

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS DE COSTOS Y EFICIENCIA TÉCNICA DE VIGAS PARA  
SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE DIFERENTES LUCES EN HORMIGÓN  
PRESFORZADO Y HORMIGÓN ARMADO.**

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

**VALENZUELA CARRASCO RAMIRO ALEJANDRO**

**DIRECTOR: ING. PATRICIO CASTRO MERINO.**

**Quito, enero 2019**

## **RESUMEN**

Los puentes son estructuras esenciales para el desarrollo de una sociedad, su diseño y construcción es importante para garantizar seguridad para los usuarios de los mismos.

Según lo mencionado anteriormente y considerando que los puentes son proyectos grandes y de gran costo se utilizan diversos materiales y formas de diseño para realizar proyectos más eficientes en lo económico y seguros en el ámbito estructural.

En este proyecto de titulación se ha estudiado el diseño para vigas de superestructuras de puentes bajo la normativa AASHTO LRFD 2014 la cual rige el diseño de estas estructuras en nuestro país, se ha comparado la seguridad estructural de las vigas y también el costo de las mismas realizando el diseño utilizando hormigón armado y hormigón presforzado utilizando varias luces para realizar dicha comparación.

Los resultados que se han obtenido del estudio se presentan en el capítulo cuarto en donde se ha llegado a algunas conclusiones que servirán al momento de tomar una decisión sobre el material a utilizar para un proyecto de un puente en función de la luz del mismo.

## **ABSTRACT**

Bridges are essential structures for the development of a society, its design and construction is important to guarantee safety for users of them.

As mentioned above and considering that bridges are large and high-cost projects, different materials and design forms are used to carry out more efficient projects economically and safely in the structural field.

In this project we studied the design for beams of superstructures of bridges with the normative AASHTO LRFD 2014 which governs the design of these structures in our country, has compared the structural security of the beams and also the cost of the same making the design using reinforced concrete and prestressed concrete using different spans to make such a comparison.

The results that have been obtained from the study are presented in the fourth chapter where some conclusions have been reached that will be useful when making a decision about the material to be used for a bridge project depending on the span of it.

## **AGRADECIMIENTO**

## **DEDICATORIA**

# ÍNDICE GENERAL

<b>CAPITULO I:</b> .....	13
<b>TEORIA DE DISEÑO DE VIGAS EN PUENTES</b> .....	13
<b>1.1 GENERALIDADES</b> .....	13
<b>1.1.1 PUENTES RECTOS:</b> .....	13
<b>1.1.2 PUENTES EN ARCO:</b> .....	14
<b>1.1.3 PUENTES COLGANTES:</b> .....	14
<b>1.1.4 POR SU MATERIAL CONSTRUCTIVO:</b> .....	15
<b>1.1.5 POR SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL:</b> .....	15
<b>1.1.6 POR SU TIPO DE SERVICIO:</b> .....	15
<b>1.2 TIPOS DE CARGAS</b> .....	16
<b>1.2.1 CARGAS MUERTAS</b> .....	17
<b>1.2.2 CARGAS VIVAS</b> .....	17
<b>1.2.3 FUERZAS LONGITUDINALES</b> .....	17
<b>1.2.4 CARGAS LATERALES</b> .....	18
<b>1.3 DISEÑO DE VIGAS A FLEXION</b> .....	18
<b>1.3.1 DISEÑO DE VIGAS A CORTE</b> .....	19
<b>1.3.2 DISEÑO DE VIGAS EN HORMIGÓN ARMADO.</b> .....	20
<b>1.3.3 UBICACIÓN DE LOS DIAFRAGMAS.</b> .....	21
<b>1.3.4 PRESENCIA DE MULTIPLES SOBRECARGAS</b> .....	23
<b>1.3.5 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA</b> .....	23
<b>1.3.6 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES</b> .....	24

1.3.7 CALCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGA VIVA.....	28
1.3.8 DISEÑO DE LA VIGA A FLEXIÓN SEGÚN NORMATIVA.....	30
1.3.9 ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA .....	34
1.3.10 REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA.....	34
1.3.11 SEPARACION MÁXIMA DE LA ARMADURA .....	35
1.3.12 EVALUACIÓN DE FATIGA .....	35
1.4 DISEÑO A CORTE DE VIGAS EN HORMIGÓN ARMADO.....	36
1.5 DISEÑO DE VIGAS EN HORMIGÓN PRESFORZADO.....	39
1.5.1 MÓDULO DE SECCIÓN MÍNIMO REQUERIDO .....	39
1.5.2 CONTROL DE DEFLEXIONES EN VIGAS .....	48
CAPÍTULO II:.....	50
DISEÑO DE VIGAS DE VARIAS LUCES .....	50
2.1 COMPROBACIÓN VIGA CRÍTICA.....	50
2.2 DISEÑO DE VIGAS EN HORMIGÓN ARMADO.....	53
2.3 DISEÑO DE VIGAS EN HORMIGÓN PRESFORZADO .....	78
CAPITULO III.....	93
ANÁLISIS DE COSTOS.....	93
3.1 DEFINICIÓN DE RUBROS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS VIGAS.....	93
3.2 DETERMINACIÓN DE LOS COSTOS PARA CADA VIGA DISEÑADA .....	97
CAPÍTULO 4 .....	108
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	108

<b>4.1 CONCLUSIONES:</b> .....	108
<b>4.2 RECOMENDACIONES:</b> .....	109
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	111
<b>ANEXOS</b> .....	113
<b>Anexo 1. Factores de carga y combinaciones</b> .....	113
<b>Anexo 2. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores</b> .....	114
<b>Anexo 3. Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores</b> .....	115
<b>Anexo 4. Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores.</b> .....	116
<b>Anexo 5. Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores.</b> .....	117
<b>Anexo 6. Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio     después de las pérdidas-elementos totalmente pretensados.</b> .....	118
<b>Anexo 7. Cover for unprotected Main Reinforcing Steel(in.)</b> .....	119
<b>Anexo 8. Alquiler de Encofrado Metálico y Apuntalamiento</b> .....	120
<b>Anexo 9. Planos de Vigas en Hormigón Armado y Hormigón Pres forzado.</b> .....	124

# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1. Puentes Rectos</i>	13
<i>Ilustración 2. Puentes en Arco</i>	14
<i>Ilustración 3. Puente Colgante</i>	14
<i>Ilustración 4: Diseño de vigas de concreto reforzado</i>	19
<i>Ilustración 5. Diseño de vigas de hormigón armado</i>	20
<i>Ilustración 6. Diseño de vigas en hormigón armado</i>	20
<i>Ilustración 7. Puentes con AASHTO LRFD 2014</i>	22
<i>Ilustración 8. Puentes con AASHTO LRFD 2014</i>	22
<i>Ilustración 9. Puentes con AASHTO LRFD 2014</i>	23
<i>Ilustración 10. Cálculo vigas exteriores</i>	25
<i>Ilustración 11. Ecuaciones</i>	26
<i>Ilustración 12. Ecuaciones de cargas</i>	27
<i>Ilustración 13. Ecuaciones de cargas</i>	27
<i>Ilustración 14. Cálculo punto de momento máximo</i>	29
<i>Ilustración 15. Cálculo punto de momento máximo</i>	29
<i>Ilustración 16. Cálculo fórmula valor de peralte de la viga</i>	31
<i>Ilustración 17. Puntos de soldadura</i>	32
<i>Ilustración 18. Deflexiones de la viga simplemente apoyada.</i>	48
<i>Ilustración 19. Comprobación Viga Crítica</i>	51
<i>Ilustración 20. Comprobación Viga Crítica</i>	52
<i>Ilustración 21. Viga de Hormigón Armado 15 m.</i>	53

<i>Ilustración 22. Viga de Hormigón Armado 15 m.</i>	54
<i>Ilustración 23 Viga de Hormigón Armado 15 m.</i>	55
<i>Ilustración 24. Viga de Hormigón Armado 15 m.</i>	56
<i>Ilustración 25. Viga de Hormigón Armado 15 m.</i>	57
<i>Ilustración 26. Viga de Hormigón Armado 20 m.</i>	58
<i>Ilustración 27. Viga de Hormigón Armado 20 m.</i>	59
<i>Ilustración 28. Viga de Hormigón Armado 20 m.</i>	60
<i>Ilustración 29. Viga de Hormigón Armado 20 m.</i>	61
<i>Ilustración 30. Viga de Hormigón Armado 20 m.</i>	62
<i>Ilustración 31. Viga de Hormigón Armado 25 m.</i>	63
<i>Ilustración 32. Viga de Hormigón Armado 25 m.</i>	64
<i>Ilustración 33. Viga de Hormigón Armado 25 m.</i>	65
<i>Ilustración 34. Viga de Hormigón Armado 25 m.</i>	66
<i>Ilustración 35. Viga de Hormigón Armado 25 m.</i>	67
<i>Ilustración 36. Viga de Hormigón Armado 30 m.</i>	68
<i>Ilustración 37. Viga de Hormigón Armado 30 m.</i>	69
<i>Ilustración 38. Viga de Hormigón Armado 30 m.</i>	70
<i>Ilustración 39. Viga de Hormigón Armado 30 m.</i>	71
<i>Ilustración 40. Viga de Hormigón Armado 30 m.</i>	72
<i>Ilustración 41. Viga de Hormigón Armado 35 m.</i>	73
<i>Ilustración 42. Viga de Hormigón Armado 35 m.</i>	74
<i>Ilustración 43. Viga de Hormigón Armado 35 m.</i>	75

<b>Ilustración 44.</b> Viga de Hormigón Armado 35 m. _____	76
<b>Ilustración 45.</b> Viga de Hormigón Armado 35 m. _____	77
<b>Ilustración 46.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 15 m. _____	78
<b>Ilustración 47.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 15 m. _____	79
<b>Ilustración 48.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 15 m. _____	80
<b>Ilustración 49.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 20 m. _____	81
<b>Ilustración 50.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 20 m. _____	82
<b>Ilustración 51.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 20 m. _____	83
<b>Ilustración 52.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 25 m. _____	84
<b>Ilustración 53.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 25 m. _____	85
<b>Ilustración 54.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 25 m. _____	86
<b>Ilustración 55.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 30 m. _____	87
<b>Ilustración 56.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 30 m. _____	88
<b>Ilustración 57.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 30 m. _____	89
<b>Ilustración 58.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 35 m. _____	90
<b>Ilustración 59.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 35 m. _____	91
<b>Ilustración 60.</b> Viga de Hormigón Pres forzado 35 m. _____	92
<b>Ilustración 61.</b> Materiales para postensado de vigas 15-20m. _____	95
<b>Ilustración 62.</b> Materiales para postensado de vigas 25-35m. _____	96
<b>Ilustración 63.</b> Costo Viga en Hormigón Armado 15 m. _____	97
<b>Ilustración 64.</b> Costo Viga en Hormigón Armado 20 m. _____	98

<i>Ilustración 65. Costo Viga en Hormigón Armado 25 m.</i>	99
<i>Ilustración 66. Costo Viga en Hormigón Armado 30 m.</i>	100
<i>Ilustración 67. Costo Viga en Hormigón Armado 35 m.</i>	101
<i>Ilustración 68. Costo Viga en Hormigón Pres forzado 15 m.</i>	102
<i>Ilustración 69. Costo Viga en Hormigón Pres forzado 20 m.</i>	103
<i>Ilustración 70. Costo Viga en Hormigón Pres forzado 25 m.</i>	104
<i>Ilustración 71. Costo Viga en Hormigón Pres forzado 30 m.</i>	105
<i>Ilustración 72. Costo Viga en Hormigón Pres forzado 35 m.</i>	106
<i>Ilustración 73. Comparación de Precios.</i>	107

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular</i>	21
<i>Tabla 2. Factor de Presencia Múltiple</i>	23
<i>Tabla 3. Incremento por Carga Dinámica</i>	24
<i>Tabla 4. Combinaciones de Carga.</i>	24
<i>Tabla 5 Factor de carga</i>	25
<i>Tabla 6. Valor de constantes para los Artículos 4.6.2 y 4.6.2.3</i>	28
<i>Tabla 7. Tabla Electrodo</i>	33
<i>Tabla 8. Límites de tensión para los tendones de pretensado.</i>	41
<i>Tabla 9. Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas.</i>	42
<i>Tabla 10. Valores de K</i>	42

## CAPÍTULO I:

### TEORIA DE DISEÑO DE VIGAS EN PUENTES

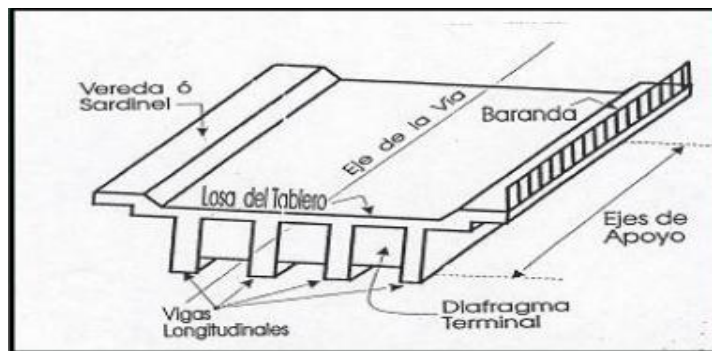
#### 1.1 GENERALIDADES

Los puentes son estructuras esenciales para el desarrollo de una población, un puente permite pasar obstáculos como quebradas, ríos, valles, lagos, carreteras entre otros, lo que permite facilitar la comunicación entre dos puntos de manera rápida superando estos obstáculos.

Los puentes han ido evolucionando de acuerdo a los avances que ha existido dentro de la ingeniería, ha habido épocas en las cuales los puentes han tenido un mayor desarrollo y otras épocas donde el desarrollo de los mismo se ha visto estancado, para poder describir de mejor manera los puentes y su evolución es necesario clasificarlos, uno de los parámetros principales para clasificar un puente es la tipología estructural.

Dentro la de la tipología estructural se puede distinguir tres tipos de puentes:

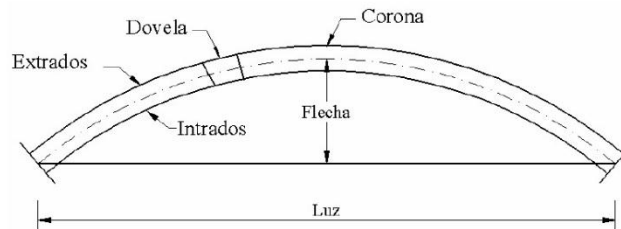
**1.1.1 PUENTES RECTOS:** Su principal característica es el uso de vigas como elemento estructura resistente por lo cual se destaca la flexión como mecanismo principal de resistencia. En este trabajo nos centraremos en este tipo de puentes, con el alcance de diseñar las vigas de estos puentes para resistir los esfuerzos de flexión principalmente mencionados.



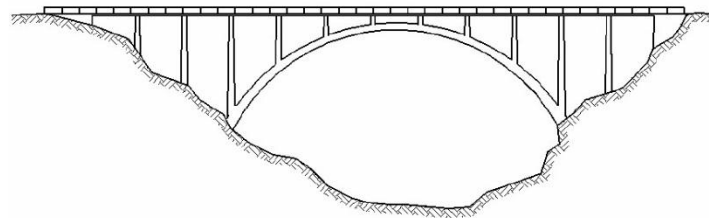
**Ilustración 1. Puentes Rectos**

*Fuente:* (Cabrera, 2018)

**1.1.2 PUENTES EN ARCO:** tiene una distinta disposición de material resistente de tal manera que los esfuerzos principales que se producen en el arco son de compresión.



*Figura 4.13 Nomenclatura de un arco*

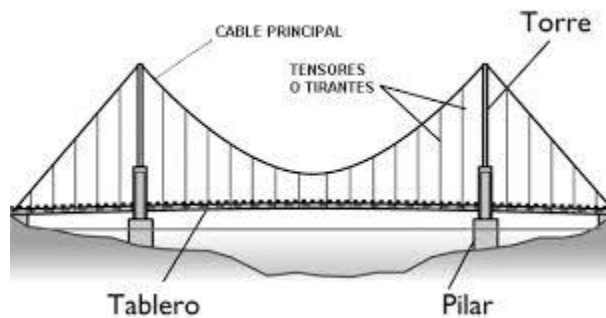


*Arco de Concreto*

**Ilustración 2. Puentes en Arco**

*Fuente:* (Cueva del Ingeniero civil.com, 2018)

**1.1.3 PUENTES COLGANTES:** puede determinarse como una forma inversa del puente en arco donde en este caso la tensión es el principal mecanismo de resistencia.



**Ilustración 3. Puente Colgante**

*Fuente:* (Ingeniería civil, 2018)

Además de este parámetro existen múltiples variables dentro de la clasificación de un puente las cuales se deben ir combinando de acuerdo a sus propiedades para satisfacer los requerimientos del puente y que el diseño del mismo sea satisfactorio. Entre estas variables tenemos que los puentes pueden clasificarse:

#### **1.1.4 POR SU MATERIAL CONSTRUCTIVO:**

- Hormigón armado
- Hormigón pres forzado
- Metálicos
- Mixtos
- Madera

#### **1.1.5 POR SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL:**

- Puente simplemente apoyado
- Puentes continuos
- Puentes en arco
- Puentes en pórticos
- Puentes empotrados
- Puentes en voladizos sucesivos
- Puentes atirantados
- Puentes colgantes

#### **1.1.6 POR SU TIPO DE SERVICIO:**

- Puentes vehiculares
- Puentes peatonales
- Acueductos

- Oleoductos

Un puente está constituido de varias partes y elementos que hacen que el puente se mantenga estable y brinde el servicio para el que fue construido y diseñado.

Los puentes están formados por dos partes estructurales las cuales han sido llamadas:

- Infraestructura
- Superestructura

Uno de los elementos más importantes para el funcionamiento correcto y seguro del puente son las vigas que forman parte de la superestructura del mismo.

Las vigas al ser diseñadas para soportar cargas a lo largo de su sección estas deben ser diseñadas a flexión y a corte para poder resistir las cargas que se espera que transmita la loza del puente hacia las vigas. Para este diseño se considerará las combinaciones de carga determinadas en la guía de diseño de puentes con el método LRFD según la AASHTO (2014).

## **1.2 TIPOS DE CARGAS**

Para realizar el análisis de cargas y posterior diseño de las vigas para la superestructura de puentes es indispensable conocer las cargas que soportan. En un puente existen dos tipos de carga que son las cargas que actúan sobre la superestructura y las cargas que actúan en la infraestructura, ya que las vigas forman parte de la superestructura solo debemos considerar las cargas sobre la misma.

Las cargas sobre la superestructura se clasifican en:

- Cargas gravitacionales: muertas, vivas y de impacto.
- Longitudinales: variación de temperatura y fuerzas longitudinales debido a la carga viva.
- Cargas laterales: viento y sismos.
- Cargas de vehículos y peatones.

### **1.2.1 CARGAS MUERTAS**

La carga muerta contiene todas las cargas de los elementos que actúan permanentemente sobre el puente es decir el peso de lozas, vigas, barandas, bordillos entre otros. Además, otro factor muy importante es el material del cual va a ser construido el puente para saber su peso específico y poder calcular su componente en la carga muerta.

### **1.2.2 CARGAS VIVAS**

En la carga viva el código considera el peso de los vehículos que circulan por la estructura el cual tiene la particularidad de que se trata de una carga en movimiento y que por lo tanto provoca efectos dinámicos en la estructura. La carga de los vehículos se ha generalizado en considerar la carga crítica es decir considerar un camión de diseño el cual produzca las cargas críticas que se podrían dar en la estructura.

### **1.2.3 FUERZAS LONGITUDINALES**

También hay que considerar que cuando un vehículo frena sobre un puente, se produce una fuerza longitudinal que particularmente afecta los elementos de anclaje o sistemas de apoyo del puente, la intensidad de carga se produce por varios factores entre los cuales los más importantes son el peso del vehículo, velocidad y el tiempo requerido para disminuir la velocidad.

La variación de temperatura es otro aspecto el cual debemos considerar en las cargas que afectan al puente, los puentes son estructuras que están expuestas al medio ambiente y generalmente en sitios donde se producen cambios de temperatura importantes. Estas fuerzas toman una importancia significativa en el código por lo cual es necesario construir juntas de dilatación especialmente en los apoyos extremos sobre todo en puentes cuyas luces superen los 12 metros.

En cambio, en la contracción que se produce en el fenómeno de fraguado en la estructura de hormigón produce cambios de temperatura en la masa interna que generan contracciones en los elementos estructurales para controlar estos cambios es muy importante cuidar el curado en las fundiciones y considerar en la elaboración del hormigón las condiciones de humedad en las que están expuestas para tomar consideraciones especiales.

#### **1.2.4 CARGAS LATERALES**

Dentro del diseño de puentes la fuerza sísmica se la toma como una fuerza horizontal que se puede dar en cualquier dirección y se produce debido al suelo de cimentación, es importante considerar estas cargas sobre todo en la configuración estructural de la cimentación considerando además que nos encontramos en una zona sísmica significativa (Torres, 2013).

“La aplicación de las fuerzas de viento son complejas ya que aparte de ser una fuerza dinámica existen muchas variables que afectan a esta fuerza: el tamaño del puente, la forma del puente, su ubicación y la estimación de la velocidad real del viento entre otras son las variables más significativas a la hora de considerar esta carga” (Torres, 2013).

#### **1.3 DISEÑO DE VIGAS A FLEXION**

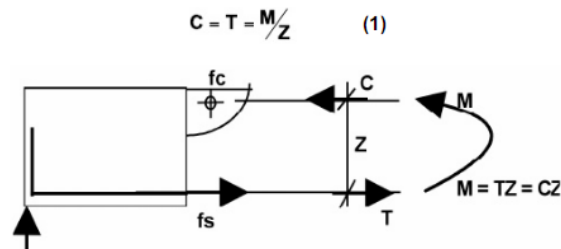
Una vez conocidas todas las cargas que soporta una viga podemos decir que una viga está sometida a esfuerzos de flexión cuando estas fuerzas generan un momento flector en el interior de la sección. Para que se generen estos momentos internos de flexión las fuerzas aplicadas a la viga deberán ser totalmente perpendiculares al eje de la viga, de no ser totalmente perpendiculares al eje podría tratarse de una flexión compuesta es decir que existan esfuerzos normales a lo largo del eje de la viga.

De esta manera podemos decir que el momento flector de una viga es la suma algebraica de todos los momentos por las fuerzas externas a un lado de la sección respecto a un punto dentro de

la misma sección. El sentido del momento flector se puede considerar arbitrario considerándolo positivo o negativo de acuerdo al sentido en que esta gira.

En el diseño de vigas que están sometidas a flexión buscamos que el momento que se genere en la viga por la aplicación de cargas externas sea soportado por el momento interno de la sección que se estudie de la viga.

$$M_{\text{interno}} > M_{\text{externo}}$$



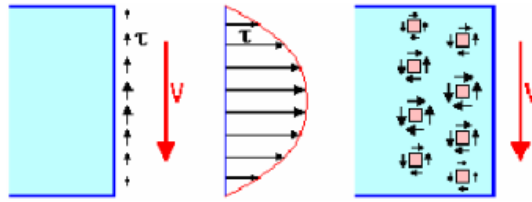
*Ilustración 4: Diseño de vigas de concreto reforzado*  
*Fuente: (Espino & Gallo, 2018)*

### 1.3.1 DISEÑO DE VIGAS A CORTE

Al igual que en el diseño de vigas sometidas a flexión de acuerdo a todas las cargas ya mencionadas que puede tener una viga en un puente se generan solicitaciones a corte las cuales la viga debe resistir.

Así podemos decir que el corte en un punto de una viga es la suma algebraica de todas las fuerzas externas perpendiculares al eje de la viga que actúan a un lado de la sección considerada. El signo será considerado arbitrariamente, aunque lo más regular es el corte hacia arriba de la viga como positivo, así como el corte hacia debajo de la viga como negativo.

Para el diseño de vigas sometidas a corte las fuerzas de corte transversales externas que actúan sobre la viga debe ser resistida por esfuerzos cortantes internos que por equilibrio la sección genera estos cortes, así como se muestra en la figura.

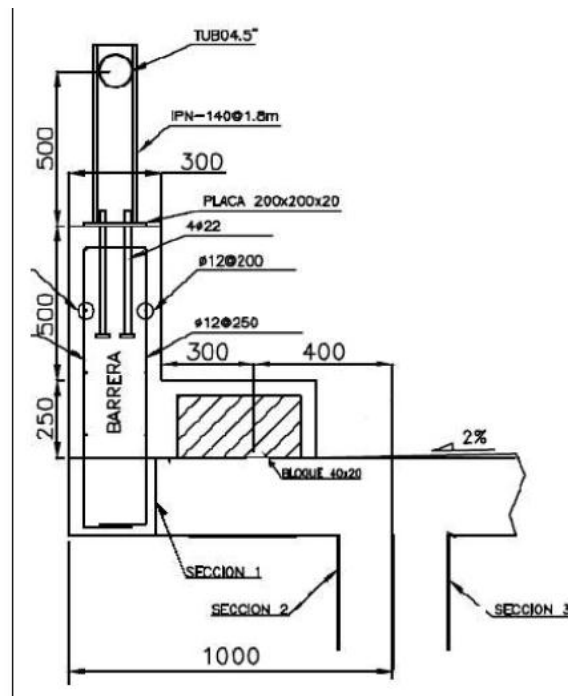


**Ilustración 5.** Diseño de vigas de hormigón armado  
*Fuente:* (Romo, 2008)

### 1.3.2 DISEÑO DE VIGAS EN HORMIGÓN ARMADO.

En primer lugar, para el diseño se utilizará una sección tipo de 9.8 metros la cual tendrá la capacidad para tener 2 carriles. La sección contará con 4 vigas.

Para la barrera tipo de la sección adoptaremos un tipo de barrera de tráfico TL – 3 la cual la sección 13.7.2 de la norma AASHTO LRFD (2014) nos indica que es una barrera generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras de alta velocidad y en las cuales la presencia de vehículos pesados es reducida. La barrera a seleccionarse es la siguiente:



**Ilustración 6.** Diseño de vigas en hormigón armado  
*Fuente:* Taller hecho en clases PUCE materia PUENTES docente: Ing. Oscar Jaramillo

La cual cumple con los requerimientos de la tabla A13.2 – 1 de la norma AASHTO LRFD (2014) cuyos valores para una barrera tipo TL – 3 son:

*Tabla 1. Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular*

**Tabla A13.2-1 – Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular**

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal $F_t$ (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal $F_L$ (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente $F_v$ (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
$L_t$ y $L_L$ (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
$L_v$ (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
$H_e$ (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel $H$ (mm)	685	685	685	810	1070	2290

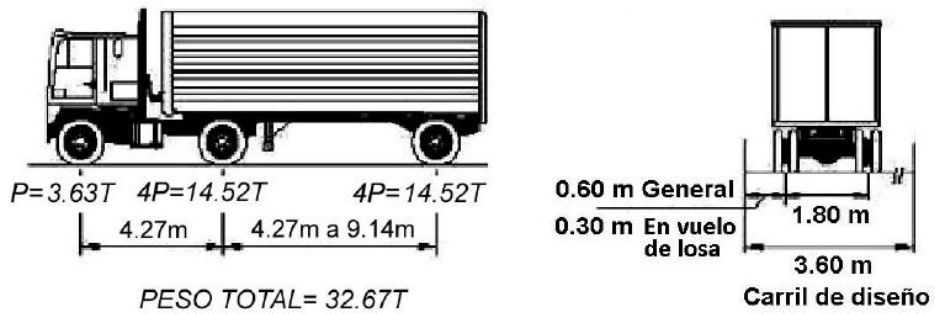
*Fuente:* (Rodriguez, 2017)

Los valores para la barrera adoptada son:  $H_e = 822$  mm;  $F_t = 28.1$  T y para impacto en el poste cerca de las juntas:  $F_t = 24.9$  T y  $H_e = 1008$  mm; por lo tanto, cumple con los valores especificados en la tabla.

### 1.3.3 UBICACIÓN DE LOS DIAFRAGMAS.

Se colocarán vigas diafragmas a lo largo de los puentes, estos se colocarán según las luces de los puentes que diseñaremos, se colocarán vigas diafragma obligatoriamente en los apoyos y se colocarán diafragmas intermedios dependiendo de la luz del puente siempre siguiendo la recomendación de la página 61 de la guía para el diseño de puentes con vigas y losas hecha como tesis en la universidad de Piura por el Ing. Ernesto seminarario Manrique.

