



# UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DE LAS VIGAS  $T$  DE LA SUPERESTRUCTURA DEL  
PUENTE DE 26 METROS DE LONGITUD SOBRE EL RÍO MOTUCHE

ORTIZ ABAD AYRTON ALBERTO  
INGENIERO CIVIL

MACHALA  
2019



# UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DE LAS VIGAS  $T$  DE LA SUPERESTRUCTURA DEL  
PUENTE DE 26 METROS DE LONGITUD SOBRE EL RÍO  
MOTUCHE

ORTIZ ABAD AYRTON ALBERTO  
INGENIERO CIVIL

MACHALA  
2019



# UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EXAMEN COMPLEXIVO

EVALUACIÓN DE LAS VIGAS  $T$  DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 26 METROS DE LONGITUD SOBRE EL RÍO MOTUCHE

ORTIZ ABAD AYRTON ALBERTO  
INGENIERO CIVIL

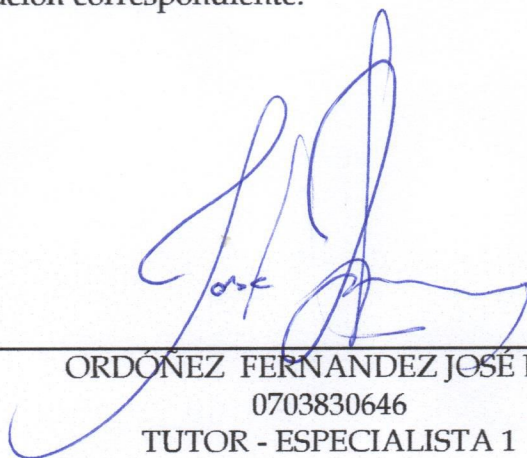
ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS

MACHALA, 22 DE AGOSTO DE 2019

MACHALA  
22 de agosto de 2019

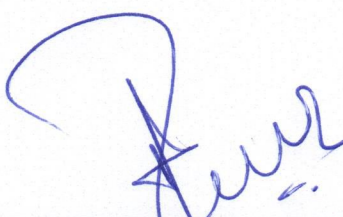
**Nota de aceptación:**

Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado EVALUACIÓN DE LAS VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 26 METROS DE LONGITUD SOBRE EL RÍO MOTUCHE, hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



---

ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS  
0703830646  
TUTOR - ESPECIALISTA 1



---

CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO  
0703989962  
ESPECIALISTA 2



---

CABRERA GORDILLO JORGE PAUL  
0703092874  
ESPECIALISTA 3

Fecha de impresión: martes 20 de agosto de 2019 - 12:57

## Urkund Analysis Result

**Analysed Document:** Ayrton Ortiz Abad.docx (D54805236)  
**Submitted:** 8/13/2019 11:15:00 PM  
**Submitted By:** jlordonez@utmachala.edu.ec  
**Significance:** 5 %

### Sources included in the report:

BARROS JIRÓN.docx (D54805235)  
TORRES AUCAY ALBA GABRIELA.pdf (D29747188)  
TORRES AUCAY GABRIELA.pdf (D29749303)  
a5e0df15-62e9-4eb4-8d0d-1a3868da5da7

### Instances where selected sources appear:

5

## CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, ORTIZ ABAD AYRTON ALBERTO, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado EVALUACIÓN DE LAS VIGAS <i>T</i> DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 26 METROS DE LONGITUD SOBRE EL RÍO MOTUCHE, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 22 de agosto de 2019



ORTIZ ABAD AYRTON ALBERTO  
0705409399

## RESUMEN

El presente trabajo describe el proceso para la evaluación y el diseño de las vigas de hormigón armado de sección  $T$  de la superestructura del puente sobre el río Motuche en la provincia de El Oro, tomando como base los criterios y las especificaciones de la normativa AASHTO – LRFD Bridge Design Specifications.

Para ello, se establecen las dimensiones y características con las que contará cada elemento de la superestructura; para luego determinar las cargas que estarán aplicadas en el puente, las cuales provienen: de componentes estructurales y no estructurales, de superficies de rodadura, y por la circulación de vehículos y de peatones.

Con las magnitudes de esas cargas, se obtienen los momentos flexionantes y esfuerzos cortantes a los que estará sometido el puente; con la demanda producida por estos esfuerzos resultantes, se establece una distribución de acero que proporcione a la estructura de la capacidad para resistir dichas solicitaciones.

Este refuerzo de acero cuenta con una determinada cantidad de varillas con sus respectivos diámetros, dispuestos en las vigas de manera longitudinal y transversal. Con la culminación del trabajo, se obtiene a detalle el diseño de viga interior y exterior, con su respectiva distribución de acero para flexión, temperatura y corte.

**Palabras clave:** puente, superestructura, viga, distribución de acero.

## ABSTRACT

This paper describes the process for the evaluation and design of *T*-shaped reinforced concrete beams of the superstructure of the bridge over the Motuche River in the province of El Oro, based on the criteria and stipulations of the AASHTO – LRFD Bridge Design Specifications.

For this, the dimensions and characteristics will have each element of the superstructure are established; then determine the loads that will be applied on the bridge, which come from: structural and non-structural components, road surfaces, and the circulation of vehicles and pedestrians.

With the magnitudes of these loads, the bending moments and shear stresses are obtained to which the bridge will be submitted; with the demand produced by these stress resultants, a distribution of steel is established that provides the structure with the capacity to withstand such force effects.

This steel reinforcement has a certain number of steel rods with their respective diameters, arranged in the beams longitudinally and transversely. With the culmination of this paper, the interior and exterior beam design is obtained in detail, with its respective distribution of steel for flexural, temperature and shear.

**Keywords:** bridge, superstructure, beam, distribution of steel.



## CONTENIDO

	Pág.
<b>RESUMEN</b>	7
<b>ABSTRACT</b>	8
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	11
<b>2. OBJETIVOS</b>	12
<b>2.1. Objetivo general</b>	12
<b>2.2. Objetivos específicos</b>	12
<b>3. ANTECEDENTES</b>	12
<b>4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</b>	14
<b>5. METODOLOGÍA DE DISEÑO</b>	15
<b>5.1. Momento de flexión por cargas Dead, Live</b>	16
<i>5.1.1. Momento para carga muerta <math>M_{DC}</math></i>	16
<i>5.1.2. Momento por superficie de rodadura <math>M_{DW}</math></i>	16
<i>5.1.3. Momento por carga viva y efecto de carga dinámica <math>M_{LL+IM}</math></i>	16
<i>5.1.4. Análisis de distribución de las sobrecargas por carril</i>	16
<b>5.2 Resumen de momentos flectores</b>	17
<b>5.3 Cálculo del acero principal</b>	17
<i>5.3.1. Relación Demanda/Capacidad</i>	17
<b>5.4 Cálculo de acero de temperatura</b>	18
<b>5.5 Esfuerzo de cortante por cargas Dead, Live</b>	18
<b>5.6 Cálculo del acero de corte</b>	19
<b>5.7 Diseño de vigas</b>	19
<b>6. CONCLUSIONES</b>	20
<b>7. RECOMENDACIONES</b>	20
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	21
<b>ANEXOS</b>	23

## LISTA DE ILUSTRACIONES

	Pág.
Ilustración 1. Dimensiones de viga interior y exterior de la superestructura.....	15
Ilustración 2. Distribución del acero principal en viga interior y exterior.....	18
Ilustración 3. Distribución de acero principal, de temperatura y de corte .....	19

## 1. INTRODUCCIÓN

Un puente es una estructura que comunica dos puntos separados entre sí, por algún accidente físico o geográfico: como una depresión de terreno, o un río o quebrada. Desde un punto de vista técnico, para que la construcción que cuenta con carreteras destinadas a la circulación y transporte sea considerado un puente, ésta debe poseer una longitud mayor a 6.10 metros [1]. No obstante, la luz que posea la obra de ingeniería, va a estar en función del obstáculo a superarse.

En relación a cómo está constituido un puente, todos sus elementos se agrupan en dos partes principales: la superestructura, que se encarga de transferir las cargas hacia los apoyos; y, la subestructura, que transmite dichas cargas hacia el suelo [2]. Estas partes están diseñados en base a estudios de la zona en donde se implanta el puente, tales como: la topografía del lugar, las características hidrológicas del cuerpo de agua, el volumen de tráfico, entre otros.

Debido a que, en un puente, transitan un sinnúmero de vehículos de diferentes ejes y pesos, es fundamental que la estructura se encuentra en buenas condiciones, para salvaguardar la integridad de quienes a diario lo utilizan. Por tanto, es necesario que sus elementos hayan sido diseñados y elaborados de acuerdo a las normativas que rigen estos procesos constructivos.

El presente informe, el cual centra su estudio en el puente ubicado sobre el río Motuche, de la provincia de El Oro, se direcciona a evaluar las vigas que forman parte de la superestructura de la obra civil, con la condición de que dichos elementos estructurales sean de hormigón armado con una sección  $T$ . Esto incluye, determinar la capacidad de esfuerzo que poseen las vigas, para el planteamiento de una sección y un armado de refuerzo, diferentes a la que posee el puente en la actualidad.

En el desarrollo del trabajo, se detallan los datos, criterios y especificaciones consideradas para: la obtención de la sección de hormigón armado de las vigas  $T$ ; y, la distribución de varillas para el acero principal, el acero de temperatura y el acero de estribos. De modo que, la estructura resista las demandas a corte y flexión exigidas por las sollicitaciones a las cuales va a estar sometido.

## 2. OBJETIVOS

### 2.1. Objetivo general

Evaluar las vigas  $T$  de la superestructura del puente sobre el río “Motuche”, mediante la aplicación de criterios AASHTO-LRFD, para establecer un diseño de vigas con una distribución de acero que proporcione a la estructura de una capacidad de resistencia superior a la demanda exigida por las solicitaciones de flexión y corte.

### 2.2. Objetivos específicos

- Determinar los momentos flectores y esfuerzos cortantes de las vigas del puente, debido a la aplicación de cargas de elementos estructurales y no estructurales, cargas de superficie de revestimiento y cargas transitorias.
- Establecer una distribución de armado de acero longitudinal y transversal para: flexión, temperatura y corte, para las vigas interiores y exteriores de la superestructura.
- Elaborar el informe técnico del reactivo práctico del examen complejo, cumpliendo con los lineamientos establecidos por la Carrera de Ingeniería Civil.

## 3. ANTECEDENTES

Por causa del lugar donde se erigen y a su propósito de conectar lugares que no se podrían comunicar de otra manera, la estructura de los puentes está sujeta a condiciones desfavorables provenientes del entorno, que pueden afectar de manera significativa su vida útil [3].

Es decir, que los puentes aparte de soportar cargas vivas y muertas, deben lidiar con la combinación de cargas externas provenientes de viento, actividad sísmica, colisión, entre otros [4]. Ante esto, para el diseño de sus elementos, se deben considerar todas estas demandas de esfuerzos, para que la estructura no colapse y sea capaz de mantenerse estable con el pasar del tiempo.

Con estas consideraciones tomadas en cuenta en el cálculo y diseño estructural para la proyección del puente, se pueden generar documentos técnicos con criterios y especificaciones, para regir el diseño constructivo del proyecto [5]. Dando como resultado, un diseño integrado que permitirá la culminación satisfactoria de la obra, al evitarse inconvenientes al momento de su ejecución.

En el caso particular de puentes destinados a salvar corrientes de agua, se necesita realizar estudios al cuerpo de agua, para la obtención de sus características hidráulicas, las cuales proyectarán la futura interacción entre el puente y el flujo del agua [6]. Así, se podrá establecer criterios y medidas para el diseño de la subestructura del puente, ya que sus elementos son los que estarán en contacto directo con el agua.

En relación a su superestructura, constituida por elementos como: vigas, losa, carpeta asfáltica, entre otros; que actúan de manera que se permita transmitir las cargas hacia los componentes de soporte del puente [7]. Ésta será la parte del puente que va a estar en contacto con las cargas que producen, los vehículos y peatones cuando circulan por su superficie.

Es importante que, la subestructura y la superestructura de hormigón armado, estén diseñadas para soportar las solicitaciones requeridas, en base a reglamentos constructivos que establezcan los criterios y las especificaciones técnicas para el dimensionamiento de sus elementos y para el armado del acero de refuerzo [8].

La norma AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications, proporciona criterios y especificaciones para el diseño y evaluación de puentes de carretera. Y es en base a esta normativa, que se desarrollará este trabajo práctico, cuya finalidad es la obtener el diseño de las vigas interiores y exteriores de sección  $T$  de la superestructura del puente localizado sobre el río Motuche.

Para empezar con el diseño, se debe establecer la demanda o estado límite que tendrá la viga; pero antes, se requiere definir las cargas actuantes en el elemento, debido a la relación directa entre la resistencia proporcionada por el acero y el hormigón, y las solicitaciones que surgen debido a esas fuerzas [9]. Los datos necesarios para determinar las magnitudes de esas cargas, se disponen a continuación.

#### 4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

El puente del trabajo de estudio, es el ubicado sobre el río Motuche, en la vía Machala – Santa Rosa. La información conseguida y asumida del puente, necesaria para el desarrollo de cálculos y obtención de datos para la culminación del trabajo, se disponen a continuación:

- *Puente.* Con una luz de 26 metros y una sección transversal de 43.40 metros.
- *Vigas.* 28 unidades separadas 1.55 metros entre sí.
- *Losa.* Con un espesor de 20 cm.
- *Calzada.* Con 6 carriles, en una carpeta asfáltica de 3 pulgadas de espesor.
- *Diafragmas.* Con 4 unidades de las siguientes dimensiones: una longitud de 42.90 m, un espesor de 25 cm y una altura de 70 cm.
- *Barreras.* De tipo New Jersey y se distinguen: una en el centro del puente con una sección transversal de 5344 cm<sup>2</sup>, y dos en los extremos con sección de 2078 cm<sup>2</sup> cada uno.

