular la deformación por carga viva y muerta en compresión.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{6GS^2} \quad (07-09)$$

(AASHTO LRFD '07 C14.7.5.3.3-1)

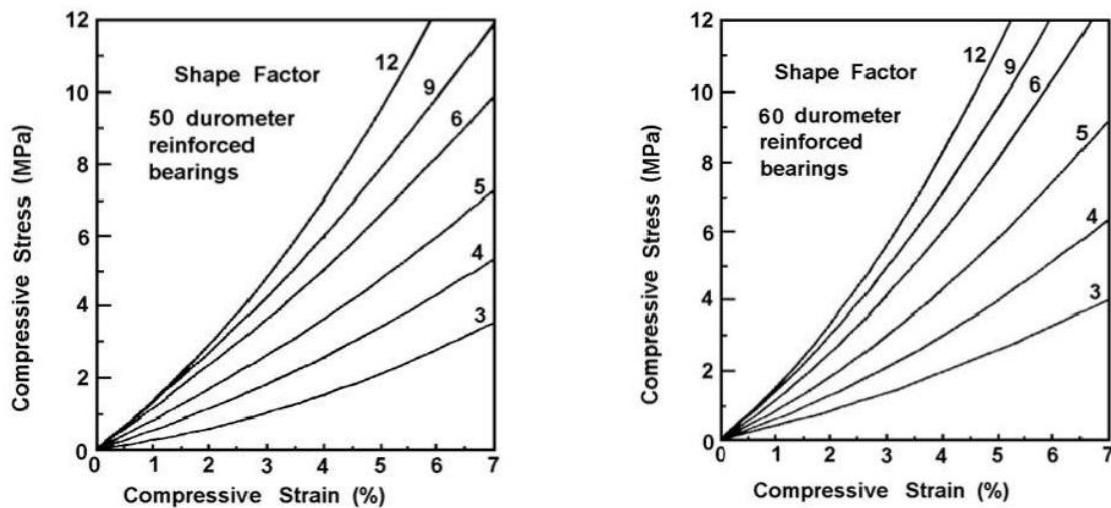


FIGURA C14.7.6.3.3-1 Curvas Esfuerzo-Deformación

- **Deformación por Corte**

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.4)

El máximo desplazamiento horizontal de la superestructura de un puente, Δ_o , se deberá tomar como el 65 % del diseño de rango de movimiento térmico, Δ_t , calculado de acuerdo con el artículo 3.12.2 combinado con movimientos causados por escurrimiento plástico, contracciones y post tensión.

La máxima deformación por corte del apoyo en el estado limite de servicio, Δ_s , se tomara como Δ_o , modificado para tener en cuenta la rigidez de la subestructura y los procedimientos de construcción. Si se instala una superficie de deslizamiento de baja fricción, Δ_s no necesita ser tomada más grande que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

El apoyo deberá cumplir:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s \quad (07-10)$$

h_{rt} = espesor total del elastómero (mm)

Δ_s = máxima deformación total por corte del elastómero en el estado limite de servicio.
(mm)

- **Temperatura Uniforme**

(AASHTO LRFD '07 Art. 3.12.2)

El diseño por movimiento térmico, asociado con el cambio uniforme de temperatura, puede ser calculado usando el procedimiento A o B. El procedimiento A o B puede ser usado en puentes con superficies de concreto teniendo vigas de concreto o acero. El procedimiento A será usado para otros tipos de puentes.

- **Rango de temperatura por el procedimiento B** (AASHTO LRFD '07 Art. 3.12.2.2)

El rango de temperatura será definido como la diferencia entre la temperatura máxima de diseño $T_{MaxDesign}$, y la temperatura mínima de diseño, $T_{MinDesign}$.

En Venezuela, por su situación geográfica tropical, podríamos proyectar según su clima predominante, es decir, asumir una temperatura promedio para el diseño de = 40 °C.

- **Diseño por movimientos Térmicos** (AASHTO LRFD '07 Art. 3.12.2.3)

El rango de diseño por movimiento térmico, Δt , dependerá sobre la temperatura extrema de diseño del puente, definida en los artículos 3.12.2.1 y 3.12.2.2 y es determinada como:

$$\Delta t = \alpha L (T_{MaxDesign} - T_{MinDesign}) \quad (07-11)$$

L = longitud de expansión (mm)

α = coeficiente de expansión térmica (mm/mm/°C)

- **Compresión y Rotación Combinados** (AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.4)

Las rotaciones serán tomadas como la máxima suma de los efectos de una inicial falta de paralelismo y subsecuentes rotaciones al final de la viga debido a las cagas y movimientos impuestos.

Los apoyos serán diseñados para que no ocurran levantamientos bajo alguna combinación de cargas y rotaciones correspondientes.

Los apoyos rectangulares se pueden estudiar para satisfacer las necesidades de elevación si cumplen:

$$\sigma_s > 1.0GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \quad (07-12)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.5-1)

Los apoyos rectangulares sujetos a la deformación por corte deberán cumplir:

$$\sigma_s < 1.875GS \left[1 - 0.20 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (07-13)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.5-2)

Donde:

n = numero de capas interiores del elastómero, donde las capas internas son definidas como aquellas capas las cuales están adheridas a cada cara. Las capas exteriores son definidas como aquellas capas las cuales están adheridas solo a una cara. Cuando el espesor de la capa exterior del elastómero es más de la mitad del espesor de una capa interna, el parámetro, n , puede ser incrementado la mitad para cada capa exterior.

h_{ri} = espesor de la capa del elastómero (mm)

σ_s = esfuerzo del elastómero (MPa)

B = longitud de la almohadilla si la rotación es sobre su eje transversal, o ancho de la almohadilla si la rotación es sobre su eje longitudinal (mm)

θ_s = máxima rotación de servicio debido a la carga total (rad)

○ **Estabilidad del Apoyo Elastomérico** (AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.6)

Los apoyos deberán ser investigados por inestabilidad para las combinaciones de carga en el estado límite de servicio especificadas en la tabla 3.4.1-1.

El apoyo se considera estable si cumple la siguiente ecuación:

$$2A \leq B \quad (07-14)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.6-1)

$$A = \frac{1,92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2,0L}{W}}} \quad (07-15)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.6-2)

$$B = \frac{2,67}{(S + 2,0)(1 + \frac{L}{4,0W})} \quad (07-16)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.6-3)

G = módulo de corte del elastómero (Mpa)

L = longitud de un apoyo elastomérico rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente), (mm)

W = ancho del apoyo en la dirección transversal (mm)

Para los apoyos rectangulares que no cumplen la ecuación 1, el esfuerzo debido a la carga total deberá cumplir la ecuación 4 o 5:

- Si la superficie del puente es libre de trasladarse horizontalmente:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A - B} \quad (07-17)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.6-4)

- Si la superficie del puente es fija contra la traslación horizontal:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{A - B} \quad (07-18)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.6-5)

○ **Refuerzo**

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.7)

El espesor del acero de refuerzo, h_s , deberá cumplir:

- En el estado limite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h \max \sigma_s}{F_y} \quad (07-19)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.7-1)

- En el estado limite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h \max \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (07-20)$$

(AASHTO LRFD '07 Art. 14.7.5.3.7-2)

ΔF_{TH} = Constante de amplitud de fatiga

h_{max} = espesor de la capa más delgada del elastómero del apoyo elastomérico (mm)

σ_L = esfuerzo promedio de compresión en servicio debido a la carga viva (Mpa)

σ_s = esfuerzo promedio de compresión debido a la carga total (Mpa)

F_y = esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo (Mpa)

Nota: si el espesor del acero de refuerzo no es especificado por el ingeniero, el mínimo espesor deberá ser 1,5 mm de acuerdo con el artículo 4.5 de las especificaciones de materiales AASHTO M 251.