Dentro de las cargas ya mencionadas que soportan las vigas tenemos el camión de diseño que según la norma AASHTO LRFD (2014) el camión presenta las siguientes medidas y cargas:

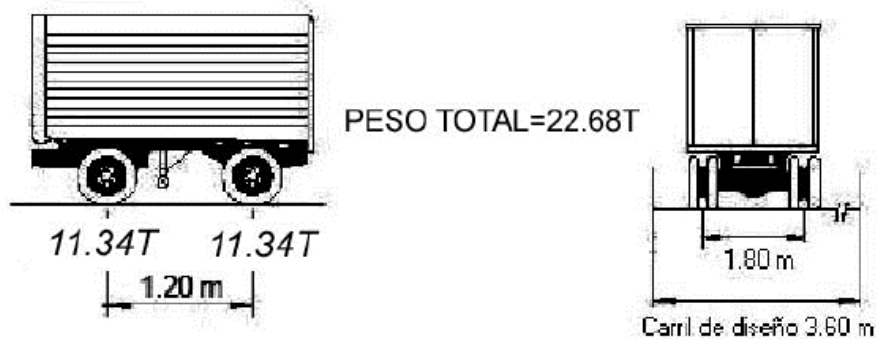


*Ilustración 7. Puentes con AASHTO LRFD 2014*

*Fuente: (Rodríguez, 2017)*

La distancia entre los ejes más pesados se toma la que estando entre los límites indicados en la figura causen los mayores efectos.

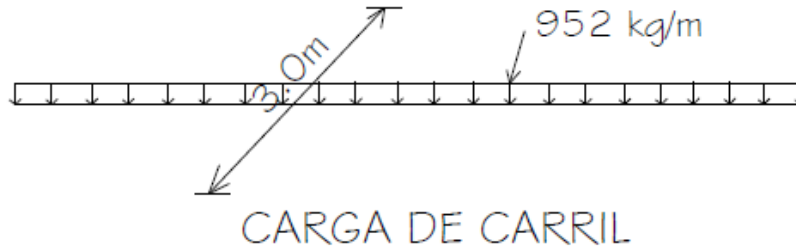
También en la norma tenemos el camion de eje tandem de diseño el cual es el siguiente:



*Ilustración 8. Puentes con AASHTO LRFD 2014*

*Fuente: (Rodríguez, 2017)*

La carga para el carril de diseño la cual es igual y uniforme para los dos casos:



*Ilustración 9. Puentes con AASHTO LRFD 2014*  
*Fuente: (Rodríguez, 2017)*

Además, como para este trabajo se considerará un ancho de veredas de 1.3 metros según el artículo 3.6.1.6 de la norma AASHTO LRFD (2014) se debe agregar una sobrecarga de  $366 \text{ kg/m}^2$  a la carga vehicular por carril.

### 1.3.4 PRESENCIA DE MULTIPLES SOBRECARGAS

De acuerdo al artículo 3.6.1.1.2 de la Norma AASHTO LRFD (2014), la sollicitación más crítica de acuerdo a las sobrecargas se determinará de acuerdo a las distintas combinaciones de carriles cargados. Esto requiere la multiplicación por un factor de presencia múltiple de acuerdo a la siguiente tabla:

*Tabla 2. Factor de Presencia Múltiple*

Número de carriles Cargados	Factor de presencia múltiple
<b>1</b>	<b>1.20</b>
<b>2</b>	<b>1.00</b>
<b>3</b>	<b>0.85</b>
<b>&gt;3</b>	<b>0.65</b>

### 1.3.5 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA

Según el artículo 3.6.2: los efectos estáticos del camión de diseño o del eje tandem con excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado se deben mayorar de acuerdo a los siguientes porcentajes:

**Tabla 3. Incremento por Carga Dinámica**

<b>Componente</b>	<b>IM</b>
Juntas del tablero – Todos los Estados Limites	75%
Estado Limite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Limites	33%

### **1.3.6 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES**

De acuerdo a la norma AASHTO LRFD (2014) existen varias combinaciones de carga que se presentan en la tabla del anexo N 1, cuyos valores de la tabla que se tomara para el presente trabajo es el siguiente no se tomará valores de vientos para el trabajo ya que en Ecuador es poco común vientos de más de 90 km/h como dicta la norma para tomar en cuenta el viento:

De donde:

DC: Peso propio de los componentes estructurales y componentes no estructurales.

DW: Peso propio de las superficies de rodadura e instalaciones para servicios públicos

LL: Sobrecarga vehicular

Además, el factor  $\gamma_p$  que de acuerdo a la tabla del anexo N 2 y cuyos valores de la tabla que se tomará para el presente trabajo es el siguiente:

**Tabla 4. Combinaciones de Carga.**

COMBINACIONES DE CARGA	DC DW	LL
RESISTENCIA I	$\gamma_p$	1.75

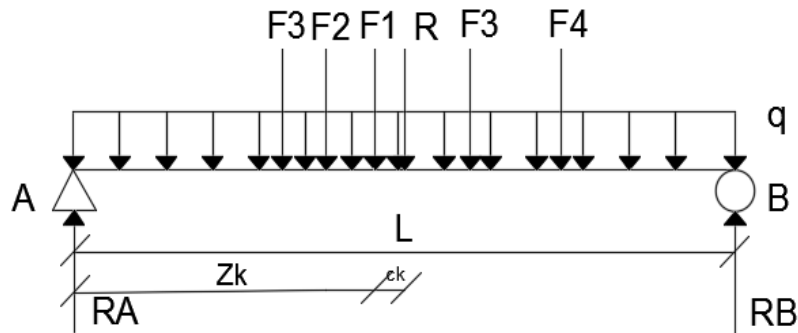
Para evaluar agrietamientos y control de esfuerzos se tomará la combinación de carga de servicio II la cual es la más crítica para estas cargas y para el control de la fatiga se tomará la combinación de carga de fatiga todas estas con sus valores en la tabla del anexo N1. Para vigas

exteriores se tomará en cuenta la combinación de evento extremo II con los valores de mayor ración de carga detallados en el mismo anexo.

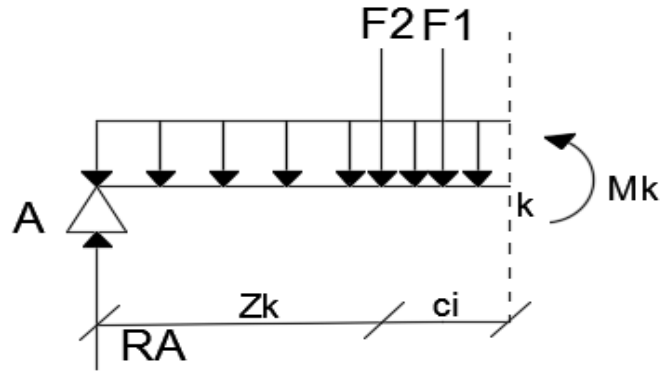
Una vez obtenidas todas las cargas podemos sacar el momento máximo de acuerdo al concepto de momento máximo demostrado en las siguientes ecuaciones:

*Tabla 5 Factor de carga*

Tipo de carga, fundación y método usado para calcular fricción negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios	1.25	0.90
DW: Superficies de rodadura e instalaciones para servicios	1.50	0.65



*Ilustración 10. Cálculo vigas exteriores*



*Ilustración 11. Ecuaciones*

$$\in M_k = 0$$

$$M_k = R_A * z_k - q * \frac{z_k^2}{2} - F_2 * c_2 - F_1 * c_1$$

$$M_k = R_A * z_k - q * \frac{z_k^2}{2} - M_{izq}$$

$$R_A = \frac{L - z_k - c_k}{L} * R + \frac{q * L}{2}$$

$$M_k = \frac{(L - z_k - c_k) * R * z_k}{L} + \frac{z_k * q * L}{2} - \frac{q * z_k^2}{2} - M_{izq}$$

$$M_k = \frac{L * R * z_k}{L} - \frac{R * z_k^2}{L} - \frac{R * z_k * c_k}{L} + \frac{z_k * q * L}{2} - \frac{q * z_k^2}{2} - M_{izq}$$

$$\frac{dM_k}{dz_k} = R - \frac{R * 2 * z_k}{L} - \frac{R * c_k}{L} + \frac{q * L}{2} - q * z_k - 0 = 0$$

$$\frac{2 * R * z_k}{L} + q * z_k = R - \frac{R * c_k}{L} + \frac{q * L}{2}$$

$$z_k * \left( \frac{2 * R}{L} + q \right) = R - \frac{R * c_k}{L} + \frac{q * L}{2}$$

$$z_k = \frac{R - \frac{R * c_k}{L} + \frac{q * L}{2}}{\left( \frac{2 * R}{L} + q \right)}$$

$$z_k = \frac{\frac{R * L - R * c_k}{L} + \frac{q * L}{2}}{\left( \frac{2 * R}{L} + q \right)}$$

$$z_k = \frac{\frac{R}{L} * (L - c_k) + \frac{q * L}{2}}{\left( \frac{2 * R}{L} + q \right)}$$

**Ilustración 12.** Ecuaciones de cargas

Por lo tanto:

$$M_k = \frac{L * R * z_k}{L} - \frac{R * z_k^2}{L} - \frac{R * z_k * c_k}{L} + \frac{z_k * q * L}{2} - \frac{q * z_k^2}{2} - M_{izq}$$

Reemplazando el valor de  $z_k$ :

$$z_k^2 * \frac{1}{2} \left( \frac{-2 * R}{L} - q \right) - M_{izq} = M_k$$

$$\frac{\left( \frac{R}{L} * (L - c_k) + \frac{q * L}{2} \right)^2}{\left( \frac{2 * R}{L} + q \right)^2} * \frac{1}{2} \left( \frac{-2 * R}{L} - q \right) - M_{izq} = M_k$$

$$M_k = \frac{\left( \frac{R}{L} * (L - c_k) + \frac{q * L}{2} \right)^2}{\frac{4 * R}{L} + 2 * q} - M_{izq}$$

**Ilustración 13.** Ecuaciones de cargas

Con estas fórmulas expresadas anteriormente se puede calcular el momento máximo en el puente y su ubicación a lo largo del mismo.

### 1.3.7 CALCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGA VIVA

Al tener 4 vigas en la sección adoptada para este trabajo nos basaremos en la tabla 4.6.2.2.1–1 de la norma AASHTO LRFD (2014), (anexo N3) para determinar el caso de nuestras vigas las cuales serán el caso “e” para hormigón armado y el caso “k” para hormigón presforzado, nos basaremos en la tabla 4.6.2.2.1 – 2 de la mencionada norma para utilizar los valores simplificados para las ecuaciones del factor de distribución.

**Tabla 6.** Valor de constantes para los Artículos 4.6.2 y 4.6.2.3

**Tabla 4.6.2.2.1-2 Valor de Constantes para los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3**

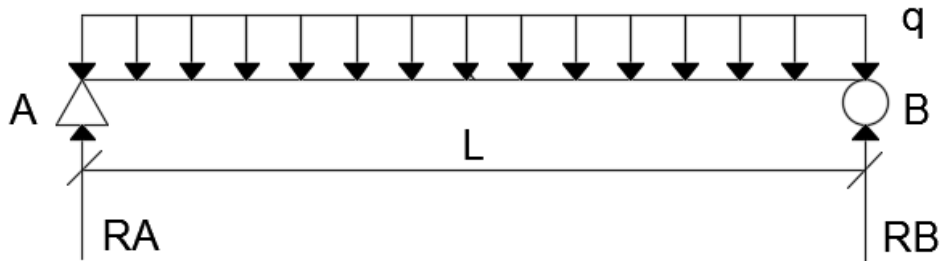
Parámetros de la Ecuación	Tabla de Referencia	Valor Simplificado			
		a	e	k	f,g,i,j
$\left(\frac{K_g}{L_s^3}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1	1.02	1.05	1.09	—
$\left(\frac{K_g}{L_s^3}\right)^{0.25}$	4.6.2.2.2e-1	1.03	1.07	1.15	—
$\left(\frac{L_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	4.6.2.2.3c-1	0.97	0.93	0.85	—
$\frac{I}{J}$	4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.3a-1	—	—	—	$0.54\left(\frac{d}{b}\right)+0.16$

*Fuente:* (Rodríguez, 2017)

El factor de distribución tanto para vigas interiores como para vigas exteriores estará adoptado por las ecuaciones de las tablas 4.6.2.2.2b – 1 y 4.6.2.2.2d – 1 (ANEXOS) respectivamente de la norma AASHTO LRFD (2014).

El momento máximo se encuentra en la mitad del puente a este momento máximo se le deberá aumentar el impacto dinámico de 33 % detallado anteriormente en la tabla 3.6.2.1.1 de la norma AASHTO. Así obtenemos el valor del momento provocado por la sobre carga vehicular (LL).

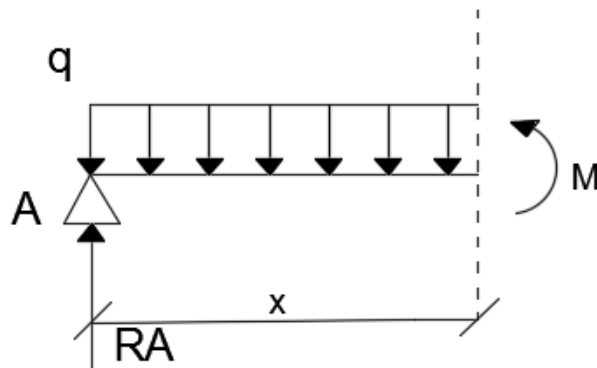
Utilizando las formulas demostradas anteriormente se encuentra la posición del momento máximo a lo largo de la viga, en donde se debe encontrar el momento provocado por el peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC) así como también el peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW). Estos momentos se calcularán en el punto de momento máximo (x) de la siguiente manera:



*Ilustración 14. Cálculo punto de momento máximo*

De donde:  $R_a + R_b = q \cdot L$ ;  $R_a = R_b$

Por lo tanto:  $R_a = q \cdot L / 2$



*Ilustración 15. Cálculo punto de momento máximo*

De donde:  $M = Ra \cdot x - q \cdot x^2 / 2$

Por lo tanto:  $M = q \cdot L \cdot x / 2 - q \cdot x^2 / 2$

Donde q va a representar el valor de las cargas según el momento que quiera encontrarse.

### 1.3.8 DISEÑO DE LA VIGA A FLEXIÓN

Una vez encontrado los momentos y multiplicados por los factores de la combinación de carga descrita anteriormente recurrimos al diseño considerando los siguientes valores:

Para determinar el ancho de la viga nos basamos en la fórmula:

$$b = 0.0157 \sqrt{S} * L$$

Donde S será la separación entre vigas del puente y L será la luz del puente. Esta fórmula está basada en la norma de Continuous Concrete Bridges, Porlant Cement Assosiation.

La altura mínima de la viga según la tabla 2.5.2.6.3 – 1 de la norma AASHTO LRFD (2014) nos dice que  $h_{min} = 0.07 * (\text{luz del puente})$ .

Recubrimiento inferior: 5 cm según la tabla 5.12.3.1 de la norma AASHTO LRFD (2014).

Espaciamiento mínimo entre varillas (1.5 diámetro varilla; 1.5 pulgadas) se tomará el mínimo valor entre los dos según la sección 5.10.3.1.1 de la norma AASHTO LRFD (2014).

Factor de resistencia para varillas en tensión  $\phi_f = 0.9$  según la sección 5.5.4.2.1 de la norma AASHTO LRFD (2014).

Se determinará el valor de peralte de la viga para aplicar las siguientes fórmulas:

Del código para hormigón armado ACI 318 2014: Y referenciándonos en el libro de concreto reforzado de Jack McCormac y Russel H. Brown 8va edición de la ecuación (3-2) y (3-3)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi_f * d^2 * b}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f'_c}}\right)$$

**Ilustración 16.** Cálculo fórmula valor de peralte de la viga  
**Fuente:** (Cormac & H.Brown, 2008)

Sabemos que  $\rho$  es el porcentaje de acero en la sección de hormigón, por lo tanto:

$$A_s = \rho * b * d$$

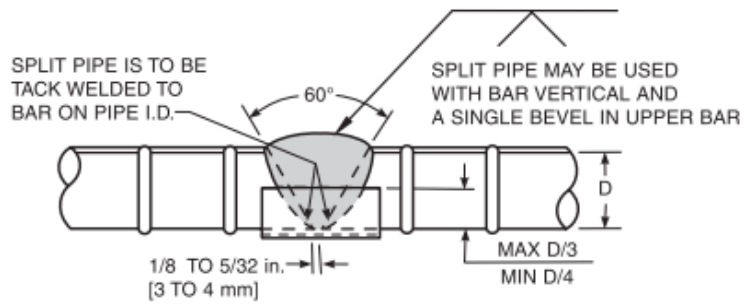
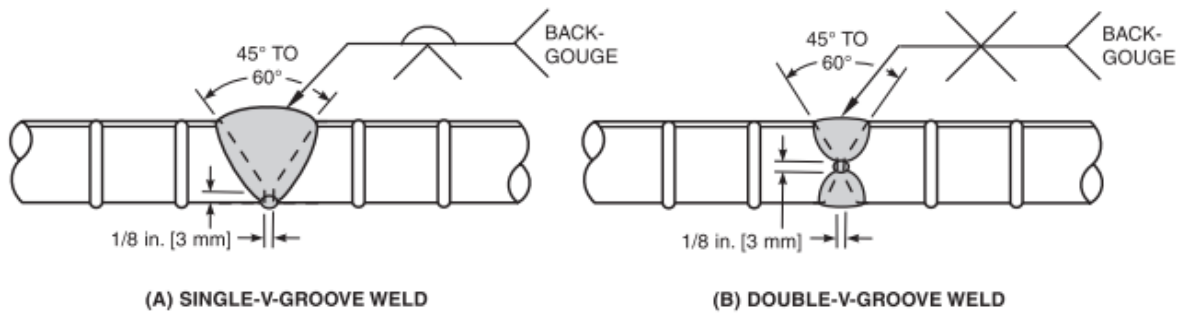
E igualando la compresión del hormigón y la tensión de las varillas de acero en una viga de hormigón armado resulta la siguiente ecuación:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Con esta última ecuación podemos comprobar si la viga trabaja como una viga “T” o como una viga rectangular cuando este valor sea menor al espesor de la losa.

Después se escogerán el número de varillas de acero según el área de acero requerida.

Para optimizar el uso de las varillas de acero a lo largo del puente se obtendrá el cálculo del diagrama de momentos cada metro para poder colocar el acero mínimo en donde sea conveniente y nos permita el diseño. Las varillas principales a flexión irán soldadas y según como nos indica en la norma AASHTO LRFD (2014) en el artículo 5.11.5.2.3 nos referencia a la norma actual de soldadura estructural para acero de refuerzo de AWS. Se indicarán en los planos los puntos de soldadura.



**Ilustración 17. Puntos de soldadura**  
**Fuente: AWS NORMA D1.4**

**Tabla 7. Tabla Electrodo**

Group	Steel Specification Requirements				Filler Metal Requirements					
	Steel Specification	Minimum Yield Point/Strength		Minimum Tensile Strength		Electrode Specification <sup>a</sup>	Yield Point/Strength <sup>b</sup>		Tensile Strength <sup>b</sup>	
		ksi	MPa	ksi	MPa		ksi	MPa	ksi	MPa
I	ASTM A615 Grade 40	—	—	70	—	SMAW AWS A5.1 and A5.5	53-72	365-496	70	482
						E7015, E7016, E7018, E7028				
	ASTM A615M Grade 300	—	300	—	500	E7015-X, E7016-X, E7018-X	57-60	390-415	70-75	480-520
						GMAW AWS A5.18				
	ASTM A615M Grade 300	—	300	—	500	ER70S-X, E70C-3, E70C-6	58	400	70	480
						FCAW AWS A5.20 and A5.29				
	ASTM A615M Grade 300	—	300	—	500	E7XT-X	58	400	70	480
E7XTX-X										
ASTM A615M Grade 300	—	300	—	500	(Except -2, -3, -10, -13, -14, -GS)	58	400	70-90	480-620	
II	ASTM A706 Grade 60	—	—	80	—	SMAW AWS A5.5	67	460	80	550
						E8015-X, E8016-X, E8018-X				
	ASTM A706M Grade 420	—	420	—	550	GMAW AWS A5.28	68	470	80	550
						ER80S-X, E80C-X, E90C-X				
	ASTM A706M Grade 420	—	420	—	550	FCAW AWS A5.29	68	470	80-100	550-690
E8XTX-X										
III	ASTM A615 Grade 60	—	—	90	—	SMAW AWS A5.5	77	530	90	620
						E9015-X, E9016-X, E9018-X				
	ASTM A615M Grade 420	—	420	—	600	GMAW AWS A5.28	78	540	90	620
						ER90S-X				
	ASTM A615M Grade 420	—	420	—	600	FCAW AWS A5.29	78	540	90-110	620-760
E9XTX-X										

(continued)

**Fuente: AWS TABLA ELECTRODOS**

### ACERO MÁXIMO

Las disposiciones de la norma AASHTO LRFD (2014) eliminan este límite

### ACERO MINIMO

La cantidad de acero colocado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33M_u$ .

Donde:

$$M_{cr} = 1.1 (f_r * s)$$

$$f_s = 2.01 * f'_c^{1/2}$$

$$s = b * h^2 / 6$$

### 1.3.9 ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

Según el artículo 5.10.8 en el alma de las vigas T que vamos a utilizar en el presente trabajo se va a colocar acero de temperatura:

El cual según la fórmula 5.10.8.2 – 1:

$$A_{stemp} = \frac{0.18 * b * h}{2(b + h)} cm^2/m$$

Además de la ecuación 5.10.8.2 – 1:

$$\frac{2.33cm^2}{m} \leq A_{stemp} \leq 12.70cm^2/m$$

La armadura de contracción y temperatura se colocará a lo largo de la viga y habrá un traslape cuya longitud de desarrollo es 30 veces el diámetro de la varilla según el código ACI.

### 1.3.10 REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA

Para esta evaluación se utilizará la combinación de carga de Servicio I mencionada anteriormente,

$$E_s = 2.04 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ Artículo 5.4.3.2 norma AASHTO LRFD (2014)}$$

$$E_c = 15300 * f'c^{1/2} \text{ Artículo 5.4.2.4 – 1 norma AASHTO LRFD (2014)}$$

$$n = \text{relación entre módulos} = E_s/E_c$$

Ast= relación modular x área de acero

De esta manera realizando una sumatoria de momentos con respecto al eje neutro para encontrar “y” (altura desde la parte inferior hasta el eje neutro de la sección).

El brazo jd entre las cargas es:  $d - (y/3)$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd) * A_s}$$

Y este valor debe ser menor a 0.6 fy.

### 1.3.11 SEPARACION MÁXIMA DE LA ARMADURA

Según el artículo 5.7.3.4 – 1 tenemos la siguiente ecuación:

$$s_{max} = \frac{125.000 * \gamma_e}{B_s * f_{ss}} - 2recubrimiento superior$$

$$donde: B_s = 1 + \frac{recubrimiento superior}{0.7 * (h - recubrimiento superior)}$$

Donde  $\gamma_e$  es el factor de intemperie el cual para este trabajo será considerado 0.75 para la condición de exposición clase 2.

Por lo tanto, el espaciamiento escogido deberá ser menor al valor que resulte de la formula anterior para una evaluación satisfactoria.

### 1.3.12 EVALUACIÓN DE FATIGA

Según el artículo 5.5.3 la fatiga no debe investigarse en losas de concreto soportada en multivigas.

Para las vigas utilizamos para la verificación el camión de diseño con la separación entre ejes de 9.16m y sin factor de carga para un carril como lo indican los artículos 3.6.1.4.1 y 3.6.1.1.2 respectivamente de la norma AASHTO LRFD 2014.

Utilizamos la sección fisurada si la suma de esfuerzos por cargas permanentes no mayoradas sumada la combinación de carga de Fatiga I da por resultado una tensión de tracción mayor que  $0.8\sqrt{f'c}$

Después se realiza la verificación de esfuerzos debido a la carga viva y a la carga permanente utilizando la fórmula:

$$f = \frac{M}{A_s * jd}$$

Donde el rango de esfuerzos será dado por el esfuerzo mínimo debido a los esfuerzos de carga viva mínima más los esfuerzos de carga permanente mientras que el esfuerzo máximo es el esfuerzo máximo por carga viva combinado con el esfuerzo de cargas permanentes.

El rango límite es  $f = 1687 - 0.33 * f_{min}$  según el artículo 5.5.3.2 – 1 de la norma AASHTO LRFD (2014).

#### **1.4 DISEÑO A CORTE DE VIGAS EN HORMIGÓN ARMADO**

Para los factores de distribución de carga viva se utilizará el mismo método de la flexión en vigas, pero utilizando las tablas: 4.6.2.2.3a – 1 y 4.6.2.2.3b – 1 para vigas interiores y exteriores respectivamente de la norma AASHTO LRFD (2014), (ANEXOS).

Como sabemos que el corte máximo se encuentra en el extremo del puente es decir en las reacciones, para el corte provocado por la sobre carga vehicular se toma el valor de las reacciones resultante al tren de cargas que se tenga del camión de diseño o el eje tándem.

Para los valores de carga muerta tanto DC como DW se obtiene las reacciones con esas cargas utilizando la fórmula:

$$V = q * L / 2$$

Donde q es la carga del momento que se quiere obtener y L la longitud del puente.

Una vez obtenido el corte máximo según la combinación de carga mencionada anteriormente se utilizan las siguientes expresiones y factores:

$$\Phi_v = 0.9 \text{ según la sección 5.5.4.2.1 de la norma AASHTO LRFD (2014).}$$

La distancia efectiva para corte será el máximo valor entre (0.9d; 0.72 altura de viga) según la sección 5.8.2.9 de la norma AASHTO LRFD (2014).

El esfuerzo medio de corte está dado por la siguiente expresión

$$v = \frac{V_t}{\Phi_v * b * d_v} \text{ Según la sección 5.8.2.9 – 1 de la norma AASHTO LRFD (2014).}$$

Si el valor de esfuerzo medio de corte está por debajo del valor de  $0.18f'_c$  se puede utilizar otro método diferente al de puntal – tensor.

El máximo valor de espaciamiento permitido entre estribos está dado por la siguiente expresión de la sección 5.8.2.5 - 1:

$$s_v = \frac{2 * \text{área varilla} * f_y(\text{Mpa})}{0.083 * \sqrt{27.46} * b}$$

El  $s_v$  de diseño es el mínimo valor entre  $(0.8*d_v; 600\text{mm})$  según la sección 5.8.2.7 – 1 y este tiene que ser menor al valor del  $s_v$  máximo.

La deformación unitaria neta en el centroide de la varilla se calcula según la siguiente expresión de la sección 5.8.3.4.2 -4 de la norma AASHTO LRFD (2014):

$$\epsilon_s = \frac{\frac{M_u}{d_v} + V_t}{E_s * A_{sint}}$$

Según la sección 5.8.3.4.2 – 1 de la norma AASHTO LRFD (2014):

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 * \epsilon_s}$$

Aunque se utilizara el proceso simplificado con  $\beta=2$  especificado en el artículo 5.8.3.4.1 de la norma AASHTO LRFD (2014) a condición de utilizar la cantidad de refuerzo transversal mínimo y ángulo de inclinación  $\alpha=90$ .

Según la sección 5.8.3.3 – 3 de la norma AASHTO LRFD (2014):

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{27.46} * b * d_v * \frac{\text{Mpa}}{g}$$

El ángulo de la compresión diagonal según 5.8.3.4.2 – 3 de la norma AASHTO LRFD (2014):

$$\theta = 29 + 3500 * \epsilon_s$$

El ángulo en grados entre los estribos y las varillas longitudinales

$$\alpha = 90$$

Por lo tanto, en la sección 5.8.3.3 -4 tenemos:

$$V_s = \frac{2 * \text{area varilla} * f_y * d_v * \cot(\theta) + \cot(\alpha) * \text{sen}(\alpha)}{S_{vdiseño}}$$

La resistencia nominal al corte es el mínimo valor entre ( $V_c + V_s$ ;  $0.25 * f'_c * b * d_v$ ) como indica el artículo 5.8.3.3 – 1 y 5.8.3.3 – 2. Sin considerar las fuerzas de pretensado.

Por lo tanto, como una comprobación el valor de la expresión:

$$\frac{V_t}{\phi_v * V_n}$$

Debe ser menor o igual a 1 para que la evaluación sea satisfactoria.

Para la evaluación de la tensión longitudinal que genera el corte evaluamos:

Si es satisfactoria debe cumplir:

$$A_{sint} * f_y \geq \frac{V_t}{\phi_v} - 0.5 * V_s$$

El mismo diseño de corte se utilizará para las vigas diseñadas en hormigón pres forzado ya que se asumirá que el cable de pres forzado no tendrá influencia en el corte de las vigas.

Además, para optimizar las varillas dispuestas a corte se sacará los cortes máximos a lo largo de la viga según la posición dinámica del camión de diseño, así se obtendrá una envolvente que nos permitirá saber para cada viga la separación más óptima que podemos colocar para corte en las vigas.