En cuanto a las propuestas de datos adicionales, se tienen:

- *Dimensiones de viga.* Con una altura de 1.75 m y un ancho de 0.40 m.
- *Hormigón Armado.* Con un hormigón con resistencia de 280 kg/cm<sup>2</sup> y un peso específico de 2400 kg/m<sup>3</sup>.
- *Acero.* Con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.
- *Asfalto.* Con un peso específico de 2250 kg/m<sup>3</sup>.
- *Camión de diseño.* HL-93 con ejes de 3.6 T y 14.8 T separados a 4.30 m.
- *Sobrecarga de carril.* Con una magnitud de 0.96 T/m.
- *Sobrecarga peatonal.* Con una magnitud de 0.09 T/m que actuará exclusivamente en vigas exteriores.

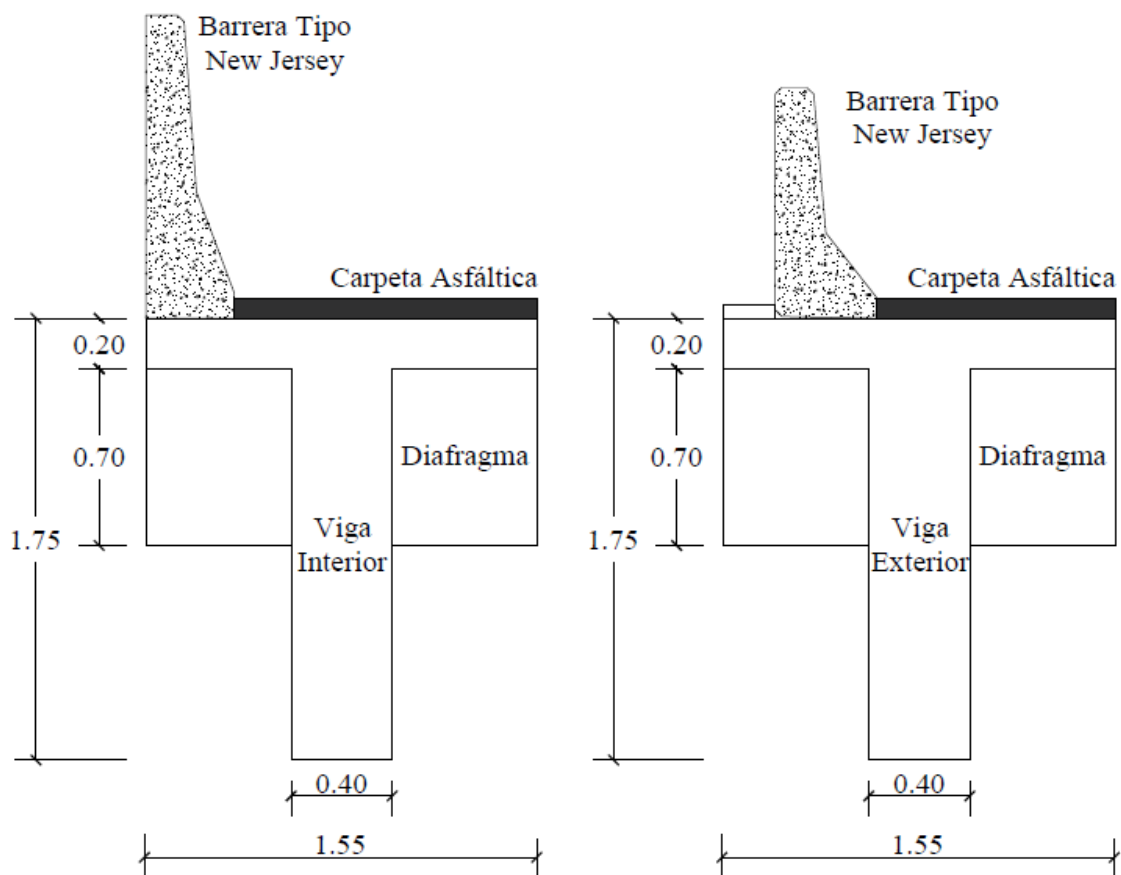
Con estos datos, se procede a la obtención de los valores de carga muerta DC y carga por superficie de rodadura DW. Así, se puede establecer los esfuerzos reales que se disponen en el puente, y se tiene noción de cómo proceden estas solicitaciones [10]. De este modo, con las magnitudes de las cargas se podrá determinar los momentos flectores y esfuerzos cortantes que actuarán en la estructura.

## 5. METODOLOGÍA DE DISEÑO

Para el diseño se plantea que la superestructura esté conformado por 22 vigas, dispuestas en una sección transversal de 34.10 m, reduciéndose así 9.30 m de la sección transversal original del puente. Esta disminución se debe, a que se omitieron las vigas que soportan las aceras del puente; en el caso de querer evaluarlas, se pueden analizar cómo puentes peatonales, de forma independiente.

Para el diseño de viga interior y exterior, se procede bajo los criterios de la norma AASHTO-LRFD. En el desarrollo de los cálculos, se siguió un orden: en primer lugar se obtiene la distribución para la armadura principal que trabaja a flexión; luego, la disposición del acero de temperatura; y, posteriormente, se establece el refuerzo transversal que trabaja a corte. Las vigas seleccionadas para el desarrollo del trabajo, con sus respectivas dimensiones en metros, se detallan a continuación.

Ilustración 1. Dimensiones de viga interior y exterior de la superestructura



Fuente. El autor

## 5.1. Momento de flexión por cargas Dead, Live

### 5.1.1. Momento para carga muerta $M_{DC}$

Con las cargas distribuidas de losa, viga y barrera, y con las cargas puntuales de los diafragmas, se puede determinar  $M_{DC}$ . Sus valores son:

- Viga interior.  $M_{DC} = 247.35$  T-m
- Viga exterior.  $M_{DC} = 235.31$  T-m

### 5.1.2. Momento por superficie de rodadura $M_{DW}$

$M_{DW}$  se determina con la carga de superficie de rodadura de la carpeta asfáltica de 3 pulgadas de espesor.

- Viga interior.  $M_{DW} = 17.39$  T-m
- Viga exterior.  $M_{DW} = 13.69$  T-m

### 5.1.3. Momento por carga viva y efecto de carga dinámica $M_{LL+IM}$

$M_{LL+IM}$  se obtiene de la combinación del momento producido por: el camión HL-93 (considerando un 33% adicional por efecto de carga dinámica) y la sobrecarga de carril.

- Viga interior.  $M_{LL+IM} = 316.17$  T-m
- Viga exterior.  $M_{LL+IM} = 323.51$  T-m

Nota: Para  $M_{LL+IM}$  de la viga exterior, se adiciona además el momento por sobrecarga peatonal.

### 5.1.4. Análisis de distribución de las sobrecargas por carril

A  $M_{LL+IM}$  se lo multiplica por un porcentaje de momento “g”, el valor mayor de entre los casos que dependen del número de carriles que estén cargados por el camión de diseño.

Los % de momento “g” críticos son:

- Viga interior.  $g = 0.5093$
- Viga exterior.  $g = 0.4502$

Nota: El % de momento “g” en la viga exterior, se multiplica por un valor de presencia múltiple m.

Los valores de  $M_{LL+IM}$  a utilizarse para la aplicación de combinación de momentos, son:

- Viga interior.  $M_{LL+IM} = 161.02$  T-m
- Viga exterior.  $M_{LL+IM} = 145.63$  T-m



## 5.2. Resumen de momentos flectores

Con las dimensiones de vigas, resistencia del hormigón y el esfuerzo de fluencia del acero, y con la generación de momentos debido a la aplicación de cargas, se obtiene un momento crítico que actuará en el puente [11].

Con la combinación de momentos obtenidos por DC, DW y LL+IM, multiplicados por factores de carga, se obtienen los momentos por resistencia, servicio y fatiga; siendo el escenario más crítico el utilizado como la demanda a flexión de la viga. El combo ganador, es el de resistencia, y por tanto la demanda es:

- Viga interior.  $M_D = 617.04 \text{ T-m}$
- Viga exterior.  $M_D = 569.52 \text{ T-m}$

## 5.3. Cálculo del acero principal

En las vigas de hormigón armado, se resiste el momento de flexión de la siguiente forma: por parte del acero se soporta las tensiones de tracción, y por medio de la sección de hormigón se resiste la compresión [12]. Por tanto, para proporcionar al elemento de esa resistencia, se requiere plantear una buena distribución del acero principal.

Partiendo de la demanda de la viga, se determina un área de acero  $A_s$  que permite establecer combinaciones de capas y diámetros de varillas para establecer una distribución de acero principal acorde al requerimiento. Esta distribución se condiciona a un máximo de 4 capas de varillas; y con una separación entre las barras de acero, de mínimo 1.5 veces el diámetro seleccionado. El acero principal se distribuye, de la siguiente manera:

- Viga interior. 6  $\phi$  32 mm y 14  $\phi$  25 mm
- Viga exterior. 8  $\phi$  32 mm y 7  $\phi$  28 mm

### 5.3.1. Relación Demanda/Capacidad

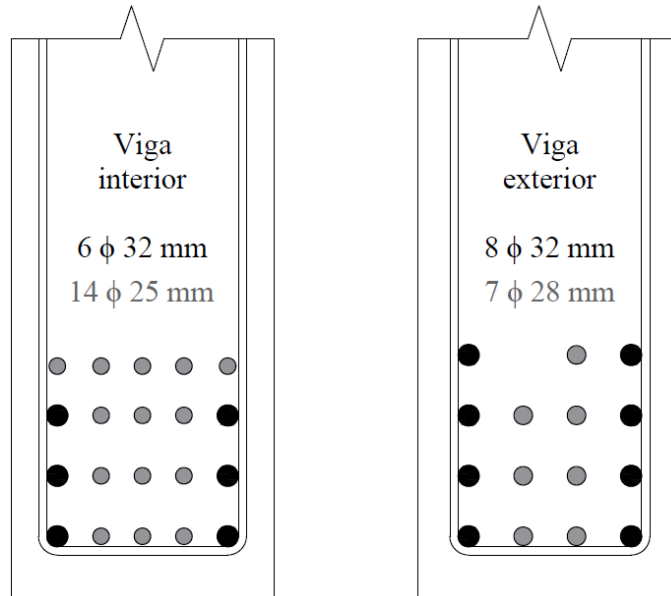
Con la distribución de acero principal planteada, se determina la capacidad a flexión de la viga; la cual es el momento máximo que soportaría el elemento con ese planteamiento de capas y cantidad de varillas. Entonces, se tiene:

- Viga interior.  $M_C = 644.54 \text{ T-m}$
- Viga exterior.  $M_C = 596.22 \text{ T-m}$

La relación D/C se condiciona a un porcentaje entre los rangos de 95% a 100%.

- Viga interior. D/C = 95.73 %
- Viga exterior. D/C = 95.52 %

Ilustración 2. Distribución del acero principal en viga interior y exterior



Fuente: El autor.

#### 5.4. Cálculo de acero de temperatura

La distribución de acero de contracción y temperatura que se dispondrá en las vigas, queda de la forma siguiente:

- Viga interior.  $A_{Stemp} = 2 \phi 22 \text{ mm}$
- Viga exterior.  $A_{Stemp} = 2 \phi 22 \text{ mm}$

#### 5.5. Esfuerzo de cortante por cargas Dead, Live

Con la combinación de esfuerzos cortantes producidos por DC, DW y LL+IM, multiplicados con los respectivos factores de carga para el estado límite de resistencia, se tiene que el cortante actuante es:

- Viga interior.  $V_u = 103.07 \text{ T}$
- Viga exterior.  $V_u = 87.30 \text{ T}$

Nota: El esfuerzo cortante de LL+IM se debe multiplicar por el % “g” dependiendo el caso crítico de carril cargado.

## 5.6. Cálculo del acero de corte

Se plantea un área de acero a corte con los debidos espaciamientos entre estribos, para determinar el cortante resistente de la viga. Este valor es de:

- Viga interior.  $V_r = 111.45 \text{ T}$
- Viga exterior.  $V_r = 112.24 \text{ T}$

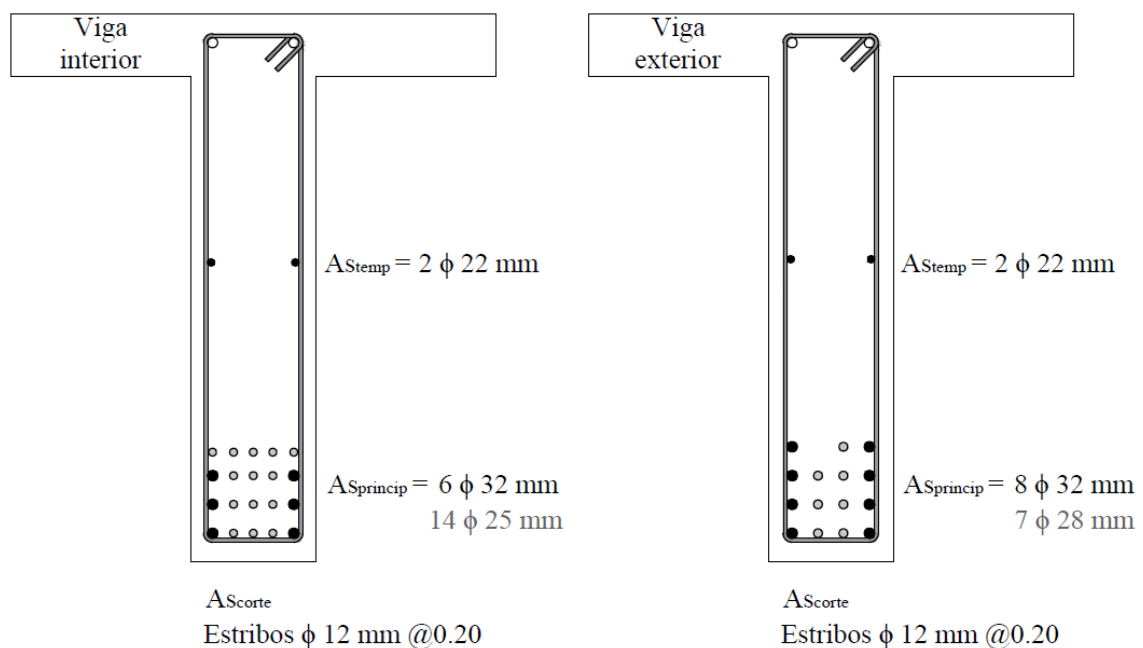
Con dicha distribución a corte se debe obtener un cortante resistente mayor al cortante actuante. Entonces, el acero que se utilizará para el armado de la distribución a corte, se dispone de la siguiente manera:

- Viga interior. Estribos de 12 mm cada 20 cm a 1.46 m del eje de apoyo.
- Viga exterior. Estribos de 12 mm cada 20 cm a 1.47 m del eje de apoyo.