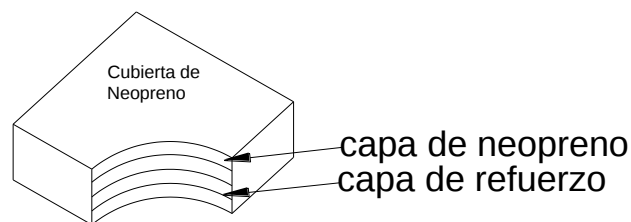


FIGURA 7-01. Detalle de un apoyo Elastomérico.

ANEXO A

ANALISIS DE LOS RESULTADOS

Descritas las metodologías entre las normas AASHTO STANTARD y la AASHTO LRFD 2005, se realizó el análisis comparativo de valores para las luces de cálculo que se indican a continuación: 10m, 12m, 14m, 16m, 18m, 20m, 22m, 24m, 26m, 28m y 30m.

Para resumir la información, se muestran los resultados obtenidos para puentes carreteros principales diseñados con la sobrecarga vehicular del camión AASHTO HS20.

TABLA A1. Valores comparativos entre el Factor Rueda de la norma AASHTO STANDAR y el Factor de Distribución para Momentos de la norma AASHTO LRFD utilizados para el diseño de las vigas.

Longitud (m)	F.R. AASHTO STANDARD	F.D. AASHTO LRFD
	Ve	Ve
10	1,34	0,938
12	1,34	0,920
14	1,34	0,939
16	1,34	0,956
18	1,34	0,944
20	1,34	0,943
22	1,34	0,966
24	1,34	0,940
26	1,34	0,954
28	1,34	0,947
30	1,34	0,962

TABLA A2. Valores comparativos de Corte Último y Momento Último entre la norma AASHTO STANDARD y la norma AASHTO LRFD resultantes en el diseño de las vigas.

Longitud (m)	AASHTO STANDARD		AASHTO LRFD	
	Vu (Kgf)	Mu (Kgf-m)	Vu (Kgf)	Mu (Kgf-m)
10	71.597	146.546	76.321	153.719
12	78.995	204.753	85.277	213.821
14	87.465	273.776	95.747	294.259
16	95.051	348.345	107.417	391.378
18	103.163	433.050	116.260	480.566
20	110.180	520.195	128.820	600.450
22	126.531	666.149	142.530	749.510
24	143.223	833.604	159.188	922.894
26	156.559	994.188	181.110	1.154.749
28	166.845	1.145.387	193.720	1.330.203
30	178.820	1.322.843	215.893	1.605.307

FIGURA A-1. Comparación entre los Momentos Últimos, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño de vigas.

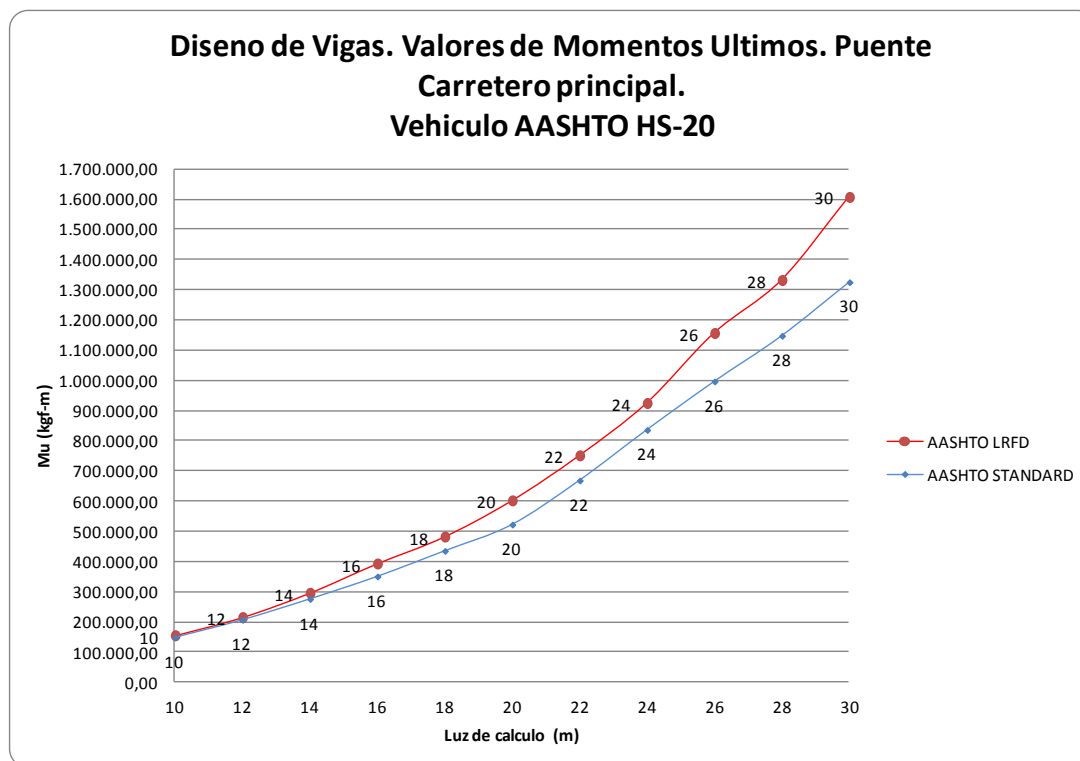


TABLA A3. Variación porcentual del Momento Último entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de las vigas.

Lc (m)	%
10	4,89470883
12	4,42875074
14	7,48166384
16	12,3535575
18	10,972405
20	15,4278684
22	12,513867
24	10,711321
26	16,1499636
28	16,1356817
30	21,3527985

FIGURA A-2. Comparación entre las Areas de Acero, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño de Vigas.