La distancia entre estribos que responde al corte máximo deberá mantenerse hasta  $2 * h$  altura de la viga desde los extremos de acuerdo al Código ACI 318-14.

## 1.5 DISEÑO DE VIGAS EN HORMIGÓN PREFORZADO.

El pre forzado en el hormigón es una técnica para proporcionar al hormigón una pre carga con el fin de soportar las cargas gravitacionales a flexión a la que está sometida una viga.

Esta fuerza de pres forzado se realiza normalmente por el alargamiento de cables o alambres de un diámetro determinado los cuales pueden ser tensados antes de que fragüe el hormigón (Pretensado) o después de fraguado el mismo (Potenzado) o también en general se puede ir tensando los cables acordes a las necesidades de cada etapa de la construcción de alguna obra.

Para el pre dimensionamiento de las vigas Johannes Johansson en su libro Diseño y cálculo de estructuras pretensadas dice que para vigas simplemente apoyadas es decir el caso del presente trabajo se tomará para pre dimensionamiento que h puede ir desde L/15 a L/20

### 1.5.1 MÓDULO DE SECCIÓN MÍNIMO REQUERIDO

Se utilizarán las siguientes expresiones propuestas en el libro Puentes con AASHTO LRFD (2014) del autor: Msc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén.

$$S_{1\text{mín}} = \frac{M_{d+l} + (I - R)M_o}{-f_{cs} + Rf_{ti}}$$

$$S_{2\text{mín}} = \frac{M_{d+l} + (I - R)M_o}{-Rf_{ci} + f_{ts}}$$

Donde:

S1= módulo de sección referido a la fibra superior

S2= módulo de sección referido a la fibra inferior

Mo= momento flector por cargas existentes durante la transferencia de esfuerzos (al tensar los cables)

$M_{d+t}$  = momento flector por cargas agregadas posteriores a la transferencia de esfuerzos

$M_t$  = momento flector en condiciones finales (después de las pérdidas, durante la vida útil de la estructura)

$f_{ci}$  = esfuerzo permisible de compresión en la fibra inferior inmediatamente después de la transferencia

$f_{ti}$  = esfuerzo permisible de tracción en la fibra superior inmediatamente después de la transferencia.

$f_{ts}$  = esfuerzo permisible de tracción en la fibra inferior bajo cargas de servicio, después de las pérdidas.

$f_{cs}$  = esfuerzo permisible de compresión en la fibra superior bajo cargas de servicio, después de las pérdidas.

$R$  = % de fuerza inicial después de las pérdidas.

➤ **ESFUERZOS PERMISIBLES SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES EN LA NORMA AASHTO LRFD (2014).**

Debido al estado límite de servicio la tensión en los tendones o cables no deberán ser mayor a los especificados del fabricante además de no ser mayor a los valores especificados de la tabla 5.9.3 – 1. Para el estado límite de resistencia y evento extremo no deberá exceder el límite de resistencia a la tracción especificado en la misma tabla.

**Tabla 8. Límites de tensión para los tendones de pretensado.**

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de transferencia ( $f_{pbt}$ )	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	—
En servicio después de pérdidas ( $f_{pe}$ )	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Postensado			
Antes del acuañamiento, puede permitirse $f_{pbt}$ a corto plazo	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuañamiento de los anclajes	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En otros lugares a lo largo de la longitud del miembro, lejos de anclajes y acopladores, inmediatamente después del acuañamiento	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En servicio después de pérdidas ( $f_{pe}$ )	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

**Fuente:** (Rodríguez, 2017)

➤ **LIMITES PARA LA TENSION EN EL HORMIGÓN.**

Antes de las pérdidas:

Compresión:  $0.60 f_{ci}$  según el artículo 5.9.4.1.1 de la norma AAHSTO LRFD (2014).

Tensión: Usar los límites especificados en la tabla 5.9.4.1.2 – 1 de la norma AASHTO LRFD (2014). (Anexo).

Después de las pérdidas:

Para el estado límite de Servicio I según la tabla 5.9.4.2.1 – 1 de la norma AASHTO LRFD (2014). El factor de reducción  $\Phi_w$  es igual a 1 si la relación de esbeltez de almas y alas calculadas de acuerdo al artículo 5.7.4.7.1 de la norma mencionada son menores o iguales a 15, si son mayores que este valor se deberá calcular de acuerdo al artículo 5.7.4.7.2 de la misma norma.

**Tabla 9.** Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas.

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</li> </ul>	0,45 $f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• En puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</li> </ul>	0,45 $f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo</li> </ul>	0,60 $\phi_w f'_c$ (MPa)

**Fuente:** (Rodriguez, 2017)

Para la tensión se calculará debido a los límites en la tabla 5.9.4.2.2 – 1 de la norma AASHTO LRFD (2014). (Anexo)

➤ **RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN.**

Según el artículo 5.7.3 de la norma AASHTO LRFD 2014 para secciones rectangulares o con alas que cumplan con  $f_{pe} \geq 0.5 f_{pu}$  la tensión en el acero pretensado  $f_{ps}$  puede ser tomado como la ecuación 5.7.3.1.1 – 1 de la mencionada norma:

$$f_{ps} = f_{pu} * (1 - k * \frac{c}{d_p})$$

De donde según la ecuación 5.7.3.1.1 – 2 :

$$k = 2 * (1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}})$$

Los valores de k tambien los podemos obtener de la siguiente tabla 5.7.3.1.1 – 1:

**Tabla 10.** Valores de K

**Tabla C5.7.3.1.1-1 Valores de k**

Tipo de tendón	$f_{py} / f_{pu}$	Valor de k
Cables de baja relajación	0.90	0.28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0.85	0.38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0.80	0.48

**Fuente:** (Rodriguez, 2017)

La distancia entre el eje neutro y la cara comprimida para un comportamiento de sección T está dado por la ecuación 5.7.3.1.1 – 3 de la norma AASHTO LRFD (2014):

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85\beta_1 * f'_c (b - b_w) h_f}{0.85\beta_1 * b_w + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Y para el comportamiento de sección rectangular según la ecuación 5.7.3.1.1 – 4:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85\beta_1 * b + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

De donde según la nomenclatura de la norma cada valor es:

$A_{ps}$  = área del acero de pretensado

$f_{pu}$  = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado

$f_{py}$  = tensión de fluencia del acero de pretensado

$A_s$  = área de la armadura de tracción de acero no pretensado

$A'_s$  = área de la armadura de compresión

$f_s$  = esfuerzo del refuerzo de tensión no presforzado en la resistencia nominal a la flexión

$f'_s$  = esfuerzo del refuerzo de compresión no presforzado en la resistencia nominal a la flexión

$f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

$b$  = ancho del ala comprimida

$b_w$  = ancho del alma

$h_f$  = altura del ala comprimida

$d_p$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado

$c$  = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

$\beta_1$  = factor para el diagrama de tensiones, ver Art. 5.7.2.2.

➤ **COMPONENTES CON TENDONES NO ADHERIDOS**

Para secciones rectangulares o con alas la tension en el acero de pretensado se la puede tomar como nos indica la ecuación 5.7.3.1.2 – 1 de la norma AASHTO LRFD (2014):

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300 * \left( \frac{d_p - c}{l_e} \right) \leq f_{py}$$

De donde en la ecuación 5.7.3.1.2 – 2 de la mencionada norma:

$$l_e = \frac{2 * l_i}{2 + N_s}$$

Para comportamiento de la viga como una sección T utilizaremos la ecuación 5.7.3.1.2 - 3:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85\beta_1 * f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 * f'_c * \beta_1 * b_w}$$

Para comportamiento como viga de seccion rectangular utilizaremos la ecuación

5.7.3.1.2-4:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 * f'_c * \beta_1 * b}$$

De donde según la nomenclatura de la norma AASHTO LRFD (2014) para las ecuaciones es la siguiente:

$c$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia

$l_e$  = longitud de tendón efectiva

$l_i$  = longitud de tendón entre anclajes

$N_s$  = número de articulaciones de apoyo cruzadas por el tendón entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos

$f_{py}$  = tensión de fluencia del acero de pretensado

$f_{pe}$  = tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas.

### ➤ **RESISTENCIA A LA FLEXION**

La resistencia a la flexión estará dada por la ecuación 5.7.3.2.1 – 1:

$$M_r = \Phi M_n$$

De donde :

$M_n$  = Resistencia nominal

$\Phi$  = factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2.

Para secciones con alas y cuando los tendones son adheridos si la altura del ala comprimida es menor al bloque de compresión  $c$  se utiliza la ecuación 5.7.3.2.2 – 1:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left( d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left( d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left( \frac{a}{2} - \frac{hf}{2} \right)$$

### ➤ **PERDIDAS EN LAS FUERZAS DE PRESFORZADO**

La fuerza de presforzado aplicada a una viga no es constante en el tiempo, existen varios cambios que se producen en el presforzado, unos son inmediatos y otros varían en función del

tiempo, todos estos cambios deben ser considerados al momento de realizar el diseño de una viga en hormigón presforzado.

Existen las pérdidas de presfuerzo inicial ( $P_i$ ) las cuales se deben a los cambios en la magnitud de la fuerza que se producen inmediatamente como es el caso del gato el cual en el momento del tesado de cables se altera por el acortamiento elástico del concreto comprimido, pérdidas por fricción y deslizamiento del anclaje.

Debido al paso del tiempo estos cambios en la fuerza del pretensado varían en mayor magnitud esto debido a la contracción y flujo plástico del concreto como también debido al relajamiento del acero altamente esforzado. Después de varios años los cambios ya son insignificantes y se puede hablar de una fuerza de tesado constante, esto se define como la fuerza de presfuerzo efectiva  $P$ . Habiendo ocurrido las pérdidas este valor se obtiene por:

$$P = R * P_i$$

Siendo  $R$  la eficiencia de fuerza del presforzado:

$$R = 1 - \%p\u00e9rdidas$$

Para este trabajo consideraremos pérdidas de 29,4 % basados en ejemplos de la realidad que se han consultado para adoptar ese porcentaje de pérdidas.

Además de calcular las pérdidas por fricción para realizar la comprobación en puntos intermedios de la viga de hormigón presforzado y hacer el chequeo de las tensiones límites.

### ➤ **INECUACIONES BÁSICAS.**

En condiciones iniciales las inecuaciones serían :

$$\frac{-P_i}{A} + \frac{P_i * e}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \leq f_{ti} \text{ (1) fibra superior}$$

$$\frac{-P_i}{A} - \frac{P_i * e}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \geq f_{ci} \text{ (2) fibra inferior}$$

En condiciones finales :

$$\frac{-R*P_i}{A} - \frac{R*P_i*e}{S_2} + \frac{M_t}{S_2} \leq f_{ts} \quad (3) \text{ fibra inferior}$$

$$\frac{-R*P_i}{A} + \frac{R*P_i*e}{S_1} - \frac{M_t}{S_1} \geq f_{cs} \quad (4) \text{ fibra superior}$$

De donde:

Pi = fuerza pre-tensora inicial

P = fuerza pre-tensora final (P=RPi)

A = área de la viga

e = excentricidad del cable resultante

S1 = módulo de sección referido a la fibra superior

S2 = módulo de sección referido a la fibra inferior

### ➤ **DIAGRAMA DE MAGNEL**

Las inecuaciones expresadas anteriormente también pueden expresarse de la siguiente manera:

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - k_2}{M_o + f_{ti}S_1} \quad (1)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + k_1}{M_o - f_{ci}S_2} \quad (2)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e + k_1)}{M_t - f_{ts}S_2} \quad (3)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e - k_2)}{M_t + f_{cs}S_1} \quad (4)$$

De donde:

$$k1 = \text{distancia del núcleo} = -\frac{r^2}{c_2^2}$$

$$k2 = \text{distancia del núcleo} = -\frac{r^2}{c_1^2}$$

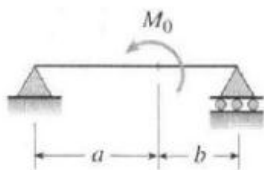
r: radio de giro de la sección.

c1 : distancia del eje neutro hasta la fibra superior

c2 : distancia del eje neutro hasta la fibra inferior

### 1.5.2 CONTROL DE DEFLEXIONES EN VIGAS

Se realizará un control de deflexiones basándonos en tablas de deflexiones en vigas simplemente apoyadas utilizando el momento resultante máximo de la viga y en el punto en donde se ubica. De esta manera podremos encontrar la máxima deflexión en el centro de la viga para poder contrarrestar con una contraflecha que dependerá del valor de la deflexión (I.E.T, 2015). Como deflexión máxima admisible podemos tomar los valores de L/800 o L/1000 que nos indica según la norma AASHTO LRFD (2014) en su sección 9.5.2



$$v = -\frac{M_0 x}{6LEI} (6aL - 3a^2 - 2L^2 - x^2) \quad (0 \leq x \leq a)$$

$$v' = -\frac{M_0}{6LEI} (6aL - 3a^2 - 2L^2 - 3x^2) \quad (0 \leq x \leq a)$$

$$\text{con } x = a: \quad v = -\frac{M_0 ab}{3LEI} (2a - L) \quad v' = -\frac{M_0}{3LEI} (3aL - 3a^2 - L^2)$$

$$\theta_A = \frac{M_0}{6LEI} (6aL - 3a^2 - 2L^2) \quad \theta_B = \frac{M_0}{6LEI} (3a^2 - L^2)$$

**Ilustración 18.** Deflexiones de la viga simplemente apoyada.

**Fuente:** (Harvey, 2019)

**FACTOR DE SEGURIDAD:** El factor de seguridad es otro aspecto a analizar en el presente trabajo ya que nos dará a conocer la eficiencia con que nuestras vigas están soportando las cargas a las que están sometidas además de conocer que porcentaje de seguridad nos brinda la viga lo

cual es importante comparar y aplicar para tener una mejor decisión respecto a la seguridad que necesitemos en nuestro diseño de la superestructura del puente. Este factor resulta de la relación entre el momento resistente a flexión de la viga y el momento actuante al que está sometido la viga, mientras este valor resulte mas cercano a 1 la viga es más eficiente pero también mientras este valor sea mayor a uno podemos decir que existe una sobredimensión y nos brinda un factor de seguridad más alto de la viga para cualquier evento extremo que pueda ocurrir.

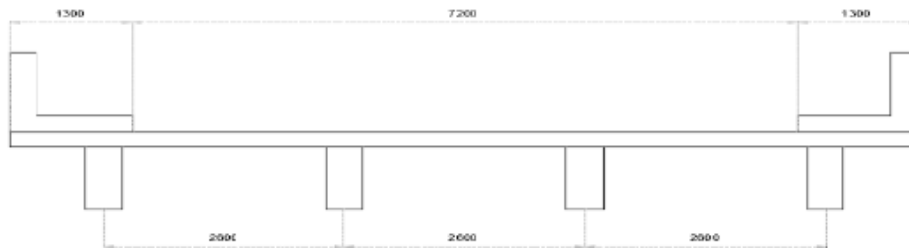
## **CAPÍTULO II:**

### **DISEÑO DE VIGAS DE VARIAS LUCES**

En este capítulo se presenta los diseños realizados para las vigas de luces de 15, 20, 25, 30, 35 metros tanto en hormigón armado como en hormigón potenzado, de acuerdo a la base teórica expuesta en el capítulo I.

#### **2.1 COMPROBACIÓN VIGA CRÍTICA**

Al tener cuatro vigas en la superestructura del puente, para efectos de este trabajo se debe realizar el cálculo para saber cuál es la viga crítica es decir si las vigas interiores que soportan cierta área cooperante o las vigas exteriores que soportan una distinta área, además que entre estos dos tipos de viga la norma AASHTO LRFD (2014) nos indica diferentes factores de distribución de cargas vivas entre otros aspectos que las diferencian, es por eso que a continuación se presenta dicha comprobación para realizar el diseño y posterior determinación de costos de la viga crítica la cual se va a analizar en este trabajo.



**DATOS DEL PUENTE**

LONGITUD DEL TRAMO	15 m
ANCHO DE CALZADA	7.2 m
ANCHO VEREDA	1.3 m
ANCHO TOTAL	9.8 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	2 %
SEPARACION ENTRE VIGAS	2.6 m
NUMERO DE VIGAS	4
ESPESOR PAVIMENTO	0.05 m

**MATERIALES**

HORMIGON TABLERO	280
HORMIGON VIGAS	280
ACERO DE REFUERZO	4200
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	
MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGON	
PESO ESPECIFICO HORMIGON	2.4 t/m <sup>3</sup>
PESO ESPECIFICO PAVIMENTO	2.24 t/m <sup>3</sup>

**VIGA INTERIOR 15 M :**

**FACTOR DE DISTRIBUCION DE CARGA**

TABLA 4.6.2.2.2 B-1

CASO e:

g	0.68 un carril cargado
g	0.77 dos carriles cargados
g crítico	0.77

RESISTENCIA I VIGA INTERIOR

291.44 L<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>

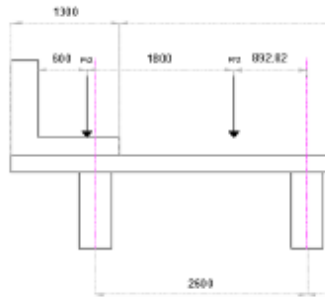
**VIGA EXTERIOR 15 M:**

TABLA 4.6.2.2.2 d-1

Para un carril cargado utilizamos ley de momentos

g	0.827
---	-------

*Ilustración 19. Comprobación Viga Crítica*



Para dos o más carriles cargados utilizamos la fórmula de la tabla

e	1.02
gint	0.70
g	0.717
g crítico	0.827

#### CARGAS

carga muerta losa	1.104 t/m
carga barrera	0.594 t/m
carga acera	0.15 t/m
carga acera + barrera	0.447 t/m
carga vigas	0.648 t/m
carga pavimento	0.2576 t/m
número de diafragmas	3
peso diafragma	0.517 t
Mdiafragma	1.75 t*m

DC	2.199	t/m
DW	0.2576	t/m

#### MOMENTOS

MDC	63.04479601
MDW	7.179766736
MLL+HM	115.3512717

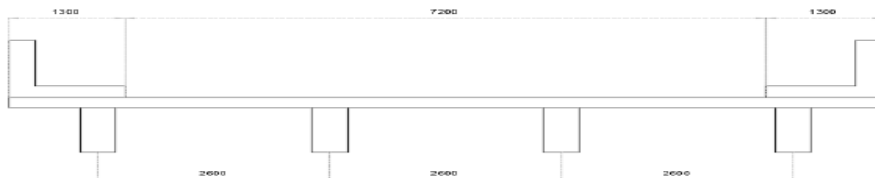
RESISTENCIA I VIGA EXTERIOR 291.440 t\*m

VIGA CRÍTICA: VIGA EXTERIOR

Ilustración 20. Comprobación Viga Crítica

## 2.2 DISEÑO DE VIGAS EN HORMIGÓN ARMADO

SECCIÓN PUENTE:



DATOS DEL PUENTE

LONGITUD DEL TRAMO	15	m
ANCHO DE CALZADA	7.2	m
ANCHO VEREDA	1.3	m
ANCHO TOTAL	9.8	m
PENDIENTE TRANSVERSA	2	%
SEPARACION ENTRE VIGAS	2.6	m
NUMERO DE VIGAS	4	
ESPESOR PAVIMENTO	0.05	m
ESPESOR LOSA	0.2	m

MATERIALES

HORMIGON TABLEROS	280	kg/cm <sup>2</sup>
HORMIGON VIGAS	280	kg/cm <sup>2</sup>
ACERO DE REFUERZO	4200	kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELASTICIDAD	2040000	kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGON		
PESO ESPECIFICO HORMIGON	2.4	t/m <sup>3</sup>
PESO ESPECIFICO ACERO	2.24	t/m <sup>3</sup>

VIGA EXTERIOR CRITICA

DMENSIONES

h	0.9	ASUMIDO
b	0.30	ASUMIDO
ancho cooperante	2.30	VER SECCIÓN
num de vigas	4	PUENTE

PESO DE LA VIGA 11.88 T

CARGAS

carga muerta losa	1.104	t/m
carga barrera	0.594	t/m
carga acera	0.15	t/m
carga acera + barrera	0.447	t/m
carga vigas	0.648	t/m
carga pavimento	0.2576	t/m
número de diafragma	3	
peso diafragma	0.517	t
Mdiafragma	1.75	t*m
q vereda	0.30	t/m
carga muerta DC	2.20	t/m
carga accesorios DW	0.26	t/m

SE COLOCA DIAFRAGMAS QUE NO EXCEDA 10 M DE SEPARACION  
diafragma adoptados peso total:  
1.551



CAMION DE DISEÑO :		LINEA DE CARGA	
q	0 t/m	q	0.952 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0.952 t/m
R	32.67 t	Ra	7.14 t
x	5.693333333 m	x	m
x1	0 m	x1	m
ck	1.423333333 m	ck	m
L	15 m	L	m
Ra	14.78499 t		
Mk	100.3654405 t*m	Mk	26.53392054 t*m
Mizq	15.5001 t*m	Mizq	t*m
Mk	84.86534045 t*m	Mk	t*m
Mkreal*1.33	112.8709028 t*m	Mkreal*1.33	0 t*m
carga total	32.67 T	carga total	T
zk	6.788333333 m	zk	m



EJE TANDEM:		FATIGA	
q	0 t/m	q	0 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0 t/m
R	22.68 T	R	18.15 t
x	0.6 m	x	0.854 m
x1	0 m	x1	0 m
ck	0.6 m	ck	0.854 m
L	15 m	L	15 m
Mk	78.38208 t*m	Mk	60.53306809 t*m
Mizq	0 t*m	Mizq	0 t*m
Mkreal	78.38208 t*m	Mkreal	69.6130283 t*m
zk	7.2 m	zk	7.073 m

NO SE APLICA FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE (3.6.1.1.2)

Ilustración 21. Viga de Hormigón Armado 15 m.

**MOMENTOS**

MDC 63.04479601 t\*m  
 MDW 7.179766736 t\*m  
 MLL+IM (CON FACT) 115.3512717 t\*m

MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO  
 MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO  
 MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO

**FACTOR DE DISTRIBUCION DE CARGA (VIGA INTERIOR)**

TABLA 4.6.2.2.2 B-1

CASO e:  
 g 0.63 un carril cargado  
 g 0.70 dos carriles cargados  
 g critico 0.70  
 g critico viga exterior 0.83

**COMBINACIONES DE CARGA**

Tipo de carga, fundación y método usado para calcular fricción negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios	1.25	0.90
DW: Superficies de rodadura e instalaciones para servicios	1.50	0.65

COMBINACIONES DE CARGA	DC	LL
RESISTENCIA I	DW	1.75

TABLA 3.4.1-1

RESISTENCIA I	291.44 t*m
SERVICIO I	185.58 t*m
FATIGA I	36.60 t*m

**CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL**

h viga 1.1 m  
 diametro barilla 0.032 m  
 area barilla 0.000804248 m<sup>2</sup>  
 esp minimo 0.0381 m  
 recub inferior 0.05 m  
 d seccion 2 0.9886 m  
 d seccion 1 1.022 m  
 Rn2 14.4058256 kg/cm<sup>2</sup>  
 p2 0.003540567  
 As2 80.50470048 cm<sup>2</sup>  
 a 2 6.176831239 cm  
 viga: **VIGA RECTANGULAR**  
 Rn1 13.47961765 kg/cm<sup>2</sup>  
 p1 0.003305863  
 As1 77.70760931 cm<sup>2</sup>  
 a 1 5.962220663 cm  
 viga: **VIGA RECTANGULAR**  
 numero de varillas 10.0099383  
 numero de varillas r 11  
 As real 93.24246996 cm<sup>2</sup>  
 estribo 0.014 m

diámetro barilla 0.028  
 area barilla #2 0.00061575

obtenido del plano de varillas de AUTOCAD  
 obtenido del plano de varillas de AUTOCAD

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*	M (T*m)	Rn(kg/cm2)	p	As
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	15.6515	1.8032	19.6640367	6.664	60.393	2.985231231	0.00071528	16.2639784
2	29.104	3.3488	39.3280734	12.376	116.273	5.747351846	0.00138535	31.49983865
3	40.3575	4.6368	56.6666716	17.136	164.272	8.119914859	0.00196747	44.73590165
4	49.412	5.6672	71.5028083	20.944	204.133	10.09024956	0.00245565	55.83603505
5	56.2675	6.44	86.338945	23.8	239.481	11.83747365	0.00289226	65.76354349
6	60.924	6.9552	101.1750817	25.704	270.315	13.36158713	0.00327603	74.48965879
6.788333333	63.04479601	7.179766736	112.8709028	26.5339205	291.440	14.4058256	0.00354057	80.50470048
As min					114.876	5.678293087	0.0013685	31.11666024

	COLOCO:		
Asmin var	5.053439072	6	As real 36.94512961
As ref var	5.416188299	6	As real 56.29734035



Ilustración 22. Viga de Hormigón Armado 15 m.

EVALUACION ACERO MINIMO

ART. 5.7.3.3.2

$$M_{cr} = I \cdot I_f \cdot S$$

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f_c}$$

$$S = bh^2/6 =$$

fr	33.63373307 kg/cm2
s	310500 cm3
Mcr	114.8760 t*m
1,33 Mu	387.6156929 t*m
a	6.176831239 cm
Φ	2.540633702

SE ESCOGE EL MENOR VALOR DE LOS DOS (ART. 5.7.3.3.2)

Φ 0.9

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2.1-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1-1})$$

M resistente 337.5532092 t\*m

SI RESISTE

EVALUACION SATISFACTORIA

EFICIENCIA TECNICA

FACTOR DE SEGURIDAD 1.158223922

ARMADURA DE CONTRACCION Y TEMPERATURA

ART 5.10.8

Astemp	2.025 cm2/m	5.10.8.2-1
Astemp mín	2.33 cm2/m	5.10.8.2-2
Astemp máx	12.7 cm2/m	
As temp utilizar	2.33 cm2/m	
diámetro de varilla	1.4 cm	
área de varilla	1.5393804 cm2	
número de varillas	1.514	
número de varillas r	2.000	

REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA 5.7.3.4

UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO

Es	2040000 kg/cm2	5.4.3.2
Ec	256017.97 kg/cm2	5.4.2.4-1
n	8	
dc	8 cm	
dl	82 cm	NO NECESITA ASK
Ast	745.9397597 cm2	
y	21.557 cm	
jd	91.67 cm	
fss	2171.00 kg/cm2	

REVISION SATISFACTORIA ART 5.7.3.4

SEPARACION MAXIMA DE LA ARMADURA

ART 5.7.3.4-1

βs	1.11
Ye	0.75
smax	22.83 cm

SATISFACTORIA

REVISION POR FATIGA

ART 3.6.1.4.1

ftracc	13.39 kg/cm2	ART. 5.5.3
Mfat	106.83	
ffat	34.40	

SE UTILIZARA SECCION AGRIETADA

fLL	428.19 kg/cm2	
Fdl	821.54 kg/cm2	
fmin	821.54 kg/cm2	
fmax	1249.73 kg/cm2	
f	428.19 kg/cm2	
f limite	1415.89 kg/cm2	5.5.3.2-1

SATISFACTORIA

5.5.3.2-1

Ilustración 23Viga de Hormigón Armado 15 m.

DISEÑO A CORTE		
CORTE MAXIMO		
Ra	26.470 T	
Rb	24.907 T	
VLL	26.470 T	
VDC	17.0095 T	
VDW	1.932 T	
(VLL+IM)g Total	35.039 T	
V TOTAL	85.477 T	
d extremo	1.022	
$\Phi_v$	0.9	5.5.4.2
dv	0.920 m	
v	34.42 kg/cm <sup>2</sup>	
0,18*fc	50.4 kg/cm <sup>2</sup>	
	ok	
diametro varilla	1.4 cm	
area varilla	1.539 cm <sup>2</sup>	
separacion 0	15.000 cm	ok
$\beta$	1.855897139	
Vc	24.47 T	
Vs	79.292 T	
Vn1	103.764 T	5.8.3.3-1
Vn2	193.158 T	5.8.3.3-2
Vresistente	103.764 T	5.8.2.1-2
$\Phi$ *Vresistente	93.39 T	
	si resiste	
REFUERZO TRANSVE ART 5.8.2.5-1		
Av min	0.484 cm <sup>2</sup>	
Av	3.079 cm <sup>2</sup>	ok
ESPACIAMIENTO MAXIMO ART 5.8.2.9-1		
0,125*fc	35	
	60 cm	
smax	73.58 cm	
smax	60	
CONTROL DE DEFLEXIONES		ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)
Mo	291.44 t*m	
a	6.788333333 m	
b	8.211666667 m	
L	15 m	
E	658752.6385 t/m <sup>2</sup>	
I	0.033275 m <sup>4</sup>	
$\delta$	-0.0234 m	
$\delta$	-2.344217247 cm	

Ilustración 24. Viga de Hormigón Armado 15 m.

