

# CAPÍTULO 4

## DISEÑO

### 4.1 Introducción.

El conocimiento relacionado al diseño de puentes ha crecido enormemente en los últimos años, tanto en los aspectos teóricos como prácticos, gracias a trabajos de investigación sobre las propiedades de los materiales, en el desarrollo de nuevos y mejores materiales, en métodos más racionales y precisos sobre el comportamiento estructural, en el uso de técnicas computacionales cada vez más avanzadas, en el estudio de eventos externos particularmente peligrosos para puentes tales como sismos y socavación, etc.

En este capítulo, se analizarán los criterios y consideraciones iniciales para el diseño de puentes como son las limitaciones de las deflexiones, los tipos de cargas y las respectivas combinaciones de las mismas. Además, se revisarán los diferentes métodos de diseños de puentes, para luego previo a un análisis, evaluación y selección de alternativas, proceder a realizar el desarrollo del diseño del módulo, el puente y sistemas de conexión.

### 4.2 Métodos de diseño.

Las Standard Specification for Highway Bridges de la AASHTO, presentan dos métodos de diseño para puentes de acero: el diseño para cargas de servicio o esfuerzos admisibles (ASD) y el diseño por resistencia o coeficientes de carga (LFD). Ambos están siendo reemplazados por el diseño por coeficientes de carga y resistencia (LRFD).

#### 4.2.1 Diseño para cargas de servicio o esfuerzos admisibles (ASD).

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

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

$$\sum Q_i \leq F_{adm} \quad (4.0)$$

Donde :

$Q_i$  = Esfuerzo por efecto de la carga  $i$

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

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia

$F.S$  = Factor de seguridad

#### 4.2.2 Diseño por resistencia o coeficientes de carga (LFD).

Cuando se diseña con LFD, se considera los eventos para las combinaciones de cargas factoradas en condiciones últimas, es decir, condiciones de resistencia, y se establece algunas verificaciones para condiciones en servicio (control de deflexiones, agrietamiento y fatiga).

Para el diseño con cargas factoradas, generalmente la estructura ya se encuentra mas allá del rango elástico, en consecuencia, para aplicar correctamente LFD, el cálculo de esfuerzos internos debe ser realizado considerando el comportamiento inelástico de la estructura; sin embargo, para facilitar el proceso de diseño, AASHTO simplifica el procedimiento y permite aplicar el método LFD utilizando el cálculo elástico de esfuerzos y deformaciones, lo que naturalmente constituye una inconsistencia, pero que para el caso de estructuras convencionales considera aceptable.

En el diseño por el método LFD se debe cumplir:

$$\phi R_n > \sum \beta_i Q_i \quad (4.1)$$

Donde :

$R_n$  = Resistencia nominal

$\beta_i$  = Factor de carga, generalmente  $> 1.0$

$\phi$  = Factor de resistencia, generalmente  $< 1.0$

$Q_i$  = Fuerza interna en el elemento por efecto de la carga  $i$

### 4.2.3 Diseño por coeficientes de carga y resistencia (LRFD).

Este método utiliza coeficientes basados en la teoría de la confiabilidad y en conocimiento estadístico de las cargas y de las características del material. El diseño con LRFD es mucho más amplio, considera varios escenarios de resistencia, servicio, eventos extremos y fatiga, es una aplicación de la filosofía de diseño para estados límite.

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

$$\begin{aligned} & \text{Resistencia} > \text{Demanda} \\ & \phi R_n > \eta \sum \beta_i Q_i \quad (4.2) \end{aligned}$$

Donde :

$\eta$  = Factor de modificación de carga

$\beta_i$  = Factor de carga, generalmente  $> 1.0$

$\phi$  = Factor de resistencia, generalmente  $< 1.0$

$Q_i$  = Esfuerzo por efecto de la carga  $i$

## 4.3 Criterios de diseño.

### 4.3.1 Consideraciones iniciales.

El propósito primario de un puente de carretera es llevar con seguridad los volúmenes necesarios de tráfico y cargas. Por lo general, los volúmenes de tráfico presentes y futuros determinan el número y el ancho de los carriles de tráfico, establecen la necesidad y el ancho de los bordes y el peso mínimo del camión de diseño.

Los puentes se deben diseñar considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía, estética, transitabilidad, durabilidad, constructibilidad, mantenimiento, serviciabilidad y sobre todo seguridad del tráfico tanto de vehículos como de peatones.

Se tiene como un objetivo de diseño de puentes la responsabilidad primaria de velar por la seguridad pública. El tránsito seguro de los vehículos, se puede considerar como uno de los aspectos más importantes en el diseño de puentes. Se deben proveer barandas a lo largo de los bordes de las estructuras para la

protección del tráfico peatonal. Las superficies de rodamiento sobre un puente deben tener características antideslizantes, drenaje y peralte.

Para garantizar la durabilidad del puente, es necesario proteger a los materiales que son susceptibles a los daños provocados por la radiación solar y la contaminación del aire.

La facilidad de inspección de todos los miembros de un puente y de sus conexiones es una consideración esencial en la etapa de diseño. Siempre que sea factible se debe proveer acceso para permitir inspecciones manuales o visuales del interior de los elementos. Además, se deben evitar los sistemas estructurales de difícil mantenimiento.

Los puentes se deben diseñar de manera tal que su fabricación y montaje se puedan realizar sin dificultades ni esfuerzos indebidos y que las tensiones residuales incorporadas durante la construcción estén dentro de los límites tolerables. Además, hay que evitar los efectos estructurales que provocan las deformaciones.

Los requerimientos en lo referente a economía, establece que se debe considerar el costo de gastos futuros durante la vida de servicio proyectada para el puente. También se deben considerar factores regionales tales como las restricciones relacionadas con la disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación, transporte y montaje.

En el diseño del puente se debe considerar la parte estética del mismo, logrando de esa manera una apariencia más agradable, mejorando las formas y las relaciones entre los elementos estructurales. Además, hay que evitar los cambios abruptos en la geometría de los elementos y el tipo estructural, si es posible se debe evitar las conexiones de diferentes tipos estructurales o como alternativa realizar una transición estéticamente suave entre un tipo y otro.

### **4.3.2 Limitaciones de las deflexiones**

En general, los puentes de carreteras de una luz simple o luces continuas se deben diseñar para que la deflexión debida a la carga viva mas impacto no exceda 1/800 de la luz. Para puentes peatonales en áreas urbanas, esta deflexión se debe limitar a 1/1000 de la luz. Para voladizos, por lo general, la deflexión no debe exceder 1/300 del brazo de voladizo, o de 1/375 cuando se tiene tráfico peatonal.

### **4.3.3 Tipos de cargas**

Las Standard Specifications for Highway Bridges de la AASHTO, requieren que los puentes sean diseñados para soportar cargas muertas y vivas e impacto, o efecto dinámico de la carga viva.

Las estructuras también deben ser capaces de soportar otras cargas a las cuales pueden estar sujetas, tales como fuerzas longitudinales, centrifugas, térmicas, sísmicas y de montaje.

#### **4.3.3.1 Cargas muertas.**

La carga muerta de un puente consiste específicamente del peso propio de la estructura, incluyendo la calzada, aceras, superficie de rodamiento, tubería, conductos, cables y otras utilidades de servicio público.

La carga muerta puede calcularse fácilmente conociendo los tamaños supuestos de los componentes estructurales. Las especificaciones estándar de la AASHTO indican los pesos de los materiales que deben utilizarse para estimar las cargas apropiadas de diseño. Para el acero se considera un peso específico de 490 lb/pe<sup>3</sup> (7850 Kg/m<sup>3</sup>).

#### **4.3.3.2 Cargas vivas.**

Las cargas vivas se refieren a las cargas debido a los movimientos dinámicos de vehículos, automóviles, y peatones sobre los puentes. El código AASHTO permite una reducción en la magnitud de las cargas vivas, si los esfuerzos se



El código AASHTO indica que la carga mínima de diseño para puentes nuevos para autopistas y carreteras de primero, segundo y tercer orden debe ser la del camión HS20-44. Muchos propietarios de puentes, reconociendo que la industria del transporte usa camiones más pesados, están especificando cargas mayores. El camión HS-20-44 se ubica en distintas posiciones sobre cada carril del puente para obtener el efecto máximo sobre cada elemento del mismo. Cuando un carril de puente esta sometido al camión HS-20-44, se supone que no actúa ninguna carga móvil adicional sobre el carril.

#### 4.3.3.2.2 Carga equivalente.

La carga equivalente simula el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente. Consiste de una carga distribuida acompañada por una carga concentrada, las cuales se encuentran uniformemente repartidas sobre el puente en las posiciones y longitudes de manera que produzcan los máximos esfuerzos en la estructura. Estas cargas se denominan de la misma manera como las cargas del camión estándar.

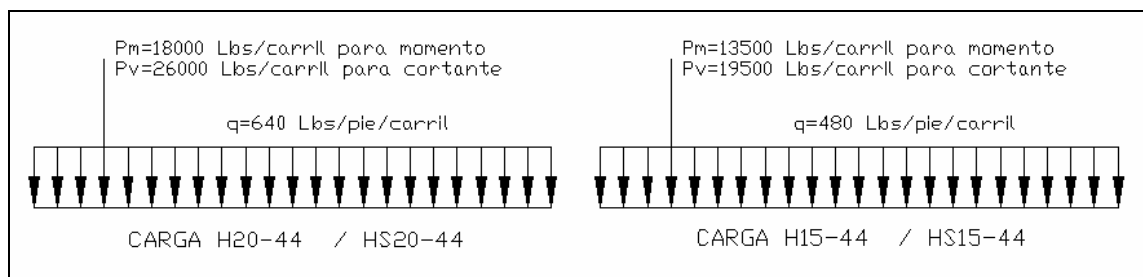


Figura 4.1. Cargas distribuidas equivalentes

Al igual que en los camiones de carga, se supone que la carga distribuida actúa sobre un ancho de carril de 10 pies, pero a diferencia de los camiones de carga, la carga distribuida puede actuar en todos los tramos del carril que sean necesarios, mientras la carga concentrada solo puede actuar en una posición del puente y una sola vez en cada tramo del tablero del mismo con un valor de carga diferente para cortante y momento. Esta carga concentrada simula la existencia de algún vehículo de mayor carga en algún lugar del tren de vehículos congestionados.

La carga equivalente se utiliza para diseñar los elementos de desarrollo longitudinal de ciertos puentes, así como ciertos elementos de apoyo de tales elementos longitudinales.

#### **4.3.3.2.3 Carga militar.**

La AASHTO especifica una carga alternativa de dos ejes de 24000 libras espaciados 4 pies centro a centro a la que se denomina carga militar. Esta carga produce los momentos de carga viva ligeramente más altos en los claros bajo 40 pies y son utilizadas en carreteras para cargas más pesadas y más anchas que las cargas típicas de la AASHTO.

La carga militar puede ser utilizada para la comprobación de la resistencia de las estructuras diseñadas con las cargas de camión estándar o carga equivalente.

#### **4.3.3.3 Impacto.**

El fenómeno de impacto se relaciona a la interacción del vehículo con el puente. La AASHTO especifica que los efectos dinámicos de las cargas móviles se expresen como un fragmento de las cargas vivas según la fórmula empírica siguiente:

$$I = \frac{50}{L+125} \leq 0.30 \quad (4.3.)$$

*Donde :*

*I = Factor de Impacto (máximo 30% o 0.3)*

*L = Longitud en pies de la porción del claro que se carga para producir la tensión máxima en el miembro.*

Por uniformidad en la aplicación de la fórmula de impacto, la longitud cargada, L, es definida:

1. Para el piso de calzada: el diseño de la longitud del claro.
2. Para miembros transversales, como las vigas de piso, el claro del miembro se toma centro a centro de los apoyos.



3. Para calcular los momentos por carga de camión: la longitud del claro, o para los brazos en voladizo, la longitud de la porción cargada del claro es del centro del momento al eje más lejano.
4. Para cortante debido a las cargas de camión: la longitud de la porción cargada del claro del punto bajo consideración a la reacción más lejana; para los brazos en voladizo, usar un 30% como factor de impacto.
5. Para claros continuos: la longitud del claro bajo consideración para el momento positivo, y el promedio de dos claros cargados adyacentes para el momento negativo.

#### **4.3.3.4 Fuerzas longitudinales.**

Se refieren a las fuerzas que actúan en la dirección del eje longitudinal del puente, específicamente, en la dirección del tráfico. Estas fuerzas se desarrollan como resultado del esfuerzo de frenado, las cuales se transmiten a los miembros del puente a través de la fricción entre el tablero y las ruedas.

Las especificaciones estándar de la AASHTO designan una fuerza longitudinal de diseño de 5% de la carga viva en todos los carriles que llevan el tráfico en la misma dirección, sin tomar en cuenta el factor de impacto. Debe suponerse que la fuerza actúa a 6 pies por encima del tablero.

#### **4.3.3.5 Fuerza centrífuga.**

Los puentes con curvatura en planta están sometidos a fuerzas centrífugas causadas por las cargas vivas. La fuerza centrífuga, como un porcentaje de la carga viva sin impacto, debe aplicarse a 6 pies por encima de la superficie de la calzada, medida en la línea central de la misma calzada. La magnitud de esta fuerza se calcula mediante la siguiente expresión:

$$CF = \frac{6.68S^2}{R} = 0.00117S^2D \quad (4.4.)$$

Donde :

$CF$  = fuerza centrífuga en porcentaje de carga viva sin impacto

$S$  = velocidad de diseño, en mph

$D$  = grado de la curva

$R$  = radio de la curva, en pies

#### 4.3.3.6 Carga de acera.

Las aceras y los miembros de soporte se deben diseñar para una carga viva de 85 lb/pie<sup>2</sup>. Las vigas principales y armaduras se deben diseñar para las siguientes cargas vivas de acera:

Luces de 0 a 25 pies.....85 lb/pie<sup>2</sup>

Luces de 26 a 100 pies.....60 lb/pie<sup>2</sup>

Luces de más de 100 pies según la formula:

$$P = \left( 30 + \frac{3000}{L} \right) \left( \frac{55 - W}{50} \right) \quad (4.5.)$$

Donde :

$P$  = Carga viva por pie cuadrado (máximo 60lb)

$L$  = Longitud cargada de acera , en pies

$W$  = Ancho de acera , en pies

Para el tráfico de peatones o de bicicletas, las estructuras deben diseñarse para 85 lb/pie<sup>2</sup>.

#### 4.3.3.7 Cargas en bordillos.

Los bordillos se deben diseñar para resistir una fuerza lateral de al menos 500 lb/pie. Esta fuerza se debe aplicar en la parte superior del mismo, o a 10 pulgadas por encima del tablero del puente si el bordillo es mas alto de 10 pulgadas. Las cargas de barandas se aplican en donde la acera, el bordillo y el carril de tráfico forman un sistema integral. Los esfuerzos en los bordillos se deben calcular de acuerdo con eso.

#### **4.3.3.8 Cargas de viento.**

Las cargas de viento se las asume como cargas estáticas uniformemente distribuidas aplicadas sobre el área expuesta de la estructura. El área expuesta se toma como la suma de todas las áreas de los miembros estructurales, inclusive el sistema de piso y las barandas vistos en elevación, haciendo un ángulo de 90° con el eje longitudinal de la estructura. Estas fuerzas se presumen para una velocidad de viento de 100 mph, y pueden modificarse en proporción al cuadrado de la velocidad del viento si las condiciones respaldan el cambio.

En el diseño de la superestructura de un puente, una carga de viento se aplicara horizontalmente en ángulo recto al eje longitudinal de la estructura con las siguientes intensidades:

- Para armaduras y arcos: 75 lb/pie<sup>2</sup> pero no menos de 300 lb/pie lineal en el plano de la cuerda cargada, ni de 150 lb/pie lineal en el plano de la cuerda no cargada.
- Para vigas y vigas principales: 50 lb/pie<sup>2</sup> pero no menos de 300 lb/pie lineal en la luz de las vigas principales.