## 5.7. Diseño de vigas

Finalmente, el diseño de vigas  $T$  interior y exterior de la superestructura, con su respectiva distribución de acero principal, de temperatura y de corte, queda de la siguiente forma.

Ilustración 3. Distribución de acero principal, de temperatura y de corte



Fuente: El autor.

Nota. Para una observación más detallada de cada variable considerada, y del proceso de cálculo general, se debe revisar la sección de anexos del documento.

## 6. CONCLUSIONES

Se determinó la demanda a flexión  $M_D$  y el cortante actuante  $V_u$  de cada viga. Se tiene para la viga interior valores de: una  $M_D$  de 617.04 T-m y, un  $V_u$  de 103.07 T. Para la viga exterior se cuenta con: una  $M_D$  de 569.52 T-m; y, un  $V_u$  de 87.30 T.

Se estableció la distribución de armado de acero para las vigas de la superestructura. Para la viga interior se dispone de:  $A_{S_{princip}}$  con 6 varillas de  $\phi$  32 mm y 14 varillas de  $\phi$  25 mm;  $A_{S_{temp}}$  con 2 varillas de  $\phi$  22 mm; y,  $A_{S_{corte}}$  con estribos de 12 mm cada 20 cm, a una distancia de 1.46 m del eje de apoyo. En el caso de la viga exterior se tiene:  $A_{S_{princip}}$  con 8 varillas de  $\phi$  32 mm y 7 varillas de  $\phi$  28 mm;  $A_{S_{temp}}$  con 2 varillas de  $\phi$  22 mm; y,  $A_{S_{corte}}$  con estribos de 12 mm cada 20 cm, a una distancia de 1.47 m del eje de apoyo.

Se elaboró el informe técnico presentando la configuración necesaria en geometría y armada de las vigas analizadas, de acuerdo a la normativa que propone la Carrera de Ingeniería Civil.

## 7. RECOMENDACIONES

Se recomienda que las dimensiones y variables planteadas para los diferentes elementos de la superestructura, hayan sido establecidas mediante criterios técnicos. De este modo, se pueden determinar valores lo más cercano a la realidad, de momentos flectores y esfuerzos cortantes a los que estaría sometido el puente.

Se sugiere, analizar propuestas de otros tipos de tableros que puedan conformar la superestructura, manteniendo el ancho y la longitud propios del puente considerado.

Se recomienda, la revisión y el control de las deformaciones que experimentarán las vigas dimensionadas a largo plazo.

## BIBLIOGRAFÍA

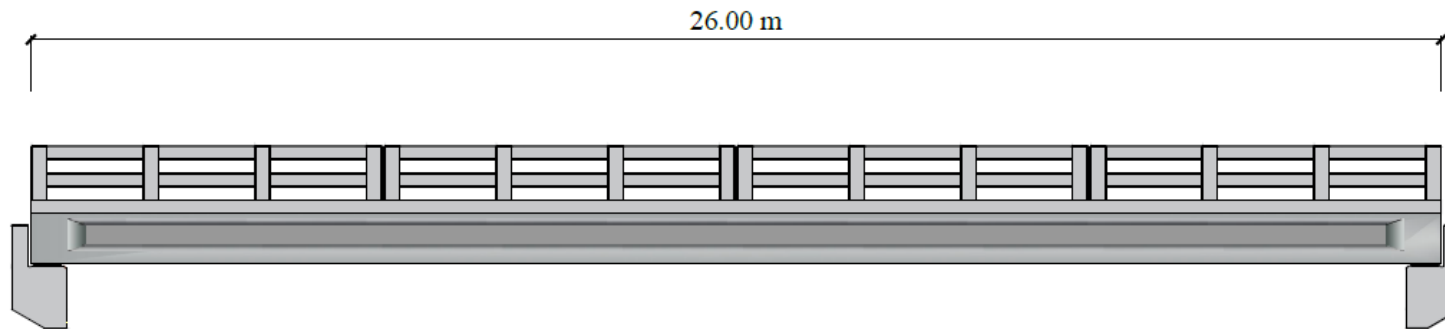
- [1] American Association of State of Highway and Transportation Officials, Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, Washigton, 2002.
- [2] A. Rodriguez, Puentes con AASHTO - LRFD 2014, Prometeo Desencadenado, 2017.
- [3] C. Taboada y H. Pérez, «Influencia de la carga de viento en puentes. Caso de estudio tablero del Puente del Abra del Yumurí,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. VIII, n° 2, pp. 1-53, 2014.
- [4] A. Pinto y R. Torres, «Incidencia de la norma AASHTO LRFD bridge design specifications en el análisis y diseño de tableros de puentes de concreto reforzado,» *Ciencia e Ingeniería*, vol. XXXVI, n° 3, pp. 131-140, 2015.
- [5] R. Valle-Pascual, N. Carvajal-Monsalve y J. C. Botero-Palacio, «Evolución de los parámetros geométricos de diseño en puentes construidos con voladizos sucesivos in situ,» *Revista UIS Ingenierías*, vol. XVI, n° 1, pp. 85-100, 2017.
- [6] C. Freitez, F. Marínez y J. C. Rincón, «Nota técnica: Evaluación hidráulica de los puentes sobre la quebrada La Guardia aplicando un modelo bidimensional con fondo móvil,» *Revista INGENIERÍA UC*, vol. XXIV, n° 2, pp. 196-203, 2017.
- [7] J. García, J. Ospina y E. Graciano, «La infraestructura de puentes en las vías secundarias del departamento de Antioquia,» *Revista EIA*, vol. XI, n° 22, pp. 119-131, 2014.
- [8] C. Juárez, J. Mendoza-Rangel, P. Valdez-Tamez, A. Durán-Herrera y J. González, «Comportamiento analítico-experimental a cortante en vigas de de concreto fibroreforzado,» *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, vol. VI, n° 2, pp. 64-79, 2015.
- [9] S. Vanegas y G. Chio, «Estimación del índice de confiabilidad  $\beta$  de las vigas de un puente usando conteos de tráfico real (TPDS) mediante simulación,» *Tecnura*, vol. XVIII, n° 42, pp. 78-89, 2014.

- [10] K. Vargas-Padilla, «Un modelo simplificado para el análisis de datos de deformación de vigas, obtenidos de pruebas de carga en puentes,» *Tecnología en Marcha*, vol. I, nº Extraordinario 1. Dedicado a: Movilidad estudiantil 2014, pp. 21-30, 2014.
- [11] L. Prieto-Serrano, «Método de la deformación unitaria para diseño de vigas rectangulares doblemente reforzadas,» *Facultad de Ingeniería*, vol. XXIV, nº 40, pp. 31-40, 2015.
- [12] C. Rodríguez y E. Rodríguez, «Influencia de la resistencia a compresión del hormigón en elementos sometidos a flexión simple,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. X, nº 3, pp. 1-8, 2016.

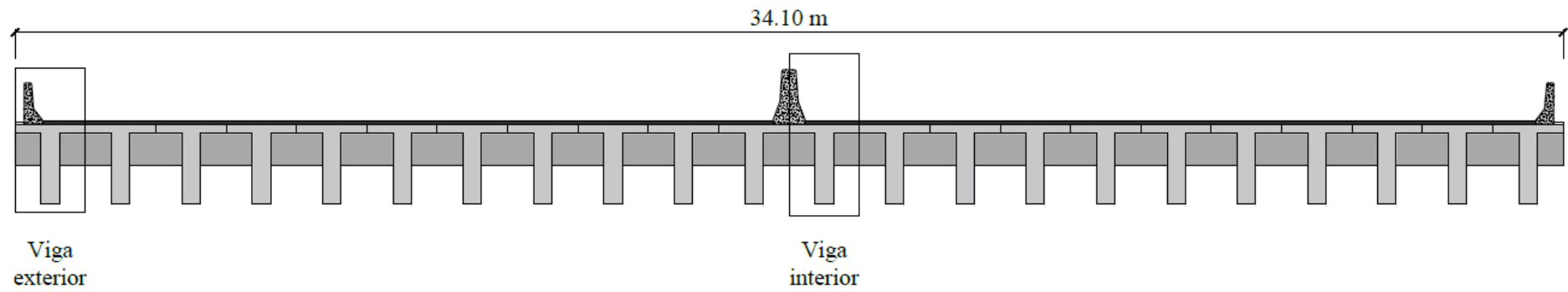
## **ANEXOS**

## ANEXO. DIMENSIONES DEL PUENTE

### Sección Longitudinal del Puente



### Sección Transversal del Puente





## ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO: DISEÑO DE VIGA INTERIOR

### Momento de flexión por cargas Dead, Live

Momento por carga muerta  $M_{DC}$

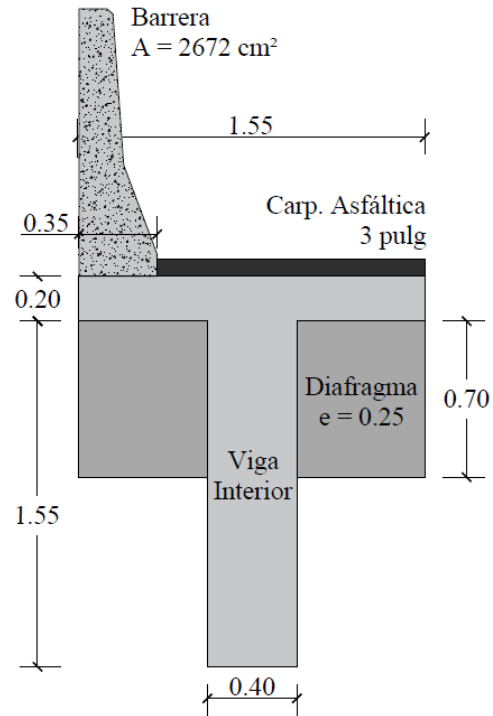
$$W = 0.20 \text{ m} \times 1.55 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 744 \text{ Kg/m [Losa]}$$

$$W = 1.55 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 1488 \text{ Kg/m [Viga]}$$

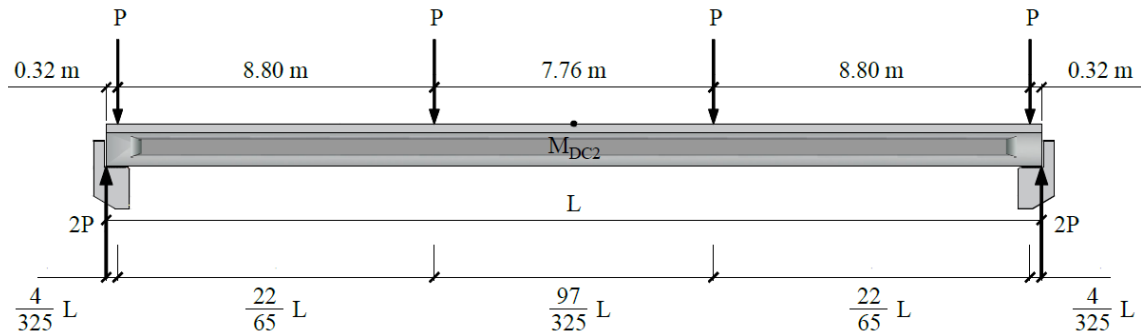
$$W = 0.2672 \text{ m}^2 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 641.28 \text{ Kg/m [Barrera]}$$

$$W_{DC} = 744 + 1488 + 641.28 = 2873.28 \text{ Kg/m}$$

$$M_{DC1} = \frac{W_{DC} \times L^2}{8} = \frac{(2.873 \text{ T/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 242.79 \text{ T-m}$$



A partir de la disposición de los diafragmas, el momento  $M_{DC2}$  se expresa:



$$M_{DC2} = 2P \left( \frac{L}{2} \right) - P \left( \frac{317L}{650} \right) - P \left( \frac{97L}{650} \right) = \frac{118PL}{325}$$

Con la magnitud  $P$  de cada diafragma:

$$P = 0.70 \text{ m} \times 1.15 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 483 \text{ Kg}$$

Se tiene:

$$M_{DC2} = \frac{118PL}{325} = \frac{118(0.483 \text{ T})(26 \text{ m})}{325} = 4.56 \text{ T-m}$$

$$\text{Entonces: } M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 242.79 + 4.56 = 247.35 \text{ T-m}$$

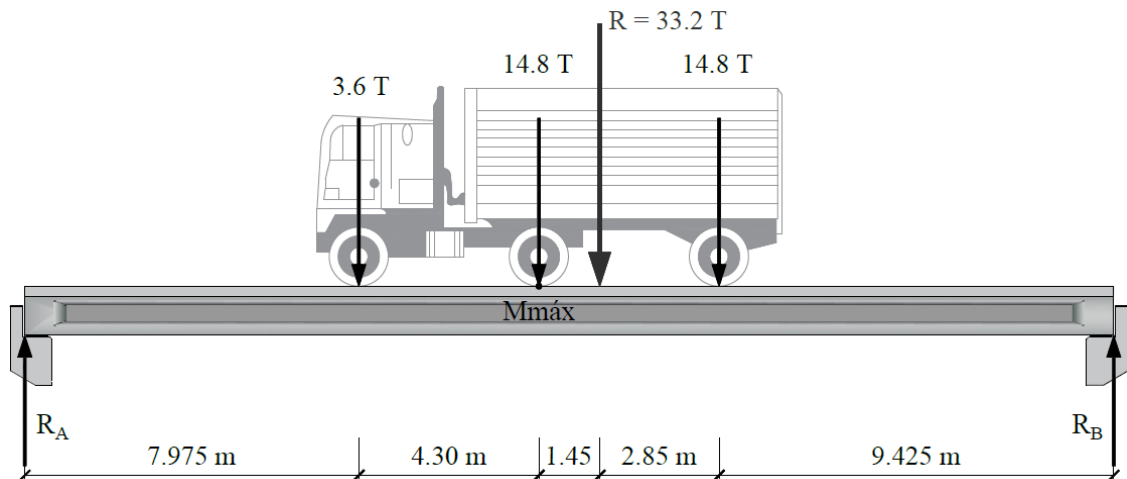
Momento por superficie de rodadura  $M_{DW}$

$$W_{DW} = \left( 3 \text{ pulg} \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1 \text{ pulg}} \right) \times 1.20 \text{ m} \times 2250 \text{ Kg/m}^3 = 205.74 \text{ Kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{W_{DW} \times L^2}{8} = \frac{(0.206 \text{ T/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 17.39 \text{ T-m}$$