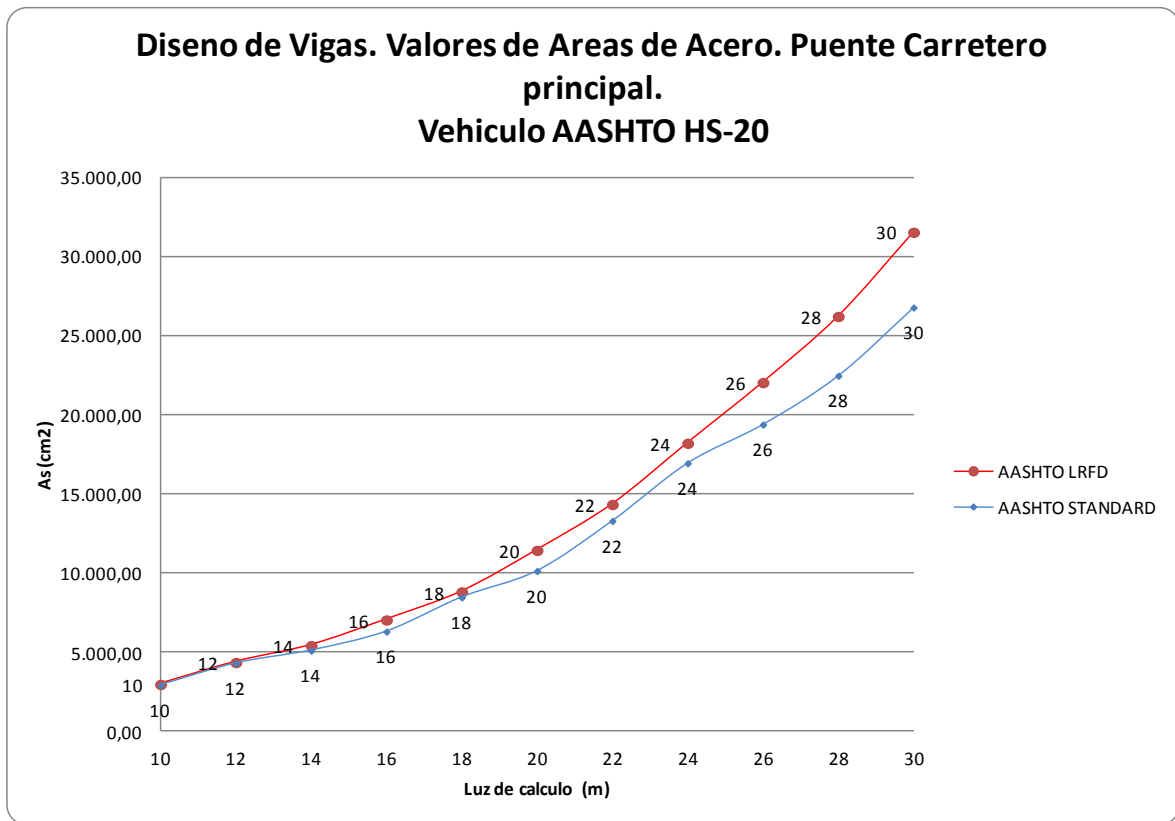


TABLA A4. Variación porcentual del Área de Acero de refuerzo entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de las vigas.

Lc (m)	%
10	1,93443731
12	1,47635525
14	6,13473112
16	11,5360403
18	18,06437214
20	20,8094303
22	22,79318097
24	24,43422214
26	26,6585868
28	28,6429777
30	30,17260019

FIGURA A-3. Comparación entre los Cortes Últimos, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño de Vigas.

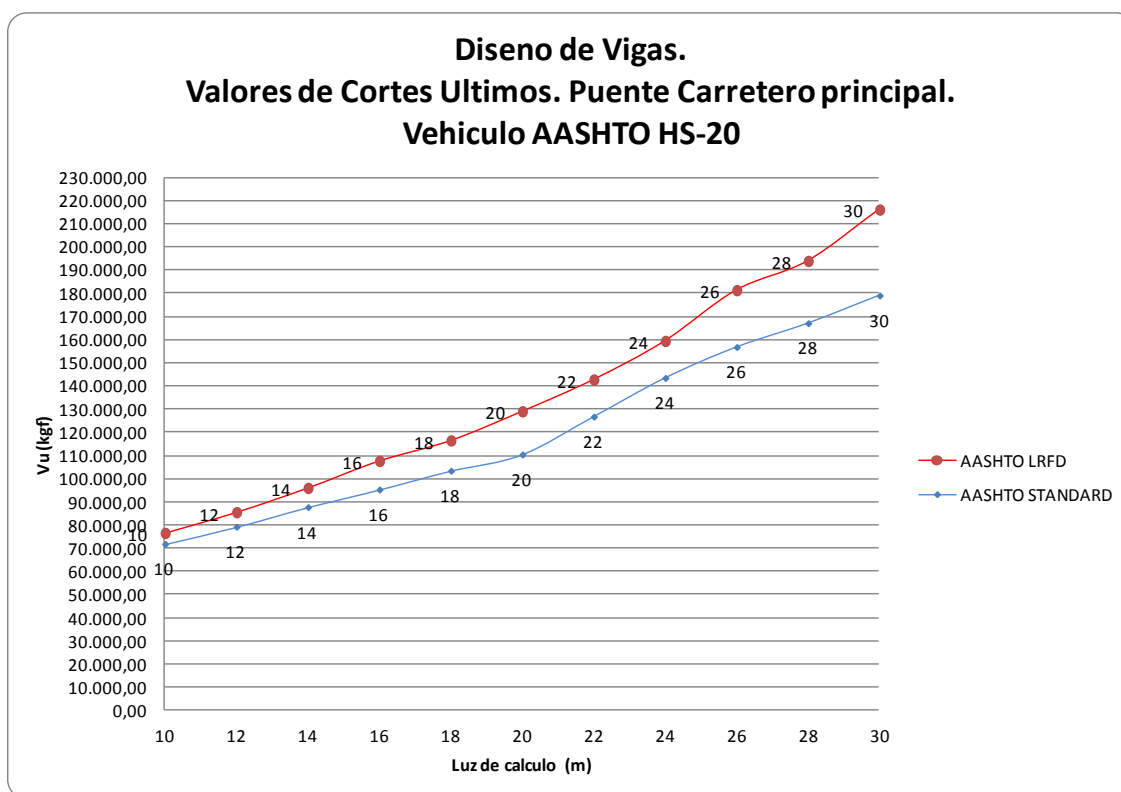


TABLA A5. Variación porcentual del Corte Último entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de las vigas.

Lc (m)	%
10	6,59804182
12	7,95240205
14	9,46893043
16	13,0098579
18	12,6954431
20	16,9177709
22	12,6443322
24	11,1469527
26	15,681628
28	16,1077647
30	20,732021

TABLA A6. Valores comparativos de Momento positivo, negativo y en el volado entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultantes en el diseño de la losa.

Longitud (m)	AASHTO STANDARD			AASHTO LRFD		
	Mu (+)	Mu (-)	Mu (vol)	Mu (+)	Mu (-)	Mu (vol)
10	6606	6621	6636	3407	3708	6402
12	6606	6621	6636	3288	3589	6402
14	6396	6398	6698	3571	3872	6544
16	6396	6398	6698	3813	4114	6693
18	6296	6297	6753	3734	4035	6693
20	6296	6297	6753	3808	4109	6849
22	5993	5994	6926	3923	4215	6893
24	5782	5771	7000	3522	3744	6721
26	5782	5771	7000	3651	3873	6870
28	5782	5771	7000	3592	3814	6870
30	5782	5771	7000	3632	3835	6984

TABLA A7. Valores comparativos de Momentos Últimos entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultantes en el diseño del separador Externo.

Longitud (m)	AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD
	Mu (kgf-m)	Mu (kgf-m)
10	29.463	32.468
12	36.633	39.717
14	47.812	53.447
16	59.354	71.945
18	72.568	83.864
20	83.205	104.798
22	111.791	128.324
24	150.860	146.558
26	176.037	185.706
28	193.214	206.205
30	219.190	245.815

FIGURA A-4. Comparación entre los Momentos Últimos, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño del Separador Externo.