FACTORES DIST. CARGA PARA CORTE TABLA 4.6.2.2.3 A-1

1 CARRIL g: 0.663 V esp 0 93.39  
 2 CARRILES g: 0.793  
 g crítico : 0.793  
 g crítico viga exterior 0.827455385  
 V RESISTENTE  
 espaciamiento 1 15 cm 93.38727757  
 espaciamiento 2 20 cm 75.5466592

x (m)	Va	Vb	V linea	(Va*1,33+Vlinea)*g	(Vb*1,33+Vlinea)*g	VDC	VDW	Vta	Vtb
0	26.470	6.20004	7.14	35.03863699	-12.73127257	17.0095	1.932	85.47748973	1.880148005
1	24.292	8.37804	6.188	31.85397635	-14.34045815	14.2935	1.6744	76.12293361	-4.717326768
2	22.114	10.55604	5.236	28.66931571	-15.94964374	12.0945	1.4168	67.4146275	-10.66855154
3	19.936	12.73404	4.284	25.48465508	-17.55882932	9.8955	1.1592	58.70632138	-16.61977631
4	17.758	14.91204	3.332	22.29999444	-19.16801491	7.6965	0.9016	49.99801527	-22.57100109
5	15.580	17.09004	2.38	19.1153338	-20.77720049	5.4975	0.644	41.28970915	-28.52222586
6	13.402	19.26804	1.428	15.93067316	-22.38638608	3.2985	0.3864	32.58140304	-34.47345063
7	11.355	17.68536	0.476	12.88982791	-19.85688442	1.0995	0.1288	24.12477385	-33.18197274
8	9.419	19.62136	-0.476	9.971492067	-21.19974522	-1.0995	-0.1288	15.88253612	-38.66712913
9	7.483	21.55736	-1.428	7.05315622	-22.54260601	-3.2985	-0.3864	7.640298386	-44.15228552
10	5.547	23.49336	-2.38	4.134820374	-23.88546681	-5.4975	-0.644	-0.601939346	-49.63744191
10.73	4.133	24.90664	-3.07496	2.004435205	-24.86575519	-7.10277	-0.832048	-6.618772891	-53.64160608
11	3.872	10.648	-3.332	1.5041153	-8.961209423	-7.6965	-0.9016	-8.340823225	-26.65514149
12	2.904	11.616	-4.284	-0.348921387	-9.238771057	-9.8955	-1.1592	-14.71878743	-30.27602435
13	1.936	12.584	-5.236	-2.201958073	-9.516332691	-12.0945	-1.4168	-21.09675163	-33.89690721
14	0.968	13.552	-6.188	-4.05499476	-9.793894325	-14.2935	-1.6744	-27.47471583	-37.51779007
15	0.000	14.52	-7.14	-5.908031446	-10.07145596	-17.0095	-1.932	-34.49893003	-41.78492293

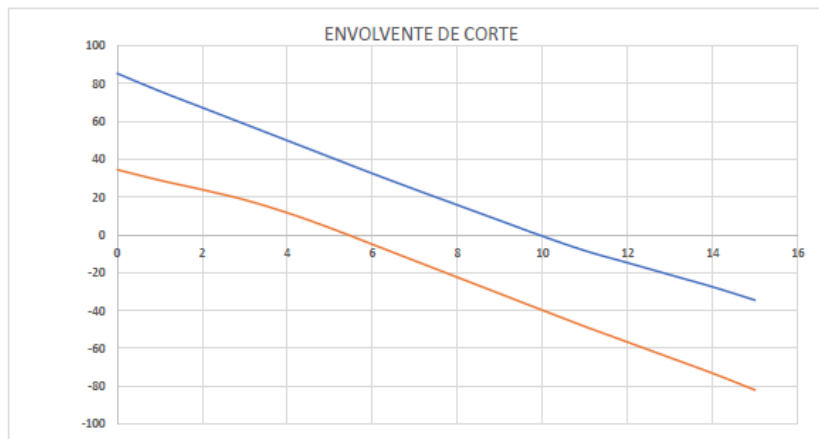
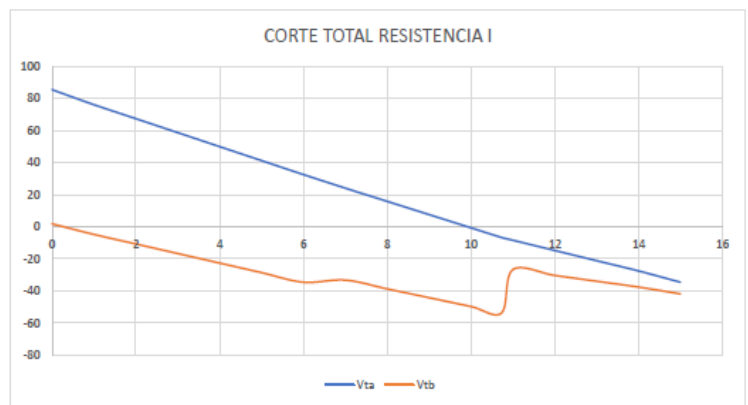
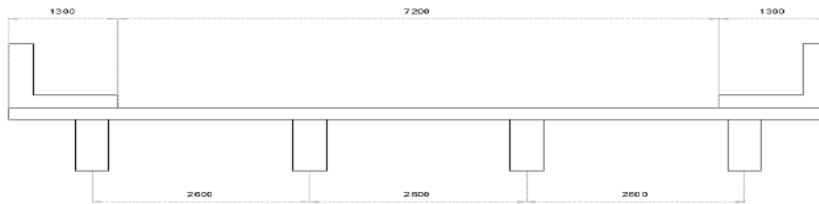


Ilustración 25. Viga de Hormigón Armado 15 m.

SECCIÓN PUENTE:



DATOS DEL PUENTE

LONGITUD DEL TRAMO	20 m
ANCHO DE CALZADA	7.2 m
ANCHO VEREDA	1.3 m
ANCHO TOTAL	9.8 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	2 %
SEPARACION ENTRE VIGAS	2.6 m
NUMERO DE VIGAS	4
ESPESOR PAVIMENTO	0.05 m
ESPESOR LOSA	0.2 m

MATERIALES

HORMIGON TABLERO	280 kg/cm2
HORMIGON VIGAS	280 kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	4200 kg/cm2
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	
MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGON	
PESO ESPECIFICO HORMIGON	2.4 t/m3
PESO ESPECIFICO PAVIMENTO	2.24 t/m3

VIGA INTERIOR

CRITICA

DIMENSIONES

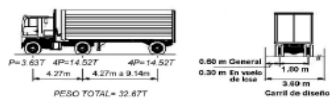
h	1.3 ASUMIDO
b	0.35 ASUMIDO
ancho cooperante	2.30
num de vigas	4 VER SECCION PUENTE

PESO DE LA VIGA 25.2 T

CARGAS

carga muerta losa	1.104 t/m
carga barrera	0.594 t/m
carga acera	0.15 t/m
carga acera + barrera	0.447 t/m
carga vigas	1.092 t/m
carga pavimento	0.2576 t/m
número de diafragmas	4
peso diafragma	0.517 t
Mdiafragma	4.80 t*m
Mdiafragma 2	1.36 t*m
q vereda	0.30 t/m
carga muerta DC	2.64 t/m
carga accesorios DW	0.26 t/m

SE COLOCA DIAFRAGMAS QUE NO EXCEDA 10 M DE SEPARACION  
diafragmas adoptados peso total: 2.068



CAMION DE DISEÑO :		LINEA DE CARGA:	
q	0 t/m	q	0.952 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0.952 t/m
R	32.67 t	Ra	9.52 t
x	5.693333333 m	x	m
x1	0 m	x1	m
ck	1.423333333 m	ck	m
L	20 m	L	m
Ra	15.1724925 t		
Mk	140.9271678 t*m	Mk	47.35892054 t*m
Mizq	15.5001 t*m	Mizq	t*m
Mk	125.4270678 t*m	Mk	t*m
Mkreal*1,33	166.8180002 t*m	Mkreal*1,33	0 t*m
carga total	32.67 T	carga total	T
zk	9.288333333 m	zk	m



FATIGA:		EJE TANDEM:	
q	0 t/m	q	0 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0 t/m
R	18.15 t	R	22.68 T
x	0.854 m	x	0.6 m
x1	0 m	x1	0 m
ck	0.854 m	ck	0.6 m
L	20 m	L	20 m
Mk	83.16541357 t*m	Mk	106.69806 t*m
Mizq	0 t*m	Mizq	0 t*m
Mkreal	95.6402256 t*m	Mkreal	106.69806 t*m
zk	9.573 m	zk	9.7 m

NO SE APLICA FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE (3.6.1.1.2)

Ilustración 26. Viga de Hormón Armado 20 m.

**MOMENTOS**

MDC 137.638 t\*m  
 MDW 12.815 t\*m  
 MLL+M (CON FACTOR DE DI: 177.222 t\*m

MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO  
 MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO  
 MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO

**FACTOR DE DISTRIBUCION D TABLA 4.6.2.2.2 B-1**

CASO e:

g 0.58 un carril cargado  
 g 0.67 dos carriles cargados  
 g crítico 0.67  
 g crítico viga exterior 0.83

**COMBINACIONES DE CARGA**

Tipo de carga, fundación y método usado para calcular fricción: negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios	1.25	0.90
DW: Superficies de rodadura e instalaciones para servicios	1.50	0.65

COMBINACIONES DE CARGA RESISTENCIA I	DC DW	LL
	1.0	1.75

**TABLA 3.4.1-1**

RESISTENCIA I	501.41 t*m
SERVICIO I	327.67 t*m
FATIGA I	46.60 t*m

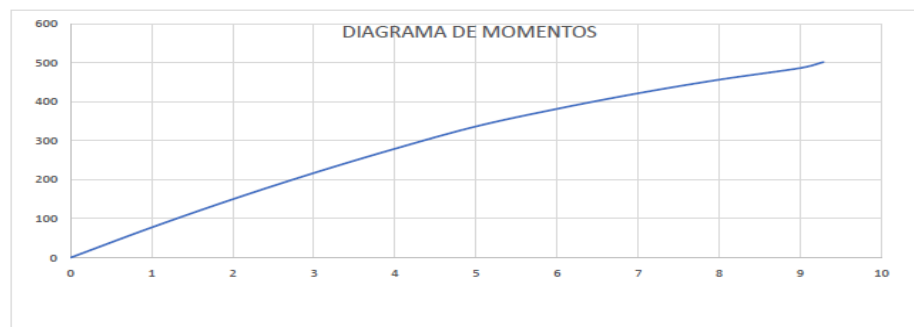
**CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL**

h viga 1.5 m  
 diametro barilla 0.032 m  
 area barilla 0.000804248 m<sup>2</sup>  
 esp mínimo 0.0381 m  
 recub inferior 0.05 m  
 d 1 1.42 m  
 d 2 1.46 m  
 d 3 1.388 m  
 Rn 12.01280166 kg/cm<sup>2</sup>  
 p 0.002936264  
 As 95.89838982 cm<sup>2</sup>  
 a 6.508940486 cm  
 viga: **VIGA RECTANGULAR**  
 Rn2 11.36358288 kg/cm<sup>2</sup>  
 p2 0.002773488  
 As2 93.13371428 cm<sup>2</sup>  
 a 2 6.321292824 cm  
 viga: **VIGA RECTANGULAR**  
 Rn3 12.57309112 kg/cm<sup>2</sup>  
 p3 0.003077141  
 As3 98.23466044 cm<sup>2</sup>  
 a 3 6.66751089 cm  
 viga: **VIGA RECTANGULAR**  
 numero de varillas 11.92398654  
 numero de varillas real 12  
 As real 104.5522035 cm<sup>2</sup>  
 estribo 0.014 m

diámetro barilla #2 0.032  
 area barilla #2 0.00080425  
 OBTENIDO DE LA DISTRIBUCION DE VARILLAS EN AUTOCAD

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*	M (T*m)	Rn(kg/cm <sup>2</sup> )	p	As
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	25.1085	2.4472	20.17941503	9.044	77.373	1.853719817	0.00044309	14.47145678
2	47.574	4.6368	40.35883005	17.136	149.678	3.586003269	0.00086034	28.09874903
3	67.3965	6.5688	60.53824508	24.276	216.914	5.196850359	0.00125116	40.8628084
4	84.576	8.2432	80.7176601	30.464	279.081	6.686261084	0.00161498	52.74525033
5	99.1125	9.66	100.9855866	35.7	336.308	8.057306132	0.00195203	63.7532181
6	111.006	10.8192	116.3371017	39.984	381.347	9.136352208	0.00221876	72.46467683
7	120.2565	11.7208	131.6886167	43.316	421.317	10.09396192	0.00245657	80.23164239
8	126.864	12.3648	147.0401317	45.696	456.218	10.93013527	0.00266508	87.04163662
9	130.8285	12.7512	162.3916467	47.124	486.051	11.64487225	0.00284395	92.88353743
9.288333333	137.6381706	12.81476674	166.8180002	47.3589205	501.408	12.01280166	0.00293626	95.89838982
As min					239.680	5.742275358	0.00138411	45.20510584

		COLOCO:		
Asmin var	5.620793787	6	As real	48.25486316
As ref var	5.923986543	6	As real	24.12743158
As ref var	2.923986543	3	As real	32.16990877



*Ilustración 27. Viga de Hormigón Armado 20 m.*

**EVALUACION ACERO MINIMO**

ART. 5.7.3.3.2

$$M_{cr} = 1.1 f_r S$$

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f_c}$$

$$S = bh^2/6 =$$

SE ESCOGE EL MENOR VALOR DE LOS DOS (ART. 5.7.3.3.2)

fr	33.63373307 kg/cm2
s	647833.3333 cm3
Mcr	239.6796 t*m
1,33 Mu	666.8727657 t*m
a	6.508940486 cm
Φ	3.281558694

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2.1-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1-1})$$

Φ 0.9

M resistente 548.3325026 t\*m

SI RESISTE

EVALUACION SATISFACTORIA

**EFICIENCIA TECNICA**

FACTOR DE SEGURIDAD 1.094

**ARMADURA DE CONTRACCION Y TEMPERATURA**

ART 5.10.8

Astemp	2.482 cm2/m
Astemp mín	2.33 cm2/m
Astemp máx	12.7 cm2/m
As temp utilizar	2.481818182 cm2/m
diámetro de varilla	1.4 cm
área de varilla	1.5393804 cm2
número de varillas	1.612
número de varillas real	2.000

5.10.8.2-1

5.10.8.2-2

$$A_{ts} \geq 0.012 (d_t - 30) \quad (5.7.3.4-2)$$

**REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA**

5.7.3.4

**UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO**

Es	2040000 kg/cm2
Ec	256017.97 kg/cm2
n	8
dc	8 cm
dl	142 cm
Ask	0.309672 in2/ft
Ask	6.55265952 cm2/m
diámetro de varilla	1.4
área de varilla	1.5393804
numero de varillas	5 varillas a colocar por Ask
Coloco varillas por Ask	6 varillas a colocar por Ask
Ast	836.4176281 cm2
y	24.534 cm
jd	133.82 cm
fss	2151.88 kg/cm2

5.4.3.2

5.4.2.4-1

NECESITA ASK

REVISION SATISFACTORIA ART 5.7.3.4

**SEPARACION MÁXIMA DE LA ARMADURA**

ART 5.7.3.4-1

βs	1.08
Ye	0.75
smax	24.32 cm

SATISFACTORIA

**REVISIÓN POR FATIGA**

ART 3.6.1.4.1

ftracc	13.39 kg/cm2
Mfat	197.06
ffat	30.42

ART. 5.5.3

SE UTILIZARA SECCION AGRIETADA

fLL	333.08 kg/cm2
Fdl	1075.33 kg/cm2
fmin	1075.33 kg/cm2
fmax	1408.41 kg/cm2
f	333.08 kg/cm2
f limite	1332.14 kg/cm2

5.5.3.2-1

SATISFACTORIA

5.5.3.2-1

*Ilustración 28. Viga de Hormigón Armado 20 m.*

**DISEÑO A CORTE****CORTE MAXIMO**

Ra	28.020 T
Rb	25.940 T
VLL	28.020 T
VDC	26.947 T
VDW	2.576 T
(VLL+IM)g Total	38.714 T

V TOTAL 105.297 T

$\Phi_v$	0.9	5.5.4.2
dv	1.278 m	
v	26.16 kg/cm <sup>2</sup>	
0,18*fc	50.4 kg/cm <sup>2</sup>	

ok

diametro varilla	1.4 cm
area varilla	1.539 cm <sup>2</sup>
separacion 0	15.000 cm

ok

Vc	39.67 T
Vs	110.170 T
Vn1	149.840 T
Vn2	313.11 T

5.8.3.3-1

5.8.3.3-2

Vresistente	149.840 T	5.8.2.1-2
$\Phi$ *Vresistente	134.86 T	

si resiste

**REFUERZO TRANSV** ART 5.8.2.5-1

Av min	0.565 cm <sup>2</sup>
Av	3.079 cm <sup>2</sup>

ok

**ESPACIAMIENTO N** ART 5.8.2.9-1

0,125*fc	35
	60 cm
smax	102.24 cm
smax	60

**CONTROL DE DEFLEXIONES**

Mo	501.41 t*m	
a	9.288333333 m	
b	10.71166667 m	
L	20 m	
E	658752.6385 t/m <sup>2</sup>	ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)
I	0.0984375 m <sup>4</sup>	
$\delta$	-0.0182 m	
$\delta$	-1.824982102 cm	

*Ilustración 29. Viga de Hormigón Armado 20 m.*

FACTORES DIST. CARGA PARA CORTE TABLA 4.6.2.2.3 A-1

1 CARRIL g: 0.663 V esp 0 134.86  
 2 CARRILES g: 0.793

g crítico : 0.793  
 g crítico viga exteri 0.827455385

V RESISTENTE

espaciamiento 1 25 cm 95.19431135  
 espaciamiento 2 35 cm 78.19659612

x (m)	Va	Vb	V línea	(Va*1,33+Vlínea)*g	(Vb*1,33+Vlínea)*g	VDC	VDW	Vta	Vtb
0	28.020	4.65003	9.52	38.71379108	-12.9948061	26.947	2.576	105.2968844	14.80683932
1	26.386	6.28353	8.568	36.12836122	-14.00476091	23.787	2.3184	96.43598214	8.703018407
2	24.753	7.91703	7.616	33.54293136	-15.01471572	21.144	2.0608	88.22132989	3.245447495
3	23.119	9.55053	6.664	30.9575015	-16.02467052	18.501	1.8032	80.00667763	-2.212123417
4	21.486	11.18403	5.712	28.37207165	-17.03462533	15.858	1.5456	71.79202538	-7.669694329
5	19.852	12.81753	4.76	25.78664179	-18.04458014	13.215	1.288	63.57737313	-13.12726524
6	18.219	14.45103	3.808	23.20121193	-19.05453494	10.572	1.0304	55.36272087	-18.58483615
7	16.585	16.08453	2.856	20.61578207	-20.06448975	7.929	0.7728	47.14806862	-24.04240707
8	14.952	17.71803	1.904	18.03035221	-21.07444456	5.286	0.5152	38.93341636	-29.49997798
9	13.318	19.35153	0.952	15.44492235	-22.08439937	2.643	0.2576	30.71876411	-34.95754889
10	11.685	20.98503	0	12.85949249	-23.09435417	0	0	22.50411186	-40.41511198
11	10.051	22.61853	-0.952	10.27406263	-24.10430898	-2.643	-0.2576	14.2894596	-45.87269071
12	8.516	20.52402	-1.904	7.796494311	-21.0115304	-5.286	-0.5152	6.263565044	-44.15047819
13	7.064	21.97602	-2.856	5.410808044	-21.82174161	-7.929	-0.7728	-1.601535922	-49.25849782
14	5.612	23.42802	-3.808	3.025121778	-22.63195282	-10.572	-1.0304	-9.466636889	-54.36651744
15	4.160	24.88002	-4.76	0.639435511	-23.44216404	-13.215	-1.288	-17.33173786	-59.47453707
15.73	3.100	25.93998	-5.45496	-1.102115464	-24.03361823	-15.14439	-1.476048	-23.07326156	-63.20339139
16	2.904	11.616	-5.712	-1.530527676	-8.057164768	-15.858	-1.5456	-24.81932343	-36.24093834
17	2.178	12.342	-6.664	-3.117239572	-8.068401612	-18.501	-1.8032	-31.28621925	-39.95075282
18	1.452	13.068	-7.616	-4.703951469	-8.079638456	-21.144	-2.0608	-37.75311507	-43.6605673
19	0.726	13.794	-8.568	-6.290663365	-8.0908753	-23.787	-2.3184	-44.22001089	-47.37038177
20	0.000	14.52	-9.52	-7.877375262	-8.102112144	-26.947	-2.576	-51.33315671	-51.72644625

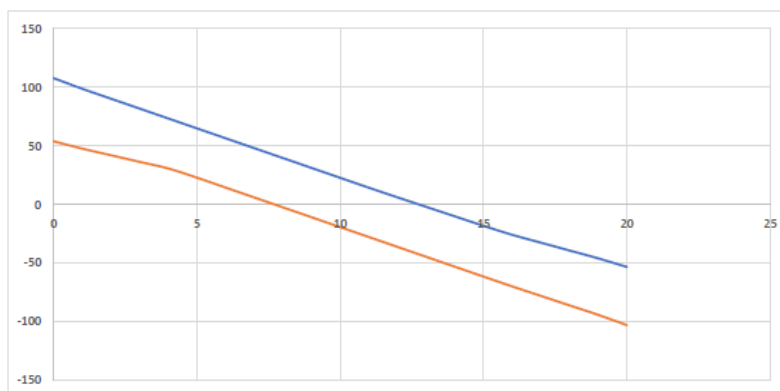
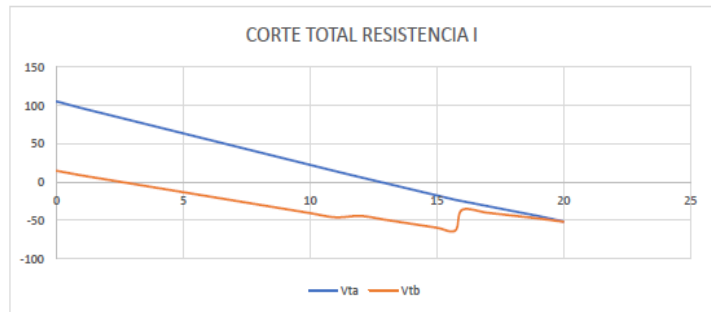
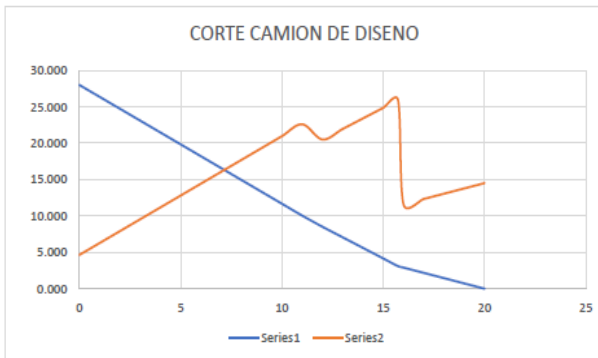
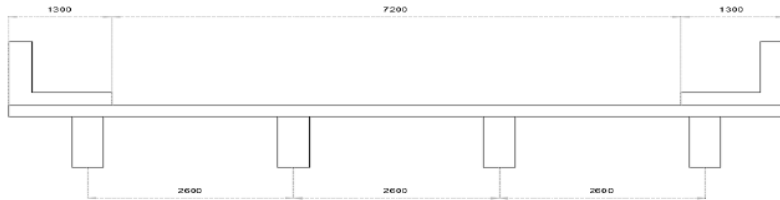


Ilustración 30. Viga de Hormigón Armado 20 m.

SECCIÓN PUENTE:



DATOS DEL PUENTE

LONGITUD DEL TRAMO	25 m
ANCHO DE CALZADA	7.2 m
ANCHO VEREDA	1.3 m
ANCHO TOTAL	9.8 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	2 %
SEPARACION ENTRE VIGAS	2.6 m
NUMERO DE VIGAS	4
ESPESOR PAVIMENTO	0.05 m
ESPESOR LOSA	0.2 m

MATERIALES

HORMIGON TABLERO	280 kg/cm2
HORMIGON VIGAS	280 kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	4200 kg/cm2
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	
MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGON	
PESO ESPECIFICO HORMIGON	2.4 t/m3
PESO ESPECIFICO PAVIMENTO	2.24 t/m3

VIGA INTERIOR CRITICA

DMENSIONES

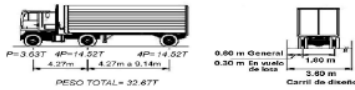
h	1.6 ASUMIDO
b	0.40 ASUMIDO
ancho cooperante	2.30
num de vigas	4 VER SECCION PUENTE

PESO DE LA VIGA 43.2 T

CARGAS

carga muerta losa	1.104 t/m
carga barrera	0.594 t/m
carga acera	0.15 t/m
carga acera + barrera	0.447 t/m
carga vigas	1.536 t/m
carga pavimento	0.2576 t/m
número de diafragmas	4
peso diafragma	0.517 t
Mdiafragma	6.09 t*m
Mdiafragma 2	1.79 t*m
q vereda	0.30 t/m
carga muerta DC	3.09 t/m
carga accesorios DW	0.26 t/m

SE COLOCA DIAFRAGMAS QUE NO EXCEDA 10 M DE SEPARACION diafragmas adoptados peso total: 2.068



CAMION DE DISEÑO :		LINEA DE CARGA:	
q	0 t/m	q	0.952 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0.952 t/m
R	32.67 t	Ra	11.9 t
x	5.693333333 m	x	m
x1	0 m	x1	m
ck	1.423333333 m	ck	m
L	25 m	L	m
Ra	15.404994 t		
Mk	181.5992043 t*m	Mk	74.13392054 t*m
Mizq	15.5001 t*m	Mizq	t*m
Mk	166.0991043 t*m	Mk	t*m
Mkreal*1.33	220.9118087 t*m	Mkreal*1.33	0 t*m
carga total	32.67 T	carga total	T
zk	11.78833333 m	zk	m



EJE TANDEM:		FATIGA:	
q	0 t/m	q	0 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0 t/m
R	22.68 T	R	18.15 t
x	0.6 m	x	0.854 m
x1	0 m	x1	0 m
ck	0.6 m	ck	0.854 m
L	25 m	L	25 m
Mk	135.027648 t*m	Mk	105.8198209 t*m
Mizq	0 t*m	Mizq	0 t*m
Mkreal	135.027648 t*m	Mkreal	121.692794 t*m
zk	12.2 m	zk	12.073 m

NO SE APLICA FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE (3.6.1.1.2)

Ilustración 31. Viga de Hormigón Armado 25 m.