Momento por carga viva y efecto de carga dinámica  $M_{LL+IM}$

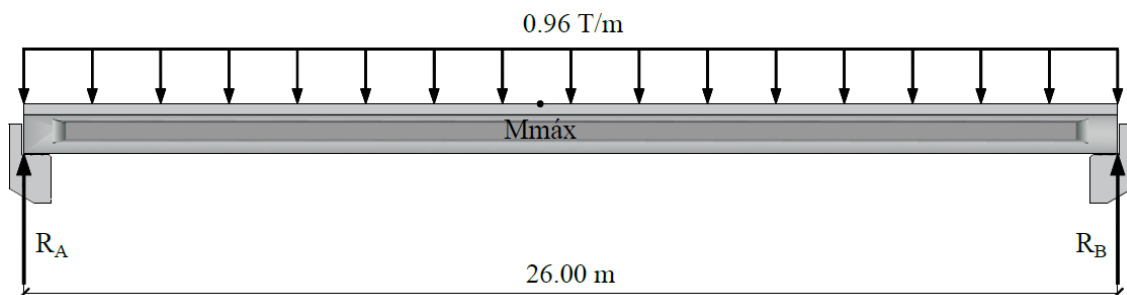
Mediante el Teorema de Barré se colocó el camión de diseño HL-93 en el punto donde se produzca el mayor momento a flexión. Entonces:



$$\Sigma M_B = 0 \rightsquigarrow + \rightarrow R_A(26 \text{ m}) - (33.2 \text{ T})(12.275 \text{ m}) = 0 \rightarrow R_A = 15.67 \text{ T}$$

$$M_{CAMIÓN} = (15.67 \text{ T})(12.275 \text{ m}) - (3.6 \text{ T})(4.3 \text{ m}) = 176.92 \text{ T-m}$$

En cuanto a la sobrecarga de carril, se tiene que:



$$R_A = \frac{W_{CARRIL}L}{2} = \frac{(0.96 \text{ T/m})(26 \text{ m})}{2} = 12.48 \text{ T}$$

$$M_{CARRIL} = (12.48 \text{ T})(12.275 \text{ m}) - \frac{0.96 \text{ T/m}(12.275 \text{ m})^2}{2} = 80.87 \text{ T-m}$$

Con el 33% adicional por efecto de carga dinámica [ver Tabla 3.6.2.1-1], se tiene que:

$$M_{LL+IM} = 1.33(176.92 \text{ T-m}) + (80.87 \text{ T-m}) = 316.17 \text{ T-m}$$

*Análisis de distribución de las sobrecargas por carril*

Para el porcentaje de momento "g", se dispone del cálculo de las siguientes variables.

$$K_g = n(I_v + A_v e_g^2)$$

Donde:

$$n = \frac{E_b}{E_d} = \frac{15100\sqrt{f'_c}}{15100\sqrt{f'_c}} = 1$$

$$I_v = \frac{(400 \text{ mm})(1550 \text{ mm})^3}{12} \text{ [Inercia de viga]}$$

$$= 1.24 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

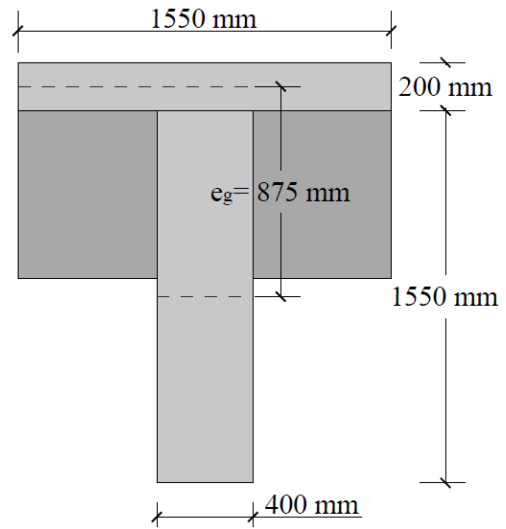
$$A_v = (1550 \text{ mm})(400 \text{ mm}) \text{ [Área de viga]}$$

$$= 620000 \text{ mm}^2$$

$$e_g = 875 \text{ mm}$$

Entonces:

$$K_g = 1[1.24129 \times 10^{11} \text{ mm}^4 + (620000 \text{ mm}^2)(875 \text{ mm})^2] = 5.98817 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$



Para viga interior se tiene dos casos, que dependen del número de carriles que se encuentren cargados por el camión de diseño. [ver Tabla 4.6.2.2.2b-1]

Caso: Un carril cargado

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{1550}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{1550}{26000}\right)^{0.3} \left[\frac{5.98817 \times 10^{11}}{26000(200)^3}\right]^{0.1}$$

$$g = 0.3772$$

Caso: Dos o más carriles cargados

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{1550}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{1550}{26000}\right)^{0.2} \left[\frac{5.98817 \times 10^{11}}{26000(200)^3}\right]^{0.1}$$

$$g = 0.5093$$

Entonces con el porcentaje de momento "g" crítico se obtiene que:

$$M_{LL+IM} = 0.5093(316.17 \text{ T-m}) = 161.02 \text{ T-m}$$

**Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables [ver Tabla 3.4.1-1]**

Carga	M(+) T-m	$\gamma$		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
DC	247.35	1.25	1.00	0.00
DW	17.39	1.50	1.00	0.00
LL+IM	161.02	1.75	1.00	0.75

Resistencia I:

$$U = [1.25(247.35 \text{ T-m}) + 1.50(17.39 \text{ T-m}) + 1.75(161.02 \text{ T-m})] = 617.04 \text{ T-m}$$

Servicio I:

$$U = [1.00(247.35 \text{ T-m}) + 1.00(17.39 \text{ T-m}) + 1.00(161.02 \text{ T-m})] = 425.75 \text{ T-m}$$

Fatiga I:

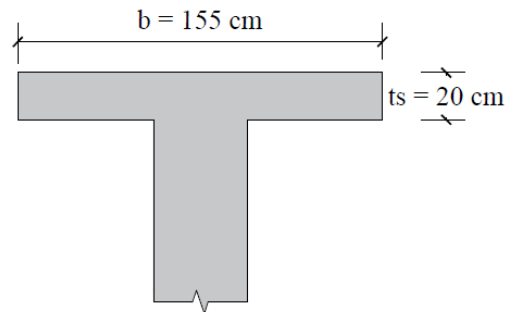
$$U = [0.75(161.02 \text{ T-m})] = 120.76 \text{ T-m}$$

**Cálculo del acero principal**

Diseñando como viga rectangular, se toma el ancho tributario de la viga  $T$  como el ancho efectivo  $b = S = 155 \text{ cm}$  [ver Art. 4.6.2.6.1], y se supone  $c = t_s = 20 \text{ cm}$  y  $\beta = 0.85$ , se tiene:

$$a = \beta c = 0.85(20 \text{ cm}) = 17 \text{ cm}$$

$$d = 0.85h = 0.85(175 \text{ cm}) = 148.75 \text{ cm}$$



Entonces:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{617.04 \times 10^5 \text{ Kg-cm}}{0.9(4200 \text{ Kg/cm}^2) \left( 148.75 \text{ cm} - \frac{17 \text{ cm}}{2} \right)} = 116.39 \text{ cm}^2$$

*Distribución de varillas*

Partiendo de  $A_s = 116.39 \text{ cm}^2$  se establece una combinación de varillas que cumpla con ese área de acero. Entonces:

Diámetro	32 mm	25 mm
Área	8.04 cm <sup>2</sup>	4.91 cm <sup>2</sup>
Número	6 varillas	14 varillas
$A_s$	48.25 cm <sup>2</sup>	68.72 cm <sup>2</sup>

Con esa distribución, se tiene un  $A_s$  de:

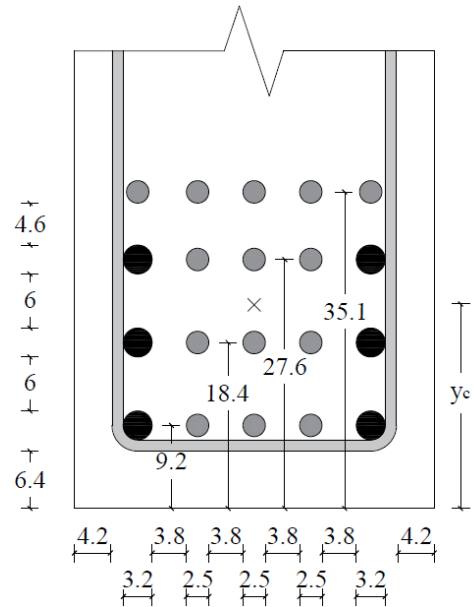
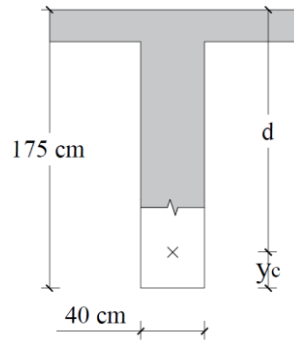
$$A_s = 116.98 \text{ cm}^2$$

Para la distribución de varillas se tiene presente que la separación entre barras es de mínimo 1.5 veces su diámetro, y se considera un recubrimiento de mínimo 4 cm.

$$20y_c = 5(9.2 \text{ cm}) + 5(18.4 \text{ cm}) \\ + 5(27.6 \text{ cm}) + 5(35.1 \text{ cm})$$

$$y_c = 22.58 \text{ cm}$$

$$d = h - y_c = 175 - 22.58 = 152.43 \text{ cm}$$



$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{116.98 \text{ cm}^2}{(155 \text{ cm})(152.43 \text{ cm})} = 0.00495123$$

$$\rho_{min} \leq \rho \leq 0.50\rho_b$$

**Condición. Cuantía**

$$0.333\% \leq 0.495\% \leq 1.25\% \quad \text{[O.K.]}$$

$$c = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c \beta} = \frac{(0.00495123)(4200 \text{ Kg/cm}^2)(152.43 \text{ cm})}{0.85(280 \text{ Kg/cm}^2)(0.85)} = 15.67 \text{ cm}$$

$$a = \beta c = 0.85(15.67 \text{ cm}) = 13.32 \text{ cm}$$

$$a < t_s$$

**Condición. Diseño como viga rectangular**

$$13.32 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \quad \text{[O.K.]}$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = \frac{c}{d} = \frac{15.67 \text{ cm}}{152.43 \text{ cm}} = 0.10 < 0.42 \quad \text{Subarmada} \quad [\text{ver Art. 5.7.3.3.1}]$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = 1.2M_{cr} = 1.2 \times 2.01\sqrt{f'_c} \times \frac{bh^2}{6} \quad [\text{ver Art. 5.7.3.3.2}]$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = \left[ 1.2 \times 2.01\sqrt{280} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{(155 \text{ cm})(175 \text{ cm})^2}{6} \right] / 10^5 = 319.31 \text{ T-m}$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = 1.33M_u \quad [\text{ver Art. 5.7.3.3.2}]$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = 1.33(617.04 \text{ T-m}) = 820.67 \text{ T-m}$$

Relación Demanda/Capacidad

$$M_u = A_s \times 0.9 f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = \left[ 116.98 \text{ cm}^2 \times 0.9 \left( 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \left( 152.43 \text{ cm} - \frac{13.32 \text{ cm}}{2} \right) \right] / 10^5$$

$$M_u = 644.54 \text{ T-m}$$

$$M_u = 644.54 \text{ T-m} > 319.31 \text{ T-m} \quad [\text{O.K.}]$$

$$\frac{D}{C} = \frac{617.04 \text{ T-m}}{644.54 \text{ T-m}} = 0.9573$$

$$\frac{D}{C} = 95.73\% \quad [\text{O.K.}]$$

### Cálculo de acero de temperatura

En cada cara del alma de la viga, se colocará acero de temperatura:

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} = \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18(40 \text{ cm})(175 \text{ cm})}{2(40 \text{ cm} + 175 \text{ cm})} = 2.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Condición.}$$

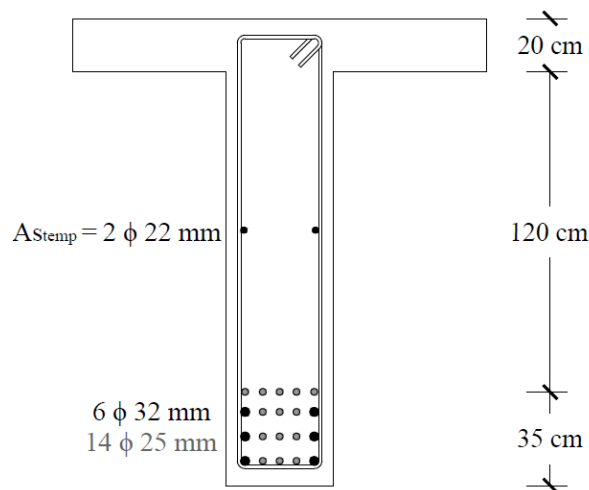
$$2.33 \leq 2.93 \leq 12.70 \quad [\text{O.K.}]$$

Para un espacio de:  $1.75 \text{ m} - 0.20 \text{ m} - 0.35 \text{ m} = 1.20 \text{ m}$ , se tiene:

$$A_{s_{temp}} = (2.93 \text{ cm}^2/\text{m})(1.20 \text{ m}) = 3.52 \text{ cm}^2$$