Una fuerza de 100 lb/pie lineal se debe aplicar a la carga viva, actuando a 6 pies por encima del tablero de la calzada.

#### **4.3.3.9 Cargas térmicas.**

Se deben incluir provisiones en el diseño de puentes para esfuerzos y movimientos que resultan por variaciones de temperatura a las cuales va a estar sujeta la estructura.

Para estructuras de acero, los extremos anticipados de temperatura son:

En clima moderado: De 0 a 120° F

En clima frío: De -30 a 120° F

#### **4.3.3.10 Cargas sísmicas.**

Las cargas sísmicas constituyen otro componente de las fuerzas medioambientales que todas las estructuras deben poder resistir.

Los puentes constituyen uno de los eslabones más importantes en las líneas de la vida del mundo moderno, es por eso sumamente importante que estos puentes se construyan bajo normas de seguridad con respecto a los sismos, de manera que pueda ser seguro ante un posible terremoto y estar en condiciones de servir en todo momento bajo estas circunstancias. Un sismo ejerce fuerzas en un puente y su función está referida en base a factores como el peso muerto en la estructura, los grandes movimientos, el periodo de vibración y el tipo de suelo existente.

#### **4.3.3.11 Carga de baranda.**

La carga de baranda depende del propósito para el cual la baranda es provista, por ejemplo, para uso vehicular, de bicicletas o de peatones.

La AASHTO cubre en forma extensa los requisitos para diseñar varias combinaciones de barandilla y defensas para aplicación en puentes.

#### **4.3.3.12 Fuerza de levantamiento.**

Se debe tomar provisiones para resistir levantamiento, conectando de manera adecuada la superestructura a la subestructura. Las especificaciones de la AASHTO recomienda vincular una masa de mampostería igual a:

1. 100% de la fuerza de levantamiento calculada, causada por cualquier carga o combinación de cargas en la cual la carga viva mas impacto se aumenta en 100%.
2. 150% de la fuerza de levantamiento calculada a nivel de cargas de trabajo.

Los pernos de anclaje en las condiciones anteriores se deben diseñar para 150% del esfuerzo básico admisible.

#### 4.3.3.13 Fuerza de volcamiento.

En unión con las fuerzas que tienden a volcar la estructura, se debe añadir una fuerza de viento hacia arriba, aplicada en el cuarto del ancho transversal de la superestructura del lado de barlovento, de 20 lb/pie<sup>2</sup>, la cual se supone que actúa en el área de la planta del tablero y de la acera. También para esta carga se puede aplicar la reducción de 70% si actúa junto a la carga viva.

#### 4.3.3.14 Presión de tierras.

Las estructuras de retención se deben diseñar para soportar las presiones calculadas por la ecuación de Coulomb. Sin embargo, estas estructuras, se deben diseñar para una presión de fluido equivalente de al menos 30 lb/pie<sup>3</sup>.

#### 4.3.4 Combinaciones de carga.

Los siguientes grupos representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que una estructura puede estar sometida. Cada componente de la estructura, o de los cimientos en que descansa, se proporcionara para resistir seguramente todo el grupo de combinaciones de estas fuerzas que son aplicadas al sitio o tipo particular. Los grupos de combinaciones de carga para el diseño para cargas de servicio (ASD) y diseño por resistencia o coeficientes de carga (LFD) se da por:

$$\text{Grupo}(N) = \gamma \left[ \begin{array}{l} \beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W \\ + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE \end{array} \right] \quad (4.6)$$

Donde :

$N = \text{Grupo}$

$\gamma = \text{Factor de carga}$

$\beta = \text{Coeficiente}$

$D = \text{Carga Muerta}$

$L = \text{Carga Viva}$

$I = \text{Carga viva de impacto}$

$E = \text{Presión de tierra}$

$B = \text{Flotación}$

- $W$  = Carga de viento en la estructura  
 $WL$  = Carga de viento en la estructura (100 lb / pie)  
 $LF$  = Fuerza longitudinal de la carga viva  
 $CF$  = Fuerza centrífuga  
 $R$  = Acortamiento de cercha  
 $S$  = Encogimiento  
 $T$  = Temperatura  
 $EQ$  = Sismo  
 $SF$  = Presión de flujo de corriente  
 $ICE$  = Presión de hielo

En el diseño para Cargas de Servicio o Esfuerzos Admisibles (ASD), el porcentaje de las unidades básicas de esfuerzo para los varios grupos se dan en la siguiente tabla:

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	$\gamma$	$\beta$ FACTORS													%	
		D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
X	1.0	1	1	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	$\beta_D$	1.67*	0	1.0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	$\beta_D$	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	$\beta_D$	0	1	1.0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	1		
X	1.30	1	1.67	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	0		

Tabla 4.1. Factores  $\gamma$  y  $\beta$

Para el diseño por resistencia o coeficientes de Carga (LFD), los factores gamma y beta se dan en la anterior tabla y se usarán para diseñar los miembros estructurales y cimientos por el concepto de factores de carga.

## 4.4 Selección del tipo de puente y módulo.

### 4.4.1 Análisis, evaluación y selección de alternativas.

Para la selección del tipo de puente a emplear en este proyecto existe una variedad de parámetros a considerar que se encuentran en relación con los aspectos de diseño, de construcción, económicos y complementarios.

Entre los aspectos de diseño a considerar tenemos principalmente la seguridad, bajo peso, la facilidad de fabricación, montaje, transporte, inspección y mantenimiento. En lo referente a los aspectos constructivos tenemos que considerar la disponibilidad de materiales en el mercado nacional, equipos, maquinas, instalaciones y personal calificado. Los costos de implementación, fabricación, montaje, mantenimiento y transporte son vitales en lo referente al aspecto económico, y finalmente como aspectos complementarios tenemos la versatilidad, serviciabilidad, transitabilidad, estética y funcionabilidad.

A continuación vamos a determinar el grado de valoración de los distintos parámetros que hemos considerado para la selección de las alternativas del tipo de puente a emplear, dicha valoración se realizará por medio de una matriz de análisis de valor.

MATRIZ DE ANÁLISIS DE VALOR									
Ord.	Parámetros	1	2	3	4	5	Puntaje	%	% suavizado
1	Aspectos de diseño	x	1	1	1	2	5	35,7	<b>35</b>
2	Aspectos constructivos	0	x	0,5	1	2	3,5	25	<b>25</b>
3	Aspectos económicos	0	0,5	x	1	2	3,5	25	<b>25</b>
4	Aspectos complementarios	0	0	0	x	2	2	14,3	<b>15</b>
<b>Totales</b>							<b>14</b>	<b>100</b>	<b>100</b>

Tabla 4.2. Matriz de análisis valor.

Una vez determinado el grado de valoración de los parámetros que intervienen en la selección del tipo de puente, procedemos a realizar la matriz de decisión en la cual evaluaremos tres alternativas que se prestan para la realización de construcciones de puentes de tipo modular como son: el puente Bailey, los puentes de armaduras y el puente de vigas.

<b>MATRIZ DE DECISIÓN</b>				
<b>Parámetros de evaluación</b>	<b>Valoración</b>	<b>Alternativas propuestas</b>		
		<b>Puente Bailey</b>	<b>Puente de armaduras</b>	<b>Puente de vigas</b>
<b>Aspectos de diseño</b>	<b>35</b>			
Seguridad	5	5	5	5
Bajo peso	5	5	5	1
Facilidad de fabricación	5	3	4	3
Facilidad de montaje	5	5	5	1
Facilidad de transporte	5	5	5	1
Facilidad de inspección	5	3	5	5
Facilidad de mantenimiento	5	3	5	5
<b>Aspectos constructivos</b>	<b>25</b>			
Disponibilidad de materiales	5	3	5	5
Disponibilidad de equipos	5	3	5	5
Disponibilidad de maquinas	5	3	5	4
Disponibilidad de instalaciones	5	5	5	4
Disponibilidad de personal calificado	5	3	5	5
<b>Aspectos económicos.</b>	<b>25</b>			
Bajo costo de implementación	5	2	4	4
Bajo costo de fabricación	5	2	4	4
Bajo costo de montaje	5	5	5	2
Bajo costo de mantenimiento	5	5	5	3
Bajo costo de transporte	5	5	5	1
<b>Aspectos complementarios</b>	<b>15</b>			
Versatilidad	3	3	3	0
Funcionabilidad	3	3	3	3
Transitabilidad	3	3	3	3
Serviciabilidad	3	3	3	3
Estética	3	1	2	1
<b>Puntuación total</b>	<b>100</b>	<b>78</b>	<b>96</b>	<b>68</b>

Tabla 4.3. Matriz de decisión.

Como resultado de la evaluación de las tres alternativas de puentes en la matriz de decisión se concluyó que utilizaremos para nuestro diseño la configuración del puente de armadura debida a que obtuvo la mayor puntuación en dicha matriz.

Es importante también definir de manera más puntual el tipo de armadura a emplear debido a que se presentan varios tipos de las mismas como son: la tipo Pratt, tipo Howe, tipo Warren, tipo Parker, la armadura tipo K, estas a su vez de acuerdo a la localización del tablero se pueden presentar en configuraciones de paso superior, paso inferior y paso intermedio.



En nuestro caso particular utilizaremos la configuración de la armadura tipo Warren de paso superior debido a que esta es favorable porque provee un sistema de alma eficiente y por tal razón la mayor parte de los puentes modernos son de este tipo. Además, por su característica geometría es ideal para aplicaciones donde se presentan inversión de esfuerzos como es el caso de los puentes.

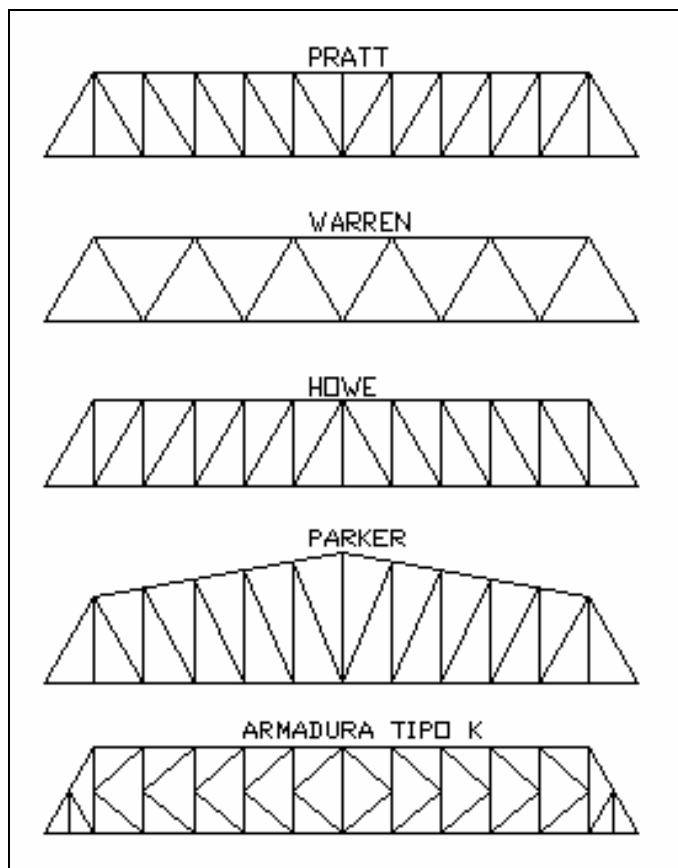


Figura 4.2. Tipos de armaduras

El módulo a utilizar presentará una configuración tipo Warren, constituida por dos cordones, un superior y un inferior de 3 m y 1.50 m respectivamente, y también de barras de alma o diagonales de 1.50 m los cuales mediante la vinculación por soldadura de sus elementos forman un solo conjunto. En los extremos de los cordones se adaptará un sistema mecánico para un óptimo acoplamiento de los mismos a través de pasadores elaborados con acero ASTM A668 Clase F (AASHTO M102).

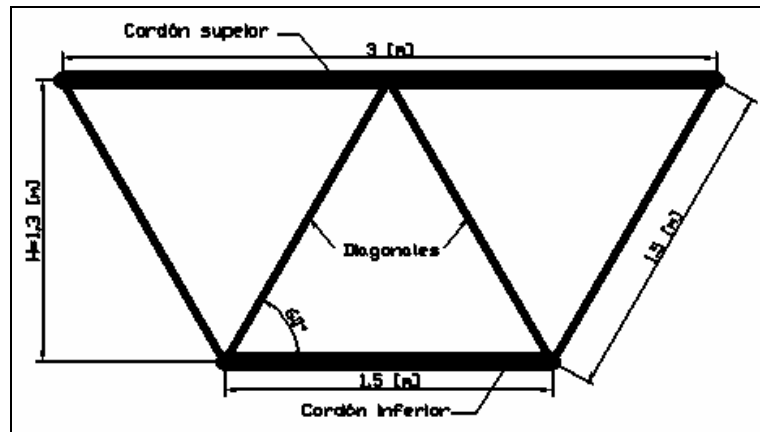


Figura 4.3. Geometría del módulo

Las secciones correspondientes de los cordones, diagonales y pasadores se determinarán posteriormente en el desarrollo del diseño por medio del análisis de comportamiento estructural de cada uno de ellos cuando estén sometidos a las solicitaciones extremas de carga.

#### 4.5 Desarrollo de diseño.

Como tenemos entendido el objetivo general de este proyecto de grado es el de diseñar un puente metálico modular para varias luces, específicamente este estudio se limitará al diseño del puente con luces comprendidas desde los 3 metros hasta un máximo de luz de 36 metros en configuraciones de los paneles o módulos dispuestos en múltiplos de 3 metros de longitud hasta la longitud máxima propuesta. Es importante también destacar que el puente será diseñado para un solo carril de tráfico.

En este capítulo se procederá a realizar únicamente el desarrollo de diseño para un puente de 36 metros de luz, el mismo que le hemos considerado como el más crítico con respecto a los puentes de luces inferiores, debido a que por su mayor separación entre apoyos presenta las mayores solicitaciones de carga a causa del peso propio de la estructura o carga muerta, de las cargas vivas e impacto y además del efecto dinámico de la mismas. Este diseño para la configuración de luz máxima nos permitirá obtener los respectivos datos para el diseño de cada uno de los elementos críticos del puente, los cuales al ser ensamblados en puentes de menor luz cumplirán sin ningún problema con las solicitaciones de cargas impuestas a estos puentes.

#### 4.5.1 Tablero del puente.

En este proyecto no se profundiza en lo referente al diseño en sí del tablero, debido a que no es el objetivo del mismo. Por razones de cálculos para la determinación de las cargas muertas del puente se considera un tablero constituido por una losa de hormigón de 200 mm de altura, la misma que se encuentra sobre la superficie de un piso metálico denominado Kubilosa. Además, adicionalmente se asume que mencionado tablero cuenta también sobre la losa de hormigón con una carpeta asfáltica de 25 mm de altura y un sistema de protección lateral formado por postes y guardavías metálicas.

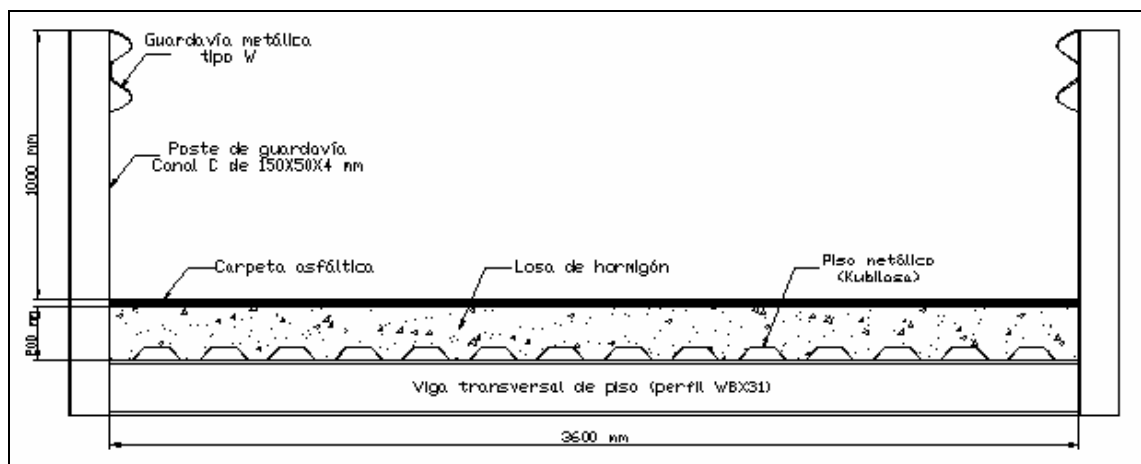


Figura 4.4. Sección transversal del puente

#### 4.5.2 Protecciones laterales.

Todo puente debe disponer de barandas a lo largo de los bordes de la estructura para proteger al tráfico y a los peatones.