**MOMENTOS**

MDC	248.2709427 t*m	MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO
MDW	20.05976674 t*m	MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO
MLL+HM (CON FACTOR DE	244.1371774 t*m	MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO

**FACTOR DE DISTRIBUCION** TABLA 4.6.2.2.2 B-1

CASO e:

g	0.55 un carril cargado
g	0.64 dos carriles cargados
g crítico	0.64
g crítico viga exterior	0.83

**COMBINACIONES DE CARGA**

Tipo de carga, fundación y método usado para calcular fricción negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios	1.25	0.90
DW: Superficies de rodadura e instalaciones para servicios	1.50	0.65

COMBINACIONES DE CARGA	DC	LL
RESISTENCIA I	DW 1.25	1.75

TABLA 3.4.1-1

RESISTENCIA I	767.67 t*m
SERVICIO I	512.47 t*m
FATIGA I	55.93 t*m

**CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL**

h viga	1.8 m	
diametro barilla	0.028 m	diametro barilla #2 0.032
area barilla	0.000615752 m <sup>2</sup>	area barilla #2 0.00080425
esp mínimo	0.0381 m	
recub inferior	0.05 m	
d1	1.704 m	OBTENIDO DE LA DISTRIBUCION DE VARILLAS AUTOCAD
d2	1.693 m	OBTENIDO DE LA DISTRIBUCION DE VARILLAS AUTOCAD
d3	1.686 m	OBTENIDO DE LA DISTRIBUCION DE VARILLAS AUTOCAD
Rn	12.77215355 kg/cm <sup>2</sup>	
p	0.003127282	
As	122.5644408 cm <sup>2</sup>	
a	8.318853449 cm	
viga:	VIGA RECTANGULAR	COMPROBACION DE COMPORTAMIENTO DE VIGA
Rn2	12.93866284 kg/cm <sup>2</sup>	
p2	0.003169259	
As2	123.4077896 cm <sup>2</sup>	
a 2	8.376094319 cm	
viga:	VIGA RECTANGULAR	
Rn3	13.04632435 kg/cm <sup>2</sup>	
p3	0.003196419	
As3	123.9507169 cm <sup>2</sup>	
a 3	8.412944586 cm	
viga:	VIGA RECTANGULAR	
numero de varillas	19.90483327	
numero de varillas real	20	
As real	127.7999891 cm <sup>2</sup>	
estribo	0.014 m	

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*)	M (T*m)	Rn(kg/cm <sup>2</sup> )	p	As
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	37.044	3.0912	20.48864202	11.424	97.153	1.616388713	0.00038617	15.13478586
2	71.001	5.9248	40.97728404	21.896	188.682	3.139212755	0.00075243	29.48911968
3	101.871	8.5008	61.46592606	31.416	274.587	4.568472124	0.00109838	43.04756927
4	129.654	10.8192	81.95456808	39.984	354.869	5.904166822	0.00142364	55.79518234
5	154.35	12.88	102.4432101	47.6	429.527	7.146296849	0.00172784	67.71755737
6	175.959	14.6832	122.9318521	54.264	498.561	8.294862203	0.00201064	78.800915
7	194.481	16.2288	143.4204941	59.976	561.972	9.349862886	0.00227169	89.03216918
8	209.916	17.5168	161.5836977	64.736	616.392	10.2552744	0.00249674	97.85204258
9	222.264	18.5472	177.2444397	68.544	661.564	11.0068319	0.00268425	105.2011071
10	231.525	19.32	192.9051817	71.4	701.113	11.66482474	0.00284896	111.6562771
11	237.699	19.8352	208.5659237	73.304	735.037	12.2292529	0.00299064	117.2093238
11.78833333	248.2709427	20.05976674	220.9118087	74.1339205	767.668	12.77215355	0.00312728	122.5644408
As min					363.065	6.040526346	0.00145695	57.10079621

		COLOCO:			
As min var	7.09990154	8	9	As real	72.38229474
As ref var	8.149731227	9	4	As real	24.6300864
As ref var	4.149731227	5	5	As real	30.78760801

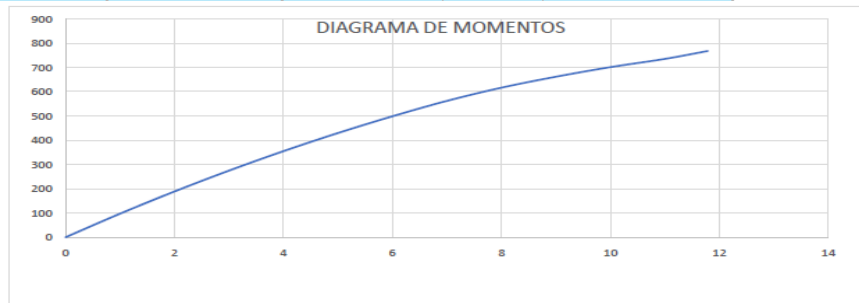


Ilustración 32. Viga de Hormigón Armado 25 m.

EVALUACION ACERO MINIMO		ART. 5.7.3.3.2	
fr	33.63373307 kg/cm2		$M_{cr} = 1.1 f_r S$
s	981333.3333 cm3		Siendo: $f_c = 2.01 \sqrt{f'_c}$
Mcr	363.0649 t*m		$S = bh^2/6 =$
1,33 Mu	1020.998957 t*m		NOR VALOR DE LOS DOS (ART. 5.7.3.3.2)
a	8.318853449 cm		
Φ	3.111657981		
Φ	0.9	$\phi = 0.65 + 0.15 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9$	(5.5.4.2.1-2 y Fig. C5.5.4.2.1-1)
M resistente	803.0815428 t*m		SI RESISTE
EVALUACION	SATISFACTORIA		
EFICIENCIA TECNICA			
FACTOR DE SEGURIDAD	1.0461		
ARMADURA DE CONTRACCION Y TEMPERATURA			ART 5.10.8
Astemp	2.880 cm2/m		5.10.8.2-1
Astemp mín	2.33 cm2/m		5.10.8.2-2
Astemp máx	12.7 cm2/m		
As temp utilizar	2.88 cm2/m		
diámetro de varilla	1.4 cm		
área de varilla	1.5393804 cm2		
número de varillas	1.871		
número de varillas real	2.000		
REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA			5.7.3.4
UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO			
Es	2040000 kg/cm2		5.4.3.2
Ec	256017.97 kg/cm2		5.4.2.4-1
n	8		
dc	7.8 cm		
dl	172.2 cm		NECESITA ASK
Ask	0.4520952 in2/ft		
Ask	9.566334432 cm2/m		$A_{st} \geq 0.012 (d_t - 30)$
diámetro de varilla	1.4		(5.7.3.4-2)
área de varilla	1.5393804		
numero de varillas	7 varillas a colocar por Ask		
Ast	1022.399913 cm2		
y	33.935 cm		
jd	159.09 cm		
fss	2324.56 kg/cm2		
REVISION	SATISFACTORIA	ART 5.7.3.4	
SEPARACION MAXIMA DE LA ARMADURA			ART 5.7.3.4-1
βs	1.06		
Ye	0.75		
smax	22.28 cm		
	SATISFACTORIA		
REVISION POR FATIGA		ART 3.6.1.4.1	
ftracc	13.39 kg/cm2		ART. 5.5.3
Mfat	324.26		
ffat	33.04		
SE UTILIZARA SECCION AGRIETADA			
fLL	275.09 kg/cm2		
Fdl	1319.78 kg/cm2		
fmin	1319.78 kg/cm2		
fmax	1594.87 kg/cm2		
f	275.09 kg/cm2		
f limite	1251.47 kg/cm2		5.5.3.2-1
	SATISFACTORIA		5.5.3.2-1

Ilustración 33. Viga de Hormigón Armado 25 m.

**DISEÑO A CORTE****CORTE MAXIMO**

Ra	28.950 T
Rb	26.560 T
VLL	28.950 T
VDC	39.1045 T
VDW	3.22 T
(VLL+IM)g Total	41.707 T

V TOTAL 126.697 T

$\Phi_v$	0.9	5.5.4.2
dv	1.534 m	
v	22.95 kg/cm <sup>2</sup>	

0,18\*fc 50.4 kg/cm<sup>2</sup>  
ok

diametro varilla 1.4 cm  
area varilla 1.539 cm<sup>2</sup>  
separacion 0 20.000 cm ok

Vc 54.40 T  
Vs 99.153 T  
Vn1 153.557 T 5.8.3.3-1  
Vn2 429.408 T 5.8.3.3-2

Vresistente 153.557 T 5.8.2.1-2  
 $\Phi$ \*Vresistente 138.20 T

si resiste

**REFUERZO TRANSV** ART 5.8.2.5-1

Av min 0.861 cm<sup>2</sup>  
Av 3.079 cm<sup>2</sup>  
ok

**ESPACIAMIENTO N** ART 5.8.2.9-1

0,125\*fc 35 cm  
60 cm

smax 122.69 cm

smax 60 cm

**CONTROL DE DEFLEXIONES**

ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)

Mo 767.67 t\*m  
a 11.78833333 m  
b 13.21166667 m  
L 25 m  
E 658752.6385 t/m<sup>2</sup>  
I 0.1944 m<sup>4</sup>  
 $\delta$  -0.0177 m  
 $\delta$  -1.771782475 cm

*Ilustración 34. Viga de Hormigón Armado 25 m.*

FACTORES DIST. CARGA PARA CORTE

TABLA 4.6.2.2.3 A-1

1 CARRIL g:	0.663	V esp 0	138.20
2 CARRILES g:	0.793		
g critico :	0.793		
g critico viga exteri	0.827455385		
espaciamiento 1	30 cm	V RESISTENTE	108.4551686
espaciamiento 2	40 cm		93.5821678

x (m)	Va	Vb	V linea	(Va*1.33+Vlinea)*g	(Vb*1.33+Vlinea)*g	VDC	VDW	Vta	Vtb
0	28.950	3.720024	11.9	41.70662107	-13.94066375	39.1045	3.22	126.6972119	29.31446344
1	27.643	5.026824	10.948	39.48072967	-14.59108009	35.5005	2.9624	117.9105019	23.28483484
2	26.336	6.333624	9.996	37.25483828	-15.24149643	32.4135	2.7048	109.7700442	17.90145625
3	25.030	7.640424	9.044	35.02894689	-15.89191277	29.3265	2.4472	101.6295821	12.51807765
4	23.723	8.947224	8.092	32.80305555	-16.54232911	26.2395	2.1896	93.48912212	7.134699055
5	22.416	10.254024	7.14	30.5771641	-17.19274545	23.1525	1.932	85.34866218	1.751320459
6	21.109	11.560824	6.188	28.35127271	-17.84316179	20.0655	1.6744	77.20820224	-3.632058137
7	19.802	12.867624	5.236	26.12538132	-18.49357813	16.9785	1.4168	69.06774231	-9.015436732
8	18.496	14.174424	4.284	23.89948992	-19.14399447	13.8915	1.1592	60.92728237	-14.39881533
9	17.189	15.481224	3.332	21.67359853	-19.79441081	10.8045	0.9016	52.78682243	-19.78219392
10	15.882	16.788024	2.38	19.44770714	-20.44482715	7.7175	0.644	44.64636249	-25.16557252
11	14.575	18.094824	1.428	17.22181575	-21.09524349	4.6305	0.3864	36.50590256	-30.54895111
12	13.268	19.401624	0.476	14.99592435	-21.74565983	1.5435	0.1288	28.36544262	-35.93232971
13	11.962	20.708424	-0.476	12.77003296	-22.39607617	-1.5435	-0.1288	20.22498268	-41.31570831
14	10.655	22.015224	-1.428	10.54414157	-23.04649252	-4.6305	-0.3864	12.08452275	-46.6990869
15	9.348	23.322024	-2.38	8.318250176	-23.69690886	-7.7175	-0.644	3.944062809	-52.0824655
16	8.041	24.628824	-3.332	6.092358784	-24.3473252	-10.8045	-0.9016	-4.196397129	-57.46584409
17	6.813	22.227216	-4.284	3.952756623	-20.91658045	-13.8915	-1.1592	-12.18585091	-55.70719079
18	5.651	23.388816	-5.236	1.886660104	-21.40720192	-16.9785	-1.4168	-20.04666982	-60.81092836
19	4.490	24.550416	-6.188	-0.179436414	-21.89782339	-20.0655	-1.6744	-27.90748872	-65.91466592
20	3.328	25.712016	-7.14	-2.245532933	-22.38844485	-23.1525	-1.932	-35.76830763	-71.01840349
20.73	2.480	26.559984	-7.83496	-3.753783391	-22.74659852	-25.40601	-2.120048	-41.50670543	-74.74413191
21	2.323	12.1968	-8.092	-4.139050987	-6.727000448	-26.2395	-2.1896	-43.32711423	-47.85602578
22	1.742	12.7776	-9.044	-5.56596801	-6.578442418	-29.3265	-2.4472	-50.06936902	-51.84119923
23	1.162	13.3584	-9.996	-6.992885032	-6.429884388	-32.4135	-2.7048	-56.81162381	-55.82637268
24	0.581	13.9392	-10.948	-8.419802055	-6.281326359	-35.5005	-2.9624	-63.5538786	-59.81154613
25	0.000	14.52	-11.9	-9.846719077	-6.132768329	-39.1045	-3.22	-70.94238338	-64.44296958

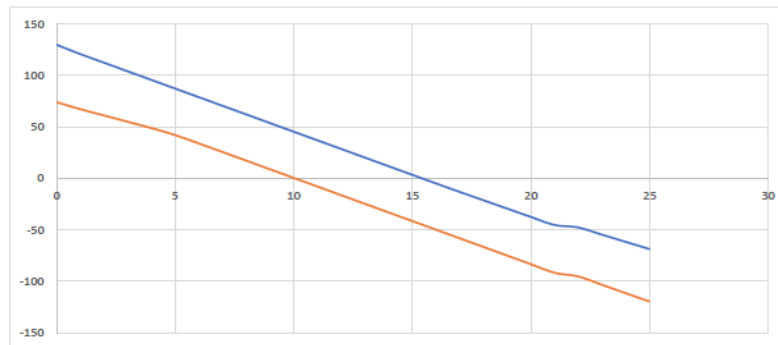
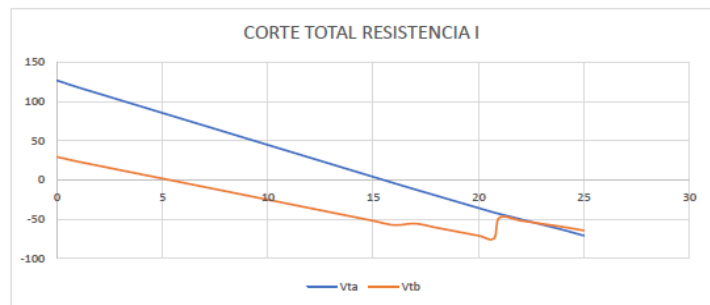
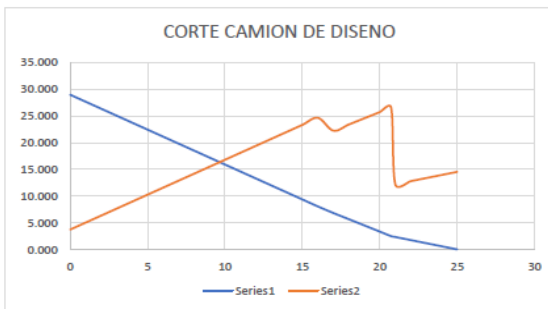
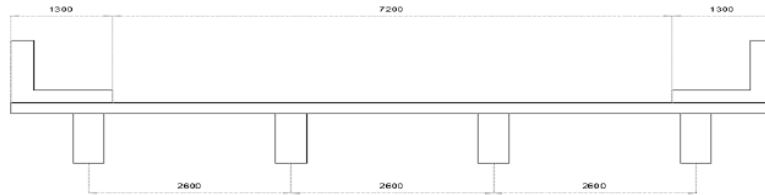


Ilustración 35. Viga de Hormigón Armado 25 m.

SECCIÓN PUENTE:



**DATOS DEL PUENTE**

LONGITUD DEL TRAMO	30 m
ANCHO DE CALZADA	7.2 m
ANCHO VEREDA	1.3 m
ANCHO TOTAL	9.8 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	2 %
SEPARACION ENTRE VIGAS	2.6 m
NUMERO DE VIGAS	4
ESPESOR PAVIMENTO	0.05 m
ESPESOR LOSA	0.2 m

**MATERIALES**

HORMIGON TABLERO	280 kg/cm2
HORMIGON VIGAS	280 kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	4200 kg/cm2
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	
MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGON	
PESO ESPECIFICO HORMIGON	2.4 t/m3
PESO ESPECIFICO PAVIMENTO	2.24 t/m3

**VIGA INTERIOR** CRITICA

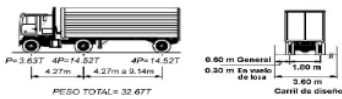
**DIMENSIONES**

h	2 ASUMIDO	PESO DE LA VIGA	63.36	T
b	0.40 ASUMIDO			
ancho cooperante	2.30			
num de vigas	4	VER SECCION PUENTE		

**CARGAS**

carga muerta losa	1.104 t/m
carga barrera	0.594 t/m
carga acera	0.15 t/m
carga acera + barrera	0.447 t/m
carga vigas	1.92 t/m
carga pavimento	0.2576 t/m
número de diafragmas	4
peso diafragma	0.517 t
Mdiafragma	7.39 t*m
Mdiafragma 2	2.22 t*m
q vereda	0.30 t/m
carga muerta DC	3.47 t/m
carga accesorios DW	0.26 t/m

SE COLOCA DIAFRAGMAS QUE NO EXCEDA 10 M DE SEPARACION  
diafragmas adoptados peso total:  
2.068



CAMION DE DISEÑO :		LINEA DE CARGA	
q	0 t/m	q	0.952 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0.952 t/m
R	32.67 t	Ra	14.28 t
x	5.693333333 m	x	m
x1	0 m	x1	m
ck	1.423333333 m	ck	m
L	30 m	L	m
Ra	15.559995 t		
Mk	222.3263952 t*m	Mk	106.8589205 t*m
Mizq	15.5001 t*m	Mizq	t*m
Mk	206.8262952 t*m	Mk	t*m
Mkreal*1,33	275.0789726 t*m	Mkreal*1,33	0 t*m
carga total	32.67 T	carga total	T
zk	14.28833333 m	zk	m



EJE TANDEM:		FÁTIGA	
q	0 t/m	q	0 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0 t/m
R	22.68 T	R	18.15 t
x	0.6 m	x	0.854 m
x1	0 m	x1	0 m
ck	0.6 m	ck	0.854 m
L	30 m	L	30 m
Mk	163.36404 t*m	Mk	128.485259 t*m
Mizq	0 t*m	Mizq	0 t*m
Mkreal	163.36404 t*m	Mkreal	147.7580479 t*m
		zk	14.573 m
zk	14.7 m		

NO SE APLICA FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE (3.6.1.1.2)

Ilustración 36. Viga de Hormigón Armado 30 m.

**MOMENTOS**

MDC	399.2126589 t*m	MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO
MDW	28.91476674 t*m	MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO
MLLHM (CON FACTOR DE DISTRIB)	316.0365663 t*m	MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO

**FACTOR DE DISTRIBUCION DE CARGA**

TABLA 4.6.2.2.2 B-1

CASO e:

g	0.53 un carril cargado
g	0.62 dos carriles cargados
g critico	0.62
g critico viga exterior	0.83

**COMBINACIONES DE CARGA**

Tipo de carga, fundación y método usado para calcular fricción negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios	1.25	0.90
DW: Superficies de rodadura e instalaciones para servicios	1.50	0.65

COMBINACIONES DE CARGA RESISTENCIA I	DC DW $\gamma_c$	LL
		1.75

TABLA 3.4.1-1

RESISTENCIA I	1095.45 t*m
SERVICIO I	744.16 t*m
FATIGA I	64.77 t*m

**CÁLCULO DEL ACERO PRINCIPAL**

h viga	2.2 m	
diametro barilla	0.032 m	diametro barilla #2 0.038
area barilla	0.000804248 m2	area barilla #2 0.00101788
esp minimo	0.0381 m	
recub inferior	0.05 m	
d 1	2.0948 m	OBTENIDO DE LA DISTRIBUCION DE VARILLAS AUTOCAD
d2	2.09 m	OBTENIDO DE LA DISTRIBUCION DE VARILLAS AUTOCAD
d3	2.07 m	OBTENIDO DE LA DISTRIBUCION DE VARILLAS AUTOCAD
Rn	12.05973772 kg/cm2	
p	0.002948051	
As	142.0382998 cm2	
a	9.640608581 cm	
viga:	VIGA RECTANGULAR	COMPROBACION DE COMPORTAMIENTO DE VIGA
Rn2	12.11519534 kg/cm2	
p2	0.002961982	
As2	142.7094836 cm2	
a 2	9.686164048 cm	
viga:	VIGA RECTANGULAR	
Rn3	12.35043636 kg/cm2	
p3	0.003021114	
As3	143.8352167 cm2	
a 3	9.762571267 cm	
viga:	VIGA RECTANGULAR	
numero de varillas	17.66101368	
numero de varillas real	18	
As real	150.0424651 cm2	
estribo	0.014 m	

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*)	M (T*m)	Rn(kg/cm2)	p	As
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	50.3295	3.7352	20.69479335	13.804	118.471	1.304232194	0.000311387	15.00275121
2	97.188	7.2128	41.3895867	26.656	230.837	2.541269375	0.000608329	29.30955447
3	140.5755	10.4328	62.08438005	38.556	337.101	3.711111543	0.000890596	42.90929443
4	180.492	13.3952	82.7791734	49.504	437.260	4.813758699	0.001157964	55.7911846
5	216.9375	16.1	103.4739668	59.5	531.316	5.849210842	0.001410217	67.94480466
6	249.912	18.5472	124.1687601	68.544	619.268	6.817467973	0.001647146	79.36013771
7	279.4155	20.7368	144.8635535	76.636	701.116	7.718530091	0.001868553	90.0276074
8	305.448	22.6688	165.5583468	83.776	776.861	8.552397196	0.002074248	99.93811454
9	328.0095	24.3432	186.2531402	89.964	846.502	9.319069289	0.002264055	109.0830729
10	347.1	25.76	206.9479335	95.2	910.039	10.01854637	0.002437805	117.454444
11	362.7195	26.9192	222.9033384	99.484	960.610	10.57527583	0.002576496	124.1366245
12	374.868	27.8208	238.7702317	102.816	1004.949	11.06339927	0.00269839	130.0094855
13	383.5455	28.4648	254.6371251	105.196	1043.184	11.4843277	0.002803724	135.0845611
14	388.752	28.8512	270.5040184	106.624	1075.316	11.83806113	0.002892404	139.3571633
14.28833333	399.2126589	28.91476674	275.0789726	106.858921	1095.452	12.05973772	0.002948051	142.0382998
As min					567.289	6.245236069	0.001507	72.60784481

		COLOCO:			
Asmin var	7.133270005	8	10	As real	101.787602
As ref var	5.004763684	6	2	As real	16.08495439
As ref var	3.004763684	4	4	As real	32.16990877

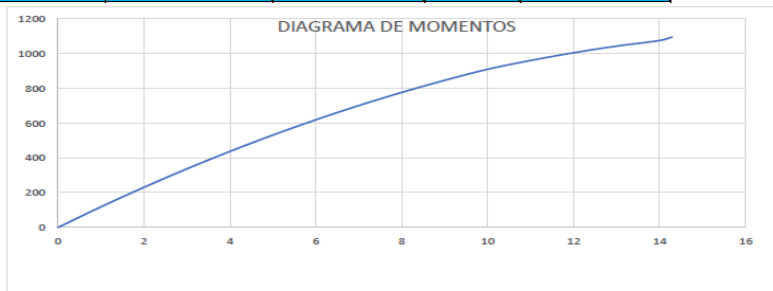


Ilustración 37. Viga de Hormigón Armado 30 m.

EVALUACION ACERO MINIMO		ART. 5.7.3.3.2	
fr	33.63373307 kg/cm2		Siendo:
s	1533333.333 cm3		$f_r = 2.01\sqrt{f_c}$
Mcr	567.2890 t*m		$S = bh^2/6 =$
1,33 Mu	1456.951113 t*m		SE ESCOGE EL MENOR VALOR DE LOS DOS (ART. 5.7.3.3.2)
a	9.640608581 cm		
Φ	3.270437133		$\phi = 0.65 + 0.15\left(\frac{d_t}{c} - 1\right) \leq 0.9$ (5.5.4.2.1-2 y Fig. C5.5.4.2.1-1)
Φ	0.9		
M resistente	1160.748991 t*m	SI RESISTE	
EVALUACION	SATISFACTORIA		
<b>SEPARACION MAXIMA DE LA ARMADURA</b>		ART 5.7.3.4-1	
βs	1.05		
Ye	0.75		
smax	22.36 cm		
EVALUACION	SATISFACTORIA		
<b>EFICIENCIA TECNICA</b>			
FACTOR DE SEGURIDAD	1.060		
<b>ARMADURA DE CONTRACCION Y TEMPERATURA</b>		ART 5.10.8	
Astemp	3.000 cm2/m	5.10.8.2-1	
Astemp mín	2.33 cm2/m	5.10.8.2-2	
Astemp máx	12.7 cm2/m		
As temp utilizar	3 cm2/m		
diámetro de varilla	1.4 cm		
área de varilla	1.5393804 cm2		
número de varillas	1.949		
número de varillas real	2.000		
<b>REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA</b>		5.7.3.4	
UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO			
Es	2040000 kg/cm2	5.4.3.2	
Ec	256017.97 kg/cm2	5.4.2.4-1	
n	8		
dc	8 cm		
dl	212 cm	NECESITA ASK	
Ask	0.639792 in2/ft	$A_{s1} \geq 0.012 (d_t - 30)$	(5.7.3.4-2)
Ask	13.53799872 cm2/m		
diámetro de varilla	1.4		
área de varilla	1.5393804		
numero de varillas	9 varillas a colocar por Ask		
Ast	1200.339721 cm2		
y	41.052 cm		
jd	195.80 cm		
fss	2318.96 kg/cm2		
REVISION	SATISFACTORIA	ART 5.7.3.4	
<b>REVISION POR FATIGA</b>		ART 3.6.1.4.1	
ftracc	13.39 kg/cm2	ART. 5.5.3	
Mfat	492.89		
ffat	32.15		
SE UTILIZARA SECCION AGRIETADA			
fLL	220.46 kg/cm2		
Fdl	1457.32 kg/cm2		
fmin	1457.32 kg/cm2		
fmax	1677.78 kg/cm2		
f	220.46 kg/cm2		
f limite	1206.08 kg/cm2	5.5.3.2-1	
EVALUACION	SATISFACTORIA	5.5.3.2-1	

Ilustración 38. Viga de Hormigón Armado 30 m.

<b>DISEÑO A CORTE</b>		
<b>CORTE MAXIMO</b>		
Ra	29.570 T	
Rb	26.973 T	
VLL	29.570 T	
VDC	52.582 T	
VDW	3.864 T	
(VLL+IM)g Total	44.358 T	
<b>V TOTAL</b>	<b>149.151 T</b>	
$\Phi_v$	0.9	5.5.4.2
dv	1.885 m	
v	21.98 kg/cm <sup>2</sup>	
0,18*fc	50.4 kg/cm <sup>2</sup>	
	ok	
diametro varilla	1.4 cm	
area varilla	1.539 cm <sup>2</sup>	
separacion 0	20.000 cm	ok
Vc	66.88 T	
Vs	121.893 T	
Vn1	188.774 T	5.8.3.3-1
Vn2	527.8896 T	5.8.3.3-2
Vresistente	188.774 T	5.8.2.1-2
$\Phi$ *Vresistente	169.90 T	
	si resiste	
<b>REFUERZO TRANSV</b> ART 5.8.2.5-1		
Av min	0.861 cm <sup>2</sup>	
Av	3.079 cm <sup>2</sup>	
	ok	
<b>ESPACIAMIENTO M</b> ART 5.8.2.9-1		
0,125*fc	35 cm	
	60 cm	
smax	150.83 cm	
smax	60 cm	
<b>CONTROL DE DEFLEXIONES</b>		ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)
Mo	1095.45 t*m	
a	14.28833333 m	
b	15.71166667 m	
L	30 m	
E	658752.6385 t/m <sup>2</sup>	
I	0.354933333 m <sup>4</sup>	
$\delta$	-0.0166 m	
$\delta$	-1.663382485 cm	

Ilustración 39. Viga de Hormigón Armado 30 m.