Con ese  $A_{s_{temp}}$  se establece una combinación de varillas:

$$1 \phi 22 \text{ mm} = 3.80 \text{ cm}^2 \quad [\text{Por cara}]$$



### Esfuerzo cortante por cargas Dead, Live

El peralte de corte efectivo  $d_v$  para la viga interior es de:

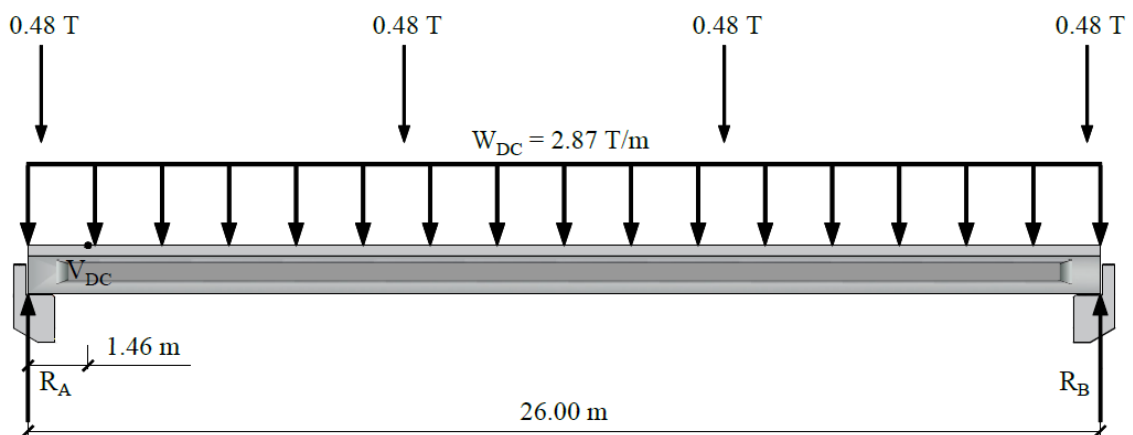
$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 152.43 \text{ cm} - \frac{13.32 \text{ cm}}{2} = 145.77 \text{ cm}$$

### Carga muerta DC

$$R_A = \frac{W_{DC}L}{2} = \frac{(2.87 \text{ T/m})(26 \text{ m})}{2} = 37.35 \text{ T} \quad [\text{Losa} - \text{Viga} - \text{Barrera}]$$

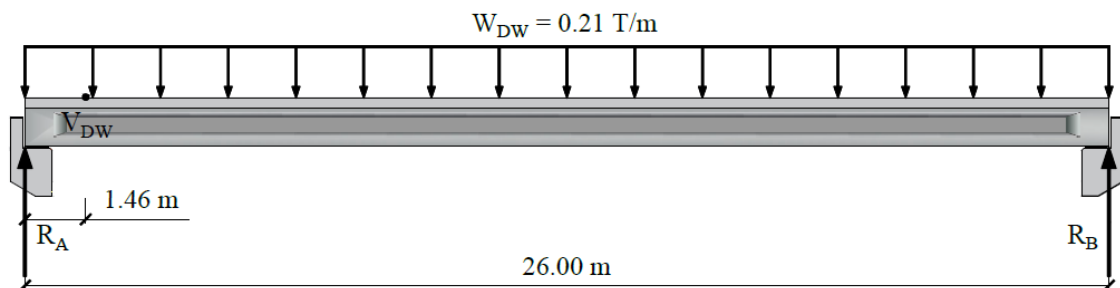
$$R_A = 2P = 2(0.48 \text{ T}) = 0.97 \text{ T} \quad [\text{Diafragmas}]$$

$$R_A = 37.35 \text{ T} + 0.97 \text{ T} = 38.32 \text{ T}$$



### Carga por superficie de rodadura DW

$$R_A = \frac{W_{DW}L}{2} = \frac{(0.21 \text{ T/m})(26 \text{ m})}{2} = 2.67 \text{ T}$$

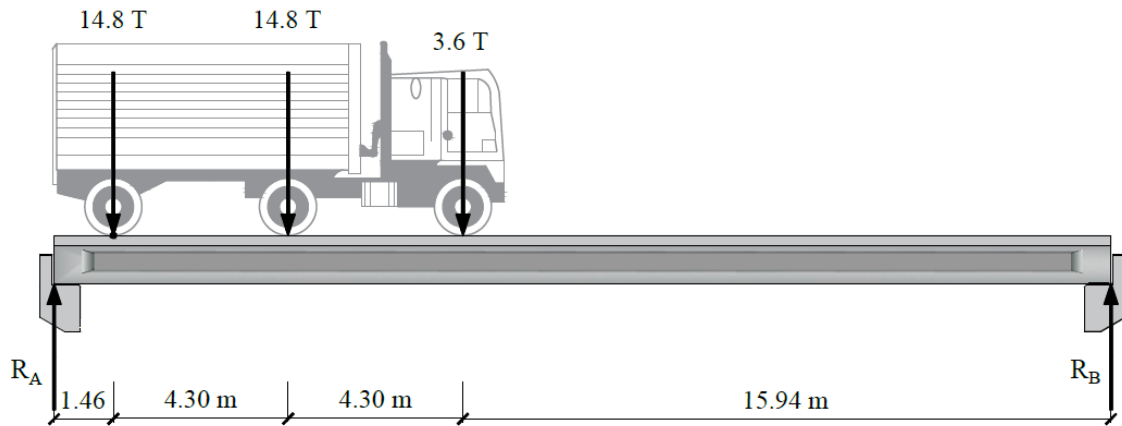


### Carga viva LL

En cuanto al camión de diseño, se tiene:  $\Sigma M_B = 0 \approx +$

$$R_A(26 \text{ m}) - (14.8 \text{ T})(24.54 \text{ m}) - (14.8 \text{ T})(20.24 \text{ m}) - (3.6 \text{ T})(15.94 \text{ m}) = 0$$

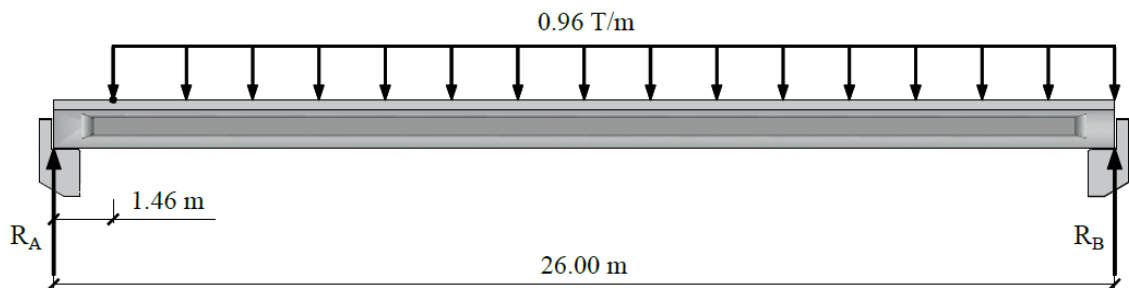
$$R_A = 27.70 \text{ T}$$



En el caso de la sobrecarga de carril, se tiene:  $\Sigma M_B = 0 \approx +$

$$R_A(26 \text{ m}) - \frac{0.96 \text{ T/m}(24.54 \text{ m})^2}{2} = 0$$

$$R_A = 11.12 \text{ T}$$



Con el 33% adicional por efecto de carga dinámica [ver Tabla 3.6.2.1-1], se tiene que:

$$V_{LL+IM} = 1.33(27.70 \text{ T-m}) + (11.12 \text{ T}) = 47.96 \text{ T}$$

*Distribución de las sobrecargas por carril [ver Tabla 4.6.2.2.3a-1]*

Caso: Un carril cargado

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$g = 0.36 + \frac{1550}{7600} = 0.5639$$

Caso: Dos o más carriles cargados

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

$$g = 0.2 + \frac{1550}{3600} - \left(\frac{1550}{10700}\right)^2 = 0.6096$$



Entonces con el porcentaje de cortante "g" crítico se obtiene:

$$V_{LL+IM} = 0.6096(47.96 \text{ T-m}) = 29.24 \text{ T}$$

*Cortante por resistencia* [ver Tabla 3.4.1-1]

$$Vu = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}$$

$$Vu = [1.25(38.32 \text{ T}) + 1.50(2.67 \text{ T}) + 1.75(29.24 \text{ T})] = 103.07 \text{ T}$$

### Cálculo del acero de corte

Cortante resistente:

$$Vr = \phi Vn = 0.9Vn \quad [\text{ver Art. 5.5.4.2.1}]$$

Donde  $Vn$  es el menor valor entre:

$$\begin{cases} Vn = 0.25f'_c b_v d_v \\ Vn = Vc + Vs \end{cases} \quad [\text{ver Art. 5.8.3.3}]$$

*Cortante nominal resistente del concreto  $Vc$*

$$Vc = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [\text{ver Art. 5.8.3.3}]$$

$$Vc = [0.53(\sqrt{280} \text{ Kg/cm}^2)(40 \text{ cm})(145.77 \text{ cm})]/10^3 = 51.71 \text{ T}$$

*Cortante nominal resistente del acero  $Vs$*

$$Vs = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad [\text{ver Art. 5.8.3.3}]$$

Para  $A_v$  se proporciona una combinación de varillas que cumpla con ese área de acero.

Diámetro	12 mm	
Área $A_v$	1.13 cm <sup>2</sup>	
$A_v$ de 2 ramas	2.26 cm <sup>2</sup>	
Espacio entre estribos $s$	$d_v/4 = 36.44 \text{ cm}$	Escoger menor valor
	$6\phi_{vF} = 19.20 \text{ cm}$	
	20 cm	

Entonces:

$$Vs = \left[ \frac{(2.26 \text{ cm}^2)(4200 \text{ Kg/cm}^2)(145.77 \text{ cm})}{19.20 \text{ cm}} \right] / 10^3 = 72.13 \text{ T}$$

Es así que:

$$\begin{cases} Vn = [0.25(280 \text{ Kg/cm}^2)(40 \text{ cm})(145.77 \text{ cm})]/10^3 = 408.14 \text{ T} \\ Vn = 51.71 \text{ T} + 72.13 \text{ T} = 123.83 \text{ T} \end{cases}$$

Cortante resistente total  $V_r$

$$V_r = 0.90V_n = 0.90(123.83 \text{ T}) = 111.45 \text{ T}$$

$$V_r > V_u$$

**Condición**

$$V_r = 111.45 \text{ T} > 103.07 \text{ T}$$

**[O.K.]**

Refuerzo transversal mínimo total

$$A_{v_{min}} \geq 0.27 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad [\text{ver Art. 5.8.2.5}]$$

$$A_{v_{min}} = 0.27 (\sqrt{280} \text{ Kg/cm}^2) \left[ \frac{(40 \text{ cm})(19.20 \text{ cm})}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right] = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_v > A_{v_{min}}$$

**Condición**

$$2.26 \text{ cm}^2 > 0.83 \text{ cm}^2$$

**[O.K.]**

Espaciamiento mínimo entre estribos

$$V_u = \frac{Vu}{\phi b_v d_v} \quad [\text{ver Art. 5.8.2.9}]$$

$$V_u = \frac{103.07 \times 10^3 \text{ Kg}}{0.9(40 \text{ cm})(145.77 \text{ cm})} = 19.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u < 0.125 f'_c$$

**Condición. Utilizar**

$$19.64 \text{ Kg/cm}^2 < 35 \text{ Kg/cm}^2$$

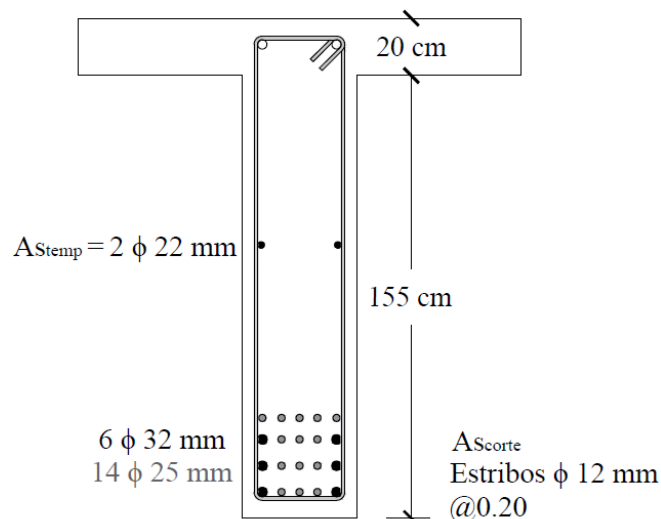
$$s_{m\acute{a}x} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm}$$

[ver Art. 5.8.2.7]

Entonces:

$$s_{m\acute{a}x} = 0.8(145.77 \text{ cm}) = 116.61 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \quad \text{Utilizar } s_{m\acute{a}x} = 60 \text{ cm}$$

$$s = 19.20 \text{ cm} < s_{m\acute{a}x} = 60 \text{ cm} \quad \text{[O.K.]}$$



## ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO: DISEÑO DE VIGA EXTERIOR

### Momento de flexión por cargas Dead, Live

Momento por carga muerta  $M_{DC}$

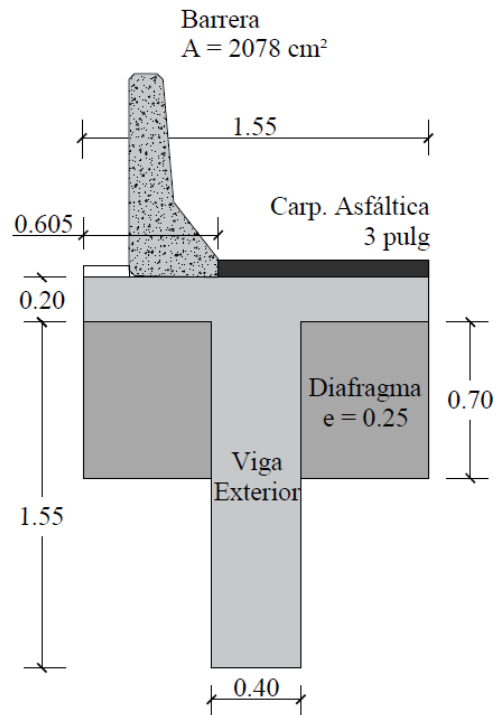
$$W = 0.20 \text{ m} \times 1.55 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 744 \text{ Kg/m [Losa]}$$

$$W = 1.55 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 1488 \text{ Kg/m [Viga]}$$

$$W = 0.2078 \text{ m}^2 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 498.72 \text{ Kg/m [Barrera]}$$

$$W_{DC} = 744 + 1488 + 498.72 = 2730.72 \text{ Kg/m}$$

$$M_{DC1} = \frac{W_{DC} \times L^2}{8} = \frac{(2.731 \text{ T/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 230.75 \text{ T-m}$$



$$P = 0.70 \text{ m} \times 1.15 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 483 \text{ Kg}$$

$$M_{DC2} = \frac{118PL}{325} = \frac{118(0.483 \text{ T})(26 \text{ m})}{325} = 4.56 \text{ T-m}$$

$$\text{Entonces: } M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 230.75 + 4.56 = 235.31 \text{ T-m}$$