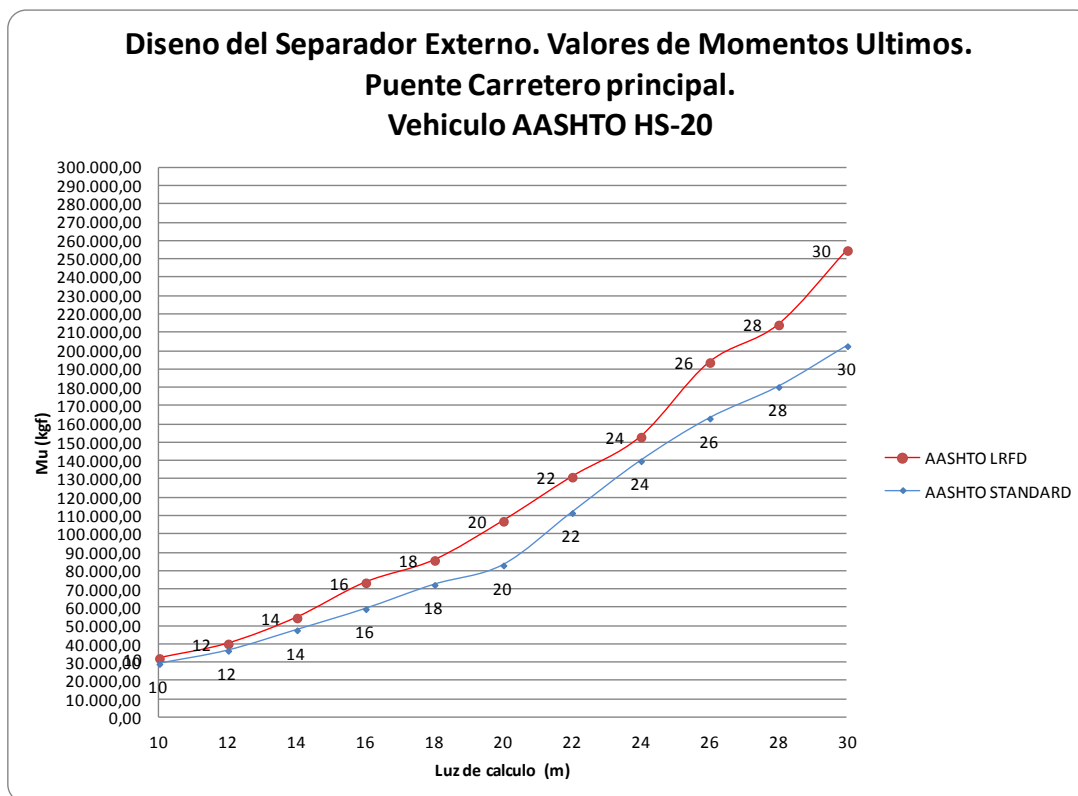


TABLA A8. Variación porcentual del Momento Último entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de los Separadores Externos

Lc (m)	%
10	10,1992329
12	10,321295
14	14,0801472
16	24,2224618
18	18,4061845
20	28,9321555
22	17,4933581
24	9,38305453
26	18,7036969
28	18,7642311
30	25,7248664

TABLA A9. Valores comparativos de Momentos Últimos entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultantes en el diseño del Separador Interno.

Longitud (m)	AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD
	Mu (kgf-m)	Mu (kgf-m)
12	87.336	91.764
14	95.320	101.286
16	101.886	108.165
18	107.056	112.973
20	110.947	116.168
22	114.484	118.988
24	108.932	125.450
26	113.599	127.075
28	116.256	127.742
30	121.714	128.284

FIGURA A-5. Comparación entre los Momentos Últimos, Norma AASHTO Standard y AASHTO LRFD en el diseño del Separador Interno.

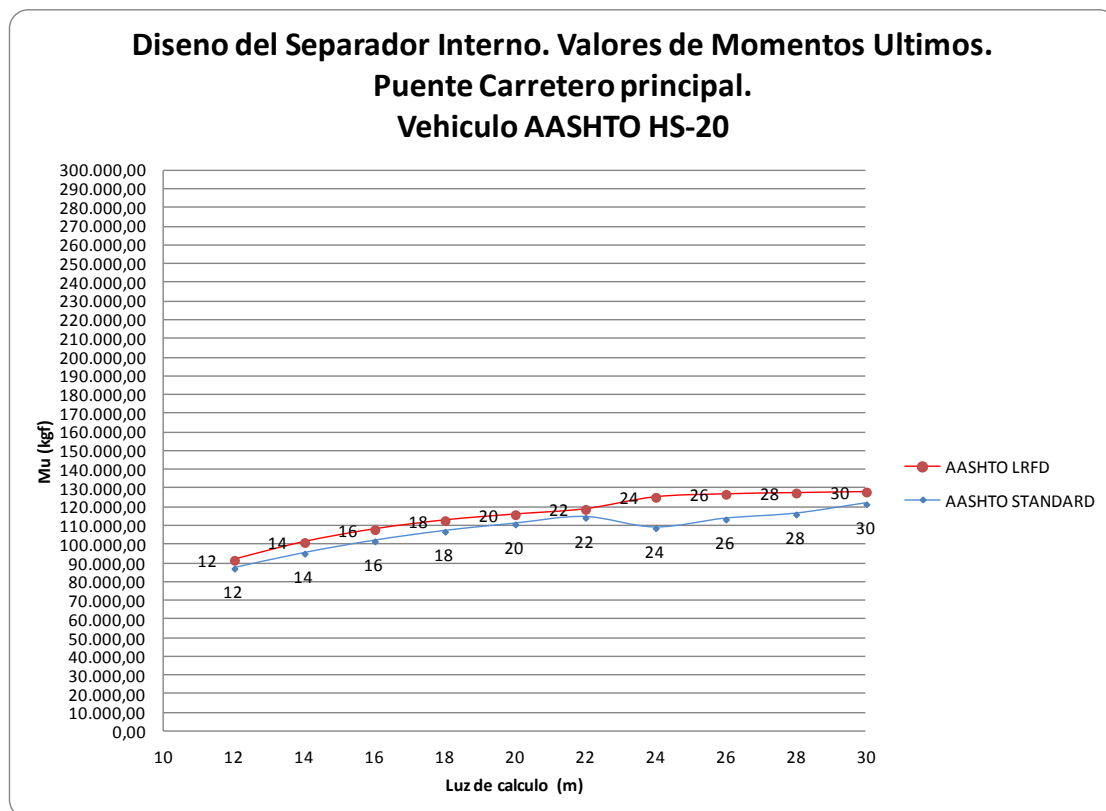


TABLA A10. Variación porcentual del Momento Último entre la norma AASHTO STANDAR y la norma AASHTO LRFD resultante en el diseño de los Separadores Internos

Lc (m)	%
12	5,0700742
14	6,25891733
16	6,16277015
18	5,5270139
20	4,70585054
22	3,93417421
24	15,1635883
26	11,8627805
28	9,87992018
30	5,3979

ANEXO B

CUADRO RESUMEN-COMPARACION DE METODOS

TABLA B1. Resumen con las principales diferencias de la metodología de cálculo entre la Norma AASHTO Standard y la Norma AASHTO LRFD 2005.

1.- SOLICITACIONES ULTIMAS	
AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD 2005
$U=1,3 \text{ cp} + 2,17(\text{cv camión.FR.FI.FNV})$	$U=1,25\text{cp}_1+1,50\text{cp}_2+1,75 \text{ (cv camión.FD.FI+ cv equivalente.FD)}$
2.- ANCHO DEL VOLADO	
AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD 2005
$0,25.S_v < V < 0,35.S_v$	Mínimo = 530 mm Máximo = el menor valor entre: $\begin{cases} 0,625.S_v \\ 1800 \text{ mm} \end{cases}$
3.- ESPESOR DE LA LOSA	
AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD 2005
$el=(S+3,05)/30 \geq 16,5 \text{ cm}$	$el \geq 175 \text{ mm}$
4.- MOMENTOS POR CARGAS VARIABLES	
AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD 2005
Ecuaciones de las envolventes de Momento. (Ver capítulo I).	Mcv camión + Mcv equivalente -Mcv camión: Ecuaciones de las envolventes de Momento. (Ver capítulo I). -Mcv equivalente: Carga del carril de diseño. Carga de 9,3 N/mm o 952 kgf/m uniformemente distribuida en dirección longitudinal y transversalmente en un ancho de 300 mm.