FACTORES DIST. CARGA PARA CORTE

1 CARRIL g: 0.663  
 2 CARRILES g: 0.793

V esp 0 169.90

TABLA 4.6.2.2.3 A-1

g crítico : 0.793  
 g crítico viga exterior: 0.827  
 espaciamiento 1: 30 cm  
 espaciamiento 2: 50 cm

V RESISTENTE  
 133.3285723  
 104.0741478

x (m)	Va	Vb	V línea	(Va*1.33+Vlínea)*g	(Vb*1.33+Vlínea)*g	VDC	VDW	Vta	Vtb
0	29.570	3.10002	14.28	44.35828899	-15.22768345	52.582	3.864	149.1505057	44.87505396
1	28.481	4.18902	13.328	42.37208991	-15.63840748	48.594	3.6064	140.3032573	38.78488691
2	27.392	5.27802	12.376	40.38589083	-16.04913151	45.123	3.3488	132.102259	33.34096985
3	26.303	6.36702	11.424	38.39969175	-16.45985554	41.652	3.0912	123.9012606	27.8970528
4	25.214	7.45602	10.472	36.41349267	-16.87057957	38.181	2.8336	115.7002622	22.45313575
5	24.125	8.54502	9.52	34.42729359	-17.2813036	34.71	2.576	107.4992638	17.0092187
6	23.036	9.63402	8.568	32.4410945	-17.69202763	31.239	2.3184	99.29826538	11.56530165
7	21.947	10.72302	7.616	30.45489542	-18.10275166	27.768	2.0608	91.09726699	6.121384598
8	20.858	11.81202	6.664	28.46869634	-18.51347569	24.297	1.8032	82.8962686	0.677467547
9	19.769	12.90102	5.712	26.48249726	-18.92419972	20.826	1.5456	74.6952702	-4.766449504
10	18.680	13.99002	4.76	24.49629818	-19.33492375	17.355	1.288	66.49427181	-10.21036656
11	17.591	15.07902	3.808	22.5100991	-19.74564778	13.884	1.0304	58.29327342	-15.65428361
12	16.502	16.16802	2.856	20.52390001	-20.1563718	10.413	0.7728	50.09227503	-21.09820066
13	15.413	17.25702	1.904	18.53770093	-20.56709583	6.942	0.5152	41.89127663	-26.54211771
14	14.324	18.34602	0.952	16.55150185	-20.97781986	3.471	0.2576	33.69027824	-31.98603476
15	13.235	19.43502	0	14.56530277	-21.38854389	0	0	25.48927985	-37.42995181
16	12.146	20.52402	-0.952	12.57910369	-21.79926792	-3.471	-0.2576	17.28828146	-42.87386886
17	11.057	21.61302	-1.904	10.59290461	-22.20999195	-6.942	-0.5152	9.087283062	-48.31778591
18	9.968	22.70202	-2.856	8.606705525	-22.62071598	-10.413	-0.7728	0.88628467	-53.76170297
19	8.879	23.79102	-3.808	6.620506444	-23.03144001	-13.884	-1.0304	-7.314713723	-59.20562002
20	7.790	24.88002	-4.76	4.634307362	-23.44216404	-17.355	-1.288	-15.51571212	-64.64953707
21	6.701	25.96902	-5.712	2.648108281	-23.85288807	-20.826	-1.5456	-23.71671051	-70.09345412
22	5.612	27.05802	-6.664	0.6619092	-24.2636121	-24.297	-1.8032	-31.79187044	-75.53736917
23	4.523	28.14702	-7.616	-1.324390719	-24.67433613	-27.768	-2.0608	-39.7983464	-81.08128422
24	3.434	29.23602	-8.568	-2.972256481	-25.08506016	-31.239	-2.3184	-47.72779884	-86.72520927
25	2.345	30.32502	-9.52	-4.620120243	-25.49578419	-34.71	-2.576	-55.69576304	-92.36913432
25.73	2.067	26.97332	-10.21496	-6.178009948	-21.23213745	-37.24383	-2.764048	-61.51237691	-87.85710003
26	1.936	12.584	-10.472	-6.534514467	-5.183776297	-38.181	-2.8336	-63.41205032	-61.04825852
27	1.452	13.068	-11.424	-7.854901573	-4.928688351	-41.652	-3.0912	-70.44787775	-65.32700461
28	0.968	13.552	-12.376	-9.17528868	-4.673600405	-45.123	-3.3488	-77.48370519	-69.60575071
29	0.484	14.036	-13.328	-10.49567579	-4.418512459	-48.594	-3.6064	-84.51953263	-73.8844968
30	0.000	14.52	-14.28	-11.81606289	-4.163424513	-52.465	-3.864	-92.05536006	-78.6632429

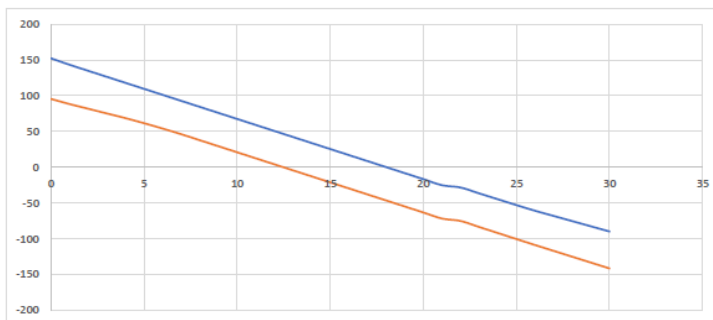
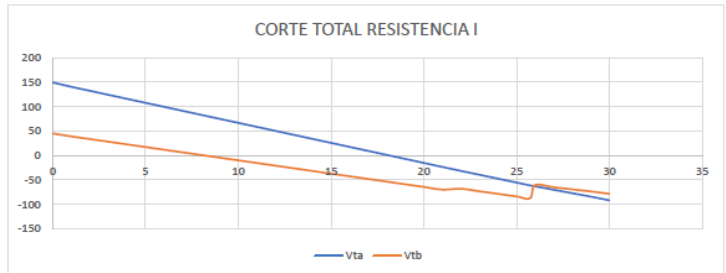
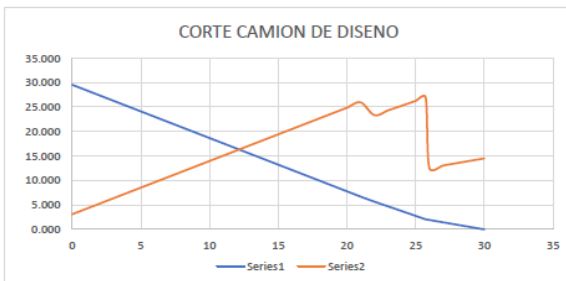
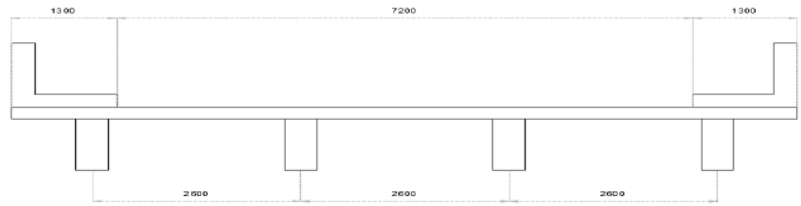


Ilustración 40. Viga de Hormigón Armado 30 m.

SECCIÓN PUENTE:



DATOS DEL PUENTE

LONGITUD DEL TRAMO	35 m
ANCHO DE CALZADA	7.2 m
ANCHO VEREDA	1.3 m
ANCHO TOTAL	9.8 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	2 %
SEPARACION ENTRE VIGAS	2.6 m
NUMERO DE VIGAS	4
ESPESOR PAVIMENTO	0.05 m
ESPESOR LOSA	0.2 m

MATERIALES

HORMIGON TABLERO	280 kg/cm <sup>2</sup>
HORMIGON VIGAS	280 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO DE REFUERZO	4200 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	
MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGON	
PESO ESPECIFICO HORMIGON	2.4 t/m <sup>3</sup>
PESO ESPECIFICO PAVIMENTO	2.24 t/m <sup>3</sup>

VIGA INTERIOR

CRITICA

DMENSIONES

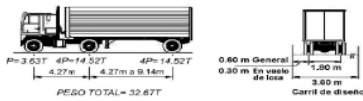
h	2.5 ASUMIDO
b	0.40 ASUMIDO
ancho cooperante	2.30
num de vigas	4

PESO DE LA VIGA 90.72 T

CARGAS

carga muerta losa	1.104 t/m
carga barrera	0.594 t/m
carga acera	0.15 t/m
carga acera + barrera	0.447 t/m
carga vigas	2.4 t/m
carga pavimento	0.2576 t/m
número de diafragmas	4
peso diafragma	0.517 t
Mdiafragma	8.68 t*m
Mdiafragma 2	2.65 t*m
q vereda	0.30 t/m
carga muerta DC	3.95 t/m
carga accesorios DW	0.26 t/m

SE COLOCA DIAFRAGMAS QUE NO EXCEDA 10 M DE SEPARACION  
diafragmas adoptados peso total:  
2.068



CAMION DE DISEÑO :		LINEA DE CARGA	
q	0 t/m	q	0.952 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0.952 t/m
R	32.67 t	Ra	16.66 t
x	5.693333333 m	x	m
x1	0 m	x1	m
ck	1.423333333 m	ck	m
L	35 m	L	m
Ra	15.67071 t		
Mk	263.0851031 t*m	Mk	145.5339205 t*m
Mizq	15.5001 t*m	Mizq	t*m
Mk	247.5850031 t*m	Mk	t*m
Mkreal*1,33	329.2880541 t*m	Mkreal*1,33	0 t*m
carga total	32.67 T	carga total	T
zk	16.78833333 m	zk	m



EJE TANDEM:		FATIGA	
q	0 t/m	q	0 t/m
q vereda	0 t/m	q vereda	0 t/m
q total	0 t/m	q total	0 t/m
R	22.68 T	R	18.15 t
x	0.6 m	x	0.854 m
x1	0 m	x1	0 m
ck	0.6 m	ck	0.854 m
L	35 m	L	35 m
		Mk	151.1570006 t*m
Mk	191.70432 t*m	Mizq	0 t*m
Mizq	0 t*m	Mkreal	173.8305507 t*m
Mkreal	191.70432 t*m	zk	17.073 m
zk	17.2 m		

NO SE APLICA FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE (3.6.1.1.2)

Ilustración 41. Viga de Hormigón Armado 35 m.

**MOMENTOS**

MDC	612.6759129 t*m	MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO
MDW	39.37976674 t*m	MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO
MLL+HM (CON FACTOR DE DISTRIBU	392.8939996 t*m	MOMENTO CALCULADO EN PUNTO DE MOMENTO MAXIMO

**FACTOR DE DISTRIBUCION DE CARGA TABLA 4.6.2.2.2 B-1**

CASO e:

g	0.51 un carril cargado
g	0.61 dos carriles cargados

g critico	0.61
g critico viga exterior	0.83

**COMBINACIONES DE CARGA**

Tipo de carga, fundación y método usado para calcular fricción negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
	1.25	0.90
DC: Elementos y accesorios	1.50	0.65
DW: Superficies de rodadura e instalaciones para servicios		

COMBINACIONES DE CARGA	DC DW	LL
RESISTENCIA I	Ya	1.75

**TABLA 3.4.1-1**

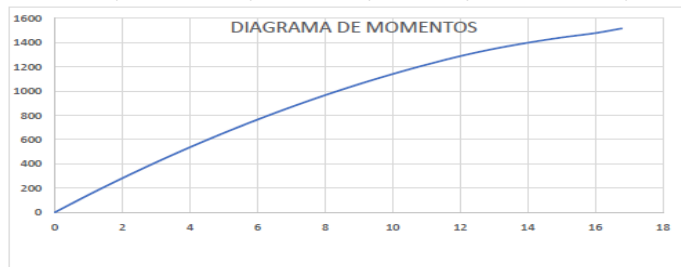
RESISTENCIA I	1512.48	t*m
SERVICIO I	1044.95	t*m
FATIGA I	73.22	t*m

**CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL**

h viga	2.7 m		
diámetro barilla	0.036 m	diámetro barilla	0.036
area barilla	0.001017876 m <sup>2</sup>	area barilla #2	0.00101788
esp minimo	0.0381 m		
recub inferior	0.05 m		
d 1	2.5948 m		
d2	2.589 m		
d3	2.56 m		
Rn	10.85203638 kg/cm <sup>2</sup>		
p	0.002645575		
As	157.888953 cm <sup>2</sup>		
a	10.71644477 cm		
viga:	<b>VIGA RECTANGULAR</b>	COMPROBACION DE COMPORTAMIENTO DE VIGA	
Rn2	10.90071333 kg/cm <sup>2</sup>		
p2	0.002657733		
As2	158.2600476 cm <sup>2</sup>		
a 2	10.74163219 cm		
viga:	<b>VIGA RECTANGULAR</b>		
Rn3	11.14908147 kg/cm <sup>2</sup>		
p3	0.002719814		
As3	160.1426656 cm <sup>2</sup>		
a 3	10.86941169 cm		
viga:	<b>VIGA RECTANGULAR</b>		
numero de varillas	15.51160946		
numero de varillas real	16		
As real	183.2176836 cm <sup>2</sup>		
estribo	0.014 m		

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*	M (T*m)	Rn(kg/cm2)	p	As
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	67.167	4.3792	20.8420443	16.184	144.143	1.034225952	0.00024678	14.72802684
2	130.383	8.5008	41.6840886	31.416	281.582	2.020352926	0.0004831	28.83134215
3	189.648	12.3648	62.5261329	45.696	412.318	2.958380923	0.00070881	42.30203132
4	244.962	15.9712	83.3681772	59.024	536.350	3.848309943	0.00092379	55.13240946
5	296.325	19.32	104.2102215	71.4	653.678	4.690139985	0.00112793	67.31504082
6	343.737	22.4112	125.0522658	82.824	764.303	5.48387105	0.00132108	78.84275814
7	387.198	25.2448	145.8943101	93.296	868.223	6.229503138	0.00150315	89.70868178
8	426.708	27.8208	166.7363544	102.816	965.441	6.927036248	0.00167402	99.90623858
9	462.267	30.1392	187.5783987	111.384	1055.954	7.576470381	0.00183359	109.4291803
10	493.875	32.2	208.420443	119	1139.764	8.177805537	0.00198175	118.2716015
11	521.532	34.0032	229.2624873	125.664	1216.870	8.731041716	0.00211842	126.4279569
12	545.238	35.5488	250.1045316	131.376	1287.272	9.236178917	0.0022435	133.8930781
13	564.993	36.8368	268.6211374	136.136	1347.604	9.669056449	0.00235092	140.3039953
14	580.797	37.8672	284.6352817	139.944	1397.608	10.02783509	0.00244012	145.6271328
15	592.65	38.64	300.649426	142.8	1440.908	10.33851475	0.00251747	150.2437177
16	600.552	39.1552	316.6635703	144.704	1477.505	10.60109544	0.00258294	154.1507183
16.78833333	615.3238146	39.37976674	329.2880541	145.533921	1515.789	10.87578475	0.00265151	158.2429538
As min					886.389	6.359840694	0.00153504	91.6117453

			COLOCO:		
Asmin var	9.000285253	10	10	As real	101.787602
As ref var	5.546387848	6	2	As real	20.3575204
As ref var	3.546387848	4	6	As real	61.07256119



*Ilustración 42. Viga de Hormigón Armado 35 m.*

**EVALUACION ACERO MÍNIMO**

ART. 5.7.3.3.2

fr	33.63373307	kg/cm2
s	2395833.333	cm3
Mcr	886.3890	t*m
1,33 Mu	2011.597124	t*m
a	10.71644477	cm
Φ	3.587189894	

$$M_{cr} = 1.1 f_r \xi \quad \text{Siendo:}$$

$$\xi = 2.01 \sqrt{f_c}$$

$$S = bh^2/G =$$

SE ESCOGE EL MENOR VALOR DE LOS DOS (ART. 5.7.3.3.2)

$$\rho = 0.65 + 0.15 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2.1-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1-1})$$

Φ	0.9
M resistente	1759.95301 t*m

SI RESISTE

EVALUACION **SATISFACTORIA**

**EFICIENCIA TECNICA**

FACTOR DE SEGURIDAD **1.164**

**ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA**

ART 5.10.8

Astemp	3.103	cm2/m	5.10.8.2-1
Astemp mín	2.33	cm2/m	5.10.8.2-2
Astemp máx	12.7	cm2/m	
As temp utilizar	3.103448276	cm2/m	
diametro de varilla	1.4	cm	
área de varilla	1.5393804	cm2	
número de varillas	2.016		
número de varillas real	3.000		

**REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA**

5.7.3.4

**UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO**

Es	2040000	kg/cm2	5.4.3.2
Ec	256017.97	kg/cm2	5.4.2.4-1
n	8		
dc	8.2	cm	
dl	261.8	cm	NECESITA ASK
Ask	0.8746488	in2/ft	
Ask	18.50756861	cm2/m	$A_{sk} \geq 0.012 (d_t - 30)$ (5.7.3.4-2)
diametro de varilla	1.4	cm	
área de varilla	1.5393804	cm2	
numero de varillas	13	varillas a colocar por Ask	
Ast	1465.741468	cm2	
y	46.728	cm	
jd	243.90	cm	
fss	2108.09	kg/cm2	

REVISION **SATISFACTORIA** ART 5.7.3.4

**SEPARACION MAXIMA DE LA ARMADURA**

ART 5.7.3.4-1

βs	1.04
Ye	0.75
smax	26.17 cm

**SATISFACTORIA**

**REVISION POR FATIGA**

ART 3.6.1.4.1

ftracc	13.39	kg/cm2	ART. 5.5.3
Mfat	725.28		
ffat	30.27		

SE UTILIZARA SECCION AGRIETADA

fLL	163.86	kg/cm2	
Fdl	1459.14	kg/cm2	
fmin	1459.14	kg/cm2	
fmax	1623.00	kg/cm2	
f	163.86	kg/cm2	
f limite	1205.48	kg/cm2	5.5.3.2-1

**SATISFACTORIA** 5.5.3.2-1

*Ilustración 43. Viga de Hormigón Armado 35 m.*

**DISEÑO A CORTE****CORTE MAXIMO**

Ra	30.013 T
Rb	27.860 T
VLL	30.013 T
VDC	69.6595 T
VDW	4.508 T
(VLL+IM)g Total	46.815 T

V TOTAL 175.763 T

$\Phi_v$  0.9 5.5.4.2

dv 2.335 m

v 20.91 kg/cm<sup>2</sup>

0,18\*fc 50.4 kg/cm<sup>2</sup>

ok

diametro varilla 1.4 cm

area varilla 1.539 cm<sup>2</sup>

separacion 0 20.000 cm

ok

Vc 82.84 T

Vs 150.988 T

Vn1 233.832 T

5.8.3.3-1

Vn2 653.8896 T

5.8.3.3-2

Vresistente 233.832 T

5.8.2.1-2

$\Phi$ \*Vresistente 210.45 T

si resiste

**REFUERZO TRAN: ART 5.8.2.5-1**

Av min 0.861 cm<sup>2</sup>

Av 3.079 cm<sup>2</sup>

ok

**ESPACIAMIENTO ART 5.8.2.9-1**

0,125\*fc 35 cm

60 cm

smax 186.83 cm

smax 60 cm

**CONTROL DE DEFLEXIONES**

ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)

Mo 1512.48 t\*m

a 16.78833333 m

b 18.21166667 m

L 35 m

E 658752.6385 t/m<sup>2</sup>

I 0.6561 m<sup>4</sup>

$\delta$  -0.0145 m

$\delta$  -1.450345785 cm

*Ilustración 44. Viga de Hormigón Armado 35 m.*

FACTORES DIST. CARGA PARA CORTE

1 CARRIL g: 0.663 V esp 0 210.45  
 2 CARRILES g: 0.793 TABLA 4.6.2.2.3 A-1  
 g crítico : 0.793  
 g crítico viga exte 0.827455385  
 espaciamiento 1 30 cm V RESISTENTE 165.152272  
 espaciamiento 2 50 cm 128.915218

x (m)	Va	Vb	V linea	Va*1,33+Vlinea)*	Vb*1,33+Vlinea)*	VDC	VDW	Vta	Vtb
0	30.013	2.65716	16.66	46.81500717	-16.7096529	69.6595	4.508	175.7626376	64.59448242
1	29.079	3.590588571	15.708	45.00001689	-16.94916814	65.1915	4.2504	166.6150046	58.20393076
2	28.146	4.524017143	14.756	43.1850266	-17.18868337	61.2405	3.9928	158.1136215	52.4596291
3	27.213	5.457445714	13.804	41.37003631	-17.42819861	57.2895	3.7352	149.6122385	46.71532743
4	26.279	6.390874286	12.852	39.55504602	-17.66771385	53.3385	3.4776	141.1108555	40.97102577
5	25.346	7.324302857	11.9	37.74005574	-17.90722908	49.3875	3.22	132.6094725	35.22672411
6	24.412	8.257731429	10.948	35.92506545	-18.14674432	45.4365	2.9624	124.1080895	29.48242245
7	23.479	9.19116	9.996	34.11007516	-18.38625955	41.4855	2.7048	115.6067065	23.73812078
8	22.545	10.12458857	9.044	32.29508487	-18.62577479	37.5345	2.4472	107.1053235	17.99381912
9	21.612	11.05801714	8.092	30.48009458	-18.86529002	33.5835	2.1896	98.60394052	12.24951746
10	20.679	11.99144571	7.14	28.6651043	-19.10480526	29.6325	1.932	90.10255752	6.505215796
11	19.745	12.92487429	6.188	26.85011401	-19.34432049	25.6815	1.6744	81.60117451	0.760914134
12	18.812	13.85830286	5.236	25.03512372	-19.58383573	21.7305	1.4168	73.09979151	-4.983387528
13	17.878	14.79173143	4.284	23.22013343	-19.82335097	17.7795	1.1592	64.59840851	-10.72768919
14	16.945	15.72516	3.332	21.40514314	-20.0628662	13.8285	0.9016	56.0970255	-16.47199085
15	16.011	16.65858857	2.38	19.59015286	-20.30238144	9.8775	0.644	47.5956425	-22.21629252
16	15.078	17.59201714	1.428	17.77516257	-20.54189667	5.9265	0.3864	39.09425949	-27.96059418
17	14.145	18.52544571	0.476	15.96017228	-20.78141191	1.9755	0.1288	30.59287649	-33.70489584
18	13.211	19.45887429	-0.476	14.14518199	-21.02092714	-1.9755	-0.1288	22.09149349	-39.4491975
19	12.278	20.39230286	-1.428	12.3301917	-21.26044238	-5.9265	-0.3864	13.59011048	-45.19349916
20	11.344	21.32573143	-2.38	10.51520142	-21.49995762	-9.8775	-0.644	5.088727478	-50.93780083
21	10.411	22.25916	-3.332	8.700211128	-21.73947285	-13.8285	-0.9016	-3.412655526	-56.68210249
22	9.477	23.19258857	-4.284	6.88522084	-21.97898809	-17.7795	-1.1592	-11.91403853	-62.42640415
23	8.544	24.12601714	-5.236	5.070230552	-22.21850332	-21.7305	-1.4168	-20.41542153	-68.17070581
24	7.611	25.05944571	-6.188	3.255240264	-22.45801856	-25.6815	-1.6744	-28.91680454	-73.91500748
25	6.677	25.99287429	-7.14	1.440249976	-22.69753379	-29.6325	-1.932	-37.41818754	-79.65930914
26	5.744	26.92630286	-8.092	-0.374740311	-22.93704903	-33.5835	-2.1896	-45.91957055	-85.4036108
27	4.810	27.85973143	-9.044	-2.189730599	-23.17656426	-37.5345	-2.4472	-54.42095355	-91.14791246
28	4.037	25.00344	-9.996	-3.828946526	-19.24543329	-41.4855	-2.7048	-62.61473142	-89.59358325
29	3.207	25.83315429	-10.948	-5.529797618	-19.37080933	-45.4365	-2.9624	-70.91637083	-95.13814132
30	2.377	26.66286857	-11.9	-7.23064871	-19.49618537	-49.3875	-3.22	-79.21801024	-100.6826994
30.73	1.771	27.26856	-12.59496	-8.472270008	-19.58770988	-52.27173	-3.408048	-85.27820701	-104.7302268
31	1.659	12.86057143	-12.852	-8.808229471	-3.51880367	-53.3385	-3.4776	-87.90392657	-78.04743142
32	1.245	13.27542857	-13.804	-10.05252378	-3.187622927	-57.2895	-3.7352	-94.80659162	-82.79301512
33	0.830	13.69028571	-14.756	-11.29681809	-2.856442184	-61.2405	-3.9928	-102.3092567	-87.53859882
34	0.415	14.10514286	-15.708	-12.5411124	-2.525261441	-65.1915	-4.2504	-109.8119217	-92.28418252
35	0.000	14.52	-16.66	-13.78540671	-2.194080698	-69.6595	-4.508	-117.9608367	-97.67601622

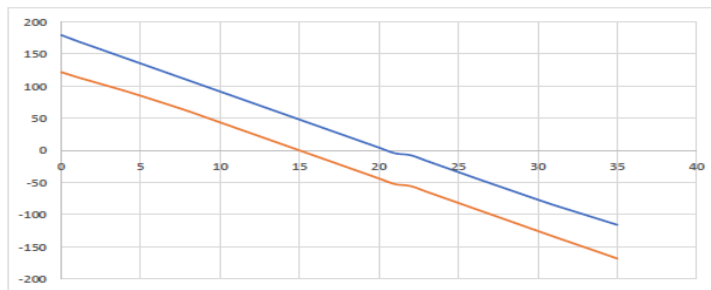
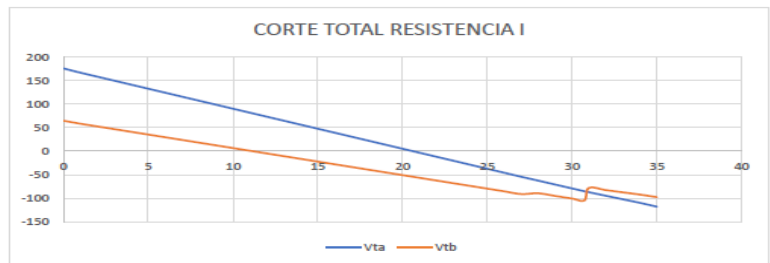
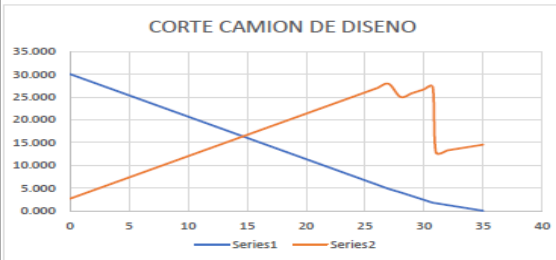


Ilustración 45. Viga de Hormigón Armado 35 m.

## 2.3 DISEÑO DE VIGAS EN HORMIGÓN PRESFORZADO

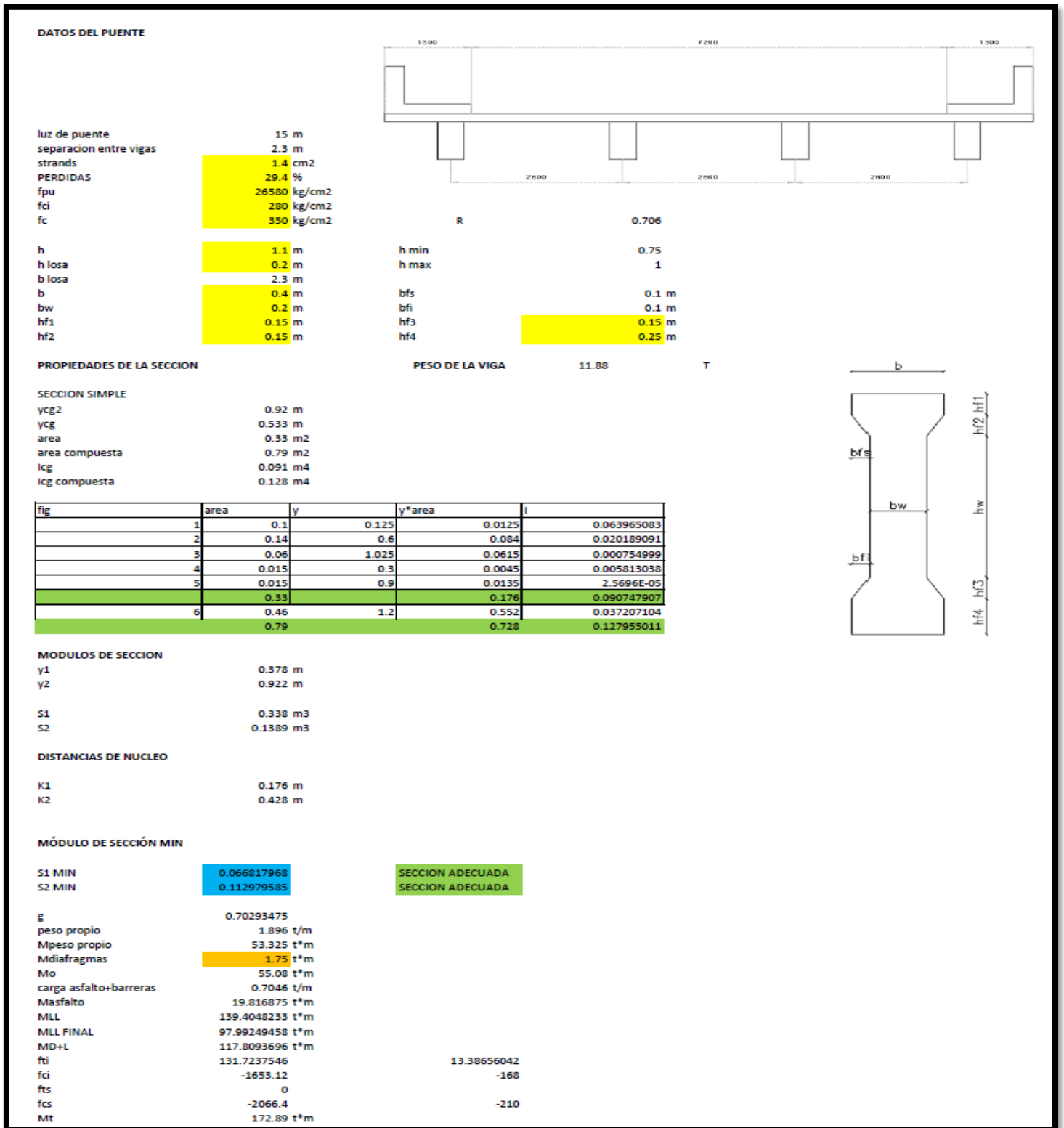
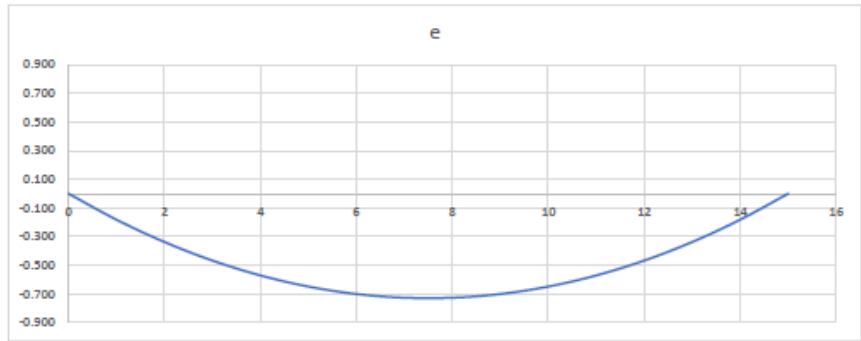


Ilustración 46. Viga de Hormigón Pres forzado 15 m.