Momento por superficie de rodadura  $M_{DW}$

$$W_{DW} = \left( 3 \text{ pulg} \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1 \text{ pulg}} \right) \times 0.945 \text{ m} \times 2250 \text{ Kg/m}^3 = 162.02 \text{ Kg/m}$$

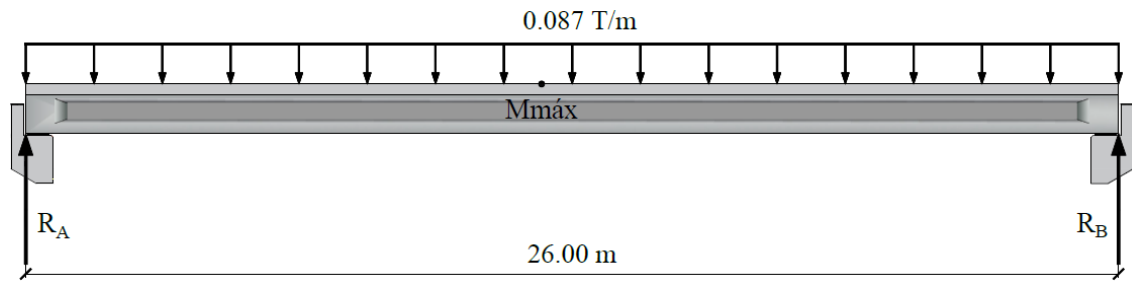
$$M_{DW} = \frac{W_{DW} \times L^2}{8} = \frac{(0.162 \text{ T/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 13.69 \text{ T-m}$$

Momento por carga viva y efecto de carga dinámica  $M_{LL+IM}$

A razón de que en la viga exterior, se dispone de una porción de 0.205 m de la acera para la circulación de peatones y bicicletas, se considera una carga viva de 425 kg/m<sup>2</sup>.

Entonces la carga peatonal dispuesta en la viga exterior a lo largo del puente es:

$$W_{PEATONAL} = (425 \text{ Kg/m}^2)(0.205 \text{ m}) = 87.125 \text{ Kg/m}$$



$$R_A = \frac{W_{PEATONAL}L}{2} = \frac{(0.087 \text{ T/m})(26 \text{ m})}{2} = 1.13 \text{ T}$$

$$M_{PEATONAL} = (1.13 \text{ T})(12.275 \text{ m}) - \frac{0.087 \text{ T/m}(12.275 \text{ m})^2}{2} = 7.34 \text{ T-m}$$

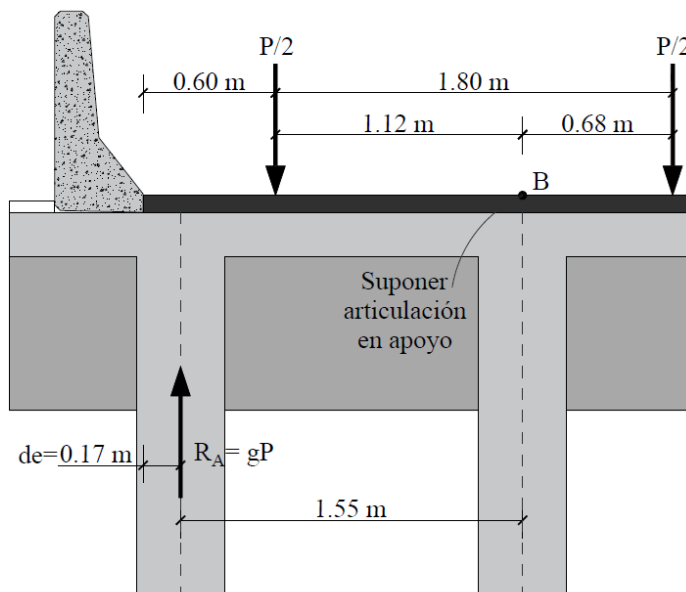
Entonces a  $M_{LL+IM} = 316.17 \text{ T-m}$  de viga interior, se adiciona el momento por carga peatonal, es así que:

$$M_{LL+IM} = 316.17 \text{ T-m} + 7.34 \text{ T-m} = 323.51 \text{ T-m}$$

#### Análisis de distribución de las sobrecargas por carril

Para el porcentaje "g" para viga interior se tienen casos, que dependen del número de carriles que se encuentren cargados por el camión de diseño. [ver Tabla 4.6.2.2.2d-1]

a) Caso de un diseño de carril cargado



$$\Sigma M_B = 0 \approx +$$

$$R_A(1.55) - \frac{P}{2}(1.12) = 0 \rightarrow R_A = 0.3751P$$

b) Caso de dos o más carriles cargados

$$g = e(g_{int})$$

Donde:

$$g_{int} = 0.5093$$

$$d_e = 170 \text{ mm}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

$$e = 0.77 + \frac{170}{2800}$$

$$e = 0.8307$$

Entonces

$$g = 0.8307(0.5093)$$

$$g = 0.4231$$

c) Caso de puentes de viga y losa con diafragmas rígidamente conectados.

$$R = \frac{N_L}{N_B} + \frac{X_{ext} \sum^{N_L} e}{\sum^{N_B} x^2} \quad [\text{ver Art. 4.6.2.2d}]$$

Donde:

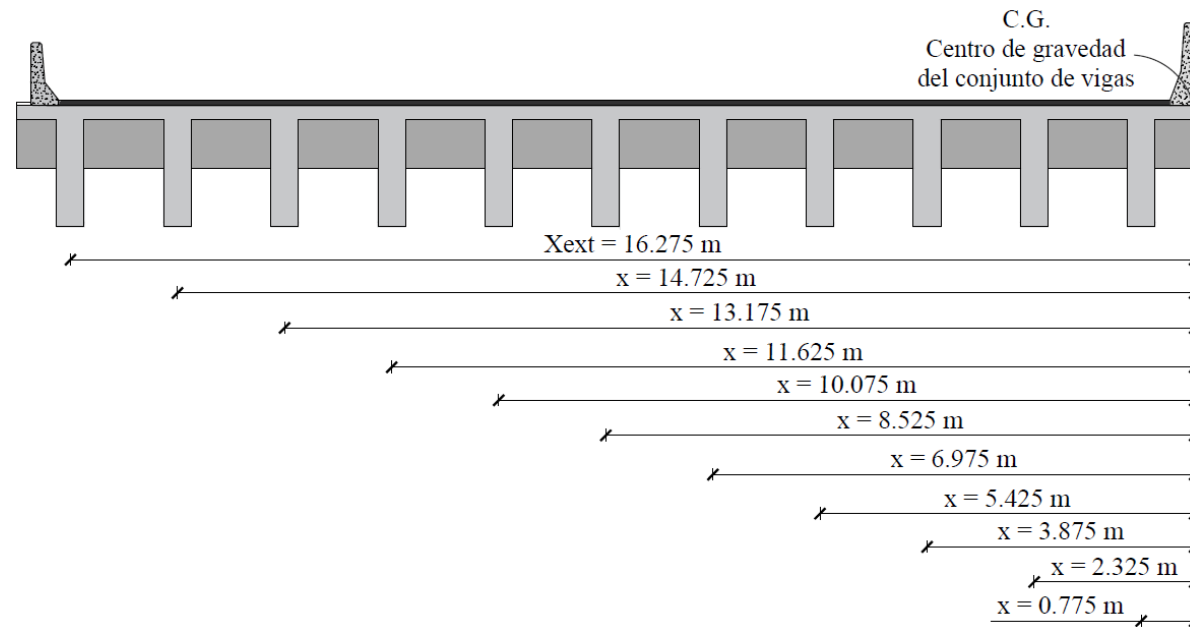
$N_B$  = Número de vigas

$x$  = Distancia horizontal desde el C.G. hasta cada viga

$N_L$  = Número de carriles cargados considerados

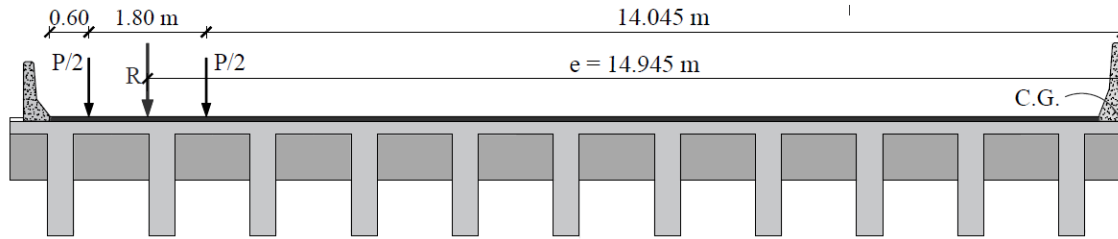
$e$  = Excentricidad de un camión de diseño respecto al C.G.

$X_{ext}$  = Distancia horizontal desde el C.G. hasta la viga exterior



$$\sum^{N_B} x^2 = 2(16.275^2 + 14.725^2 + 13.175^2 + 11.625^2 + 10.075^2 + 8.525^2 + 6.975^2 + 5.425^2 + 3.875^2 + 2.325^2 + 0.775^2) = 2127.41$$

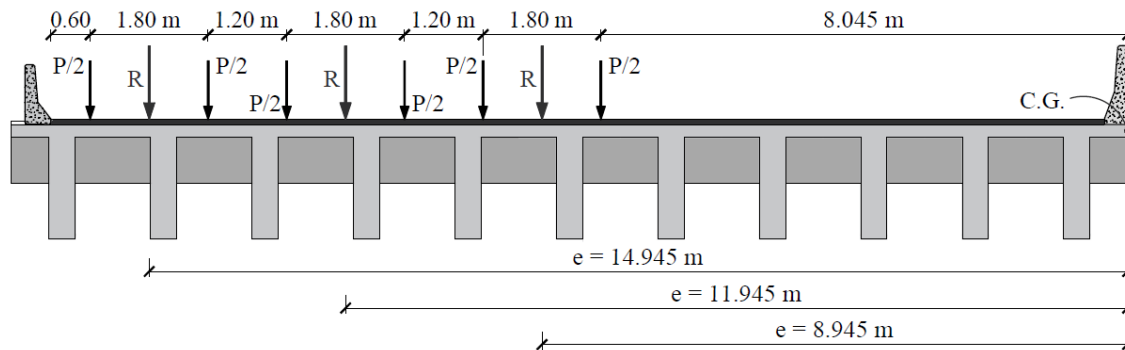
c.1. Un carril cargado



$$\sum^{NL} e = 14.945$$

$$R = \frac{1}{22} + \frac{16.275(14.945)}{2127.41} = 0.1598$$

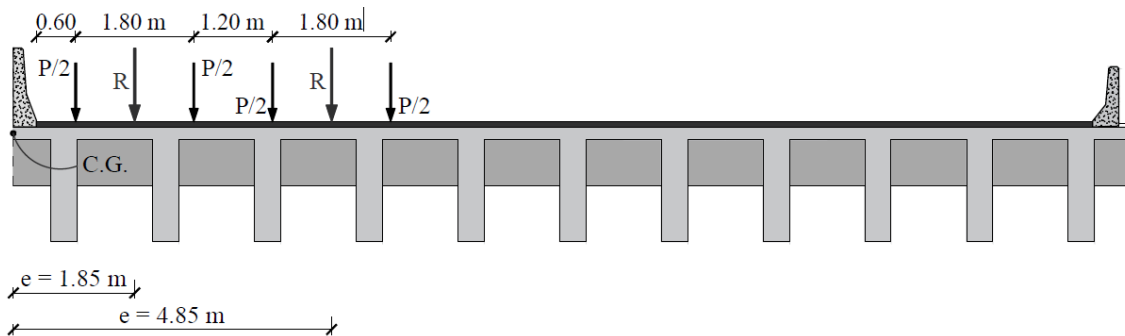
c.2. Cinco carriles cargados



$$\sum^{NL} e = 14.945 + 11.945 + 8.945$$

$$- 1.85 - 4.85 = 29.135$$

$$R = \frac{5}{22} + \frac{16.275(29.135)}{2127.41} = 0.4501$$



El % "g" se multiplica por un valor de presencia múltiple m [ver Tabla 3.6.1.1.2-1]. Para cada caso, el valor es:

	"g"	"g <sub>n</sub> "	m	"g"
a.	1 carril	0.3751	1.20	0.4502
b.	2+ carriles	0.4231	1.00	0.4231
c.	1 carril	0.1598	1.20	0.1917
	5 carriles	0.4501	0.65	0.2926

Entonces con el porcentaje de momento "g" crítico se obtiene que:

$$M_{LL+IM} = 0.4502(323.51 \text{ T-m}) = 145.63 \text{ T-m}$$

### Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables [ver tabla 3.4.1-1]

Carga	M(+) T-m	$\gamma$		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
DC	235.31	1.25	1.00	0.00
DW	13.69	1.50	1.00	0.00
LL+IM	145.63	1.75	1.00	0.75

Resistencia I:

$$U = [1.25(235.31 \text{ T-m}) + 1.50(13.69 \text{ T-m}) + 1.75(145.63 \text{ T-m})] = 569.52 \text{ T-m}$$