Las especificaciones del AASHTO determinan que la mínima altura de las barandas para peatones debe ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. También establece que la sobrecarga de diseño para barandas para peatones se deberá tomar como  $w = 75 \text{ Kg/m}$ , tanto transversalmente como verticalmente, actuando en forma simultánea, y que los miembros de los pasamanos de las barandas se diseñarán para un momento al centro del tramo y a los postes de  $0.1wL^2$ .

Los postes de las barandas serán diseñados para una carga transversal  $wL$ , donde  $L$  es la separación entre postes, actuando en el centro de gravedad de la

barra superior, pero a una altura no mayor que 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera.

Las protecciones laterales del puente en diseño estarán constituidas por perfiles de guardavía tipo W las cuales son fabricadas según la AASHTO M-180. Dichas guardavías metálicas estarán soportadas por postes para lo cual se utilizarán canales tipo C de 150 X 50 X 4 mm. dispuestos a una separación de 3 metros entre cada uno de ellos y sujetos a los costados del tablero por medio de pernos.

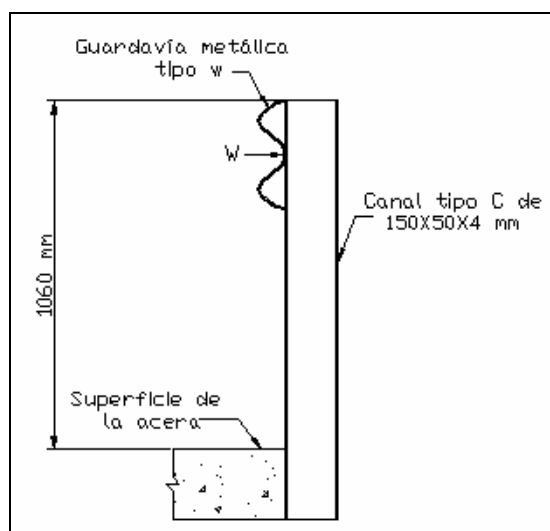


Figura 4.5. Protecciones laterales

**Datos:**

Resistencia mínima a la cedencia del acero estructural A36	$F_y := 2531$	$\left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$
Esfuerzo admisible a la flexión	$F_b := 0.55 \cdot F_y \rightarrow 1392.05$	$\left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$
Carga peatonal distribuida en el poste	$w := 0.75$	$\left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right)$
Separación entre postes	$L := 300$	(cm)
Altura de los postes	$h := 100$	(cm)

#### 4.5.2.1 Pasamanos.

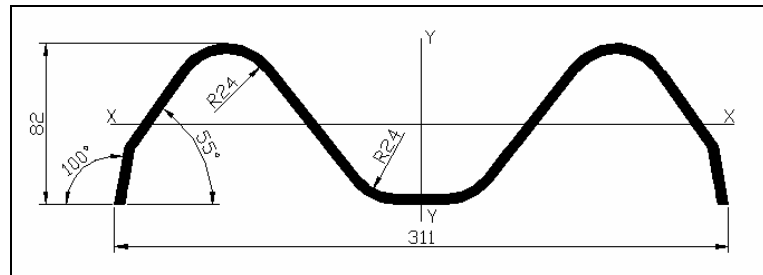


Figura 4.6. Guardavía metálica tipo W

##### 4.5.2.1.1 Verificación de esfuerzos.

$$I_{x\_g} := 160.1562 \quad (\text{cm}^4)$$

$$I_{y\_g} := 2277.7788 \quad (\text{cm}^4)$$

$$c := 4.1 \quad (\text{cm})$$

$$M := 0.1 \cdot w \cdot L^2$$

$$M = 6.75 \times 10^3 \quad (\text{Kg} - \text{cm}) \quad \text{Momento exterior en el pasamano.}$$

$$Fb\_g := \frac{M \cdot c}{I_{x\_g}}$$

$$Fb\_g = 172.8 \quad \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo máximo de los pasamanos}$$

$$\text{Pasamano} := \text{if}(Fb \geq Fb\_g, \text{"ok"}, \text{"X"})$$

$$\text{Pasamano} = \text{"ok"}$$

Las guardavías metálicas tipo W con adecuadas.

#### 4.5.2.2 Postes.

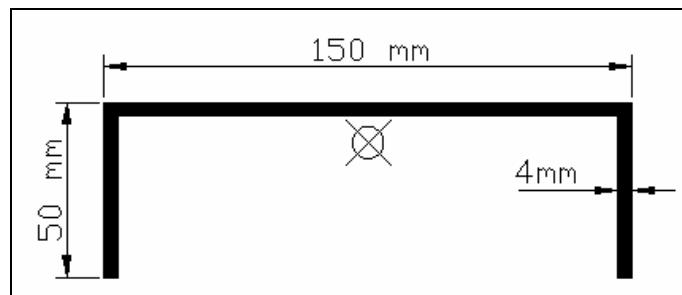


Figura 4.7. Canal tipo C

#### 4.5.2.2.1 Verificación de esfuerzos.

$$I_{x\_p} := 20.8253 \quad (\text{cm}^4)$$

$$I_{y\_p} := 308.6563 \quad (\text{cm}^4)$$

$$C := 7.5 \quad (\text{cm})$$

$$M_p := w \cdot L \cdot h$$

$$M_p = 2.25 \times 10^4 \quad (\text{Kg} - \text{cm}) \quad \text{Momento máximo del poste}$$

$$F_{b\_p} := \frac{M_p \cdot C}{I_{y\_p}}$$

$$F_{b\_p} = 546.725 \quad \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo máximo del poste}$$

$$\text{Postes} := \text{if}(F_b \geq F_{b\_p}, \text{"ok"}, \text{"X"})$$

$$\text{Postes} = \text{"ok"}$$

Los postes son adecuados.

#### 4.5.3 Vigas transversales.

Las cargas debidas al peso propio del tablero y las cargas vivas son transmitidas por medio de vigas transversales de piso a las armaduras principales del puente, dichas vigas transversales se encuentran distribuidas a lo largo del puente a una separación de 1.50 m.

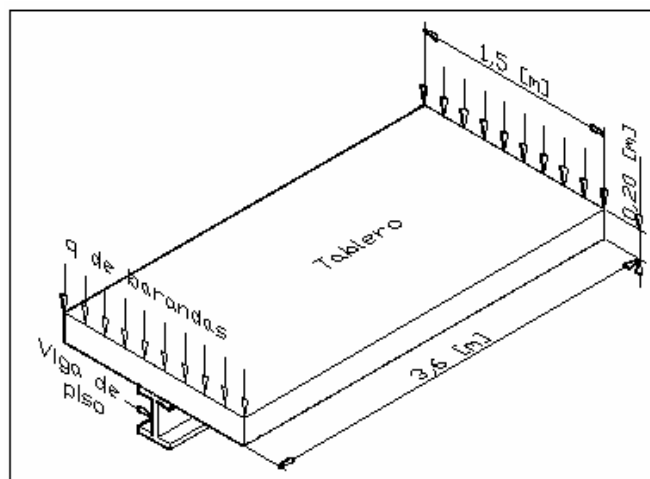


Figura 4.8. Ancho cooperante de la viga transversal.

**Datos:**

Ancho de calzada:	$Ac := 3.6$	[m]
Separación entre apoyos de vigas:	$S := 1.8$	[m]
Longitud de la viga:	$Lv := 3.6$	[m]
Longitud de voladizo:	$Lvz := 0.9$	[m]
Espesor de la losa de hormigón:	$tlh := 0.20$	[m]
Ancho cooperante de la viga:	$Acp := 1.5$	[m]
Densidad del hormigón:	$Wh := 2.4$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}\right)$
Densidad del acero:	$Ws := 7.85$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}\right)$
Peso de la carpeta asfáltica: (para un espesor de 25 mm)	$Wca := 0.044$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$
Peso del piso metálico: (para un espesor de 3.5 mm)	$Wpm := 0.04196$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$
Peso de postes y pasamanos:	$Wpp := 0.050$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}}\right)$
Carga viva de diseño: (Eje mayor del camión HS20-44)	$P := 14.54$	[Ton]
Designación de la viga transversal:	W8X31	
Área transversal de la viga:	$Atva := 9.13$	$(\text{plg}^2)$
Módulo de sección de la viga de acero:	$Sva := 27.5$	$(\text{plg}^3)$

**4.5.3.1 Cálculo de la carga muerta.****Hormigón:**

$$qh := Wh \cdot Acp \cdot tlh$$

$$qh = 0.72 \quad [\text{Ton/m}]$$

**Carpeta asfáltica:**

$$q_{ca} := W_{ca} \cdot A_{cp}$$

$$q_{ca} = 0.066 \quad [\text{Ton/m}]$$

**Piso metálico:**

$$q_{pm} := W_{pm} \cdot A_{cp}$$

$$q_{pm} = 0.063 \quad [\text{Ton/m}]$$

**Viga transversal:**

$$A_{tva} = 5.89 \times 10^{-3} \quad (\text{m}^2)$$

$$q_{va} := W_s \cdot A_{tva}$$

$$q_{va} = 0.046 \quad [\text{Ton/m}]$$

**Carga muerta total / m:**

$$q := q_h + q_{ca} + q_{pm} + q_{va}$$

$$q = 0.895 \quad [\text{Ton/m}]$$

**Fuerza de los postes y pasamanos en el tablero:**

$$F := \frac{W_{pp} \cdot A_{cp}}{2}$$

$$F = 0.038 \quad [\text{Ton}]$$

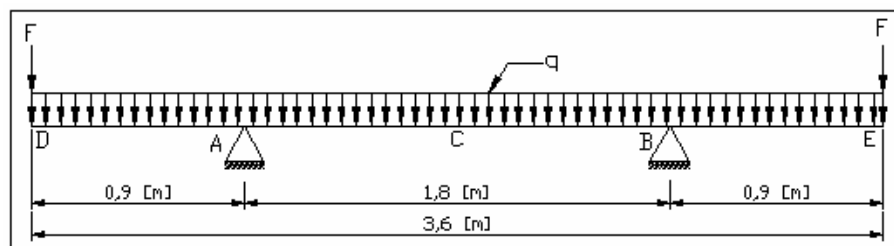
**4.5.3.2 Momento máximo en el tablero debido a la carga muerta.**

Figura 4.9. Carga muerta del tablero.

$$A_y := \frac{2F + q \cdot L_v}{2} \quad A_y = 1.649 \quad [\text{Ton}]$$

$$B_y := \frac{2F + q \cdot L_v}{2} \quad B_y = 1.649 \quad [\text{Ton}]$$



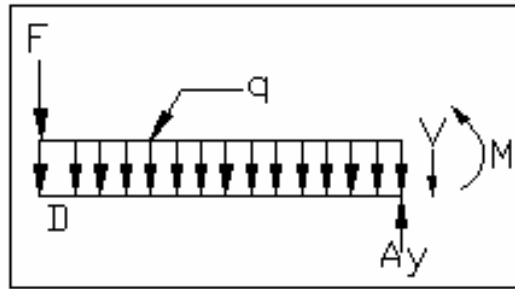


Figura 4.10. Fuerzas cortantes y momentos flexionantes en el voladizo.

$$\Sigma Ma = 0$$

$$\Sigma Fy = 0$$

$$-F \cdot Lvz - \frac{q \cdot Lvz^2}{2} - Ma = 0$$

$$Ay - Va - q \cdot Lvz - F = 0$$

$$Ma := -F \cdot Lvz - \frac{q \cdot Lvz^2}{2}$$

$$Va := Ay - q \cdot Lvz - F$$

$$Ma = -0.396 \quad [\text{Ton-m}]$$

$$Va = 0.806 \quad [\text{Ton}]$$

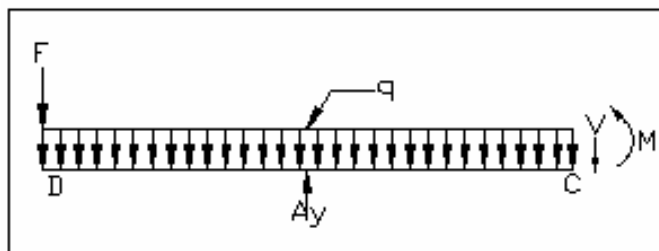


Figura 4.11. Fuerzas cortantes y momentos flexionantes en el centro del tablero

$$\Sigma Mc = 0$$

$$-F \cdot \left( Lvz + \frac{S}{2} \right) + Ay \cdot \frac{S}{2} - \frac{q}{2} \cdot \left( Lvz + \frac{S}{2} \right)^2 - Mc = 0$$

$$Mc := -F \cdot \left( Lvz + \frac{S}{2} \right) + Ay \cdot \frac{S}{2} - \frac{q}{2} \cdot \left( Lvz + \frac{S}{2} \right)^2$$

$$Mc = -0.034 \quad [\text{Ton-m}]$$

$$\Sigma Fy = 0$$

$$Ay - F - q \cdot \left( Lvz + \frac{S}{2} \right) - Vc = 0$$

$$V_c := A_y - F - q \cdot \left( L_v z + \frac{S}{2} \right)$$

$$V_c = 0 \quad [\text{Ton}]$$

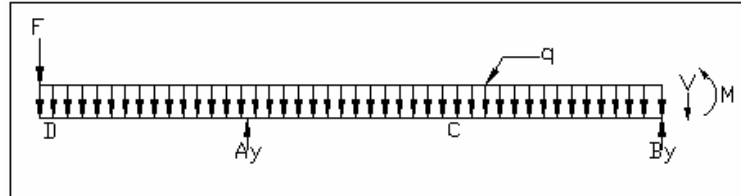


Figura 4.12. Fuerzas cortantes y momentos flexionantes en el apoyo

$$\Sigma M_b = 0$$

$$-F \cdot (L_v z + S) + A_y \cdot S - \frac{q}{2} \cdot (L_v z + S)^2 - M_b = 0$$

$$M_b := -F \cdot (L_v z + S) + A_y \cdot S - \frac{q}{2} \cdot (L_v z + S)^2$$

$$M_b = -0.396 \quad [\text{Ton-m}]$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$A_y + B_y - F - q \cdot (L_v z + S) - V_b = 0$$

$$V_b := A_y + B_y - F - q \cdot (L_v z + S)$$

$$V_b = 0.843 \quad [\text{Ton}]$$

$$M_{cm} := \max(|M_a|, |M_b|, |M_c|)$$

$$M_{cm} = 0.396 \quad [\text{Ton-m}] \quad \text{Momento máximo debido a la carga muerta}$$

#### 4.5.3.3 Momento máximo en el tablero debido a la carga viva.

Posición normal de los neumáticos:

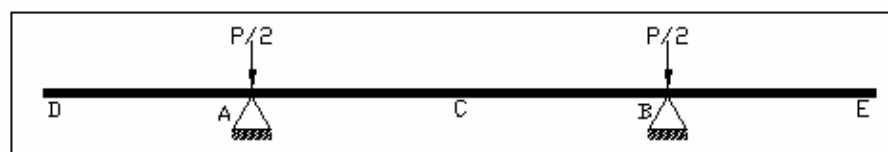


Figura 4.13. Posición normal de los neumáticos

$$M_{a_{cv1}} := 0 \quad [\text{Ton-m}]$$

**Posición accidental de los neumáticos:**

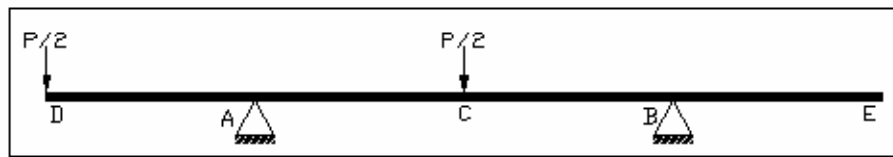


Figura 4.14. Posición accidental de los neumáticos

$$Ma_{cv2} := \frac{-P}{2} \cdot Lvz$$

$$Ma_{cv2} = -6.543 \quad [\text{Ton-m}]$$

$$M_{cv} := \max(|Ma_{cv1}|, |Ma_{cv2}|)$$

$$M_{cv} = 6.543 \quad [\text{Ton-m}] \quad \text{Momento máximo debido a la carga viva sobre el tablero}$$

**4.5.3.4 Cálculo del factor de impacto.**

$$I := \begin{cases} I \leftarrow \frac{15.24}{Lv + 38.10} \\ I \leftarrow 0.30 \text{ if } I > 0.3 \\ I \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$I = 0.3$$

**4.5.3.5 Momento máximo de diseño del tablero.**

$$M := M_{cm} + (1 + I) \cdot M_{cv}$$

$$M = 8.902 \quad [\text{Ton-m}]$$

**4.5.3.6 Módulo de sección requerido de la viga transversal.**

$$Fy := 50 \quad \left( \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2} \right) \quad \text{Resistencia mínima a la cedencia del acero estructural ASTM A588 G50}$$

$$FS := 1.67 \quad \text{Factor de seguridad}$$

$$\sigma_{adm} := \frac{Fy}{FS} \quad \text{Esfuerzo admisible}$$

$$\sigma_{adm} = 29.94 \quad \left( \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2} \right)$$

$M = 771.056$  (Klb – plg) Momento máximo de diseño

$$S_{req} := \frac{M}{\sigma_{adm}}$$

$S_{req} = 25.753$  (plg<sup>3</sup>) Módulo de sección requerido

$S_{va} = 27.5$  (plg<sup>3</sup>) Módulo de sección de la viga seleccionada

Viga\_transversal := if( $S_{va} \geq S_{req}$ , "ok" , "X")

Viga\_transversal = "ok"

Usaremos un perfil W8X31, con  $S = 27.5$  plg<sup>3</sup>

#### 4.5.4 Armadura metálica longitudinal del puente.

Para una luz de 36 m de longitud se va a emplear una disposición de 6 armaduras paralelas tipo Warren de paso superior colocadas simétricamente por todo lo ancho de la calzada, las cuales soportarán las cargas debidas al peso propio de la estructura, la carga muerta sobrepuesta del tablero y las cargas vivas de diseño.

##### Datos generales:

Especificaciones gobernantes:	The AASHTO Standard Specification for Highway Bridges Design, Edition 17 <sup>a</sup> , 2002	
Metodología de diseño:	Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)	
Requerimiento de carga viva:	HS20-44 ó carga equivalente	
Numero de carriles:	Un Carril	
Numero de luces:	Una sola luz	
Longitud total del puente:	$L := 36$	[m]
Ancho de calzada:	$A_c := 3.6$	[m]
Numero de armaduras:	$N_{va} := 6$	Armaduras

Separación entre vigas de piso:	$S_{vp} := 1.5$	[m]
Longitud de las vigas de piso	$L_{vp} := 3.6$	[m]
Designación de la viga de piso:	W8X31	
Área transversal de la viga:	$A_{tvp} := 9.13$	$(\text{plg}^2)$
Acero para las armaduras:	ASTM A709 Grado 50W (ASTM A588)	
Resistencia mínima a la cedencia del acero estructural:	$F_y := 50$	$\left(\frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2}\right)$
Resistencia mínima a la tensión del acero estructural:	$F_u := 70$	$\left(\frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2}\right)$
Módulo de elasticidad del acero	$E := 29000$	$\left(\frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2}\right)$
Densidad del acero:	$W_s := 7.85$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}\right)$
Densidad del hormigón:	$W_h := 2.4$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}\right)$
Espesor de la losa de hormigón:	$t_{lh} := 0.20$	[m]
Peso de la carpeta asfáltica: (para un espesor de 25 mm)	$W_{ca} := 0.044$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$
Peso del piso metálico del puente: (para un espesor de 3.5 mm)	$W_{pm} := 0.04196$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$
Peso de postes y pasamanos:	$W_{pp} := 0.050$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}}\right)$

#### Datos del módulo.

Altura del módulo	$H := 1.3$	[m]
Longitud superior del módulo	$L_{s\_m} := 3$	[m]
Longitud inferior del módulo	$L_{i\_m} := 1.5$	[m]
Longitud de las diagonales	$L_{d} := 1.5$	[m]

Numero de diagonales

N<sub>d</sub> := 4      Diagonales

#### 4.5.4.1 Cálculo de las propiedades del cordón.

**Datos del cordón:**

$$bf := 6 \quad [\text{plg}]$$

$$tf := \frac{3}{4} \quad [\text{plg}]$$

$$tw := \frac{5}{8} \quad [\text{plg}]$$

$$h := 4 \quad [\text{plg}]$$

$$d := h + 2tf$$

$$d = 5.5 \quad [\text{plg}]$$

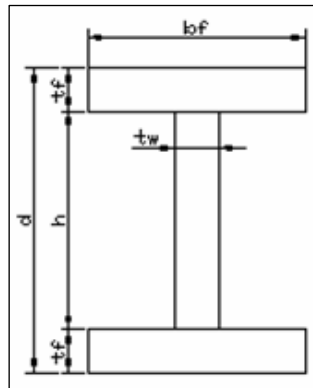


Fig. 4.15  
Sección  
transversal  
del cordón.

**Momento de inercia con respecto al eje X:**

$$I_{xx} := \frac{1}{12} tw \cdot h^3 + 2 \cdot \left[ \frac{1}{12} bf \cdot tf^3 + bf \cdot tf \cdot \left( \frac{h + tf}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{xx} = 54.521 \quad (\text{plg}^4)$$

**Momento de inercia con respecto al eje Y:**

$$I_{yy} := 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot tf \cdot bf^3 \right) + \frac{1}{12} \cdot h \cdot tw^3$$

$$I_{yy} = 27.081 \quad (\text{plg}^4)$$

**Área transversal del cordón:**

$$At\_c := 2 \cdot bf \cdot tf + h \cdot tw$$

$$At\_c = 11.5 \quad (\text{plg}^2)$$

**Radios de giro:**

$$r_{xx} := \sqrt{\frac{I_{xx}}{At\_c}} \quad r_{xx} = 2.177 \quad (\text{plg})$$

$$r_{yy} := \sqrt{\frac{I_{yy}}{At\_c}} \quad r_{yy} = 1.535 \quad (\text{plg})$$

#### 4.5.4.2 Verificación de la relación de esbeltez del cordón.

$$r := \min(r_{xx} \cdot 0.0254, r_{yy} \cdot 0.0254)$$

$$r = 0.039 \quad (\text{m}) \quad \text{Radio de giro con respecto al eje débil}$$

$$K := 1$$

Coeficiente de longitud efectiva

$$L_{ci} := 1.5 \quad (\text{m}) \quad \text{Longitud del cordón inferior}$$

$$\text{Relación\_de\_esbeltez} := \text{if} \left( \frac{K \cdot L_{ci}}{r} \leq \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{F_y}}, \text{"ok"}, \text{"X"} \right)$$

$$\text{Relación\_de\_esbeltez} = \text{"ok"}$$

La relación de esbeltez del cordón es satisfactoria.

#### 4.5.4.3 Cálculo de las propiedades de los diagonales.

Datos de los diagonales:

$$d_d = 4 \quad [\text{plg}]$$

$$bf_d := 3 \quad [\text{plg}]$$

$$tf_d := \frac{3}{8} \quad [\text{plg}]$$

$$tw_d := \frac{3}{8} \quad [\text{plg}]$$

$$h_d := d_d - 2tf_d$$

$$h_d = 3.25 \quad [\text{plg}]$$

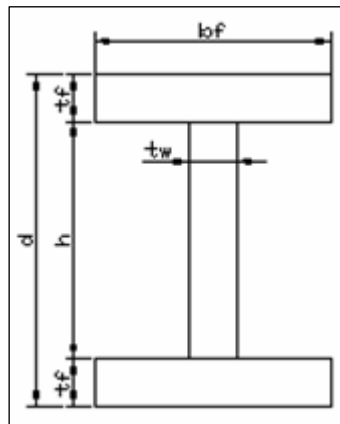


Fig. 4.16  
Sección  
transversal  
de los  
diagonales.

Momento de inercia con respecto al eje X:

$$I_{xx} := \frac{1}{12} tw_d \cdot h_d^3 + 2 \cdot \left[ \frac{1}{12} bf_d \cdot tf_d^3 + bf_d \cdot tf_d \cdot \left( \frac{h_d + tf_d}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{xx} = 8.491 \quad (\text{plg}^4)$$

Momento de inercia con respecto al eje Y:

$$I_{yy} := \frac{1}{12} h_d \cdot tw_d^3 + 2 \cdot \left( \frac{1}{12} tf_d \cdot bf_d^3 \right)$$

$$I_{yy} = 1.702 \quad (\text{plg}^4)$$

Área transversal de los diagonales:

$$A_{t_d} := 2 \cdot bf_d \cdot tf_d + h_d \cdot tw_d$$

$$A_{t_d} = 3.469 \quad (\text{plg}^2)$$

**Radio de giro:**

$$r_{xx} := \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_{t\_d}}} \quad r_{xx} = 1.565 \quad (\text{plg})$$

$$r_{yy} := \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_{t\_d}}} \quad r_{yy} = 0.7 \quad (\text{plg})$$

**4.5.4.4 Verificación de la relación de esbeltez de los diagonales.**

$$r := \min(r_{xx} \cdot 0.0254, r_{yy} \cdot 0.0254)$$

$$r = 0.018 \quad (\text{m}) \quad \text{Radio de giro con respecto al eje débil}$$

$$K := 0.65 \quad \text{Coeficiente de longitud efectiva}$$

$$L\_d = 1.5 \quad (\text{m}) \quad \text{Longitud de la diagonal}$$

$$\text{Rel\_esbeltez} := \text{if} \left( \frac{K \cdot L\_d}{r} \leq \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{F_y}}, \text{"ok"}, \text{"X"} \right)$$

$$\text{Rel\_esbeltez} = \text{"ok"}$$

La relación de esbeltez de las diagonales es satisfactoria.

**4.5.4.5 Cálculo de las propiedades del módulo.**

**Momento de inercia del módulo con respecto al centroide:**

$$H = 1.3 \quad [\text{m}]$$

$$H := \frac{H}{0.0254}$$

$$H = 51.181 \quad [\text{Plg}]$$

$$I_{gg} := 2I_{BB} + 2 \cdot A_{t\_c} \cdot \left( \frac{H}{2} \right)^2$$

$$I_{gg} = 1.512 \times 10^4 \quad (\text{plg}^4)$$

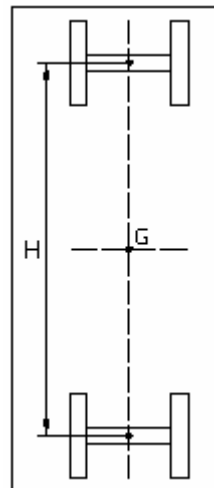


Fig.4.17  
Sección transversal del módulo



### Módulo de sección del módulo metálico del puente:

$$S_m := \frac{I_{gg}}{\frac{H}{2}}$$

$$S_m = 590.699 \quad (\text{plg}^3)$$

### Peso aproximado del módulo del puente:

$$W_{\text{modulo}} := W_s \cdot 0.0254^2 \cdot 1000 \cdot [(L_{s\_m} + L_{i\_m}) \cdot A_{t\_c} + N_{d\_d} \cdot L_{d\_d} \cdot A_{t\_d}]$$

$$W_{\text{modulo}} = 453.5 \quad [\text{Kg}]$$

### 4.5.4.6 Determinación de cargas muertas.

#### Losa de hormigón:

$$Q_{lh} := W_h \cdot A_c \cdot t_{lh}$$

$$Q_{lh} = 1.728 \quad [\text{Ton/m}]$$

#### Piso metálico:

$$Q_{pm} := W_{pm} \cdot A_c$$

$$Q_{pm} = 0.151 \quad [\text{Ton/m}]$$

#### Vigas transversales:

$$N_{vp} := \frac{L}{S_{vp}} + 1$$

$$N_{vp} = 25 \quad \text{Vigas de piso}$$

$$L_{tvp} := N_{vp} \cdot L_{vp}$$

$$L_{tvp} = 90 \quad [\text{m}] \quad \text{Longitud total de las vigas transversales}$$

$$A_{tvp} = 0.006 \quad (\text{m}^2)$$

$$w_{tvp} := W_s \cdot L_{tvp} \cdot A_{tvp}$$

$$w_{tvp} = 4.162 \quad [\text{Ton}] \quad \text{Peso total de las vigas transversales}$$

$$Q_{vp} := \frac{w_{tvp}}{L}$$

$$Q_{vp} = 0.116 \quad [\text{Ton/m}]$$

**Cordones:**

$$L_{tc} := N_{va} \cdot \left( 2L - \frac{L_{s\_m}}{2} \right)$$

$$L_{tc} = 423 \quad [m]$$

Longitud total de los cordones

$$A_{t\_c} = 7.419 \times 10^{-3} \quad (m^2)$$

Área transversal del cordón

$$W_{tc} := W_s \cdot A_{t\_c} \cdot L_{tc}$$

$$W_{tc} = 24.636 \quad [Ton]$$

Peso total de los cordones

$$Q_c := \frac{W_{tc}}{L}$$

$$Q_c = 0.684 \quad [Ton/m]$$

**Diagonales:**

$$L_{td} := N_{va} \cdot \frac{L}{L_{s\_m}} \cdot N_d \cdot L_d$$

$$L_{td} = 432 \quad [m]$$

Longitud total de los diagonales

$$A_{t\_d} = 2.238 \times 10^{-3} \quad (m^2)$$

Área transversal de los diagonales

$$W_{td} := W_s \cdot A_{t\_d} \cdot L_{td}$$

$$W_{td} = 7.589 \quad [Ton]$$

Peso total de los diagonales

$$Q_d := \frac{W_{td}}{L}$$

$$Q_d = 0.211 \quad [Ton/m]$$

**Cálculo de la carga muerta total de los módulos:**

$$Q_m := Q_c + Q_d$$

$$Q_m = 0.895 \quad [Ton/m]$$

**Arriostres y diafragmas:**

$$Q_{diaf} := 0.15 \cdot Q_m$$

$$Q_{diaf} = 0.134 \quad [Ton/m]$$

Nota: Consideramos un 15% del peso de las armaduras para los respectivos arriostres y diafragmas.