5.- FACTOR RUEDA/DISTRIBUCION	
AASHTO STANDARD (Factor Rueda)	AASHTO LRFD 2005 (Factor de distribución)
F.R. viga interna = $S_v/1,83$ F.R. viga externa = Uso de las líneas de influencia.	Factor de Distribución para Momentos: F.D. $M_{vi} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{Kg}{L t_s^3}\right)^{0,1}$ F.D. $M_{ve} = e \times g$ interior Factor de Distribución para Corte: $F.D. V_{vi} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$ F.D. $V_{ve} = e \times g$ interior
6.- FACTOR DE IMPACTO	
AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD 2005
F.I. = $1 + I$ $I = \frac{15,24}{(38,10 + L_c)}$	F.I. = $1 + IM/100$ IM = 33%
7.- ANCHO EFECTIVO	
AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD 2005
Caso viga externa: El menor valor: $\begin{cases} V + \frac{S_v}{2} \\ V + \frac{b_v}{2} + 6 * e_l \end{cases}$ Caso viga interna: El menor valor: $\begin{cases} S_v \\ 12 * e_l + b_v \end{cases}$	Caso viga interna: El menor valor entre: $\begin{cases} \frac{L_c}{4} \\ 12 * e_l + b_v \\ S_v \end{cases}$ Caso viga externa: el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre: $B_e \leq \begin{cases} \frac{L_c}{8} \\ 6 * e_l + \frac{b_v}{2} \\ V \end{cases}$

8.- ECUACIONES DE MOMENTO POR CARGA VARIABLE PARA EL DISEÑO DE LA LOSA DEL TABLERO	
AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD 2005
Tramos simplemente apoyados (2 vigas) $M_{cv} = \frac{S + 0,60}{9,75} * P$ Tramos simplemente apoyados (más de 2 vigas) $M_{cv} = 0,80 * \frac{S + 0,60}{9,75} * P$	Los momentos en el tablero debidos a la sobrecargas en N-mm/mm se determinan como: Barras principales perpendiculares a la dirección del tráfico: Para $L \leq 3000$ mm $M = 1290 * D^{0,197} * L^{0,459} * C$ (4.6.2.1.8-1) Para $L > 3000$ mm $M = \frac{5300 * D^{0,188} * (L^{1,35} - 20400)}{L} (C)$ Barras principales paralelas a la dirección del tráfico: Para $L \leq 3000$ mm $M = 408 * D^{0,123} * L^{0,64} * C$ (4.6.2.1.8-3) Para $L > 3000$ mm $M = \frac{3405 * D^{0,138} * (L^{1,429} - 34900)}{L} (C)$
9.- DISEÑO POR FLEXIÓN	
AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD 2005
Longitud de anclaje $L_d \geq \begin{cases} d \\ L_n/16 \quad (L_n = \text{luz libre del tramo}) \\ 12\Phi \end{cases}$ Longitud de solape $L_s = C * L_d$ $C = 1,3$	Prolongación de la armadura $P_a \geq \begin{cases} d \\ 15\Phi \\ 1/20 \text{ (de la luz libre del tramo)} \end{cases}$ Anclaje de las armaduras (AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.2)

Longitud de desarrollo $L_d \geq \begin{cases} 0,06 \cdot A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c} \\ 0,006 \cdot d_b \cdot f_y \\ \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$	Longitud de anclaje en tracción (ldb) (para barras N° 36 y menores) $l_{db} \geq \begin{cases} \frac{0,02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0,06 \cdot d_b \cdot f_y \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$ Longitud de anclaje en compresión (ldb) $L_{db} \geq \begin{cases} \frac{0,24 \cdot d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0,044 \cdot d_b \cdot f_y \\ > 20 \text{ cm} \end{cases}$ F'c, fy (Mpa). Ab, db, (mm², mm) Empalmes solapados solicitados a tracción (AASHTO LRFD '05 Art. 5.11.5.3.1) La longitud de solape de los empalmes traccionados no deberá ser mayor que 300 mm o los siguientes valores, según se trate de empalmes Clase A, Clase B o Clase C. Empalmes clase A.....1,0 ld Empalmes clase B.....1,3 ld Empalmes clase C.....1,7 ld Empalmes solapados solicitados a compresión La longitud de solape, lc, para los empalmes solapados comprimidos no deberá ser menor que 300 mm o como se especifica a continuación: • Si fy ≤ 420 MPa entonces: lc = 0,073 m fy db • Si fy > 420 MPa entonces: lc = m (0,13 fy - 24,0) db
--	--

10.- DISEÑO POR CORTE	
AASHTO STANDARD	AASHTO LRFD 2005
Máxima separación de la armadura transversal Si $V_s \leq 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$ $S_{max} \begin{cases} \leq d/2 \\ \leq 60 \text{ cm} \end{cases}$ Si $V_s \geq 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$ $S_{max} \begin{cases} \leq d/4 \\ \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$ Separación en zona sísmica: $S_{max} \geq \begin{cases} d/4 \\ 8d_b \text{ (diámetro del acero long)} \\ 24 A_b \text{ (área del acero del estribo)} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$	Mínima armadura transversal El área de acero deberá satisfacer la siguiente condición: $A_v \geq 0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{B_v \cdot S}{f_y}$ Máxima separación de la armadura transversal (AASHTO LRFD '05 Art. 5.8.2.7) La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible, S_{max}, determinada de la siguiente manera: • Si $V_u < 125 \cdot f'_c$: $S_{max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm}$ • Si $V_u \geq 125 \cdot f'_c$: $S_{max} = 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm}$

ANEXO C

EJEMPLO DE CÁLCULO DE UNA VIGA

Ejemplo de cálculo con la metodología **AASHTO LRFD 2005**, para el diseño de la Viga de un tablero en un puente carretero y cálculo del aparato de apoyo.

Luz de cálculo: 20 m

Ancho del Tablero = 10,40 m

- 2 canales de 3,60 m c/u = 7,20 m
- 2 hombrillos de 1,20 c/u = 2,40 m
- 2 barandas de 0,40 m c/u = 0,80 m

$H_v = 0,07 \cdot 20\text{m} = 1,40\text{ m}$

$b_v = 0,60\text{ m}$

$H_s = 0,75 \cdot 1,40\text{m} = 1,10\text{ m}$

$b_s = 0,45\text{ m}$

Numero de vigas: 4

Separación entrevigas (S_v) = 3,10 m

Volado (Vol) = 0,55 m

Espesor de la losa (e_l) = 0,19 m

Con el predimensionado, se calculan las dimensiones óptimas explicadas en el capítulo II para que las diferencias de los aceros entre las vigas externas e internas sea la menor posible y debe cumplirse que:

$$\epsilon = 100 \cdot (A_s \text{ mayor} - A_s \text{ menor}) / A_s \text{ menor} < 10\%$$

Para el ejemplo, $\epsilon = 1,20\% < 10\%$.

Para el diseño de la viga, la norma AASHTO LRFD 2005 desarrolla el factor de distribución para corte y momento de las vigas externas e internas.

Factor de Distribución para momento en Vigas Interiores: El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de concreto, se puede determinar aplicando la fracción por carril, según la ecuación: (AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.2.2b)

$$F.D. M_{vi} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0,1} = g \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.2b-1 LRFD'05})$$

En el diseño de la viga, se desarrolla el término $\left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$, donde:

Kg = parámetro de rigidez longitudinal y se toma como $Kg = n(I + Ae_g^2)$ (AASHTO LRFD '05 Ecu. 4.6.2.2.1-1).

$$n = \frac{E_B}{E_D}, \text{ donde:} \quad (\text{AASHTO LRFD '05 Ecu. 4.6.2.2.1-2})$$

S = separación entre vigas o almas (mm) = 3100 mm

L = longitud de tramo de la viga (mm) = 20.000 mm

t_s = profundidad de la losa de hormigón (mm) = 190 mm

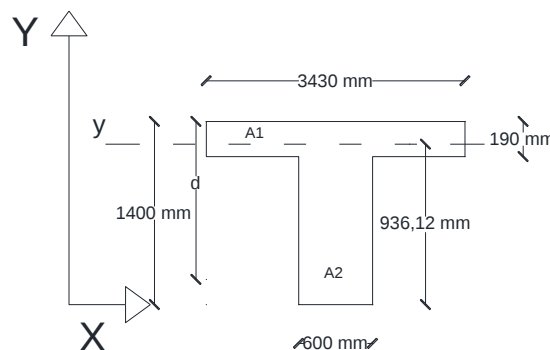
E_B = modulo de elasticidad del material de la viga (MPa)