Servicio I:

$$U = [1.00(235.31 \text{ T-m}) + 1.00(13.69 \text{ T-m}) + 1.00(145.63 \text{ T-m})] = 394.63 \text{ T-m}$$

Fatiga I:

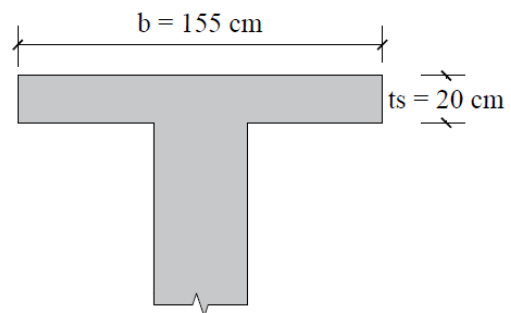
$$U = [0.75(145.63 \text{ T-m})] = 109.22 \text{ T-m}$$

### Cálculo del acero principal

Diseñando como viga rectangular, se toma el ancho tributario de la viga  $T$  como el ancho efectivo  $b = S = 155 \text{ cm}$  [ver Art. 4.6.2.6.1], y se supone  $c = t_s = 20 \text{ cm}$  y  $\beta = 0.85$ , se tiene:

$$a = \beta c = 0.85(20 \text{ cm}) = 17 \text{ cm}$$

$$d = 0.85h = 0.85(175 \text{ cm}) = 148.75 \text{ cm}$$



Entonces:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{569.52 \times 10^5 \text{ Kg-cm}}{0.9 \left(4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right) \left(148.75 \text{ cm} - \frac{17 \text{ cm}}{2}\right)} = 107.43 \text{ cm}^2$$

### Distribución de varillas

Partiendo de  $A_s = 107.43 \text{ cm}^2$  se establece una combinación de varillas que cumpla con esa área de acero. Entonces:

Diámetro	32 mm	28 mm
Área	$8.04 \text{ cm}^2$	$6.16 \text{ cm}^2$
Número	8 varillas	7 varillas
$A_s$	$64.34 \text{ cm}^2$	$43.10 \text{ cm}^2$

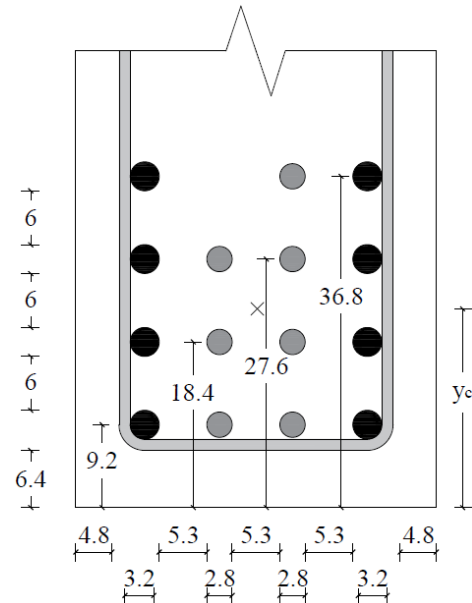
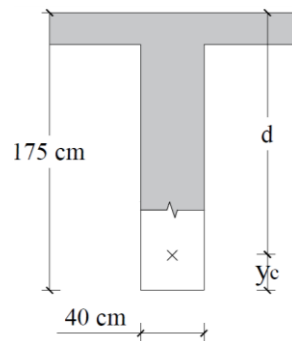
Con esa distribución, se tiene un  $A_s$  de:

$$A_s = 107.44 \text{ cm}^2$$

$$15y_c = 4(9.2 \text{ cm}) + 4(18.4 \text{ cm}) \\ + 4(27.6 \text{ cm}) + 3(36.8 \text{ cm})$$

$$y_c = 22.08 \text{ cm}$$

$$d = h - y_c = 175 - 22.08 = 152.92 \text{ cm}$$



$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{107.44 \text{ cm}^2}{(155 \text{ cm})(152.92 \text{ cm})} = 0.00453294$$

$$\rho_{min} \leq \rho \leq 0.50\rho_b$$

**Condición. Cuantía**

$$0.333\% \leq 0.453\% \leq 1.25\% \quad \text{[O.K.]}$$

$$c = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c \beta} = \frac{(0.00453294)(4200 \text{ Kg/cm}^2)(152.92 \text{ cm})}{0.85(280 \text{ Kg/cm}^2)(0.85)} = 14.39 \text{ cm}$$

$$a = \beta c = 0.85(14.39 \text{ cm}) = 12.23 \text{ cm}$$

$$a < t_s$$

**Condición. Diseño como viga rectangular**

$$12.23 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \quad \text{[O.K.]}$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = \frac{c}{d} = \frac{14.39 \text{ cm}}{152.92 \text{ cm}} = 0.09 < 0.42 \quad \text{Subarmada} \quad \text{[ver Art. 5.7.3.3.1]}$$



$$A_{s_{\min}} = 1.2M_{cr} = 1.2 \times 2.01\sqrt{f'_c} \times \frac{bh^2}{6} \quad [\text{ver Art. 5.7.3.3.2}]$$

$$A_{s_{\min}} = \left[ 1.2 \times 2.01\sqrt{280} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{(155 \text{ cm})(175 \text{ cm})^2}{6} \right] / 10^5 = 319.31 \text{ T-m}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.33M_u \quad [\text{ver Art. 5.7.3.3.2}]$$

$$A_{s_{\min}} = 1.33(569.52 \text{ T-m}) = 757.47 \text{ T-m}$$

*Relación Demanda/Capacidad*

$$M_u = A_s \times 0.9f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = \left[ 107.44 \text{ cm}^2 \times 0.9 \left( 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \left( 152.92 \text{ cm} - \frac{12.23 \text{ cm}}{2} \right) \right] / 10^5$$

$$M_u = 596.22 \text{ T-m}$$

$$M_u = 596.22 \text{ T-m} > 319.31 \text{ T-m} \quad [\text{O.K.}]$$

$$\frac{D}{C} = \frac{569.52 \text{ T-m}}{596.22 \text{ T-m}} = 0.9552$$

$$\frac{D}{C} = 95.52\% \quad [\text{O.K.}]$$

### **Cálculo de acero de temperatura**

En cada cara del alma de la viga, se colocará acero de temperatura:

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} = \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18(40 \text{ cm})(175 \text{ cm})}{2(40 \text{ cm} + 175 \text{ cm})} = 2.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Condición.}$$

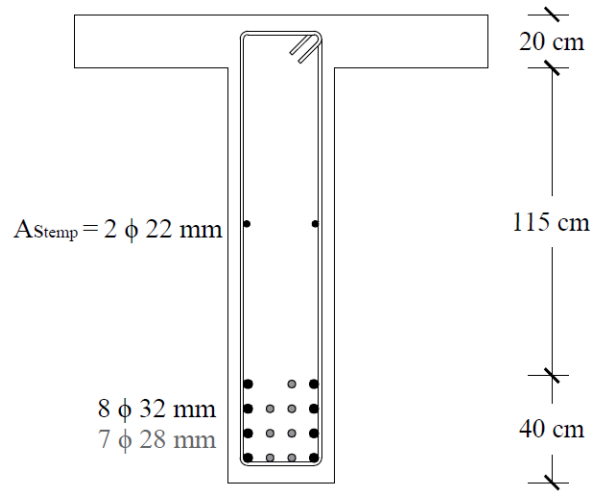
$$2.33 \leq 2.93 \leq 12.70 \quad [\text{O.K.}]$$

Para un espacio de:  $1.75 \text{ m} - 0.20 \text{ m} - 0.40 \text{ m} = 1.15 \text{ m}$ , se tiene:

$$A_{s_{temp}} = (2.93 \text{ cm}^2/\text{m})(1.15 \text{ m}) = 3.37 \text{ cm}^2$$

Con ese  $A_{s_{temp}}$  se establece una combinación de varillas:

$$1 \phi 22\text{mm} = 3.80 \text{ cm}^2 \quad [\text{Por cara}]$$



### Esfuerzo cortante por cargas Dead, Live

El peralte de corte efectivo  $d_v$  para la viga interior es de:

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 152.92 \text{ cm} - \frac{12.23 \text{ cm}}{2}$$

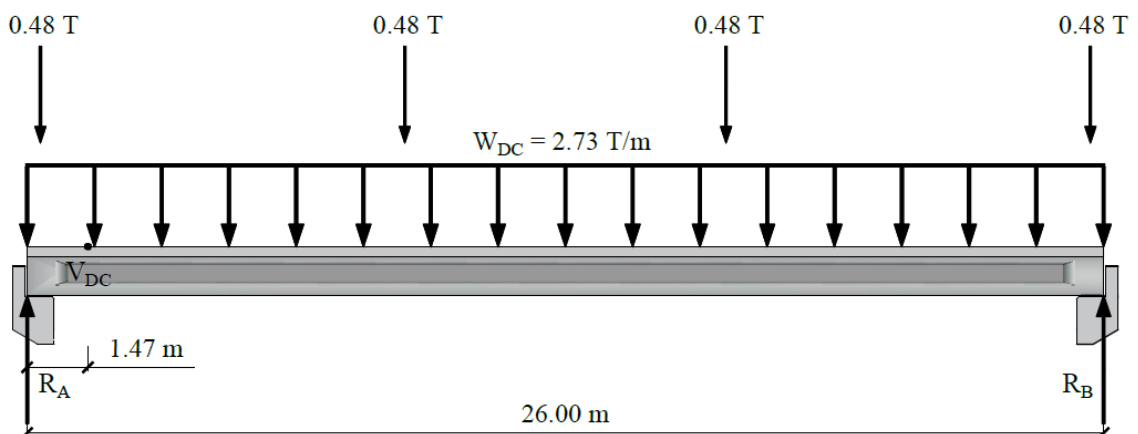
$$d_v = 146.80 \text{ cm}$$

### Carga muerta DC

$$R_A = \frac{W_{DC}L}{2} = \frac{(2.73 \text{ T/m})(26 \text{ m})}{2} = 35.50 \text{ T} \quad [\text{Losa} - \text{Viga} - \text{Barrera}]$$

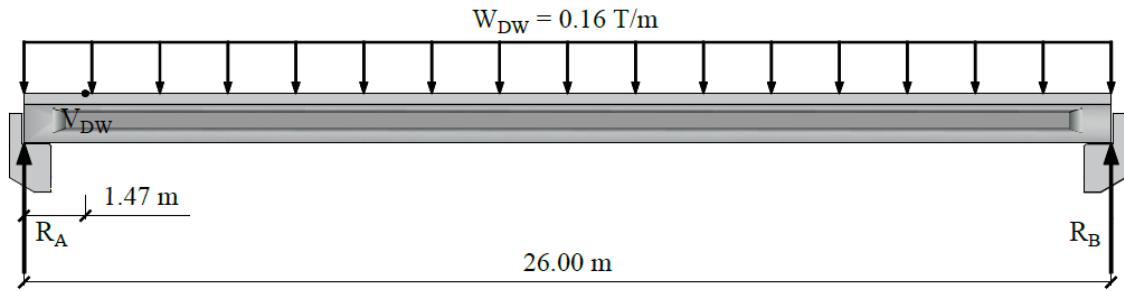
$$R_A = 2P = 2(0.48 \text{ T}) = 0.97 \text{ T} \quad [\text{Diafragmas}]$$

$$R_A = 35.50 \text{ T} + 0.97 \text{ T} = 36.47 \text{ T}$$



### Carga por superficie de rodadura DW

$$R_A = \frac{W_{DW}L}{2} = \frac{(0.16 \text{ T/m})(26 \text{ m})}{2} = 2.11 \text{ T}$$

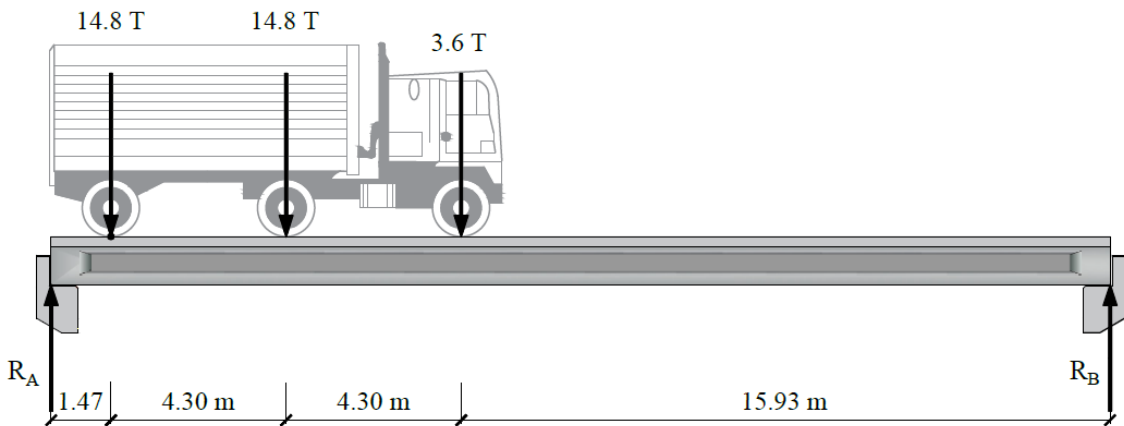


*Carga viva LL*

En cuanto al camión de diseño, se tiene:  $\Sigma M_B = 0 \curvearrowright +$

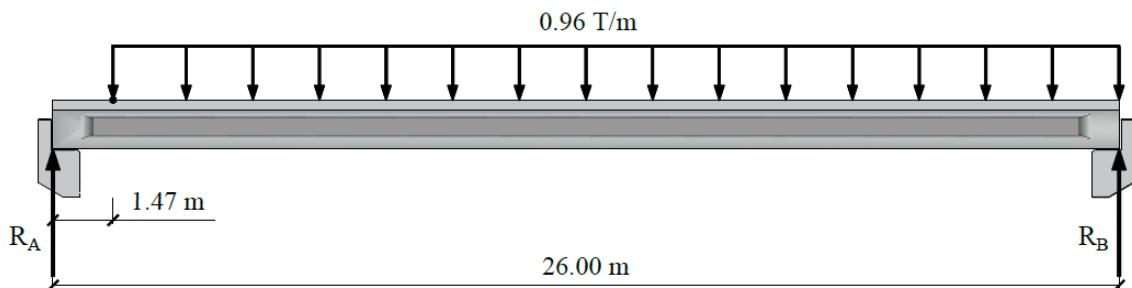
$$R_A(26 \text{ m}) - (14.8 \text{ T})(24.53 \text{ m}) - (14.8 \text{ T})(20.23 \text{ m}) - (3.6 \text{ T})(15.93 \text{ m}) = 0$$

$$R_A = 27.69 \text{ T}$$



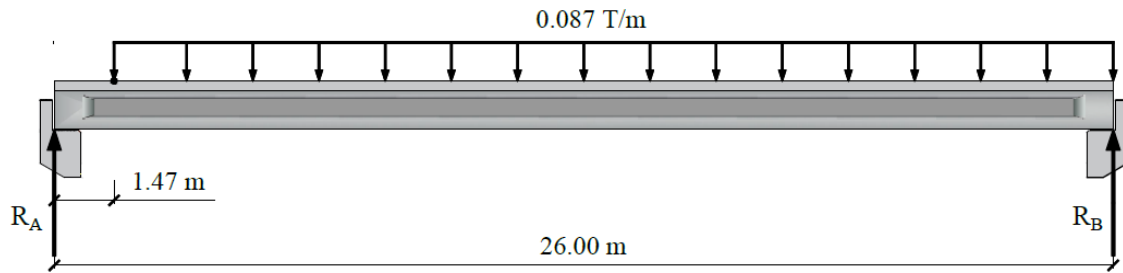
En el caso de la sobrecarga de carril, se tiene:  $\Sigma M_B = 0 \curvearrowright +$

$$R_A(26 \text{ m}) - \frac{(0.96 \text{ T/m})(24.53 \text{ m})^2}{2} = 0 \rightarrow R_A = 11.11 \text{ T}$$