#### 4.5.4.6.1 Determinación de la carga posterior.

**Carpeta asfáltica:**

$$Q_{ca} := W_{ca} \cdot A_c$$

$$Q_{ca} = 0.158 \quad [\text{Ton/m}]$$

**Postes y pasamanos:**

$$Q_{pp} := W_{pp}$$

$$Q_{pp} = 0.05 \quad [\text{Ton/m}]$$

#### 4.5.4.6.2 Carga muerta total sobre una armadura.

$$Q_{cmt} := \frac{Q_{pm} + Q_{lh} + Q_{vp} + Q_m + Q_{diaf} + Q_{ca} + Q_{pp}}{N_{va}}$$

$$Q_{cmt} = 0.539 \quad [\text{Ton/m}]$$

#### 4.5.4.6.3 Momento máximo debido a la carga muerta total en una armadura.

$$M_{dl} := \frac{Q_{cmt} \cdot L^2}{8}$$

$$M_{dl} = 87.277 \quad [\text{Ton-m}]$$

#### 4.5.4.6.4 Fuerza cortante debido a la carga muerta total en una armadura.

$$V_{dl} := \frac{Q_{cmt} \cdot L}{2}$$

$$V_{dl} = 9.697 \quad [\text{Ton}]$$

#### 4.5.4.7 Análisis de cargas vivas.

##### 4.5.4.7.1 Cargas vivas de diseño.

$$F_1 := 14.54 \quad [\text{Ton}]$$

$$F_2 := 14.54 \quad [\text{Ton}]$$

$$F_3 := 3.64 \quad [\text{Ton}]$$

$$d_1 := 4.27 \quad [\text{m}]$$

$$d_2 := 4.27 \quad [\text{m}]$$

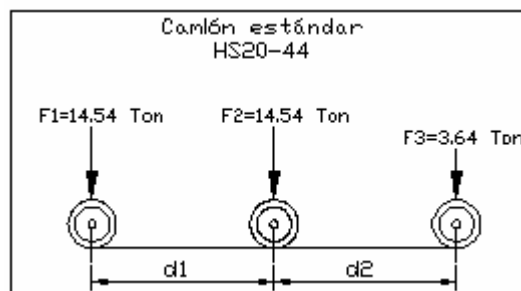


Fig.4.18  
Cargas  
del  
camión  
estándar

$$q := 0.96 \quad [\text{Ton/m}]$$

$$P_m := 8.18 \quad [\text{Ton}]$$

$$P_v := 11.82 \quad [\text{Ton}]$$

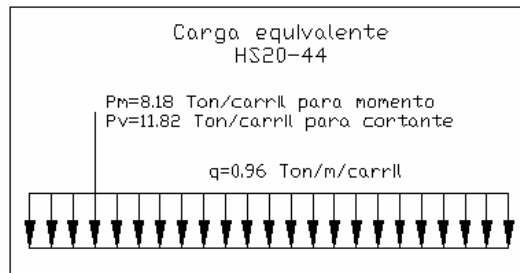


Fig.4.19  
Carga  
equivalente

#### 4.5.4.7.2 Cálculo de fuerza cortante y momentos en varios puntos del puente debido a las cargas vivas en movimiento.

Para determinar las fuerzas cortantes y momentos en varios puntos del puente resulta de gran ayuda la utilización de los diagramas denominados líneas de influencia los cuales muestran la variación de los efectos de una carga en movimiento sobre la estructura, en un punto dado de la misma. Además nos permiten hallar la posición crítica de las fuerzas y el valor máximo del esfuerzo.

Con la determinación de los diagramas de líneas de influencia podremos saber con exactitud donde colocar la carga viva de tal manera que produzca los efectos máximos de corte, flexión, reacciones y deflexiones.

##### 4.5.4.7.2.1 Línea de influencia de la fuerza cortante.

Para determinar la línea de influencia de la fuerza cortante se ha realizado un pequeño programa que nos permite obtener con facilidad los correspondientes valores de los cortantes a medida de la variación del desplazamiento del camión de diseño a lo largo del puente como se indica en la siguiente grafica:

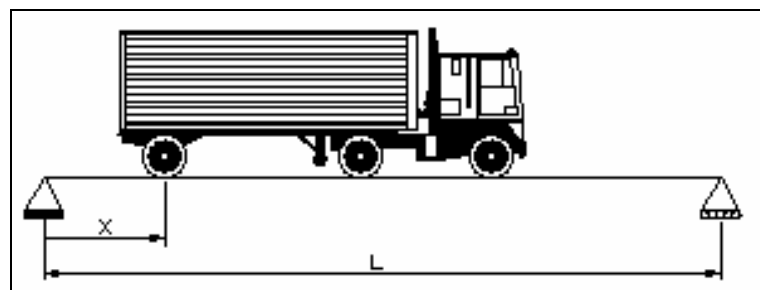


Figura 4.20. Desplazamiento del camión HS20-44

A continuación se indica la función para determinar la línea de influencia de la fuerza cortante:

$$V(x) := \begin{cases} hf1 \leftarrow \frac{L-x}{L} \\ hf2 \leftarrow \frac{L-x-d1}{L} \\ hf3 \leftarrow \frac{L-x-d1-d2}{L} \\ V \leftarrow F1 \cdot hf1 + F2 \cdot hf2 + F3 \cdot hf3 & \text{if } x \geq 0 \wedge x \leq L-d1-d2 \\ V \leftarrow F1 \cdot hf1 + F2 \cdot hf2 & \text{if } x > L-d1-d2 \wedge x \leq L-d1 \\ V \leftarrow F1 \cdot hf1 & \text{if } x > L-d1 \wedge x \leq L \end{cases}$$

Como resultado de las interacciones realizadas con la función anterior obtenemos la siguiente grafica de los cortantes en cada una de las posiciones en las que se encuentra el camión a lo largo del puente, además podemos observar la disminución del valor del cortante a medida que el eje posterior del camión se aleja de apoyo izquierdo del puente.

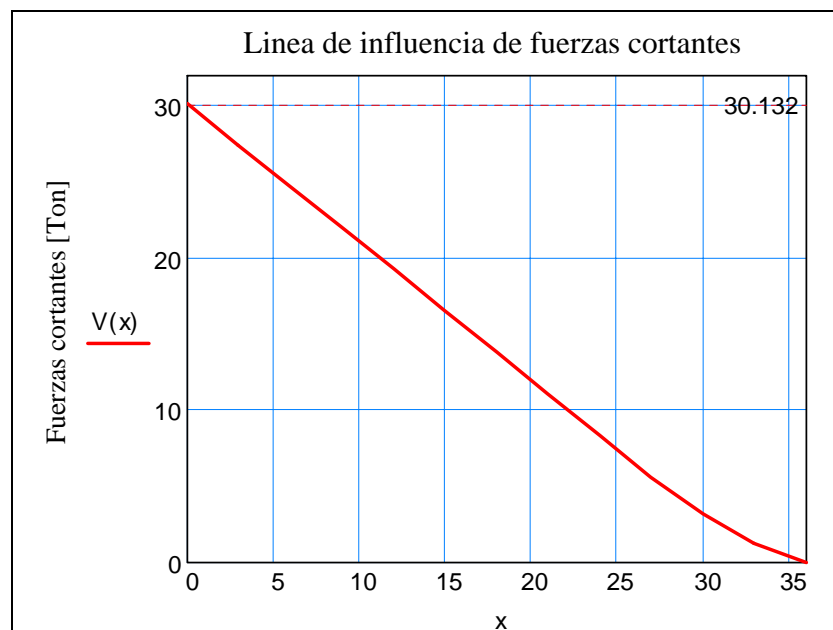


Figura 4.21. Línea de influencia de las fuerzas cortantes.

En la grafica anterior podemos observar que el cortante máximo debido a la carga viva se produce cuando el eje posterior del camión se encuentra ubicado sobre el apoyo del puente y su valor es de 30.13 Ton.

#### 4.5.4.7.2.2 Línea de influencia de momentos.

Para determinar la línea de influencia de los momentos, primeramente obtenemos los valores de estos correspondientes al eje frontal del camión con respecto a la variación de su posición en el puente, seguidamente de la misma forma procedemos a obtener los valores del eje intermedio y eje posterior, una vez obtenidos los mismos tomamos el mayor de los tres valores correspondiente a las distancias deseadas del puente y graficamos los valores máximos obtenidos para llegar a establecer la línea de influencia.

Los valores de los momentos debido a la carga de los ejes en los puntos deseados del puente se calcularon mediante la utilización de unos programas desarrollados para resolver esos casos particulares y facilitar las interacciones de los mismos.

A continuación se indican las funciones utilizadas para el desarrollo de las líneas de influencia de los momentos debidos a la carga viva móvil:

##### 4.5.4.7.2.2.1 Momentos del eje frontal del camión estándar.

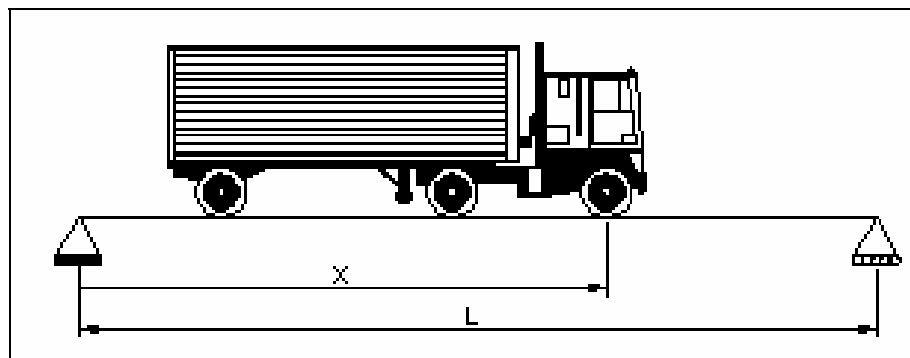


Figura 4.22. Desplazamiento del eje frontal del camión.

Con la siguiente función  $M_{ef}(x)$  determinamos los momentos que produce el eje frontal del camión a medida de la variación de su desplazamiento en el puente:

$$\begin{aligned}
 \text{Mef}(x) := & \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } x \geq 0 \wedge x < d_2 \\
 \quad \left| \begin{array}{l}
 \text{Ay} \leftarrow \frac{F_3 \cdot (L - x)}{L} \\
 \text{Mef} \leftarrow \text{Ay} \cdot x
 \end{array} \right. \\
 \text{if } x \geq d_2 \wedge x < d_1 + d_2 \\
 \quad \left| \begin{array}{l}
 \text{Ay} \leftarrow \frac{F_3 \cdot (L - x) + F_2 \cdot (L - x + d_2)}{L} \\
 \text{Mef} \leftarrow \text{Ay} \cdot (x - d_2) + (\text{Ay} - F_2) \cdot d_2
 \end{array} \right. \\
 \text{if } x \geq d_1 + d_2 \wedge x < L \\
 \quad \left| \begin{array}{l}
 \text{Ay} \leftarrow \frac{F_3 \cdot (L - x) + F_2 \cdot (L - x + d_2) + F_1 \cdot (L - x + d_1 + d_2)}{L} \\
 \text{Mef} \leftarrow \text{Ay} \cdot (x - d_1 - d_2) + (\text{Ay} - F_1) \cdot d_1 + (\text{Ay} - F_1 - F_2) \cdot d_2
 \end{array} \right. \\
 \text{Mef} \leftarrow 0 \quad \text{if } x = L
 \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

#### 4.5.4.7.2.2 Momentos del eje intermedio del camión estándar.

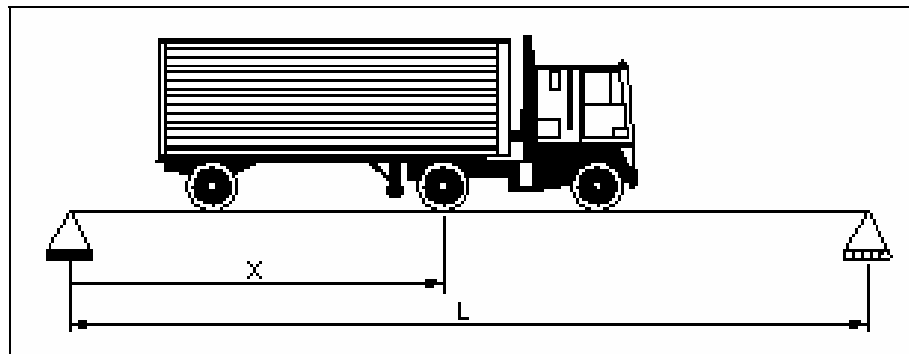


Figura 4.23. Desplazamiento del eje intermedio del camión.

Con la siguiente función  $\text{Mei}(x)$  determinamos los momentos que produce el eje intermedio del camión a medida de la variación de su desplazamiento en el puente:

$$\begin{aligned}
 \text{Mei}(x) := & \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } x \geq 0 \wedge x < d_1 \\
 \quad \left| \begin{array}{l}
 \text{Ay} \leftarrow \frac{F_3 \cdot (L - x - d_2) + F_2 \cdot (L - x)}{L} \\
 \text{Mei} \leftarrow \text{Ay} \cdot x
 \end{array} \right. \\
 \text{if } x \geq d_1 \wedge x \leq L - d_2 \\
 \quad \left| \begin{array}{l}
 \text{Ay} \leftarrow \frac{F_3 \cdot (L - x - d_2) + F_2 \cdot (L - x) + F_1 \cdot (L - x + d_1)}{L} \\
 \text{Mei} \leftarrow \text{Ay} \cdot (x - d_1) + (\text{Ay} - F_1) \cdot d_1
 \end{array} \right. \\
 \text{if } x > L - d_2 \wedge x < L \\
 \quad \left| \begin{array}{l}
 \text{Ay} \leftarrow \frac{F_2 \cdot (L - x) + F_1 \cdot (L - x + d_1)}{L} \\
 \text{Mei} \leftarrow \text{Ay} \cdot (x - d_1) + (\text{Ay} - F_1) \cdot d_1
 \end{array} \right. \\
 \text{Mei} \leftarrow 0 \quad \text{if } x = L
 \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

#### 4.5.4.7.2.2.3 Momentos del eje posterior del camión estándar.

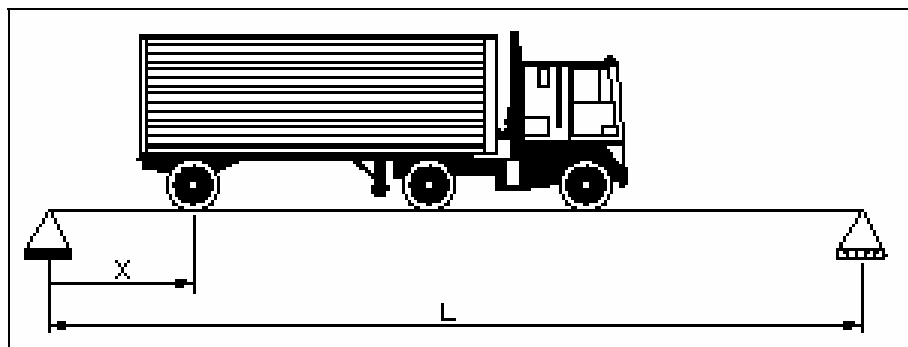


Figura 4.24. Desplazamiento del eje posterior del camión.

Con la siguiente función  $M_{ep}(x)$  determinamos los momentos que produce el eje posterior del camión a medida de la variación de su desplazamiento en el puente:



$$\begin{aligned}
 \text{Mep}(x) := & \text{if } x \geq 0 \wedge x \leq L - d1 - d2 \\
 & \left| \begin{aligned}
 & \text{By} \leftarrow \frac{F1 \cdot x + F2 \cdot (x + d1) + F3 \cdot (x + d1 + d2)}{L} \\
 & \text{Ay} \leftarrow F1 + F2 + F3 - \text{By} \\
 & \text{Mep} \leftarrow \text{Ay} \cdot x
 \end{aligned} \right. \\
 & \text{if } x > L - d1 - d2 \wedge x \leq L - d1 \\
 & \left| \begin{aligned}
 & \text{By} \leftarrow \frac{F1 \cdot x + F2 \cdot (x + d1)}{L} \\
 & \text{Ay} \leftarrow F1 + F2 - \text{By} \\
 & \text{Mep} \leftarrow \text{Ay} \cdot x
 \end{aligned} \right. \\
 & \text{if } x > L - d1 \wedge x \leq L \\
 & \left| \begin{aligned}
 & \text{By} \leftarrow \frac{F1 \cdot x}{L} \\
 & \text{Ay} \leftarrow F1 - \text{By} \\
 & \text{Mep} \leftarrow \text{Ay} \cdot x
 \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

En la tabla siguiente se encuentran los valores correspondientes a los momentos producidos por cada uno de los ejes del camión estándar, también observamos en la última columna los momentos máximos que resultan de tomar el máximo de los momentos de los tres ejes mencionados.