E_D = modulo de elasticidad del material del tablero (Mpa)

I = momento de inercia de la viga (mm⁴) = 2,59 E11 mm⁴

A = área de la viga (mm²) = 1.377.700 mm²

e_g = distancia entre los centros de gravedad entre la viga de base y el tablero (mm)= 700 mm



$$A1 = 651.700 \text{ mm}$$

$$A2 = 726.000 \text{ mm}$$

$$I_{x1} = \frac{b * h^3}{12} = 1,96 \text{ E9 mm}^4$$

$$I_{x2} = \frac{b * h^3}{12} = 8,86 \text{ E10 mm}^4$$

$$I_{x'1} = I_{x1} + A1x d^2$$

$$I_{x'2} = I_{x2} + A2x d^2$$

$$Y = 936,12 \text{ mm}$$

$$I_x = 2,59 \text{ E11 mm}^4$$

$$K_g = 9,339 \text{ E 11 mm}^4$$

$$F.D.M \text{ vi} = 0,9434$$

Factor de Distribución para momento Vigas Exteriores: El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se determina aplicando la fracción por carril, g, especificada en: (AASHTO LRFD '05 Art. 4.6.2.2.2d)

$$g = e \times g \text{ interior}$$

$$e = 0,77 + \frac{de}{2800} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.2d-1 LRFD'05})$$

$$De = 90 \text{ mm}$$

$$e = 0,80 < 1, \text{ se toma } 1.$$

$$F.D.M \text{ ve} = 0,9434$$

$$\text{Factor de Impacto} = 1,33$$

TABLA C-1. Valores obtenidos para el diseño de la Viga de concreto armado, de un tablero para puente carretero, siguiendo la metodología AASHTO LRFD 2005. Sobrecarga vehicular HL-93. Camión de diseño HS20. Luz de cálculo 20 m.

LONG=	20	M
2*P =	14.516,00	kg
Wve losa=	3.577,00	Kg/m
Wve pav=	222	Kg/m
Lc=	20,00	m
P sep ve=	1279,69	Kg
R losa=	37.689,53	Kg
R pav=	2.220,00	Kg

$$Vu = 1,25 \times V_{cm1} + 1,50 \times V_{cm2} + 1,75 \times (V_{cvcamion} + V_{cvequivalente})$$

$$Mu = 1,25 \times M_{cm1} + 1,50 \times M_{cm2} + 1,75 \times (M_{cvcamion} + M_{cvequivalente})$$

FACTORES
F.D. V viga=
F.D. M viga=
F.I. =

Lc/2 = 10,00 m

Lc/2 -0,71 = 9,29 m

Lc/2 +0,71 = 10,71 m

X	0	1,30	2	3	4	5	6	7	8	9	9,29	10
V(x) (CM) losa	36.410	31.760	29.256	25.679	22.102	18.525	14.948	11.371	7.794	4.217	3.180	(640)
V(x) (CM) pav	2.220	1.931	1.776	1.554	1.332	1.110	888	666	444	222	158	-
M(x) (CM) losa	-	44.310	65.666	93.133	117.023	137.337	154.073	167.232	176.815	182.820	183.893	185.248
M(x) (CM) pav	-	2.698	3.996	5.661	7.104	8.325	9.324	10.101	10.656	10.989	11.044	11.100
V(x) (CV) camion	28.007	25.884	24.741	23.108	21.475	19.842	18.209	16.575	14.942	13.309	12.836	11.676
V(x) (CV) equiv	9.520	8.282	7.616	6.664	5.712	4.760	3.808	2.856	1.904	952	676	-
M(x) (CV) camion	-	33.649	49.481	69.323	85.898	99.208	109.251	116.879	122.726	125.306	125.443	124.620
M(x) (CV) equiv	-	11.572	17.136	24.276	30.464	35.700	39.984	43.316	45.696	47.124	47.360	47.600
VU	128.820	115.630	108.527	98.381	88.234	78.088	67.942	57.795	47.649	37.502	34.560	25.756
MU	-	152.430	225.024	317.213	395.855	460.949	512.495	552.361	581.939	597.969	600.083	600.450

Nota: simetría a los 10 m.

Vu = Kgf

Mu = Kgf-m

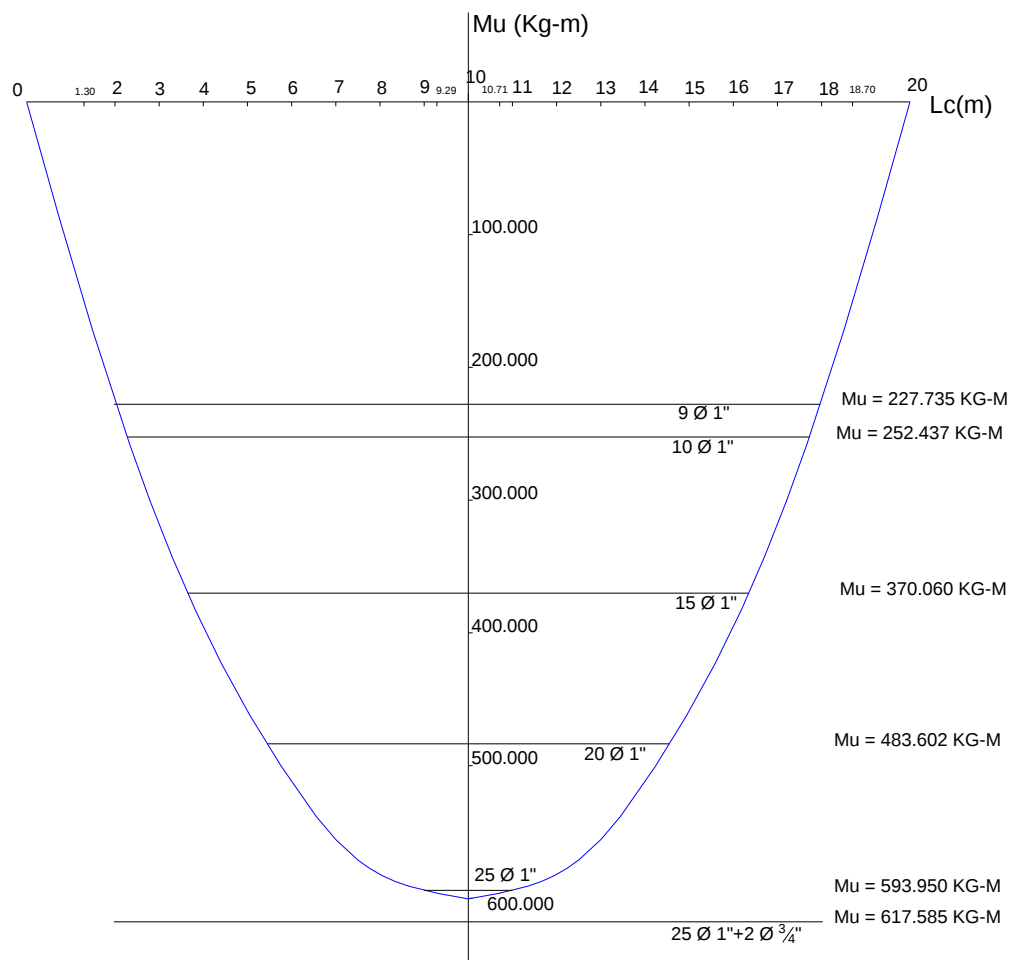


FIGURA C1. Envolvente de Momento para una viga de concreto armado de 20 m.