Para la sobrecarga peatonal, se tiene:  $\Sigma M_B = 0 \curvearrowright +$

$$R_A(26 \text{ m}) - \frac{(0.087 \text{ T/m})(24.53 \text{ m})^2}{2} = 0 \rightarrow R_A = 1.01 \text{ T}$$



Con el 33% adicional por efecto de carga dinámica [ver Tabla 3.6.2.1-1], se tiene que:

$$V_{LL+IM} = 1.33(27.69 \text{ T-m}) + (11.11 \text{ T}) + (1.01 \text{ T}) = 48.94 \text{ T-m}$$

*Distribución de las sobrecargas por carril*

a) Caso de diseño de un carril cargado [ver tabla 4.6.2.2.3b-1]

$$g = 0.3751(1.20) = 0.4502$$

b) Caso de dos o más carriles cargados [ver tabla 4.6.2.2.3b-1]

$$g = e(g_{int})$$

$$\text{Donde: } g_{int} = 0.6096$$

$$e = 0.60 + \frac{d_e}{3000} = 0.60 + \frac{170}{3000} = 0.6567$$

Entonces

$$g = 0.6567(0.6096) = 0.4003$$

c) Caso de puentes de viga y losa con diafragmas rígidamente conectados [ver Art. 4.6.2.2.2d]

c.1. Un carril cargado

$$g = 0.1598(1.20) = 0.1917$$

c.2. Cinco carriles cargados

$$g = 0.4501(0.65) = 0.2926$$

Entonces con el porcentaje de cortante "g" crítico se obtiene:

$$V_{LL+IM} = 0.4502(48.94 \text{ T}) = 22.03 \text{ T}$$

*Cortante por resistencia* [ver Tabla 3.4.1-1]

$$Vu = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}$$

$$Vu = [1.25(36.47 \text{ T}) + 1.50(2.11 \text{ T}) + 1.75(22.03 \text{ T})] = 87.30 \text{ T}$$

### Cálculo del acero de corte

Cortante resistente:

$$V_r = \phi V_n = 0.90 V_n \quad [\text{ver Art. 5.5.4.2.1}]$$

Donde  $V_n$  es el menor valor entre:

$$\begin{cases} V_n = 0.25 f'_c b_v d_v \\ V_n = V_c + V_s \end{cases} \quad [\text{ver Art. 5.8.3.3}]$$

*Cortante nominal resistente del concreto  $V_c$*

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [\text{ver Art. 5.8.3.3}]$$

$$V_c = [0.53(\sqrt{280} \text{ Kg/cm}^2)(40 \text{ cm})(146.80 \text{ cm})]/10^3 = 52.08 \text{ T}$$

*Cortante nominal resistente del acero  $V_s$*

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad [\text{ver Art. 5.8.3.3}]$$

Para  $A_v$  se proporciona una combinación de varillas que cumpla con ese área de acero.

Díámetro	12 mm	
Área $A_v$	1.13 cm <sup>2</sup>	
$A_v$ de 2 ramas	2.26 cm <sup>2</sup>	
Espacio entre estribos $s$	$d_v/4 = 36.70 \text{ cm}$	Escoger menor valor
	$6\phi_v = 19.20 \text{ cm}$	
	20 cm	

Entonces:

$$V_s = \left[ \frac{(2.26 \text{ cm}^2)(4200 \text{ Kg/cm}^2)(146.80 \text{ cm})}{19.20 \text{ cm}} \right] / 10^3 = 72.64 \text{ T}$$

Es así que:

$$\begin{cases} V_n = [0.25(280 \text{ Kg/cm}^2)(40 \text{ cm})(146.80 \text{ cm})]/10^3 = 411.05 \text{ T} \\ V_n = 52.08 \text{ T} + 72.64 \text{ T} = 124.72 \text{ T} \end{cases}$$

*Cortante resistente total  $V_r$*

$$V_r = 0.90 V_n = 0.90(124.72 \text{ T}) = 112.24 \text{ T}$$

$$V_r > V_u$$

**Condición**

$$V_r = 112.24 \text{ T} > 87.30 \text{ T} \quad [\text{O.K.}]$$

*Refuerzo transversal mínimo total*

$$A_{v_{min}} \geq 0.27 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad [\text{ver Art. 5.8.2.5}]$$

$$A_{v_{min}} = 0.27(\sqrt{280} \text{ Kg/cm}^2) \left[ \frac{(40 \text{ cm})(19.20 \text{ cm})}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right] = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_v > A_{v_{min}} \quad \text{Condición}$$

$$2.26 \text{ cm}^2 > 0.83 \text{ cm}^2 \quad \text{[O.K.]}$$

*Espaciamiento mínimo entre estribos*

$$V_u = \frac{Vu}{\phi b_v d_v} \quad [\text{ver Art. 5.8.2.9}]$$

$$V_u = \frac{87.30 \times 10^3 \text{ Kg}}{0.9(40 \text{ cm})(146.80 \text{ cm})} = 16.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u < 0.125f'c \quad \text{Condición. Utilizar}$$

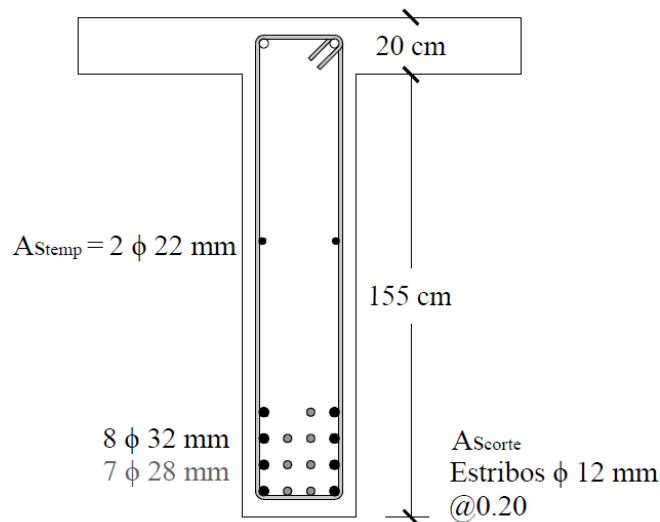
$$16.52 \text{ Kg/cm}^2 < 35 \text{ Kg/cm}^2 \quad s_{m\acute{a}x} = 0.8d_v \leq 60 \text{ cm}$$

[ver Art. 5.8.2.7]

Entonces:

$$s_{m\acute{a}x} = 0.8(146.80 \text{ cm}) = 117.44 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \quad \text{Utilizar } s_{m\acute{a}x} = 60 \text{ cm}$$

$$s = 19.20 \text{ cm} < s_{m\acute{a}x} = 60 \text{ cm} \quad \text{[O.K.]}$$



Nota. Las tablas y los artículos citados en la memoria de cálculo para el diseño de viga interior y exterior, fueron tomados de las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD de la American Association of State Highway and Transportation Officials. Éstos se detallan en el siguiente anexo.

**ANEXO. ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES  
POR EL MÉTODO LRFD: TABLAS Y ARTÍCULOS**

**Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM***

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Tabla utilizada en *ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Momento de flexión por cargas Dead, Live: Momento por carga viva y efecto de carga dinámica  $M_{LL+IM}$* . Pág. 26; y, en *ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Esfuerzo cortante por cargas Dead, Live: Carga Viva LL*. Pág. 32 y 44.

**Tabla 4.6.2.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores**

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_f^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_f^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_f \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Tabla utilizada en *ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Momento de flexión por cargas Dead, Live: Análisis de distribución de las sobrecargas por carril*. Pág. 27.

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla utilizada en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables. Pág. 28 y 39; y en, ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Esfuerzo cortante por cargas Dead, Live: Cortante por resistencia. Pág. 33 y 44.

#### 4.6.2.6 Ancho de Ala Efectivo

##### 4.6.2.6.1 Requisitos Generales

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva;
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Artículo utilizado en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Cálculo del acero principal. Pág. 28 y 39.



### 5.7.3.3 Límites para las Armaduras

#### 5.7.3.3.1 Armadura Máxima

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (5.7.3.3.1-1)$$

Artículo utilizado en ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO. Cálculo del acero principal: Distribución de varillas. Pág. 29 y 40.

#### 5.7.3.3.2 Armadura Mínima

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada,  $M_r$ , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración,  $M_{cr}$ , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura,  $f_r$ , del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6, donde  $M_{cr}$  se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{\text{anc}} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r \quad (5.7.3.3.2-1)$$

- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1.

Artículo utilizado en ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO. Cálculo del acero principal: Distribución de varillas. Pág. 29 y 41.

Tabla 4.6.2.2.3a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left( \frac{S}{10700} \right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Tabla utilizada en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Esfuerzo cortante por cargas Dead, Live: Distribución de las sobrecargas por carril. Pág. 32.

### 5.5.4.2 Factores de Resistencia

#### 5.5.4.2.1 Construcción Convencional

El factor de resistencia  $\phi$  se deberá tomar como:

- Para flexión y tracción del hormigón armado..... 0,90

Artículo utilizado en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Cálculo del acero de corte.  
Pág. 33 y 45.

### 5.8.3.3 Resistencia Nominal al Corte

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

siendo:

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

Con  $\beta = 2$ , y expresando (5.8.3.3-3) en MKS, se tiene:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Con  $\theta = 45^\circ$ , y  $\alpha = 95^\circ$ , (5.8.3.3-4) se expresa:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

Artículo utilizado en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Cálculo del acero de corte.  
Pág. 33 y 45.

### 5.8.2.5 Mínima Armadura Transversal

Si de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.8.2.4 se requiere armadura transversal, el área de acero deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.8.2.5-1)$$

Expresando (5.8.2.5-1) en MKS, se tiene:

$$A_v \geq 0,27 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Artículo utilizado en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Cálculo del acero de corte.  
Pág. 34 y 45.

### 5.8.2.9 Tensión de Corte en el Hormigón

La tensión de corte en el hormigón se deberá determinar como:

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.2.9-1)$$

Se reduce (5.8.2.5-1) a:

$$V_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v}$$

Artículo utilizado en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Cálculo del acero de corte. Pág. 34 y 46.

### 5.8.2.7 Máxima Separación de la Armadura Transversal

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

- Si  $v_u < 0,125 f'_c$ :

$$s_{max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm} \quad (5.8.2.7-1)$$

- Si  $v_u \geq 0,125 f'_c$ :

$$s_{max} = 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (5.8.2.7-2)$$

Artículo utilizado en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Cálculo del acero de corte. Pág. 34 y 46.

Tabla 4.6.2.2d-1 – Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$N_b = 3$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	

Tabla utilizada en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Momento de flexión por cargas Dead, Live: Análisis de distribución de las sobrecargas por carril. Pág. 36.

4.6.2.2.2d - Vigas Exteriores

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril,  $g$ , especificada en la Tabla 1.

El procedimiento delineado en esta sección es igual a la aproximación convencional para cargas en pilotes:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2} \quad (C4.6.2.2.2d-1)$$

Tabla utilizada en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Momento de flexión por cargas Dead, Live: Análisis de distribución de las sobrecargas por carril. Pág. 37.

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, $m$
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Tabla utilizada en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Momento de flexión por cargas Dead, Live: Análisis de distribución de las sobrecargas por carril. Pág. 39.

Tabla 4.6.2.2.3b-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	
			Ley de momentos	$N_b = 3$

Tabla utilizada en ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO. Esfuerzo cortante por cargas Dead, Live: Distribución de las sobrecargas por carril. Pág. 44.

## ANEXO. MEMORIA FOTOGRÁFICA

Con el propósito de obtener algunos datos necesarios en el desarrollo de cálculos para el diseño de vigas  $T$  de hormigón armado de la superestructura del puente sobre el río Motuche, fue necesario trasladarse al sitio de la obra civil.



Visita al puente ubicado sobre el río Motuche.



Vista longitudinal del puente "Motuche".



Medición de la sección longitudinal del puente.



Barandas Tipo New Jersey que se disponen en el puente.



Medición de la sección transversal del puente, por encima de la superestructura.



Medición de la sección transversal del puente, por debajo de la superestructura.



Vigas y estribos del puente “Motuche”.



Diafragmas y vigas de la superestructura del puente.