**CÁLCULO DE EXCENTRICIDAD DE LOS CABLES Y FUERZA INICIAL**

z 0.2 m  
 excentricidad real 0.730 m  
 1/P 0.003698718  
 P 270.36 t  
 a 0.012978  
 b -0.194667  
 c 0



x	e
0	0.000
1	-0.182
2	-0.337
3	-0.467
4	-0.571
5	-0.649
6	-0.701
7	-0.727
8	-0.727
9	-0.701
10	-0.649
11	-0.571
12	-0.467
13	-0.337
14	-0.182
15	0.000

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*m)	M (T*m)
0	0	0	0	0	0
1	13.272	4.9322	19.6640367	6.664	36.711
2	24.648	9.1598	39.3280734	12.376	70.152
3	34.128	12.6828	56.6666716	17.136	98.689
4	41.712	15.5012	71.5028083	20.944	122.197
5	47.4	17.615	86.338945	23.8	142.435
6	51.192	19.0242	101.1750817	25.704	159.404
6.788333333	52.84486697	19.63844581	112.8709028	26.53392054	170.476

**COMPROBACION DE ESFUERZOS**

PARA SERVICIO I

Servicio I:  $U = n[1.00(DC+DW) + 1.00(LL+IM)]$   
 Servicio III:  $U = n[1.00(DC+DW) + 0.80(LL+IM)]$   
 Resistencia I:  $U = n[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL+IM)]$

CONDICIONES INICIALES

M 5507978.42 kg\*cm  
 P 270363.94 kg  
 e 73.000 cm  
 A 7900 cm<sup>2</sup>  
 S1 338075.1115 cm<sup>3</sup>  
 S2 138852.2779 cm<sup>3</sup>

CONDICIONES FINALES

Mt 17288915.37 kg\*cm  
 Pf 190876.9431 kg

f<sub>ti</sub> 7.863781678 kg/cm<sup>2</sup> OK  
 f<sub>ci</sub> -136.6961389 kg/cm<sup>2</sup> OK  
 f<sub>cs</sub> -34.08516842 kg/cm<sup>2</sup> OK  
 f<sub>ts</sub> 0 kg/cm<sup>2</sup> OK

\*radio obtenido de autocad graficamente

COMPROBACION PUNTO 1		L/3	COMPROBACION PUNTO 2		L/4
L/3	5		L/3	3.75	
k	0.0002 k/pie		k	0.0002 k/pie	
μ	0.25		μ	0.25	
radio	38.89		radio	38.89	
L	15		L	15	
α	0.385703266		α	0.385703266	
β	0.907623334		β	0.907396457	
CONDICIONES FINALES			CONDICIONES FINALES		
Mt	14243549.17 kg*cm		Mt	12219727.4 kg*cm	
	kg		Pf	245327.2832 kg	
	kg/cm <sup>2</sup> OK		f <sub>cs</sub>	-14.22597913 kg/cm <sup>2</sup> OK	
	kg/cm <sup>2</sup> OK		f <sub>ts</sub>	-72.02686957 kg/cm <sup>2</sup> OK	

*Ilustración 47. Viga de Hormigón Pres forzado 15 m.*

NUMERO DE STRANDS

P 270.36  
 fpi 18606.00 kg/cm<sup>2</sup>  
 capacidad 1 s 26048.400 kg  
 # strands 11  
 Aps 15.4 cm<sup>2</sup>

Pf	245388.623
fcs	-20.2068068
fts	-57.4915238

VERIFICACION POR RESISTENCIA I

Mu 270.0619  
 dp 110  
 k 0.28  
 β1 0.8  
 c 7.338074462 ok

BCL ANCLAJES CUANTOS TORONES 0,6 PULG

fps 26083.51922  
 a 5.87045957  
 Mn 430.0644028  
 Φ 1  
 ΦMn 430.0644028 Si RESISTE

carga muerta 1.896 t/m  
 w 7.01744632 t/m

CONTROL DE DEFLEXIONES

Mo 270.06 t\*m  
 a 6.788333333 m  
 b 8.211666667 m  
 L 15 m  
 E 736507.84 t/m<sup>2</sup>  
 I 0.127955011 m<sup>4</sup>  
 δ -0.0051 m  
 δ -0.5052627 cm

ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)

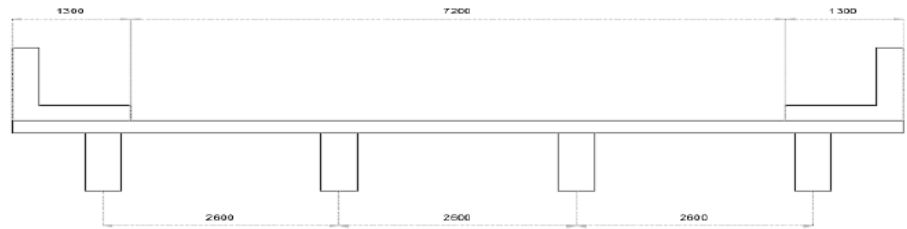
EFICIENCIA TECNICA

FACTOR DE SEGURIDAD 1.5925

Ilustración 48. Viga de Hormigón Pres forzado 15 m.

**DATOS DEL PUENTE**

luz de puente	20 m
separacion entre vigas	2.3 m
strands	1.4 cm <sup>2</sup>
PERDIDAS	29.42 %
fpu	26580 kg/cm <sup>2</sup>
fci	280 kg/cm <sup>2</sup>
fc	350 kg/cm <sup>2</sup>
h	1.3 m
h losa	0.2 m
b losa	2.3 m
b	0.48 m
bw	0.2 m
hf1	0.15 m
hf2	0.15 m



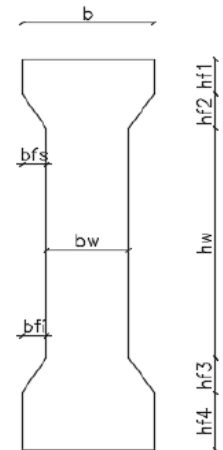
R 0.7058

**PROPIEDADES DE LA SECCION**

PESO DE LA VIGA 19.872 T

SECCION SIMPLE	
ycg2	1.05 m
ycg	0.625 m
area	0.414 m <sup>2</sup>
area compuesta	0.92 m <sup>2</sup>
l <sub>cg</sub>	0.152 m <sup>4</sup>
l <sub>cg</sub> compuesta	0.210 m <sup>4</sup>

fig	area	y	y*area	I
1	0.12	0.125	0.015	0.103541446
2	0.18	0.7	0.126	0.034337169
3	0.072	1.225	0.0882	0.002312694
4	0.021	0.3	0.0063	0.011873014
5	0.021	1.1	0.0231	7.64922E-05
6	0.414	1.4	0.7084	0.057533877
	0.92		0.967	0.209674692



**MODULOS DE SECCION**

y1	0.449 m
y2	1.051 m
S1	0.467 m <sup>3</sup>
S2	0.1995 m <sup>3</sup>

**DISTANCIAS DE NUCLEO**

K1	0.217 m
K2	0.508 m

**MÓDULO DE SECCIÓN MIN**

S1 MIN	0.111968092	SECCION ADECUADA
S2 MIN	0.189378134	SECCION ADECUADA

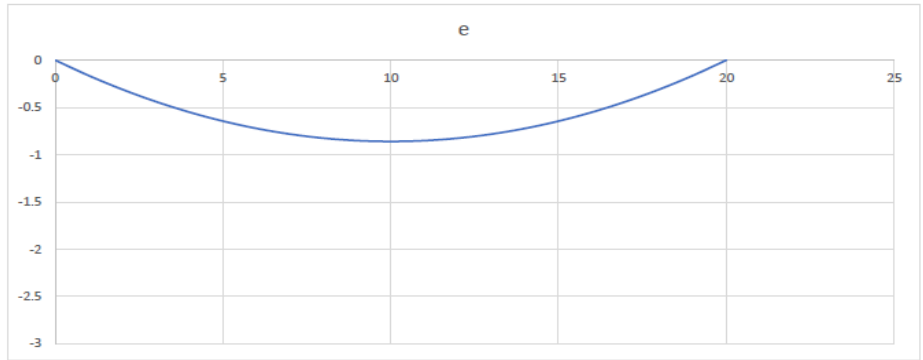
g	0.667825355	
peso propio	2.208 t/m	
Mpeso propio	110.4 t*m	
Mdiafragmas	6.16 t*m	
Mo	116.56 t*m	
carga asfalto + barrera	0.9446 t/m	
Masfalto	47.23 t*m	
MLL	214.1769208 t*m	
MLL FINAL	143.0327781 t*m	
MD+L	190.2627781 t*m	
fti	131.7237546	13.38656042
fci	-1653.12	-168
fts	0	
fcs	-2066.4	-210
Mt	306.82 t*m	

*Ilustración 49. Viga de Hormigón Pres forzado 20 m.*

**CÁLCULO DE EXCENTRICIDAD DE LOS CABLES Y FUERZA INICIAL**

z 0.2 m  
 excentricidad real 0.860 m  
 1/P 0.002477107  
 P 403.70 t

a 0.0086  
 b -0.172  
 c 0



x	e
0	0
1	-0.1634
2	-0.3096
3	-0.4386
4	-0.5504
5	-0.645
6	-0.7224
7	-0.7826
8	-0.8256
9	-0.8514
10	-0.86
11	-0.8514
12	-0.8256
13	-0.7826
14	-0.7224
15	-0.645
16	-0.5504
17	-0.4386
18	-0.3096
19	-0.1634
20	0

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*)	M (T*m)
0	0	0	0	0	0
1	20.976	8.9737	20.179415	9.044	49.46583751
2	39.744	17.0028	40.3588301	17.136	95.14330529
3	56.304	24.0873	60.5382451	24.276	137.0324033
4	70.656	30.2272	80.7176601	30.464	175.1331316
5	82.8	35.4225	100.985587	35.7	209.5046004
6	92.736	39.6732	116.337102	39.984	236.8043952
7	100.464	42.9793	131.688617	43.316	260.3158203
8	105.984	45.3408	147.040132	45.696	280.0388756
9	109.296	46.7577	162.391647	47.124	295.9735611
9.288333333	109.8408577	46.9907945	166.818	47.3589205	299.8644304

**COMPROBACION DE ESFUERZOS**

PARA SERVICIO I

Servicio I:  $U = n[1.00(DC+DW) + 1.00(LL+IM)]$   
 Servicio III:  $U = n[1.00(DC+DW) + 0.80(LL+IM)]$   
 Resistencia I:  $U = n[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL+IM)]$

**CONDICIONES INICIALES**

M 11655747.00 kg\*cm  
 P 403696.68 kg  
 e 86.000 cm  
 A 9200 cm2  
 S1 467071.9532 cm3  
 S2 199483.678 cm3

**CONDICIONES FINALES**

Mt 30682024.81 kg\*cm  
 Pf 284929.1197 kg

fti 5.495975045 kg/cm2 OK  
 fci -159.4893717 kg/cm2 OK  
 fcs -44.19789861 kg/cm2 OK  
 fts 0 kg/cm2 OK

\*radio obtenido de AUTOCAD graficamente

COMPROBACION PUNTO 1		L/3	COMPROBACION PUNTO 2		L/4
L/3	6.666666667		L/3	5	
k	0.0002 k/pie		k	0.0002 k/pie	
μ	0.25		μ	0.25	
radio	58.56		radio	58.56	
L	20		L	20	
α	0.341530055		α	0.34153005	
β	0.917549105		β	0.91724331	
CONDICIONES FINALES			CONDICIONES FINALES		
Mt	26031582.03 kg*cm		Mt	20950460 kg*cm	
Pf	370411.5312 kg		Pf	370288.081 kg	
fcs	-27.7933596 kg/cm2	OK	fcs	-16.9240007 kg/cm2	OK
fts	-69.45653982 kg/cm2	OK	fts	-94.8612675 kg/cm2	OK

*Ilustración 50. Viga de Hormigón Pres forzado 20 m.*

**NUMERO DE STRANDS**

P 403.70  
 fpi 18606.00 kg/cm<sup>2</sup>  
 capacidad 1 sl 26048.400 kg  
 # strands 16  
 Aps 22.4 cm<sup>2</sup>

**VERIFICACION POR RESISTENCIA I**

Mu 466.8492  
 dp 130  
 k 0.28  
 β<sub>1</sub> 0.8  
 c 10.62775217 **ok**

fps 25971.56936  
 a 8.502201735  
 Mn 731.5607614  
 φ 1  
 φMn 731.5607614 **SI RESISTE**

carga muerta 2.208  
 w 6.94358297

**CONTROL DE DEFLEXIONES**

Mo 466.85 t\*m  
 a 9.288333333 m  
 b 10.71166667 m  
 L 20 m  
 E 736507.84 t/m<sup>2</sup>  
 I 0.209674692 m<sup>4</sup>  
 δ -0.0071 m  
 δ -0.71351555 cm

**EFICIENCIA TECNICA**

FACTOR DE SEGURIDAD **1.5670**

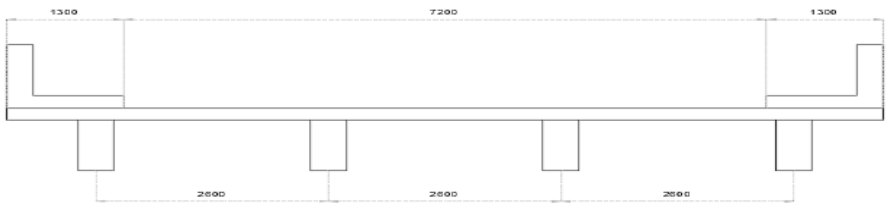
t/m  
 t/m

ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)

*Ilustración 51. Viga de Hormigón Pres forzado 20 m.*

**DATOS DEL PUENTE:**

luz de puente	25 m
separacion entre vigas	2.3 m
strands	1.4 cm <sup>2</sup>
PERDIDAS	29.4 %
fpu	26580 kg/cm <sup>2</sup>
fci	280 kg/cm <sup>2</sup>
fc	350 kg/cm <sup>2</sup>



R 0.706

h	1.7 m	h min	0.75
h losa	0.2 m	h max	1
b losa	2.3 m		
b	0.4 m	bfs	0.075 m
bw	0.25 m	bfi	0.075 m
hf1	0.15 m	hf3	0.15 m
hf2	0.15 m	hf4	0.25 m

**PROPIEDADES DE LA SECCION**

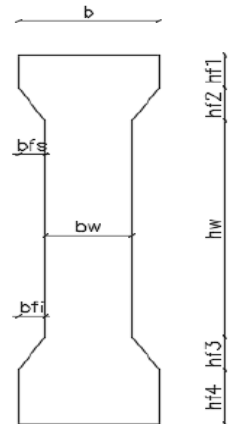
PESO DE LA VIGA 30.45

T

SECCION SIMPLE

ycg2	1.32 m
ycg	0.833 m
area	0.5075 m <sup>2</sup>
area compuesta	1.0135 m <sup>2</sup>
l <sub>cg</sub>	0.262 m <sup>4</sup>
l <sub>cg</sub> compuesta	0.372 m <sup>4</sup>

fig	area	y	y*area	I
1	0.1	0.125	0.0125	0.142318172
2	0.325	0.9	0.2925	0.10195642
3	0.06	1.625	0.0975	0.005849265
4	0.01125	0.3	0.003375	0.011622071
5	0.01125	1.5	0.016875	0.000395825
6	0.5075	1.8	0.9108	0.109386014
	1.0135		1.33355	0.371527767



**MODULOS DE SECCION**

y1	0.584 m
y2	1.316 m
S1	0.636 m <sup>3</sup>
S2	0.2824 m <sup>3</sup>

**DISTANCIAS DE NUCLEO**

K1	0.279 m
K2	0.627 m

**MÓDULO DE SECCIÓN MIN**

S1 MIN	0.160291958	SECCION ADECUADA
S2 MIN	0.271030673	SECCION ADECUADA

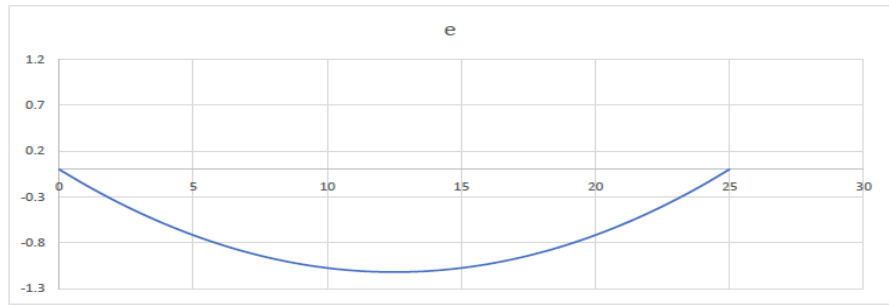
g	0.64195001	
peso propio	2.4324 t/m	
Mpeso propio	190.03125 t*m	
Mdiafragmas	8.14 t*m	
Mo	198.17 t*m	
carga asfalto + barreras	0.9446 t/m	
Masfalto	73.796875 t*m	
MLL	295.0457292 t*m	
MLL FINAL	189.4046089 t*m	
MD+L	263.2014839 t*m	
fti	131.7237546	13.38656042
fci	-1653.12	-168
fts	0	
fcs	-2066.4	-210
MT	461.37 t*m	

*Ilustración 52. Viga de Hormigón Pres forzado 25 m.*

**CÁLCULO DE EXCENTRICIDAD DE LOS CABLES Y FUERZA INICIAL**

z 0.2 m  
 excentricidad real 1.120 m  
 1/P 0.002140158  
 P 467.26 t

a 0.007168  
 b -0.1792  
 c 0



x	e
0	0
1	-0.172032
2	-0.329728
3	-0.473088
4	-0.602112
5	-0.7168
6	-0.817152
7	-0.903168
8	-0.974848
9	-1.032192
10	-1.0752
11	-1.103872
12	-1.118208
13	-1.118208
14	-1.103872
15	-1.0752
16	-1.032192
17	-0.974848
18	-0.903168
19	-0.817152
20	-0.7168
21	-0.602112
22	-0.473088
23	-0.329728
24	-0.172032
25	0

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*	M (T*m)
0	0	0	0	0	0
1	29.1888	11.3352	20.488642	11.424	61.0103209
2	55.9452	21.7258	40.977284	21.896	118.032505
3	80.2692	31.1718	61.4659261	31.416	171.066553
4	102.1608	39.6732	81.9545681	39.984	220.112465
5	121.62	47.23	102.44321	47.6	265.17024
6	138.6468	53.8422	122.931852	54.264	306.239879
7	153.2412	59.5098	143.420494	59.976	343.321381
8	165.4032	64.2328	161.583698	64.736	374.921932
9	175.1328	68.0112	177.24444	68.544	400.927891
10	182.43	70.845	192.905182	71.4	422.945714
11	187.2948	72.7342	208.565924	73.304	440.9754
11.78833333	189.4152819	73.5576695	220.911809	74.1339205	452.37756

**COMPROBACION DE ESFUERZOS**

PARA SERVICIO I

Servicio I:  $U = n[1.00(DC+DW) + 1.00(LL+IM)]$   
 Servicio III:  $U = n[1.00(DC+DW) + 0.80(LL+IM)]$   
 Resistencia I:  $U = n[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL+IM)]$

CONDICIONES INICIALES

M 19817202.90 kg\*cm  
 P 467255.33 kg  
 e 112.000 cm  
 A 10135 cm<sup>2</sup>  
 S1 635945.6034 cm<sup>3</sup>  
 S2 282361.6601 cm<sup>3</sup>

CONDICIONES FINALES

Mt 46137351.29 kg\*cm  
 Pf 329882.2612 kg  
 fti 5.026065674 kg/cm<sup>2</sup> OK  
 fci -161.2582708 kg/cm<sup>2</sup> OK  
 fcs -47.00058463 kg/cm<sup>2</sup> OK  
 fts 0 kg/cm<sup>2</sup> OK

\*radio obtenido de AUTOCAD graficamente

COMPROBACION PUNTO 1		L/3	COMPROBACION PUNTO 2		L/4
L/3	8.333333333		L/3	6.25	
k	0.0002 k/pie		k	0.0002 k/pie	
μ	0.25		μ	0.25	
radio	71.57		radio	71.57	
L	25		L	25	
α	0.349308369		α	0.34930837	
β	0.915613977		β	0.91523255	
CONDICIONES FINALES			CONDICIONES FINALES		
Mt	37492193.22 kg*cm		Mt	30623987.9 kg*cm	
Pf	427825.5087 kg		Pf	427647.285 kg	
fcs	-25.82092591 kg/cm <sup>2</sup> OK		fcs	-15.0347402 kg/cm <sup>2</sup> OK	
fts	-79.13080714 kg/cm <sup>2</sup> OK		fts	-103.366672 kg/cm <sup>2</sup> OK	

*Ilustración 53. Viga de Hormigón Pres forzado 25 m.*

**NUMERO DE STRANDS**

P 467.26  
 fpi 18606.00 kg/cm<sup>2</sup>  
 capacidad 1 s 26048.400 kg  
 # strands 18  
 Aps 25.2 cm<sup>2</sup>

**VERIFICACION POR RESISTENCIA I**

Mu 689.8684  
 dp 170  
 k 0.28  
 β<sub>1</sub> 0.8  
 c 11.9945792 ok

fps 26054.8914  
 a 9.59566334  
 Mn 1084.68979  
 Φ 1  
 ΦMn 1084.68979 SI RESISTE

carga muerta 2.4324 t/m  
 w 6.69857238 t/m

**CONTROL DE DEFLEXIONES**

Mo 689.87 t\*m  
 a 11.7883333 m  
 b 13.2116667 m  
 L 25 m  
 E 736507.84 t/m<sup>2</sup>  
 I 0.37152777 m<sup>4</sup>  
 δ -0.0075 m  
 δ -0.74516592 cm

ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)

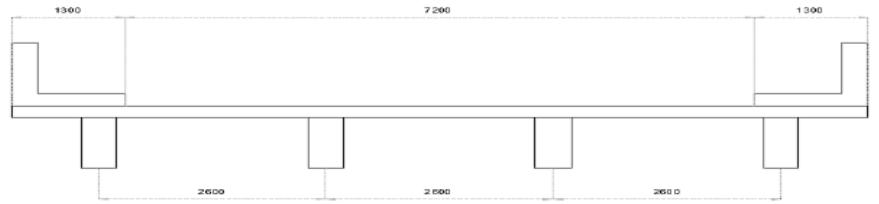
**EFICIENCIA TECNICA**

FACTOR DE SEGURIDAD

1.5723

*Ilustración 54. Viga de Hormigón Pres forzado 25 m.*

**DATOS DEL PÚENTE:**



luz de puente	30 m
separacion entre vigas	2.3 m
strands	1.4 cm <sup>2</sup>
PERDIDAS	29.4 %
fpu	26580 kg/cm <sup>2</sup>
fci	280 kg/cm <sup>2</sup>
fc	350 kg/cm <sup>2</sup>

R 0.706

h	2 m	h min	0.75
h losa	0.2 m	h max	1
b losa	2.3 m		
b	0.4 m	bfs	0.075 m
bw	0.25 m	bfi	0.075 m
hf1	0.15 m	hf3	0.15 m
hf2	0.15 m	hf4	0.25 m

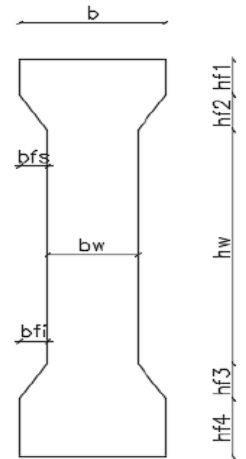
**PROPIEDADES DE LA SECCION**

PESO DE LA VIGA 41.94 T

SECCION SIMPLE

ycg2	1.50 m
ycg	0.981 m
area	0.5825 m <sup>2</sup>
area compuesta	1.0885 m <sup>2</sup>
l <sub>cg</sub>	0.385 m <sup>4</sup>
l <sub>cg</sub> compuesta	0.551 m <sup>4</sup>

fig	area	y	y*area	I
1	0.1	0.1	0.0125	0.0125
2	0.4	0.4	1.05	0.42
3	0.06	0.06	1.925	0.1155
4	0.01125	0.01125	0.3	0.003375
5	0.01125	0.01125	1.8	0.02025
	0.5825		0.571625	0.384927166
6	0.506	0.506	2.1	1.0626
	1.0885		1.634225	0.551313342



**MODULOS DE SECCION**

y1	0.699 m
y2	1.501 m
S1	0.789 m <sup>3</sup>
S2	0.3672 m <sup>3</sup>

**DISTANCIAS DE NUCLEO**

K1	0.337 m
K2	0.725 m

**MÓDULO DE SECCIÓN MIN**

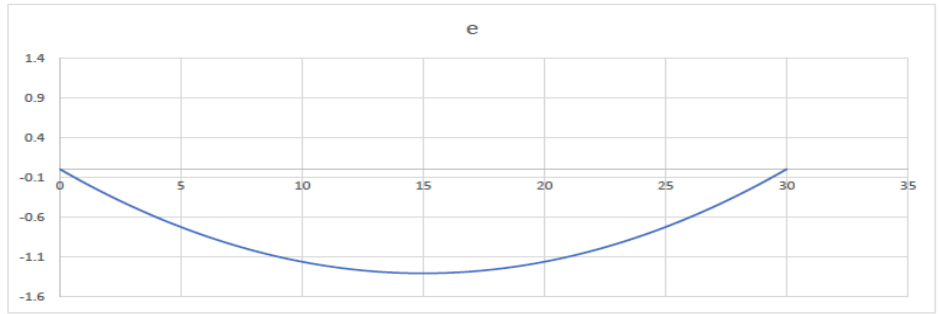
S1 MIN	0.216655442	SECCION ADECUADA
S2 MIN	0.366333227	SECCION ADECUADA
g	0.62164895	
peso propio	2.6124 t/m	
Mpeso propio	293.895 t*m	
Mdiafragmas	14.95 t*m	
Mo	308.85 t*m	
carga asfalto + barreras	0.9446 t/m	
Masfalto	106.2675 t*m	
MLL	381.9378932 t*m	
MLL FINAL	237.4312902 t*m	
MD+L	343.6987902 t*m	
fti	131.7237546	13.38656042
fci	-1653.12	-168
fts	0	
fcs	-2066.4	-210
Mt	652.55 t*m	

*Ilustración 55. Viga de Hormigón Pres forzado 30 m.*

**CÁLCULO DE EXCENTRICIDAD DE LOS CABLES Y FUERZA INICIAL**

z 0.2 m  
 excentricidad real 1.310 m  
 1/P 0.001782293  
 P 561.07 t

a 0.005822  
 b -0.174667  
 c 0



x	e
0	0
1	-0.168845
2	-0.326046
3	-0.471603
4	-0.605516
5	-0.727785
6	-0.83841
7	-0.937391
8	-1.024728
9	-1.100421
10	-1.16447
11	-1.216875
12	-1.257636
13	-1.286753
14	-1.304226
15	-1.310055
16	-1.30424
17	-1.286781
18	-1.257678
19	-1.216931
20	-1.16454
21	-1.100505
22	-1.024826
23	-0.937503
24	-0.838536
25	-0.727925
26	-0.60567
27	-0.471771
28	-0.326228
29	-0.169041
30	-0.00021

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*	M (T*m)
0	0	0	0	0	0
1	37.8798	13.6967	20.6947934	13.804	73.0226387
2	73.1472	26.4488	41.3895867	26.656	141.896468
3	105.8022	38.2563	62.0843801	38.556	206.621487
4	135.8448	49.1192	82.7791734	49.504	267.197696
5	163.275	59.0375	103.473967	59.5	323.625095
6	188.0928	68.0112	124.16876	68.544	375.903685
7	210.2982	76.0403	144.863553	76.636	424.033465
8	229.8912	83.1248	165.558347	83.776	468.014435
9	246.8718	89.2647	186.25314	89.964	507.846595
10	261.24	94.46	206.947934	95.2	543.529946
11	272.9958	98.7107	222.903338	99.484	572.11825
12	282.1392	102.0168	238.770232	102.816	596.502722
13	288.6702	104.3783	254.637125	105.196	616.738384
14	292.5888	105.7952	270.504018	106.624	632.825237
14.28833333	293.2334496	106.028294	275.078973	106.858921	636.693034