X [m]	Momentos del eje frontal [Ton-m]	Momentos del eje intermedio [Ton-m]	Momentos del eje posterior [Ton-m]	Momentos máximos [Ton-m]
0	0,00	0,00	0,00	0,00
3	10,01	48,70	82,22	82,22
6	39,16	109,27	148,07	148,07
9	81,17	170,41	197,57	197,57
12	137,59	215,19	230,70	230,70
15	177,65	243,61	247,48	247,48
18	201,35	255,67	247,89	255,67
21	208,69	251,36	231,95	251,36
24	199,67	230,70	199,65	230,70
27	174,30	193,68	150,98	193,68
30	132,56	140,30	93,66	140,30
33	74,46	74,80	39,99	74,80
36	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 4.4. Momentos de los ejes del camión estándar

A continuación podemos observar las curvas correspondientes a los valores de los momentos en función de las distancias deseadas del puente.

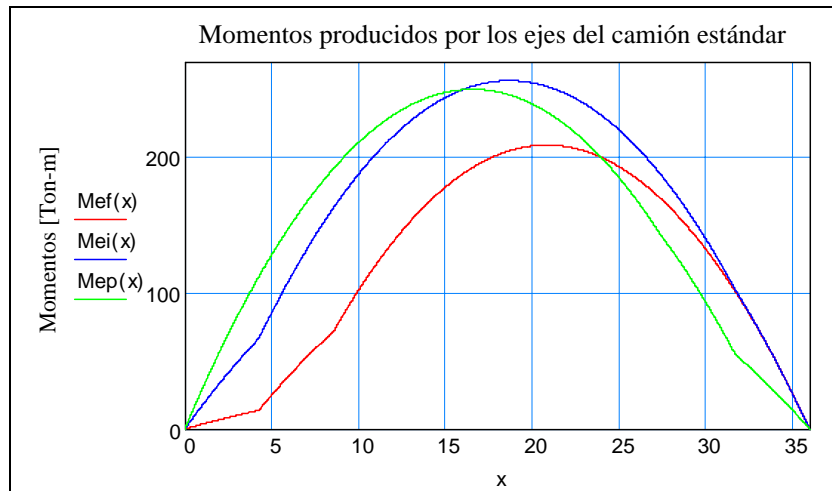


Figura 4.25. Curva de los momentos de los ejes.

Finalmente, tenemos la línea de influencia formada por los valores máximos de los momentos producidos por los tres ejes del camión HS20-44, con la cual podemos concluir que el momento máximo debido a la carga viva para un puente de 36 m de luz es de 256.125  $[\text{Ton-m}]$  y se produce cuando el eje intermedio del camión se encuentra a una distancia de 18.711 m con respecto al apoyo izquierdo del puente.

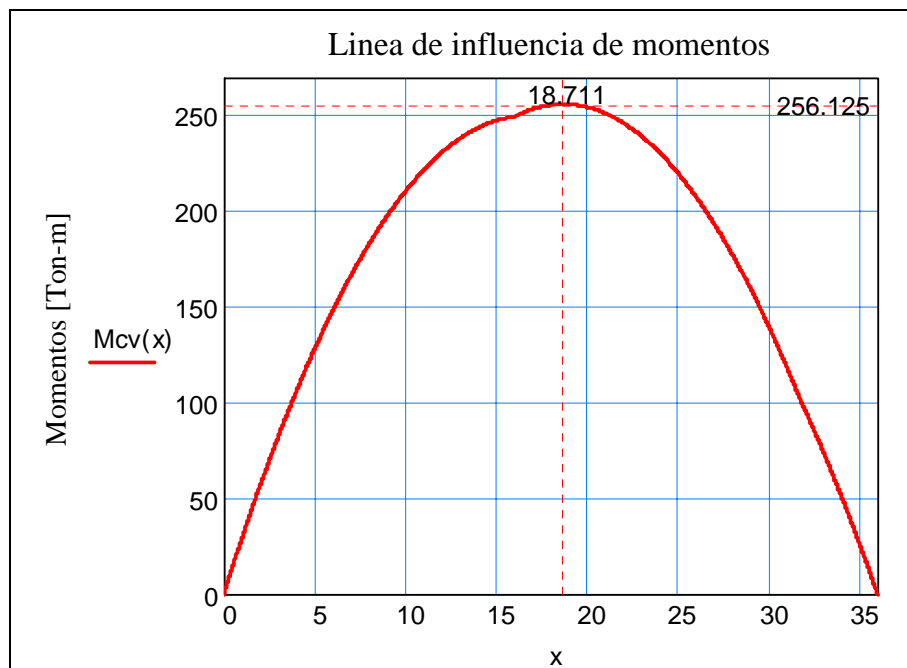


Figura 4.26. Línea de influencia de los momentos máximos

#### 4.5.4.8 Fuerzas cortantes y momentos máximos de diseño.

##### 4.5.4.8.1 Fuerza cortante producida por el camión estándar.

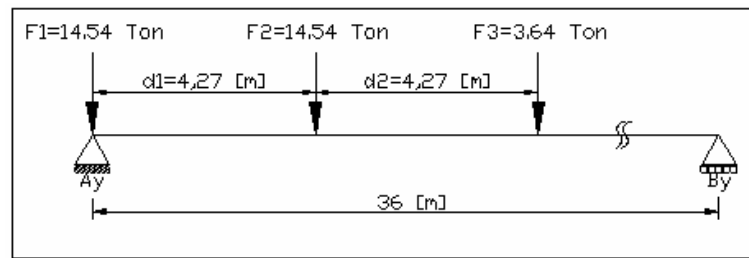


Figura 4.27. Cargas del camión sobre el puente

$$\sum M_a = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$F_2 \cdot d_1 + F_3 \cdot (d_1 + d_2) - B_y \cdot L = 0$$

$$A_y + B_y - F_1 - F_2 - F_3 = 0$$

$$B_y := \frac{F_2 \cdot d_1 + F_3 \cdot (d_1 + d_2)}{L}$$

$$A_y := F_1 + F_2 + F_3 - B_y$$

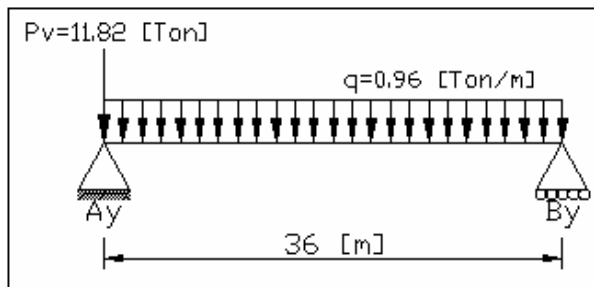
$$B_y = 2.588 \quad [\text{Ton}]$$

$$A_y = 30.132 \quad [\text{Ton}]$$

$$V_{\text{camion}} := A_y$$

$$V_{\text{camion}} = 30.132 \quad [\text{Ton}]$$

##### 4.5.4.8.2 Fuerza cortante producida por la carga equivalente.



$$V_{\text{ceq}} := \frac{q \cdot L}{2} + P_v$$

$$V_{\text{ceq}} = 29.1 \quad [\text{Ton}]$$

Figura 4.28. Carga equivalente sobre el puente

##### 4.5.4.8.3 Fuerza cortante máxima debido a la carga viva.

$$V_{\text{max\_cv}} := \max(V_{\text{camion}}, V_{\text{ceq}})$$

$$V_{\text{max\_cv}} = 30.132 \quad [\text{Ton}]$$

#### 4.5.4.8.4 Cálculo del centro de gravedad de la carga.

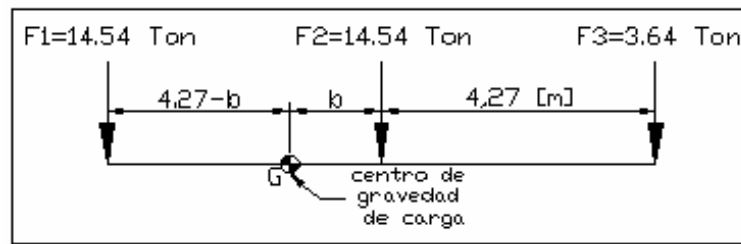


Figura 4.29. Centro de gravedad de carga.

$$\Sigma MG = 0$$

$$F2 \cdot b + F3 \cdot (d2 + b) - F1 \cdot (d1 - b) = 0$$

$$b := \frac{F1 \cdot d1 - F3 \cdot d2}{F1 + F2 + F3}$$

$$b = 1.422 \quad [\text{m}]$$

#### 4.5.4.8.5 Momento producido por el camión estándar.

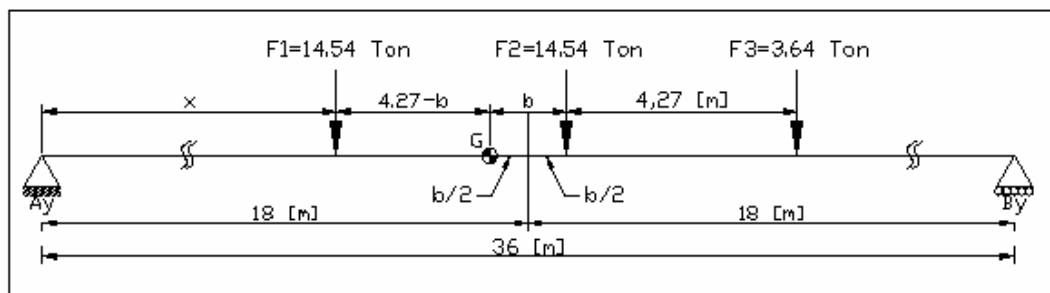


Figura 4.30. Posición crítica del camión sobre el puente.

$$x := \frac{L}{2} - \frac{b}{2} - (d1 - b) \quad x = 14.441 \quad [\text{m}]$$

$$\Sigma Ma = 0$$

$$F1 \cdot x + F2 \cdot (x + d1) + F3 \cdot (x + d1 + d2) - By \cdot L = 0$$

$$By := \frac{F1 \cdot x + F2 \cdot (x + d1) + F3 \cdot (x + d1 + d2)}{L}$$

$$By = 15.714 \quad [\text{Ton}]$$

$$M_{\text{camion}} := Ay \cdot x + (Ay - F1) \cdot d1$$

$$\Sigma Fy = 0$$

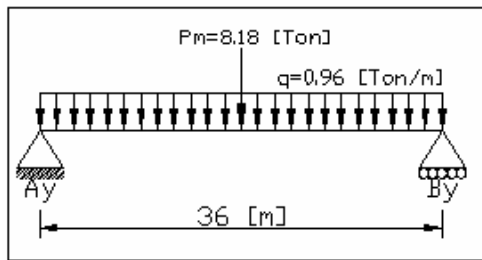
$$Ay + By - F1 - F2 - F3 = 0$$

$$Ay := F1 + F2 + F3 - By$$

$$Ay = 17.006 \quad [\text{Ton}]$$

$$M_{\text{camion}} = 256.125 \quad [\text{Ton-m}]$$

#### 4.5.4.8.6 Momento producido por la carga equivalente.



$$M_{ceq} := \frac{q \cdot L^2}{8} + \frac{P_m \cdot L}{4}$$

$$M_{ceq} = 229.14 \quad [\text{Ton-m}]$$

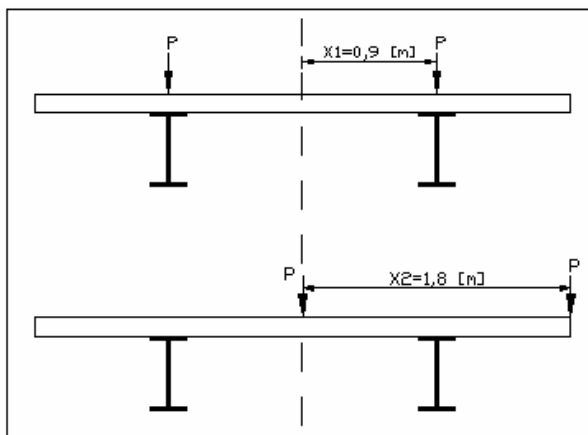
Figura 4.31. Carga equivalente sobre el puente.

#### 4.5.4.8.7 Momento máximo debido a la carga viva.

$$M_{\max\_cv} := \max(M_{\text{camion}}, M_{ceq})$$

$$M_{\max\_cv} = 256.125 \quad [\text{Ton-m}]$$

#### 4.5.4.9 Cálculo del factor de excentricidad.



$$f_e := \frac{0.9}{1.8} \quad f_e = 0.5$$

$$F_e := 1 + f_e \quad F_e = 1.5$$

Figura 4.32. Caso extremo del camión

#### 4.5.4.10 Cálculo del factor de impacto.

$$I := \begin{cases} I \leftarrow \frac{15.24}{L + 38.10} & I = 0.206 \\ I \leftarrow 0.30 & \text{if } I > 0.3 \\ I \text{ otherwise} & FI = 1.206 \end{cases}$$

#### 4.5.4.11 Momento máximo debido a la carga viva en una armadura.

$$MLL := \frac{M_{\max\_cv} \cdot FI \cdot F_e}{N_{va}}$$

$$MLL = 77.201 \quad [\text{Ton-m}]$$

#### 4.5.4.12 Cortante máximo debido a la carga viva en cada armadura.

$$VLL := \frac{V_{\max\_cv} \cdot F_l \cdot F_e}{N_{va}}$$

$$VLL = 9.082 \quad [\text{Ton}]$$

#### 4.5.4.13 Módulo de sección requerido de la armadura metálica.

$$\sigma_{\text{adm}} := 0.55F_y \quad \text{Esfuerzo admisible}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 27.5 \quad \left( \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2} \right)$$

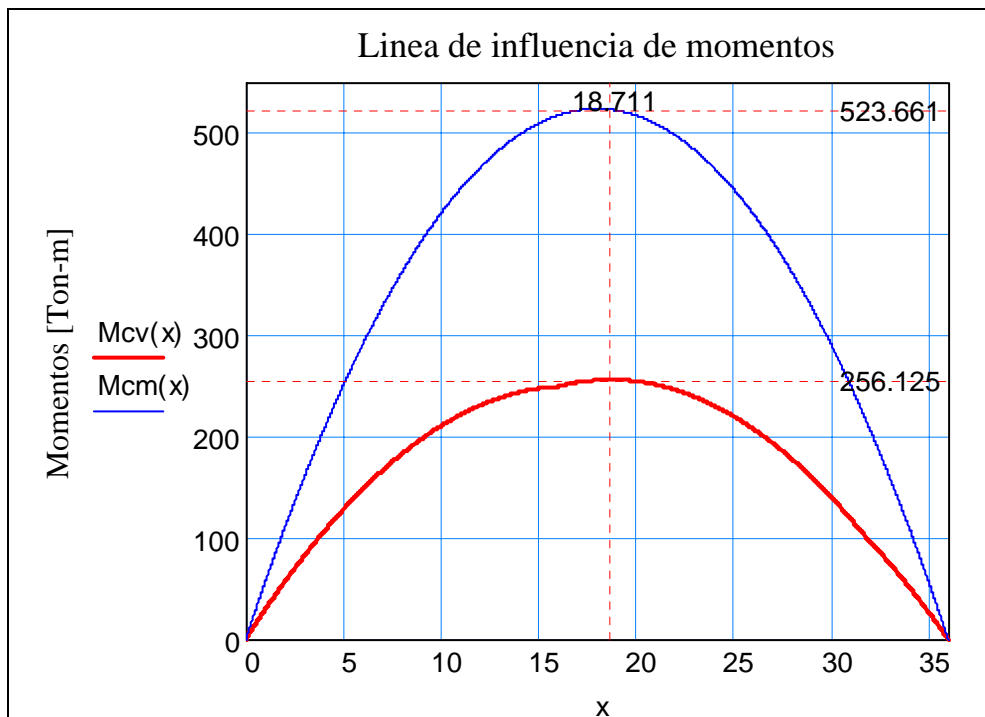


Figura 4.33. Línea de influencia de momentos máximos de diseño

Determinación de los momentos en las distancias críticas del puente:

$$M_{cv}(18) = 255.666 \quad [\text{Ton-m}] \quad \text{Momento de C.V. cuando } x=18 \text{ m}$$

$$M_{cm}(18) = 523.661 \quad [\text{Ton-m}] \quad \text{Momento de C.M. cuando } x=18 \text{ m}$$

$$M_{cv}(18.711) = 256.125 \quad [\text{Ton-m}] \quad \text{Momento de C.V. cuando } x=18.711 \text{ m}$$

$$M_{cm}(18.711) = 522.844 \quad [\text{Ton-m}] \quad \text{Momento de C.M. cuando } x=18.711 \text{ m}$$

Para determinar el momento máximo de diseño, sumamos los momentos de la carga viva con los momentos de la carga muerta correspondientes a la distancia media del puente, de igual manera sumamos los momentos de la carga viva con los momentos de la carga muerta correspondientes de la distancia crítica del puente debida al camión de diseño. Finalmente tomamos el mayor de estas dos sumatorias como el momento máximo de diseño.