CALCULO DEL APARATO DE APOYO

Datos

Cp = 38.630 Kgf
 Cv = 37.527 Kgf
 CT = 76.157 Kgf
 Lt = 20,45 m

L = 400 mm
 W = 550 mm

Neoprene Dureza 60

G = 1,14 Mpa Modulo de Corte

$a_{cr} = 0,35$ Deformacion por escurrimiento Plastico

hri = 12 mm Espesor de la capa del elastomero

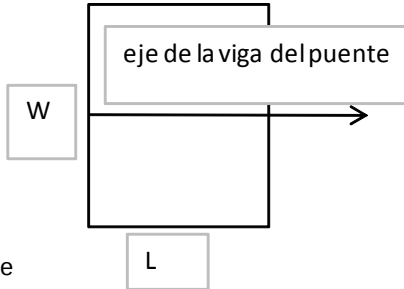
hs = 1 mm Espesor de la lamina de acero

n1 = 2 N capas de elastomeros

n2 = 1 N capas de laminas de acero

hrt = 25 mm Espesor total del apoyo elastomerico

Apoyo Elastomerico



FACTOR DE FORMA

$$Si = \frac{L \times W}{2h_{ri}(L + W)}$$

Si = 9,65

REQUERIMIENTOS PARA EL DISEÑO

ESFUERZO DE COMPRESION

$\sigma_s = 3,39$ Mpa

$\sigma_L = 1,67$ Mpa

$\sigma_s \leq 1,66$ GS $\leq 11,0$ Mpa

$\sigma_s \leq 18,26$ Mpa ≤ 11 Mpa

$\sigma_L \leq 0,66$ GS

$\sigma_L \leq 7,26$ Mpa

DEFLEXION POR COMPRESION

$\varepsilon_{ri} = 0,00263$

$\varepsilon_{di} = 0,0027$

$\sigma_d = 1,72$ Mpa

$\delta_L = 0,06$ mm

$\delta_d = 0,06$ mm

$\delta_{lt} = 0,09$ mm

$\delta T = 0,15$ mm $\leq 15 \% hrt$ 3,75 mm

ok!!

DEFORMACION POR CORTE

$$\Delta s = \Delta o$$

$$\Delta o = 0,65 \cdot \Delta t$$

$$T_{\max} - T_{\min} = 40 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\alpha = 1,43\text{E-}05 \text{ m/m/}^\circ\text{C}$$

$$L = 10,23 \text{ m}$$

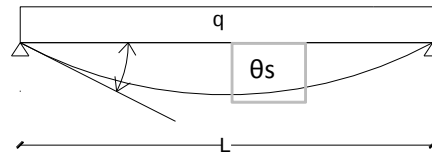
$$\Delta t = 5,85 \text{ mm}$$

$$\Delta o = 3,80 \text{ mm}$$

$$h_{rt} \geq 7,60331 \text{ mm}$$

ok!!

COMPRESION Y ROTACION COMBINADOS



$$\theta_s = \frac{qL^3}{24EI}$$

$$E = 238752 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q \text{ cm} = 3.799,00 \text{ Kg/m}$$

$$q \text{ cv} = 952 \text{ Kg/m}$$

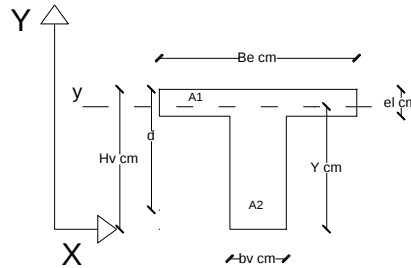
$$q = 47,51 \text{ Kg/cm}$$

$$L_c = 2045 \text{ cm}$$

$$I_x = 2,59\text{E+}07 \text{ cm}^4$$

$$\theta_s = 2,74\text{E-}03 \text{ rad}$$

$$\sigma_s = 3,39 \text{ Mpa}$$



$$\sigma_s < 14,35 \text{ Mpa}$$

>

$$\sigma_s$$

OK!!

ESTABILIDAD DEL APOYO ELASTOMERICO

$$A = 0,0766$$

$$B = 0,1939$$

$$2 \times A =$$

$$0,15$$

≤

$$0,1939$$

OK!

REFUERZO

$$h_s \geq 0,30 \text{ mm}$$

OK!

SIMBOLOGÍA

Ab = Sección de la barra o alambre, cm^2
Ap = Ancho del pavimento, m
AT = Ancho del tablero, m
bv = Base de la viga, m
bs = Base del separador, m
d = Altura efectiva de la sección, m
db = Diámetro de la barra o alambre, cm
el = Espesor de la losa, m
ep = espesor del pavimento, m
FI = Factor de impacto
F.D. Mve = Factor de distribución por momento para viga externa
F.D. Mvi = Factor de distribución por momento para viga interna
F.D. Vve = Factor de distribución por corte para viga externa
F.D. Vvi = Factor de distribución por corte para viga interna
f'c = Resistencia especificada del concreto en compresión, Kgf/cm^2
fy = Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo, cm^2
FNV = Factor norma Venezolana
Ln = Luz libre del tramo, m
Hv = Altura de la viga, m
Hs = Altura del separador, m
Lc = Luz de cálculo, m
Lt = Longitud total, m
Mcp1 = Momento por carga permanente obtenido del peso de la losa, vigas, separadores y defensas, Kgf-m
Mcp2 = Momento por carga permanente obtenido por el peso del pavimento, Kgf-m
Mcv camión = Momento por carga variable del camión de diseño AASHTO, Kgf-m
Mcv equiv = Momento por carga variable equivalente, Kgf-m
Mmax-max = Momento máximo maximorum
Mmax ve = Momento máximo para la viga externa, Kgf-m
Mmax vi = Momento máximo para la viga interna, Kgf-m
Mmax ve pav = Momento máximo para la viga externa producido por el peso del pavimento, Kgf-m

$M_{\max vi pav}$ = Momento máximo para la viga interna producido por el peso del pavimento, Kgf-m

M_u = solicitación ultima por momento flector, Kgf-m

N_v = Numero de vigas

N_{sep} = Numero de separadores

P_t = Peso del tablero, Kgf

P_{sep} = Peso del separador, Kgf

P_{sve} = Peso del separador en la viga externa, Kgf

P_{svi} = Peso del separador en la viga interna, Kgf

R_g = Reacción en los gatos hidráulicos, Kgf

R_{ve} = Reacción que produce el peso de la losa y defensa sobre la viga externa, Kgf

R_{vi} = Reacción que produce el peso de la losa y defensa sobre la viga externa, Kgf

$R_{ve pav}$ = Reacción que produce el peso del pavimento sobre la viga externa, Kgf

$R_{vi pav}$ = Reacción que produce el peso del pavimento sobre la viga interna, Kgf

Sep_{ve} = Separador en la viga externa

Sep_{vi} = Separador en la viga interna

V_{cp1} = corte producido por el peso de la losa, vigas, separadores y defensas, Kgf

V_{cp2} = corte producido por el peso del pavimento, Kgf

$V_{cv camión}$ = corte por carga variable producido por el vehículo de diseño AASHTO, (ver las ecuaciones de las envolventes por corte en el capítulo I), Kgf

$V_{cv equiv}$ = corte por carga variable equivalente, sobrecarga (HL-93), Kgf

V_u = solicitación ultima por corte, Kgf

$W_{baranda}$ = Peso de la baranda o defensa, Kgf/ml

W_v = Peso de la viga, Kgf/m

W_{ve} = Peso de la viga externa con las cargas de la losa y defensa, Kgf

W_{vi} = Peso de la viga interna con la losa y defensa, Kgf

$W_{ve pav}$ = Peso de la viga externa con las cargas del pavimento, Kgf

$W_{vi pav}$ = Peso de la viga interna con las cargas del pavimento, Kgf

Φ = Factor de minoración de la resistencia teórica.