Es importante también indicar que a los momentos de carga viva debemos considerar el incremento debido a los factores de impacto y excentricidad.

La siguiente función nos permite determinar el momento máximo de diseño del puente como se explicó anteriormente:

$$M := \begin{cases} M1 \leftarrow FI \cdot Fe \cdot Mcv(18) + M_{cm}(18) \\ M2 \leftarrow FI \cdot Fe \cdot Mcv(18.711) + M_{cm}(18.711) \\ M \leftarrow M1 \cdot \left( \frac{2.2}{0.0254} \right) & \text{if } M1 > M2 \\ M \leftarrow M2 \cdot \left( \frac{2.2}{0.0254} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M = 8.541 \times 10^4 \quad [\text{Klb} \cdot \text{plg}] \quad \text{Momento máximo de diseño del puente}$$

$$M_{ww} := \frac{M}{Nva}$$

$$M = 1.423 \times 10^4 \quad [\text{Klb} \cdot \text{plg}] \quad \text{Momento máximo de diseño de la armadura}$$

$$S_{req} := \frac{M}{\sigma_{adm}}$$

$$S_{req} = 517.61 \quad (\text{Plg}^3) \quad \text{Módulo de sección requerido}$$

$$S_m = 590.699 \quad (\text{Plg}^3) \quad \text{Módulo de sección de la armadura}$$

$$\text{Armadura} := \text{if}(S_m \geq S_{req}, "ok", "X")$$

$$\text{Armadura} = "ok"$$

La armadura cumple con las solicitaciones de carga satisfactoriamente.

#### 4.5.5 Pasador de conexión de módulos.

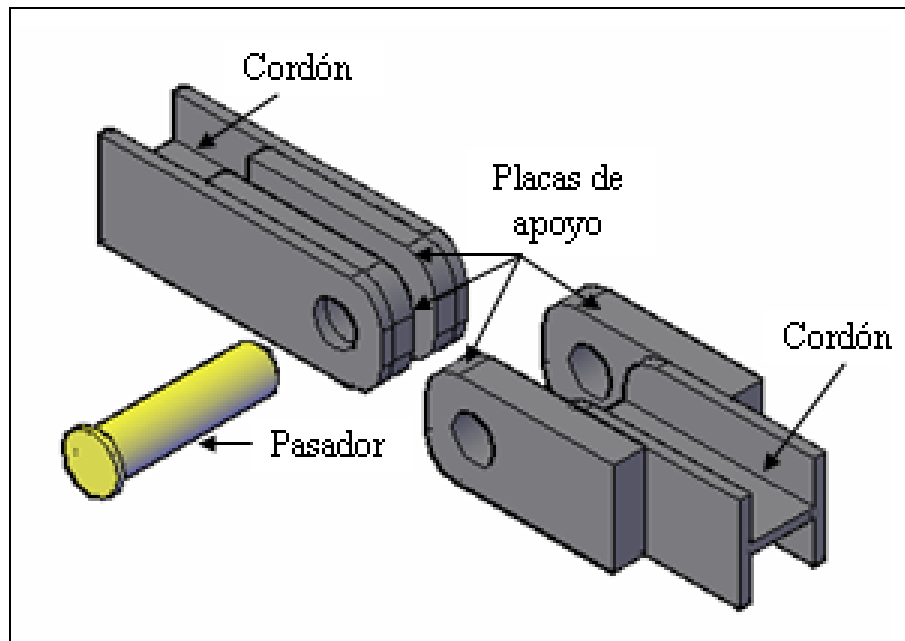


Figura 4.34. Conexión de los módulos

#### Datos:

$F_y := 50$	$\left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2} \right)$	Resistencia mínima a la cedencia del acero estructura A588
$V_{\text{max\_cm}} := 58.182$	(Ton)	Cortante máximo debido a la carga muerta
$V_{\text{max\_cv}} := 30.132$	(Ton)	Cortante máximo debido a la carga viva
$I := 1.206$		Factor de impacto (L=36 m)
$V_{\text{cv\_I}} = 36.339$	(Ton)	Cortante máximo debido a la carga viva con el incremento del factor de impacto
$V_{\text{max}} := V_{\text{max\_cm}} + V_{\text{cv\_I}}$		
$V_{\text{max}} = 94.521$	(Ton)	
$V_{\text{max}} = 207.947$	(Klb)	Fuerza cortante máxima de diseño
$\phi := 2.75$	(plg)	Diámetro del pasador
$t := 2$	(plg)	Espesor de las placas de apoyo



#### 4.5.5.1 Verificación del esfuerzo de aplastamiento.

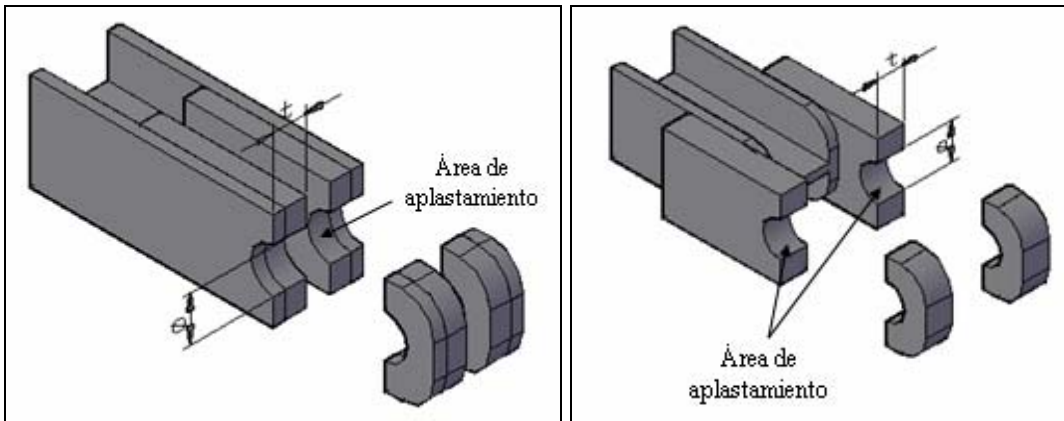


Figura 4.35. Áreas de aplastamiento

$$\sigma_{b\_adm} := 0.4 \cdot F_y$$

$$\sigma_{b\_adm} = 20 \left( \frac{Klb}{plg^2} \right) \quad \text{Esfuerzo de aplastamiento admisible}$$

$$A_{proy} := 2 \cdot \phi \cdot t$$

$$A_{proy} = 11 \quad (plg^2) \quad \text{Área proyectada en las placas de apoyo}$$

$$\sigma_b := \frac{V_{max}}{A_{proy}}$$

$$\sigma_b = 18.904 \left( \frac{Klb}{plg^2} \right) \quad \text{Esfuerzo de aplastamiento máximo}$$

$$A_{plast\_placas} := \text{if}(\sigma_b \leq \sigma_{b\_adm}, \text{"OK"}, \text{"X"})$$

$$A_{plast\_placas} = \text{"OK"}$$

El pasador de 2.75 plg es adecuado por aplastamiento

#### 4.5.5.2 Verificación del esfuerzo cortante en el pasador.

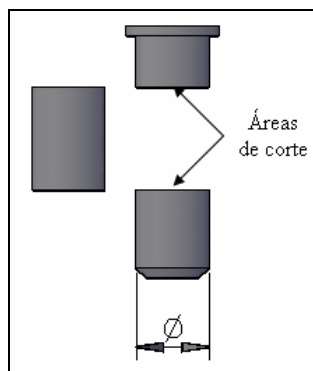


Figura 4.36. Áreas de corte del pasador

$$\tau_{adm} := 0.4 \cdot F_y$$

$$\tau_{adm} = 20 \quad \left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo cortante admisible del pasador}$$

$$A_{t\_p} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2$$

$$A_{t\_p} = 5.94 \quad (\text{plg}^2) \quad \text{Área transversal del pasador}$$

$$\tau := \frac{V_{max}}{2 \cdot A_{t\_p}}$$

$$\tau = 17.505 \quad \left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo cortante máximo en el pasador}$$

$$\text{corte\_pasador} := \text{if}(\tau \leq \tau_{adm}, \text{"OK"}, \text{"X"})$$

$$\text{corte\_pasador} = \text{"OK"}$$

El pasador de 2.75 plg de diámetro es adecuado para la fuerza cortante

#### 4.5.5.3 Verificación del esfuerzo de flexión en el pasador.

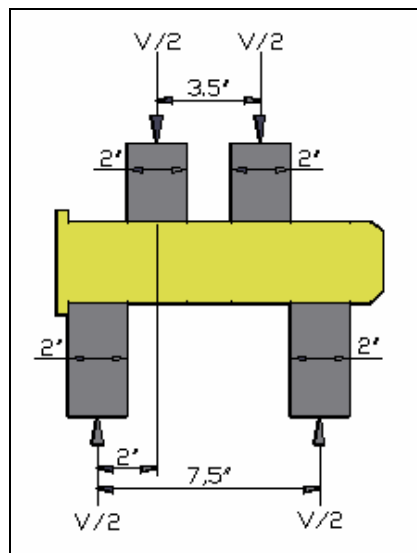


Figura 4.37. Cargas en el pasador.

$$\sigma_{m\_adm} := 0.55 \cdot F_y$$

$$\sigma_{m\_adm} = 27.5 \quad \left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo de flexión admisible del pasador}$$

$$M := \frac{V_{\max}}{2} \left( \frac{t + t}{2} \right)$$

M = 207.947 (Klb – plg) Máximo momento de flexión en el pasador

$$S := \frac{\pi \cdot \phi^3}{32}$$

S = 7.806 (plg<sup>3</sup>) Módulo de sección del pasador

$$\sigma_m := \frac{M}{S}$$

$\sigma_m = 26.641 \left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2} \right)$  Esfuerzo de flexión máximo

flexión\_pasador := if( $\sigma_m \leq \sigma_{m\_adm}$ , "OK", "X")

flexión\_pasador = "OK"

El pasador de 2.75 plg de diámetro es satisfactorio por flexión.

#### 4.5.5.4 Verificación del esfuerzo de tensión en las placas.

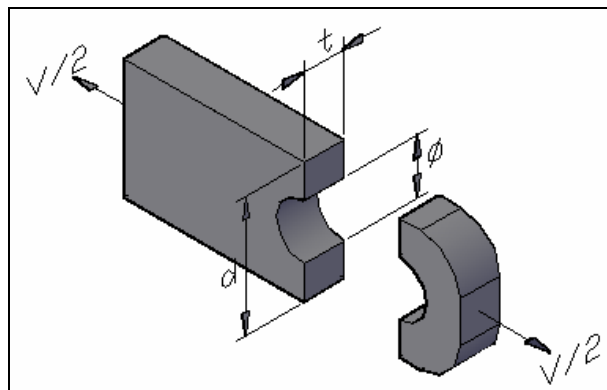


Figura 4.38. Placa de refuerzo.

$$\sigma_{t\_adm} := 0.55 \cdot F_y$$

$\sigma_{t\_adm} = 27.5 \left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2} \right)$  Esfuerzo de tensión admisible de las placas

d := 6 (plg) Altura de la placa

$A_n := (d - \phi) \cdot t$  Área transversal mínima de la placa

$A_n = 6.5 \left( \text{plg}^2 \right)$

$$\sigma_t := \frac{\frac{V_{\max}}{2}}{A_n}$$

$$\sigma_t = 15.996 \left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo de tensión máximo en las placas}$$

Tensión\_placas := if( $\sigma_t \leq \sigma_{t\_adm}$ , "OK", "X")

Tensión\_placas = "OK"

Las placas son adecuadas para los esfuerzos de tensión.

#### 4.5.5.5 Verificación del esfuerzo cortante en la placa.

##### Caso 1

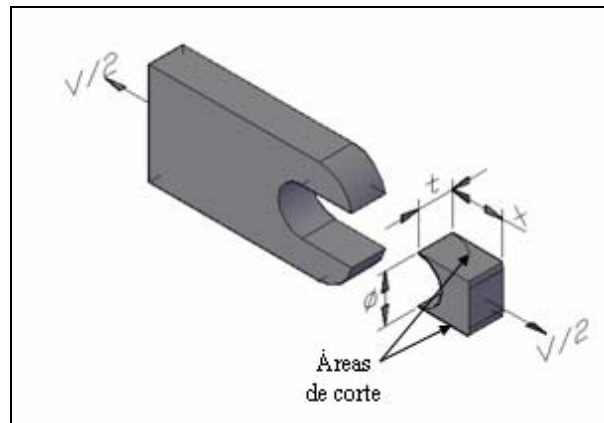


Figura 4.39. Corte en la placa de refuerzo.

$$\tau_{adm\_p} := 0.4 \cdot F_y$$

$$\tau_{adm\_p} = 20 \left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo cortante admisible de la placa}$$

$$x := 3 \quad (\text{plg}) \quad \text{Longitud lateral de corte}$$

$$A_c := t \cdot x$$

$$A_c = 6 \quad (\text{plg}^2) \quad \text{Área lateral de corte en las placas}$$

$$\tau_p := \frac{\frac{V_{\max}}{2}}{2 \cdot A_c}$$

$$\tau_p = 8.664 \left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo cortante máximo en las placas}$$

Corte\_placas := if( $\tau_p \leq \tau_{adm\_p}$ , "OK" , "X")

Corte\_placas = "OK"

Las placas son adecuadas para los esfuerzos cortantes.

### Caso 2

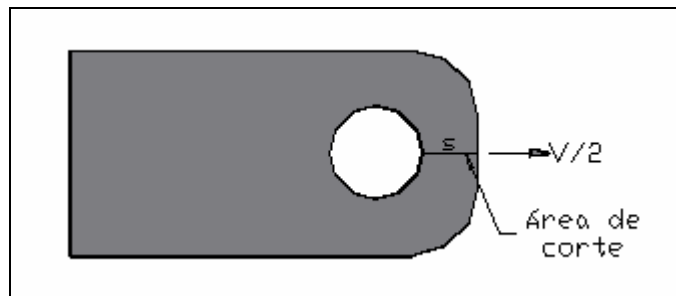


Figura 4.40. Corte en la placa

$\tau_{adm} := 0.4 \cdot F_y$

$\tau_{adm} = 20 \left( \frac{Klb}{plg^2} \right)$  Esfuerzo cortante admisible de la placa

$s = 3$  (plg) Longitud de corte

$A_c := t \cdot s$

$A_c = 6$  (plg<sup>2</sup>) Área de corte en la placa

$\tau_p := \frac{V_{max}}{2 A_c}$

$\tau_p = 17.329 \left( \frac{Klb}{plg^2} \right)$  Esfuerzo cortante máximo en las placas

Corte\_placa := if( $\tau_p \leq \tau_{adm}$ , "OK" , "X")

Corte\_placa = "OK"

La placa resiste el esfuerzo de corte

#### 4.5.6 Cordón de acoplamiento.

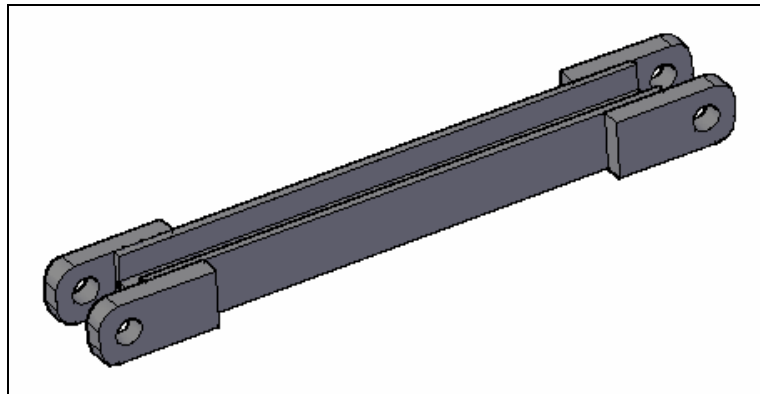


Figura 4.41. Cordón de acoplamiento

##### Datos:

$L := 1.5$	(m)	Longitud del elemento
$F_y := 35153.48$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$	Resistencia mínima a la cedencia del acero estructural ASTM A588
$E := 20389019$	$\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$	Módulo de elasticidad del acero
$P := 126.811$	(Ton)	Fuerza axial máxima
$A = 7.419 \times 10^{-3}$	$(\text{m}^2)$	Área de la sección transversal
$r = 0.039$	(m)	Radio de giro con respecto al eje débil
$K := 1$		Coefficiente de longitud efectiva
$FS := 2.12$		Factor de seguridad
$C_c = 106.999$		Relación de esbeltez en el límite superior de pandeo elástico

##### 4.5.6.1 Verificación de la relación de esbeltez.

$$\text{Relación\_esbeltez} := \frac{K \cdot L}{r}$$

$$\text{Relación\_esbeltez} = 38.483$$

Para miembros principales a compresión de puentes de carretera la relación máxima de esbeltez debe ser menor o igual a 120.

$$\text{Esbeltez\_compresión} := \text{if} \left( \frac{K \cdot L}{r} \leq 120, \text{"ok"}, \text{"x"} \right)$$

$$\text{Esbeltez\_compresión} = \text{"ok"}$$

Para miembros principales a tensión de puentes de carretera la relación máxima de esbeltez debe ser menor o igual a 140.

$$\text{Esbeltez\_tensión} := \text{if} \left( \frac{K \cdot L}{r} \leq 140, \text{"ok"}, \text{"x"} \right)$$

$$\text{Esbeltez\_tensión} = \text{"ok"}$$

#### 4.5.6.2 Verificación de esfuerzos.

$$f_a := \frac{P}{A}$$

$$f_a = 1.709 \times 10^4 \quad \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo axial}$$

$$F_a := \text{if} \left[ \frac{K \cdot L}{r} \leq C_c, \frac{F_y}{FS} \cdot \left[ 1 - \frac{\left( \frac{K \cdot L}{r} \right)^2 \cdot F_y}{4\pi^2 \cdot E} \right], \frac{\pi^2 \cdot E}{FS \cdot \left( \frac{K \cdot L}{r} \right)^2} \right]$$

$$F_a = 1.831 \times 10^4 \quad \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo axial permisible}$$

$$F_t := 0.55 \cdot F_y$$

$$F_t = 1.933 \times 10^4 \quad \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo permisible de diseño}$$

El esfuerzo axial al que esta sometido el elemento debe ser menor tanto al esfuerzo axial permisible como al esfuerzo permisible de diseño:

$$\text{Verificación\_esfuerzos} := \text{if}(f_a \leq F_a \wedge f_a \leq F_t, \text{"ok"}, \text{"x"})$$

$$\text{Verificación\_esfuerzos} = \text{"ok"}$$

La sección esta dentro de valores permitidos de los esfuerzos.

#### 4.5.6.3 Diseño por cargas de fatiga.

Categoría de esfuerzo:	B	
Número de ciclos de carga:	2000000	
Intervalo admisible de esfuerzos:	$\Delta\sigma_{adm} := 16$	$\left(\frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2}\right)$
Carga máxima a tensión:	$P_{max} := 126.811$	(Ton)
Carga mínima a tensión:	$P_{min} := 65.838$	(Ton)
Área de la sección transversal:	$A = 7.419 \times 10^{-3}$	$(\text{m}^2)$

$$\Delta\sigma := \frac{P_{max} - P_{min}}{A}$$

$$\Delta\sigma = 8.218 \times 10^3 \quad \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) \quad \text{Intervalo de esfuerzos}$$

$$\Delta\sigma = 11.664 \quad \left(\frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2}\right)$$

$$\text{Fatiga} := \text{if}(\Delta\sigma \leq \Delta\sigma_{adm}, \text{"ok"}, \text{"x"})$$

$$\text{Fatiga} = \text{"ok"}$$

La sección es satisfactoria a fatiga

#### 4.5.7 Soldadura.

##### Datos:

$P = 278.984$	(Klb)	Fuerza de tensión máxima (P=126.811 Ton)
$F_y := 50$	$\left(\frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2}\right)$	Resistencia mínima a la cedencia del acero estructura A588
$F_u := 70$	$\left(\frac{\text{Klb}}{\text{plg}^2}\right)$	Resistencia última a la tensión de la soldadura de la E-70
$t_p := \frac{3}{4}$	(plg)	Espesor de la placa
$A = 6.5$	$(\text{plg}^2)$	Área transversal mínima de la placa



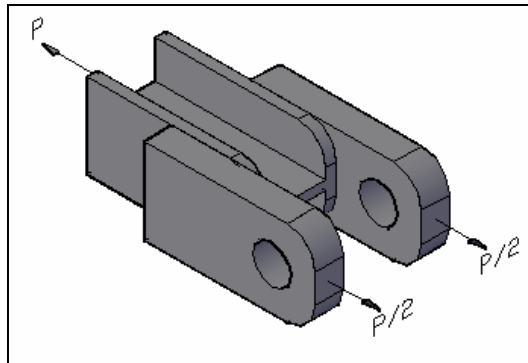


Figura 4.42. Placas soldadas

#### 4.5.7.1 Tamaño máximo de la soldadura.

$$t := tp - \frac{1}{16}$$

$$t = 0.688 \quad (\text{plg})$$

#### 4.5.7.2 Espesor de la garganta efectiva.

$$te := 0.707 \cdot t$$

$$te = 0.486 \quad (\text{plg})$$

#### 4.5.7.3 Resistencia de la soldadura por pulgada.

$$Rs\_plg := 0.27 \cdot Fu \cdot te$$

$$Rs\_plg = 9.187 \quad \left( \frac{\text{Klb}}{\text{plg}} \right)$$

#### 4.5.7.4 Resistencia permisible a tensión de la placa.

$$Rp\_perm := 0.55 \cdot Fy \cdot A$$

$$Rp\_perm = 178.75 \quad (\text{Klb})$$

$$\text{Placa} := \text{if} \left( \frac{P}{2} \leq Rp\_perm, \text{"ok"}, \text{"x"} \right)$$

$$\text{Placa} = \text{"ok"}$$

La resistencia de la placa es satisfactoria.

#### 4.5.7.5 Longitud requerida de la soldadura.

$$L\_req := \frac{\frac{P}{2}}{Rs\_plg}$$

$$L_{req} = 15.184 \quad (\text{plg})$$

$L_s := 18$  (plg) Realizaremos una soldadura de 18 plg de longitud

#### 4.5.7.6 Resistencia permisible a tensión de la soldadura:

$$R_{s\_perm} := L_s \cdot R_{s\_plg}$$

$$R_{s\_perm} = 165.358 \quad (\text{Klb})$$

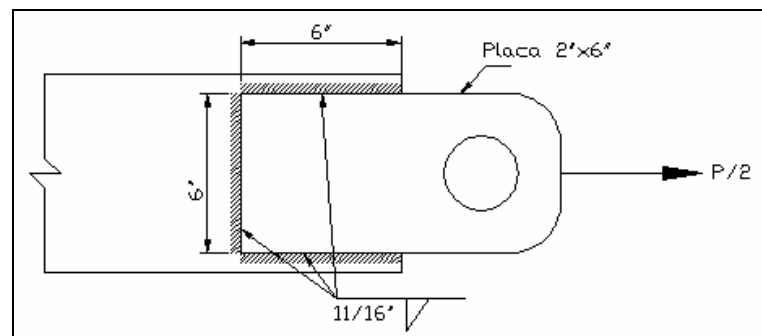


Figura 4.43. Soldadura de las placas de apoyo

$$\text{Soldadura} := \text{if}\left(\frac{P}{2} \leq R_{s\_perm}, \text{"ok"}, \text{"x"}\right)$$

Soldadura = "ok"

La resistencia de la soldadura es satisfactoria.

#### 4.5.8 Arriostramiento inferior.

Datos:

$$q_v := 0.1 \quad \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) \quad \text{Presión del viento}$$

$$A = 15.3 \quad (\text{m}^2) \quad \text{Área de influencia del viento sobre la armadura}$$

$$F_y := 35153.48 \quad \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) \quad \text{Resistencia mínima a la cedencia del acero estructural ASTM A588}$$

$$k := 1 \quad \text{Coeficiente de longitud efectiva}$$

$$L_w := 1.57 \quad (\text{m}) \quad \text{Longitud del arriostramiento}$$

Para el arriostramiento inferior se usaran ángulos L75x75x8 con las siguientes propiedades:

$r := 0.0233$  (m) Radio de giro con respecto al eje débil

$A_t := 0.00115$  (m<sup>2</sup>) Área transversal del ángulo L75x75x8

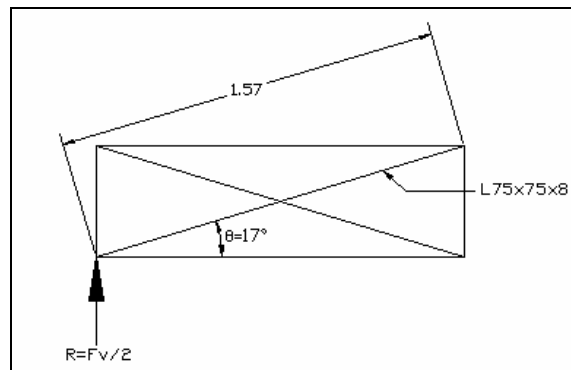


Figura 4.44. Detalle de arriostramiento inferior

#### 4.5.8.1 Fuerza total del viento.

$$F_v := q_v \cdot A$$

$$F_v = 1.53 \quad (\text{Ton})$$

#### 4.5.8.2 Reacción del viento en los apoyos.

$$R := \frac{F_v}{2}$$

$$R = 0.765 \quad (\text{Ton})$$

Carga axial en el ángulo L75x75x8:

$$T := \frac{R}{\sin(\theta)}$$

$$T = 2.617 \quad (\text{Ton})$$

#### 4.5.8.3 Verificación de la relación de esbeltez.

$$\text{Relación\_esbeltez} := \frac{k \cdot L}{r}$$

$$\text{Relación\_esbeltez} = 67.382$$

Para miembros secundarios a tensión de puentes de carretera la relación máxima de esbeltez debe ser menor o igual a 240.

$$\text{Esbeltez\_tensión} := \text{if}\left(\frac{k \cdot L}{r} \leq 240, \text{"ok"}, \text{"x"}\right)$$

$$\text{Esbeltez\_tensión} = \text{"ok"}$$

#### 4.5.8.4 Verificación de esfuerzos.

$$\sigma_{\text{adm\_viento}} := 1.25 \cdot (0.55 \cdot F_y)$$

$$\sigma_{\text{adm\_viento}} = 2.417 \times 10^4 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo admisible a tensión para viento}$$

$$\sigma_t := \frac{T}{A_t}$$

$$\sigma_t = 2.275 \times 10^3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{Esfuerzo de tensión máximo en el ángulo}$$

$$\text{Verificación\_esfuerzos} := \text{if}(\sigma_t \leq \sigma_{\text{adm\_viento}}, \text{"ok"}, \text{"x"})$$

$$\text{Verificación\_esfuerzos} = \text{"ok"}$$

La sección esta dentro de valores permitidos de los esfuerzos.

#### 4.5.9 Deflexiones.

##### 4.5.9.1 Por carga muerta.

La deflexión máxima debido a las cargas muertas determinamos como se indica a continuación:

$$L := 36 \quad (\text{m}) \quad \text{Longitud del puente}$$

$$q_{\text{cm}} := 0.539 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right) \quad \text{Carga muerta total}$$

$$E := 20389019 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{Módulo de elasticidad del acero}$$

$$I := 0.00629 \quad (\text{m}^4) \quad \text{Momento de inercia del módulo}$$

$$\delta_{\text{max\_cm}} := \frac{5 \cdot q_{\text{cm}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$\delta_{\max\_cm} = 0.092$  (m) Deflexión máxima debida a la carga muerta

#### 4.5.9.2 Por carga viva

La máxima deflexión del puente debida a la carga viva mas el impacto no debe exceder de 1/800 de la luz para los puentes de carretera de una luz simple.

Para un puente de 36 metros de luz esta relación tiene un valor de:

$$\frac{L}{800} = \frac{36}{800} = 0.045 [m] \rightarrow 45[mm]$$

El valor máximo de la deflexión de este puente debido a la carga viva mas el impacto es de 41.9 [mm], dicho valor fue obtenido producto de la simulación del puente en el programa Sap2000. Con estos valores podemos concluir que este puente cumple con la condición de deflexión máxima de L/800 que establece las especificaciones del AASHTO.

#### 4.5.10 Determinación de los tipos de construcciones para puentes de varias luces y cargas.

Mediante el desarrollo del diseño se logro determinar los valores máximos de cargas muertas y vivas, además la posición en la que estas cargas producen los máximos efectos sobre la estructura del puente, para luces comprendidas entre 3 y 36 metros. Dichos valores obtenidos nos ayudan en la selección del tipo de construcción y disposición del los módulos con el fin que cumplan con las solicitaciones de cargas.

A continuación se presenta una tabla en la que podemos observar los posibles tipos de construcciones del puente para varias luces en función de las solicitaciones máximas de cargas:

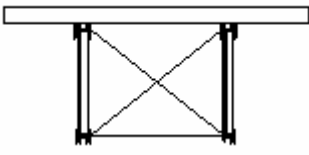
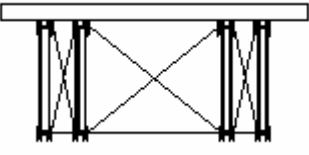
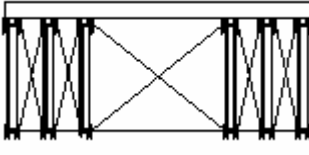
Longitud del puente [m]	Factor de Impacto [%]	Carga muerta		Carga viva (camión HS-20-44)				No de módulos	Peso aprox. de la estructura metálica [Ton]	Tipo de construcción
		Cortante máximo [Ton]	Momento máximo [Ton-m]	Cortante máximo [Ton]	Momento máximo [Ton-m]	Eje crítico	Posición del eje crítico [m]			
3	0.3	3.804	2.853	14.540	10.905	Interm/post.	1.50	2	1,63	
6	0.3	7.624	11.436	18.732	21.810	Interm/post.	3.00	4	3,36	
9	0.3	11.444	25.752	22.368	38.069	Interm/post.	5.57 / 3.43	6	5,11	
12	0.3	17.256	51.773	24.956	60.725	Intermedio	6.71	16	11,79	
15	0.287	21.600	81.005	26.509	84.989	Intermedio	8.21	20	14,85	
18	0.272	25.944	116.753	27.544	109.345	Intermedio	9.71	24	17,91	
21	0.258	30.288	159.017	28.283	133.754	Intermedio	11.21	28	20,97	
24	0.245	34.632	207.797	28.838	158.195	Intermedio	12.71	32	24,03	
27	0.234	43.584	294.191	29.269	182.659	Intermedio	14.21	54	38,61	
30	0.224	48.450	363.381	29.614	207.137	Intermedio	15.71	60	42,99	
33	0.214	53.316	439.871	29.897	231.627	Intermedio	17.21	66	47,37	
36	0.206	58.182	523.662	30.132	256.125	Intermedio	18.71	72	51,75	

Tabla 4.5. Configuración del puente para varias luces y cargas.