γ_c = Peso unitario del concreto reforzado, Kgf/m³

γ_{asf} = Peso unitario del asfalto, Kgf/m³

ϵ = Diferencia porcentual de las áreas de acero entre las vigas externas e internas analizadas en la etapa de prediseño del tablero para puentes.

ANÁLISIS Y CONCLUSIONES

El manual elaborado es de gran utilidad para estudiantes y para profesionales, el mismo puede ser de gran utilidad y servir de referencia para la construcción, mantenimiento e inspección de puentes en todo el país, se aporta información sobre tableros para puentes de concreto armado en vías principales y secundarias, con rangos de luces que varían desde 10m hasta 30m.

Se observó en general que las cargas aplicadas por la nueva norma AASHTO LRFD son más grandes que las aplicadas por la anterior norma AASHTO Standard, originando como es de esperar solicitaciones mayores. Sin embargo, los factores de mayoración de cargas de la norma AASHTO LRFD son menores que los de la norma AASHTO Standard. La razón fundamental se debe a los grandes avances en estudios de confiabilidad estructural sobre los cuales se basa la norma AASHTO LRFD.

Con respecto a los resultados obtenidos se puede decir:

- La norma AASHTO Standard considera el análisis de una línea de rueda (medio camión longitudinalmente) del vehículo de diseño para las envolventes de corte y momento. Los valores del Factor Rueda según esta norma resultan mayores que uno. La norma AASHTO LRFD considera la colocación del vehículo de diseño completo tanto para las envolventes de corte y momento como para la carga de carril de diseño de 9,3 N/mm en un ancho de 300 mm. Los valores del Factor de Distribución según esta norma son menores que uno. Los valores de Factor Rueda y Factor de Distribución se muestran en la tabla A1.
- En las figuras A-1 y A-3, se pueden observar las tendencias de las curvas de Momentos últimos y Cortes últimos para el diseño de las vigas en diferentes luces de cálculo. Nótese que los valores para Momentos y Cortes últimos siguiendo la metodología de la norma AASHTO LRFD son mayores que los de la norma AASHTO Standard. Con el incremento de la luz de cálculo, mayor será la diferencia entre las solicitaciones. Se observan incremento porcentual similar tanto para corte como para momento.

- En la figura A-2 se puede observar las diferencias entre las áreas de acero de refuerzo determinado con ambas normas, siendo para luces entre 10 m y 22 m de hasta 12 %, y para luces entre 24 m a 30 m, varía del 13 % al 17 %.
- En el diseño de la losa, los aceros principales positivos, negativos en apoyos y volados se colocan transversalmente, es decir perpendiculares a la dirección del tráfico. En la Tabla A3 se puede apreciar que los Momentos positivos y negativos son mayores con el método de la norma AASHTO Standard. Los resultados indican que las áreas de aceros principales disminuyen en el diseño de las losas por el método de la norma AASHTO LRFD.

Se puede concluir que:

- Para hallar las solicitaciones ultimas por el método de la norma AASHTO Standard, los valores de momento por carga variable (M_{cv}) son mayores que los obtenidos por el método de la norma AASHTO LRFD.
 - Por el método de la norma AASHTO Standard, las cargas variables se multiplican por el factor de mayoración (2,17), factor de impacto (F.I.= 1,3) y por el factor Norma Venezolana (F.N.V. = 1,20). Por el método de la norma AASHTO LRFD las cargas variables se multiplican por el factor de mayoración (1,75) y por el factor de impacto (F.I.= 1,33).
- La figura A-4, muestra la comparación de los valores de Momentos últimos para el diseño del separador externo en diferentes luces de cálculo. Puede observarse que los valores por el método de la norma AASHTO LRFD son mayores que los valores de la norma AASHTO Standard. Para luces entre 10 m y 14 m, resulta una diferencia desde 10 % hasta 14 % y para luces entre 16 m y 30 m, resulta una diferencia desde 18 % a 25 %.

El análisis para el diseño del separador externo se basa en la suma de las cargas permanentes del tablero.

- En la figura A-5 se muestran las diferencias de momentos últimos entre las normas AASHTO LRFD y AASHTO Standard para el diseño del separador interno, resultando una diferencia variable para todas las luces entre el 5% y 11%.
- El diseño por flexión por el método de la AASHTO LRFD, la norma indica que la prolongación de la armadura debe cumplir una extensión de d , 15Φ y $1/20$ de la luz libre del tramo. La norma AASHTO Standard muestra que la extensión debe cumplir d , 12Φ y $1/16$ de la luz libre del tramo.
- Para el desarrollo del manual, La longitud del empalme por solape en tracción por la norma AASHTO LRFD resultó un valor de 1,10 m, siguiendo las ecuaciones del artículo 5.11.2.1.1. donde muestra las longitudes de anclaje a tracción y un valor de empalme clase B de 1,3. La longitud de solape por la norma AASHTO Standard es de 1,05 m. Para los empalmes solapados en compresión los despieces se diseñaron con un valor de 0,80 m según lo establecido por la norma AASHTO LRFD en su artículo 5.11.2.2.1. (ver subtítulo 4.8, diseño por flexión).
- La norma AASHTO LRFD en el diseño por corte, limita la separación de los estribos siguiendo la ecuación 5.8.2.5-1 que indica la mínima armadura transversal. En el desarrollo del manual, para luces de 28 y 30 m, la separación de los estribos en el tramo central son de hasta 30 cm, mientras que para luces más cortas la separación varía entre 40 y 50 cm.
- El predimensionado permitió seleccionar las geometrías de los puentes para condiciones cercanas a las óptimas, situación esta que permite un ahorro considerable ya que todas las vigas se diseñan con igual refuerzo.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LFRD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2005, Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO: STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES 1996, Adopted by the American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Abreu Rafael, Estudio de las solicitaciones en una viga rígida sobre apoyos elásticos, Trabajo de Ascenso a Profesor Asociado, Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería de la Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela. 1980.
- ACI, American Concrete Institute, Capitulo Peruano estudiantes de la UNI, Puentes Análisis, Diseño y Construcción, segunda edición marzo 1994.
- Eduardo Arnal, Lecciones de Puentes, primera edición E. Arnal, Altolitho C.A., Caracas, Agosto 2000.
- José Eusebio Trujillo Orozco, Diseño de Puentes, segunda edición 1993, ediciones UIS Bucaramanga, Colombia.
- LOBO Q. WILLIAM, Propuesta de Normas Venezolanas para el Diseño Sismorresistente de Puentes, Ministerio de transporte y comunicaciones, Julio, 1987.
- Manual de Cálculo, Concreto Pretensado Prefabricado SISPRECA.
- Manual de Diseño, Pretensados Venezolanos PREVENCA, novena edición 1996.
- Matheus Xavier, Torres Rafael, Manual de tableros para puentes carreteros de concreto armado. Universidad de Los Andes, Julio 2.002.

- Norma Venezolana 1753-2006. Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural, FONDONORMA, Caracas Agosto 2006.
- Petros P. Xanthakos, Theory and Design of Bridges, John Wiley & Sons, Inc. U.S.A.1994.
- Priestley, M.J.N., Seible F. Y Calvi G.M. Seismic Desig and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, Inc. U.S.A 1996.
- Priestley, M.J.N., Seible F. Y Calvi G.M. Seismic Desig and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, Inc. U.S.A 1996.
- Seminario Técnico “Los Puentes en Venezuela”, patrocinio de Siderúrgica del Turbio SIDETUR, noviembre 2.001.