**COMPROBACION DE ESFUERZOS**

PARA SERVICIO I

Servicio I:  $U = n[1.00(DC+DW) + 1.00(LL+IM)]$   
 Servicio III:  $U = n[1.00(DC+DW) + 0.80(LL+IM)]$   
 Resistencia I:  $U = n[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL+IM)]$

CONDICIONES INICIALES

M 30884939.85 kg\*cm  
 P 561074.84 kg  
 e 131.000 cm  
 A 10885 cm2  
 S1 789118.0811 cm3  
 S2 367210.496 cm3

CONDICIONES FINALES

Mt 65254818.87 kg\*cm  
 Pf 396118.8342 kg

fti 2.458729188 kg/cm2  
 fci -167.5986464 kg/cm2

OK  
 OK

fcs -53.32567029 kg/cm2  
 fts 0 kg/cm2

OK  
 OK

\*radio obtenido de AUTOCAD graficamente

COMPROBACION PUNTO 1		L/3	COMPROBACION PUNTO 2		L/4
L/3	10		L/3	7.5	
k	0.0002 k/pie		k	0.0002 k/pie	
$\mu$	0.25		$\mu$	0.25	
radio	88.53		radio	88.53	
L	30		L	30	
$\alpha$	0.33886818		$\alpha$	0.33886818	
$\beta$	0.917853906		$\beta$	0.91739509	
CONDICIONES FINALES			CONDICIONES FINALES		
Mt	54352994.56 kg*cm		Mt	42403346.5 kg*cm	
Pf	514984.7297 kg		Pf	514727.302 kg	
fcs	-30.69792333 kg/cm2	OK	fcs	-15.5739669 kg/cm2	OK
fts	-83.0130205 kg/cm2	OK	fts	-115.439219 kg/cm2	OK

*Ilustración 56. Viga de Hormigón Pres forzado 30 m.*

**NUMERO DE STRANDS**

P 561.07  
 fpi 18606.00 kg/cm<sup>2</sup>  
 capacidad 1 st 26048.400 kg  
 # strands 22  
 Aps 30.8 cm<sup>2</sup>

**VERIFICACION POR RESISTENCIA I**

Mu 960.9678  
 dp 200  
 k 0.28  
 β<sub>1</sub> 0.8  
 c 14.6487868 ok

fps 26034.8893  
 a 11.7190295  
 Mn 1556.76322  
 Φ 1  
 ΦMn 1556.76322 SI RESISTE

carga muerta 2.6124 t/m  
 w 6.53340476 t/m

**CONTROL DE DEFLEXIONES**

Mo 960.97 t\*m  
 a 14.2883333 m  
 b 15.7116667 m  
 L 30 m  
 E 736507.84 t/m<sup>2</sup>  
 I 0.55131334 m<sup>4</sup>  
 δ -0.0084 m  
 δ -0.84023522 cm

ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)

**EFICIENCIA TECNICA**

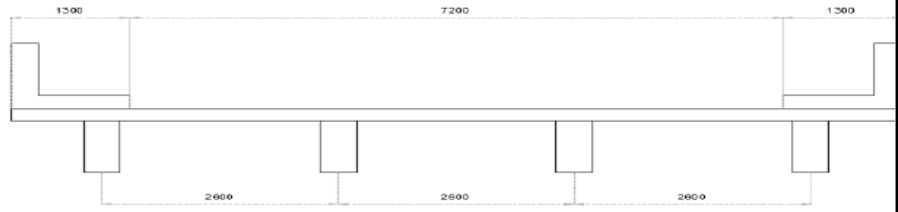
FACTOR DE SEGURIDAD

1.6200

*Ilustración 57. Viga de Hormigón Pres forzado 30 m.*

**DATOS DEL PUENTE:**

luz de puente	35 m
separacion entre vigas	2.3 m
strands	1.4 cm <sup>2</sup>
PERDIDAS	29.4 %
fpu	26580 kg/cm <sup>2</sup>
fci	280 kg/cm <sup>2</sup>
fc	350 kg/cm <sup>2</sup>
h	2.3 m
h losa	0.2 m
b losa	2.3 m
b	0.45 m
bw	0.25 m
hf1	0.15 m
hf2	0.15 m



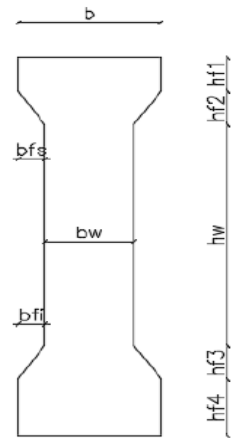
R	0.706
h min	0.75
h max	1
bfs	0.1 m
bfi	0.1 m
hf3	0.15 m
hf4	0.25 m

**PROPIEDADES DE LA SECCION**

SECCION SIMPLE	
ycg2	1.67 m
ycg	1.124 m
area	0.685 m <sup>2</sup>
area compuesta	1.191 m <sup>2</sup>
lcg	0.566 m <sup>4</sup>
lcg compuesta	0.815 m <sup>4</sup>

**PESO DE LA VIGA** 57.54 T

fig	area	y	y*area	I
1	0.1125	0.125	0.0140625	0.267866823
2	0.475	1.2	0.57	0.246210036
3	0.0675	2.225	0.1501875	0.021190906
4	0.015	0.3	0.0045	0.028023369
5	0.015	2.1	0.0315	0.002839238
6	0.506	2.4	1.2144	0.249109416
	1.191		1.98465	0.815239789



**MODULOS DE SECCION**

y1	0.834 m
y2	1.666 m
S1	0.978 m <sup>3</sup>
S2	0.4892 m <sup>3</sup>

**DISTANCIAS DE NUCLEO**

K1	0.411 m
K2	0.821 m

**MÓDULO DE SECCIÓN MIN**

S1 MIN	0.282116738
S2 MIN	0.477018875

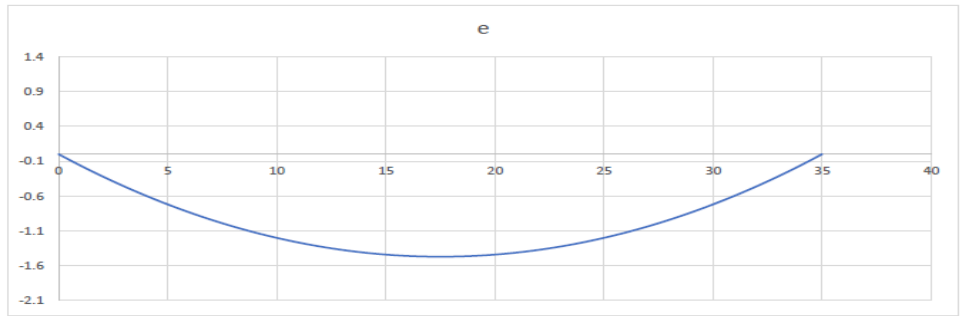
SECCION ADECUADA  
SECCION ADECUADA

g	0.605052833	
peso propio	2.8584 t/m	
Mpeso propio	437.6925 t*m	
Mdiafragmas	17.57 t*m	
Mo	455.27 t*m	
carga asfalto + barreras	0.9446 t/m	
Masfalto	144.641875 t*m	
MLL	474.8219746 t*m	
MLL FINAL	287.292381 t*m	
MD+L	431.934256 t*m	
fti	131.7237546	13.38656042
fci	-1653.12	-168
fts	0	
fcs	-2066.4	-210
Mt	887.20 t*m	

*Ilustración 58. Viga de Hormigón Pres forzado 35 m.*

**CÁLCULO DE EXCENRICIDAD DE LOS CABLES Y FUERZA INICIAL**

z 0.2 m  
 excentricidad real 1.470 m  
 1/P 0.001496646  
 P 668.16 t  
 a 0.0048  
 b -0.168  
 c 0



x	e
0	0
1	-0.1632
2	-0.3168
3	-0.4608
4	-0.5952
5	-0.72
6	-0.8352
7	-0.9408
8	-1.0368
9	-1.1232
10	-1.2
11	-1.2672
12	-1.3248
13	-1.3728
14	-1.4112
15	-1.44
16	-1.4592
17	-1.4688
18	-1.4688
19	-1.4592
20	-1.44
21	-1.4112
22	-1.3728
23	-1.3248
24	-1.2672
25	-1.2
26	-1.1232
27	-1.0368
28	-0.9408
29	-0.8352
30	-0.72
31	-0.5952
32	-0.4608
33	-0.3168
34	-0.1632
35	0

longitud (m)	MDC(T*m)	MDW(T*m)	MLL(T*m)	M CARRIL (T*m)	M (T*m)
0	0	0	0	0	0
1	48.5928	16.0582	20.8420443	16.184	87.053713
2	94.3272	31.1718	41.6840886	31.416	169.728416
3	137.2032	45.3408	62.5261329	45.696	248.024108
4	177.2208	58.5652	83.3681772	59.024	321.94079
5	214.38	70.845	104.210222	71.4	391.478462
6	248.6808	82.1802	125.052266	82.824	456.637124
7	280.1232	92.5708	145.89431	93.296	517.416775
8	308.7072	102.0168	166.736354	102.816	573.817416
9	334.4328	110.5182	187.578399	111.384	625.839046
10	357.3	118.075	208.420443	119	673.481667
11	377.3088	124.6872	229.262487	125.664	716.745277
12	394.4592	130.3548	250.104532	131.376	755.629876
13	408.7512	135.0778	268.621137	136.136	788.728453
14	420.1848	138.8562	284.635282	139.944	815.933897
15	428.76	141.69	300.649426	142.8	838.760332
16	434.4768	143.5792	316.66357	144.704	857.207756
16.78833333	436.9686539	144.402669	329.288054	145.533921	868.663704

**COMPROBACION DE ESFUERZOS**

PARA SERVICIO I

Servicio I:  $U = n[1.00(DC+DW) + 1.00(LL+IM)]$   
 Servicio III:  $U = n[1.00(DC+DW) + 0.80(LL+IM)]$   
 Resistencia I:  $U = n[1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL+IM)]$

CONDICIONES INICIALES

M 45526629.56 kg\*cm  
 P 668160.53 kg  
 e 147.000 cm  
 A 11910 cm<sup>2</sup>  
 S1 977942.8802 cm<sup>3</sup>  
 S2 489230.1356 cm<sup>3</sup>

CONDICIONES FINALES

Mt 88720055.17 kg\*cm  
 Pf 471721.3362 kg

fti -2.219362307 kg/cm<sup>2</sup>  
 fci -163.8066937 kg/cm<sup>2</sup>  
 fcs -59.42122493 kg/cm<sup>2</sup>  
 fts 0 kg/cm<sup>2</sup>

OK  
 OK  
 OK  
 OK

\*radio obtenido de AUTOCAD graficamente

COMPROBACION PUNTO 1		L/3	COMPROBACION PUNTO 2		L/4
L/3	11.66666667		L/3	8.75	
k	0.0002 k/pie		k	0.0002 k/pie	
μ	0.25		μ	0.25	
radio	117.54		radio	117.54	
L	35		L	35	
α	0.297770972		α	0.29777097	
β	0.927178283		β	0.92663759	
CONDICIONES FINALES			CONDICIONES FINALES		
Mt	75562987.65 kg*cm		Mt	62583904.6 kg*cm	
Pf	619503.9355 kg		Pf	619142.664 kg	
fcs	-36.1616642 kg/cm <sup>2</sup>	OK	fcs	-22.9138143 kg/cm <sup>2</sup>	OK
fts	-83.70623661 kg/cm <sup>2</sup>	OK	fts	-110.096958 kg/cm <sup>2</sup>	OK

*Ilustración 59. Viga de Hormigón Pres forzado 35 m.*

**NUMERO DE STRANDS**

P 668.16  
 fpi 18606.00 kg/cm<sup>2</sup>  
 capacidad 1 st 26048.400 kg  
 # strands 26  
 Aps 36.4 cm<sup>2</sup>

**VERIFICACION POR RESISTENCIA I**

Mu 1288.8073  
 dp 230  
 k 0.28  
 β<sub>1</sub> 0.8  
 c 17.3023849 ok

fps 26020.1249  
 a 13.8419079  
 Mn 2112.85425  
 Φ 1  
 ΦMn 2112.85425 SI RESISTE

carga muerta 2.8584 t/m  
 w 6.41434112 t/m

**CONTROL DE DEFLEXIONES**

Mo 1288.81 t\*m  
 a 16.7883333 m  
 b 18.2116667 m  
 L 35 m  
 E 736507.84 t/m<sup>2</sup>  
 I 0.81523979 m<sup>4</sup>  
 δ -0.0089 m  
 δ -0.88961042 cm

ACI 318-2014 (19.2.2.1.b)

**EFICIENCIA TECNICA**

FACTOR DE SEGURIDAD

1.6394

*Ilustración 60. Viga de Hormigón Pres forzado 35 m.*

## CAPÍTULO III

### ANÁLISIS DE COSTOS

#### 3.1 DEFINICIÓN DE RUBROS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS VIGAS

Los rubros que se han tomado en cuenta para el presente trabajo han sido exclusivamente para la construcción de las vigas, se ha tomado los siguientes rubros:

1. Encofrado y desencofrado para vigas: en este rubro se ha considerado el alquiler de encofrado metálico según los datos proporcionados por BAGANT (2018), se anexa los detalles del encofrado, así como la proforma donde se indica los costos de alquiler en dependencia del tipo de viga a utilizar. Es importante mencionar que para las vigas de hormigón armado se ha considerado aproximadamente un mes de alquiler de encofrado mientras que para el hormigón pres forzado se ha tomado un tiempo aproximado de 15 días ya que en ese tiempo ya podemos colocar la viga en la superestructura.
2. Hormigón: Para el hormigón se ha considerado el precio por metro cúbico según indica la revista de la cámara de la industria de la construcción, CAMICON (2018) en su edición 259 de los meses de septiembre y octubre, este precio incluye transporte, aditivo, bomba y colocación por parte de la hormigonera, al no haber una ubicación específica para este trabajo se ha determinado el costo de transporte para un puente dentro del casco urbano, para el hormigón de las vigas de hormigón pres forzado se ha tomado en consideración el valor de la hormigonera HOLCIM la cual en una visita a sus instalaciones ha proporcionado el valor referencial para el hormigón de la resistencia requerida.
3. Acero de refuerzo: el acero de refuerzo se ha tomado en cuenta como precio referencial el precio por kilogramo según indica la revista de la cámara de la industria de la

- construcción, CAMICON (2018) en su edición 259 de los meses de septiembre y octubre.
4. Mano de obra: se ha determinado una cuadrilla de trabajo según indica el manual de precios unitarios de la cámara de la industria de la construcción, CAMICON (2015) en su 9na edición, de donde hemos considerado rendimientos y cuadrilla de trabajo para las actividades que se necesitan para la construcción de las vigas, estas están detalladas en la determinación de precios presentada más adelante. Los salarios de la cuadrilla se han tomado los valores según indica la revista de la cámara de la industria de la construcción, CAMICON (2018) en su edición 259 de los meses de septiembre y octubre.
  5. Equipos: Para los equipos de igual manera hemos tomado los rendimientos según indica el manual de precios unitarios de la CAMICON (2018), así como el precio de alquiler/compra según indica la revista de la cámara de la industria de la construcción CAMICON (2018) en su edición 259 de los meses de septiembre y octubre.

Además, para las vigas de hormigón pres forzado se han tomado en cuenta los siguientes rubros:

- Alquiler de equipo de pres fuerzo y técnico especializado: este valor fue obtenido de una proforma del GRUPO PACIFICO por intermedio del Ing. Sebastián Morales los detalles se muestran en las ilustraciones siguientes.
- Torones y anclajes: el valor de estos materiales según los requerimientos de cada viga fue considerado según los valores que se indicó en el GRUPO PACIFICO por medio del Ing. Morales.

- Alquiler de grúa: se tomará en cuenta el alquiler de grúa para izar las vigas a la altura que se ha determinado del puente con el valor de costo del mercado proporcionado por grúas ATLAS.

VIGA 15 M			
LUZ		15 M	
NUMERO DE TORONES		11	
PESO TORON		1,126 KG/M	
PESO TOTAL		185,79 KG	
TIPO DE ANCLAJE	GC EXTERNO 6-12	2 ANCLAJES	
DUCTO	ACERO		
LONG DUCTO APROX		15,1 M	
TENDÓN	ADHERIDO		
BALANCE DE CARGA MUERTA	carga muerta	1,896 t/m	
	w	7,01744632 t/m	
\$	657,00	materiales	
\$	8.049,00	Alquiler equipo un mes	\$ 268,30
\$	2.105,00	tecnico especialista/semana	\$ 300,71
VIGA 20 M			
LUZ		20 M	
NUMERO DE TORONES		16	
PESO TORON		1,126 KG/M	
PESO TOTAL		360,32 KG	
TIPO DE ANCLAJE	GC EXTERNO 6-12	2 ANCLAJES	
DUCTO	ACERO		
LONG DUCTO APROX		20,1 M	
TENDÓN	ADHERIDO		
BALANCE DE CARGA MUERTA	carga muerta	2,208 t/m	
	w	6,94358297 t/m	
\$	1.491,00	materiales	
\$	8.049,00	Alquiler equipo un mes	
\$	2.105,00	tecnico especialista/semana	

*Ilustración 61. Materiales para postensado de vigas 15-20m.*

VIGA 25 M		
LUZ	25	M
NUMERO DE TORONES	18	
PESO TORON	1,126	KG/M
PESO TOTAL	506,7	KG
TIPO DE ANCLAJE	GC EXTERNO 6-12	2 ANCLAJES
DUCTO	ACERO	
LONG DUCTO APROX	25,2	M
TENDÓN	ADHERIDO	
BALANCE DE CARGA MUERTA	carga muerta	2,4324 t/m
	w	6,69857238 t/m
\$	2.097,74	materiales
\$	8.049,00	Alquiler equipo un mes
\$	2.105,00	tecnico especialista/semana

VIGA 30 M		
LUZ	30	M
NUMERO DE TORONES	22	
PESO TORON	1,126	KG/M
PESO TOTAL	743,16	KG
TIPO DE ANCLAJE	GC EXTERNO 6-12	2 ANCLAJES
DUCTO	ACERO	
LONG DUCTO APROX	30,2	M
TENDÓN	ADHERIDO	
BALANCE DE CARGA MUERTA	carga muerta	2,6124 t/m
	w	6,53340476 t/m
\$	3.076,68	materiales
\$	8.049,00	Alquiler equipo un mes
\$	2.105,00	tecnico especialista/semana

VIGA 35 M		
LUZ	35	M
NUMERO DE TORONES	26	
PESO TORON	1,126	KG/M
PESO TOTAL	1024,66	KG
TIPO DE ANCLAJE	GC EXTERNO 6-12	2 ANCLAJES
DUCTO	ACERO	
LONG DUCTO APROX	35,2	M
TENDÓN	ADHERIDO	
BALANCE DE CARGA MUERTA	carga muerta	2,8584 t/m
	w	6,41434112 t/m
\$	4.242,09	materiales
\$	8.049,00	Alquiler equipo un mes
\$	2.105,00	tecnico especialista/semana

Ilustración 622. Materiales para postensado de vigas 25-35m.



## PLANILLA DE MATERIALES

### PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD CORTE	Nº	LONGITUD TOTAL
			a	b	c	g			
<b>VIGAS</b>									
100	32	I	12.00	0.00			12.00	6	72.00
101	32	L	3.95	0.40			4.35	12	52.20
102	32	I	12.00	0.00			12.00	3	36.00
103	14	L	11.80	0.20			12.00	12	144.00
104	14	L	8.45	0.20			8.65	12	103.80
105	14	O	1.40	0.30			3.40	85	289.00
106	25	L	11.70	0.30			12.00	2	24.00
107	25	L	8.20	0.30			8.50	2	17.00
108	32	I	2.00				2.00	3	6.00
109	32	I	12.00				12.00	4	48.00
110	32	I	0.33				0.33	8	2.64

### RESUMEN DE MATERIALES

ACERO							fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>		
O(mm)			12	14	16	25	28	32	TOTAL
Longitud (m)			0.00	536.80	0.00	41.00	0.00	216.84	794.64
Peso Neto (kg)			0.00	648.11	0.00	157.85	0.00	1367.79	2173.75
<b>HORMIGON (M3)</b>							f <sub>c</sub> = 280 kg/cm <sup>2</sup>		
VIGAS								10.50	
<b>TOTAL</b>								<b>10.50</b> m <sup>3</sup>	

#### COSTO DE MATERIALES

	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	NECESARIO	DESPERDICIO	COSTO TOTAL(\$)
HORMIGON ARMADO FC 280	m <sup>3</sup>	112	10.50	0.05	1234.80
ACERO FY 4200	kg	1.07	2173.75	0.05	2442.21
ELECTRODO E8015	kg	5.23	76.28	0.00	398.96
<b>COSTO DE MATERIALES</b>					<b>4075.97</b>

COSTO DE ENCOFRADO(\$) 159.14

#### COSTO DE MANO DE OBRA

	CANTIDAD	SALARIO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
FIERRERO	1	3.55	3.55	0.05	0.1775	385.84
MAESTRO DE OBRA	0.1	3.93	0.393	0.05	0.01965	42.71
PEON DE FIERRERO	1	3.51	3.51	0.05	0.1755	381.49
SOLDADOR	1	3.74	3.74	0.114	0.42636	926.80
<b>COSTO DE MANO DE OBRA</b>						<b>1736.85</b>

#### COSTO DE EQUIPOS

	CANTIDAD	COSTO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
CORTADORA/DOBLADORA	1	3467.78	3467.78	1	3467.78	3467.78
HERRAMIENTA MENOR			0		0	86.84
SOLDADORA	1	2.23	2.23	0.114	0.25422	2.67
VIBRADOR (m <sup>3</sup> )	1	1.67	1.67	1	1.67	17.54
<b>COSTO DE EQUIPOS</b>						<b>3574.83</b>

COSTO TOTAL(\$) 9546.78385

*Ilustración 644. Costo Viga en Hormigón Armado 20 m.*

## PLANILLA DE MATERIALES

### PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD CORTE	№	LONGITUD TOTAL
			a	b	c	g			
<b>VIGAS Nv. +6.12</b>									
100	32	I	12.00	0.00			12.00	9	108.00
101	32	L	6.45	0.40			6.85	18	123.30
102	28	I	12.00	0.00			12.00	4	48.00
103	14	L	6.90	0.20			7.10	28	198.80
105	14	O	1.70	0.30			4.00	85	340.00
106	25	I	12.00	0.00			12.00	2	24.00
107	25	L	6.45	0.30			6.75	4	27.00
108	28	I	4.90				4.90	5	24.50
109	28	I	12.00				12.00	5	60.00
110	32	I	0.38				0.38	12	4.56
111	14	I	12.00				12.00	7	84.00

### RESUMEN DE MATERIALES

ACERO		fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>							
O(mm)		12	14	16	25	28	32	TOTAL	
Longitud (m)		0.00	622.80	0.00	51.00	132.50	235.86	1042.16	
Peso Neto (kg)		0.00	751.94	0.00	196.35	639.90	1487.77	3075.96	
<b>HORMIGON (M3)</b>		<b>f<sub>c</sub> = 280 kg/cm<sup>2</sup></b>							
VIGAS									
		18.00							
<b>TOTAL</b>		<b>18.00</b> m <sup>3</sup>							

#### COSTO DE MATERIALES

	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	NECESARIO	DESPERDICIO	COSTO TOTAL(\$)
HORMIGON ARMADO FC 280	m <sup>3</sup>	112	18.00	0.05	2116.80
ACERO FY 4200	kg	1.07	3075.96	0.05	3455.84
ELECTRODO E8015	kg	5.23	116.20	0.00	607.73
<b>COSTO DE MATERIALES</b>					<b>6180.37</b>

COSTO DE ENCOFRADO(\$)                      225.59

#### COSTO DE MANO DE OBRA

	CANTIDAD	SALARIO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
FIERRERO	1	3.55	3.55	0.05	0.1775	545.98
MAESTRO DE OBRA	0.1	3.93	0.393	0.05	0.01965	60.44
PEON DE FIERRERO	1	3.51	3.51	0.05	0.1755	539.83
SOLDADOR	1	3.74	3.74	0.114	0.42636	1311.47
<b>COSTO DE MANO DE OBRA</b>						<b>2457.72</b>

#### COSTO DE EQUIPOS

	CANTIDAD	COSTO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
CORTADORA/DOBLADORA	1	3467.78	3467.78	1	3467.78	3467.78
HERRAMIENTA MENOR			0		0	122.89
SOLDADORA	1	2.23	2.23	0.114	0.25422	4.58
VIBRADOR (m <sup>3</sup> )	1	1.67	1.67	1	1.67	30.06
<b>COSTO DE EQUIPOS</b>						<b>3625.30</b>

**COSTO TOTAL(\$)**                                      12488.9901

*Ilustración 655. Costo Viga en Hormigón Armado 25 m.*

## PLANILLA DE MATERIALES

### PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD CORTE	Nº	LONGITUD TOTAL
			a	b	c	g			
<b>VIGAS Nv. +6.12</b>									
100	36	I	12.00	0.00			12.00	10	120.00
101	36	L	8.95	0.45			9.40	20	188.00
102	32	I	12.00	0.00			12.00	2	24.00
103	14	L	9.40	0.20			9.60	36	345.60
105	14	O	2.10	0.30			4.80	107	513.60
106	25	I	12.00	0.00			12.00	2	24.00
107	25	L	8.95	0.30			9.25	4	37.00
108	32	I	4.00				4.00	2	8.00
109	32	I	12.00				12.00	4	48.00
110	32	I	0.38				0.38	28	10.64
111	14	I	12.00				12.00	18	216.00

### RESUMEN DE MATERIALES

ACERO			fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>						
O(mm)			12	14	25	28	32	36	TOTAL
Longitud (m)			0.00	1075.20	61.00	0.00	90.64	308.00	1534.84
Peso Neto (kg)			0.00	1298.15	234.85	0.00	571.74	2458.87	4563.62
<b>HORMIGON (M3)</b>			<b>f<sub>c</sub> = 280 kg/cm<sup>2</sup></b>						
VIGAS								26.40	
<b>TOTAL</b>								<b>26.40</b>	m <sup>3</sup>

#### COSTO DE MATERIALES

	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	NECESARIO	DESPERDICIO	COSTO TOTAL(\$)
HORMIGON ARMADO FC 280	m <sup>3</sup>	112	26.40	0.05	3104.64
ACERO FY 4200	kg	1.07	4563.62	0.05	5127.23
ELECTRODO E8015	kg	5.23	163.27	0.00	853.92
<b>COSTO DE MATERIALES</b>					<b>9085.79</b>

COSTO DE ENCOFRADO(\$)                      307.65

#### COSTO DE MANO DE OBRA

	CANTIDAD	SALARIO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
FIERRERO	1	3.55	3.55	0.05	0.1775	810.04
MAESTRO DE OBRA	0.1	3.93	0.393	0.05	0.01965	89.68
PEON DE FIERRERO	1	3.51	3.51	0.05	0.1755	800.92
SOLDADOR	1	3.74	3.74	0.114	0.42636	1945.75
<b>COSTO DE MANO DE OBRA</b>						<b>3646.38</b>

#### COSTO DE EQUIPOS

	CANTIDAD	COSTO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
CORTADORA/DOBLADORA	1	3467.78	3467.78	1	3467.78	3467.78
HERRAMIENTA MENOR			0		0	182.32
SOLDADORA	1	2.23	2.23	0.114	0.25422	6.71
VIBRADOR (m <sup>3</sup> )	1	1.67	1.67	1	1.67	44.09
<b>COSTO DE EQUIPOS</b>						<b>3700.90</b>

COSTO TOTAL(\$)                                      16740.715

*Ilustración 666. Costo Viga en Hormigón Armado 30 m.*

## PLANILLA DE MATERIALES

### PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD CORTE	Nº	LONGITUD TOTAL
			a	b	c	g			
<b>VIGAS Nv. +6.12</b>									
100	36	I	12.00	0.00			12.00	10	120.00
101	36	L	11.50	0.45			11.95	20	239.00
102	36	I	12.00	0.00			12.00	2	24.00
103	14	L	11.80	0.20			12.00	48	576.00
105	14	O	2.60	0.40			6.00	111	666.00
106	25	I	12.00	0.00			12.00	2	24.00
107	25	L	11.50	0.30			11.80	4	47.20
108	36	I	3.50				3.50	2	7.00
109	36	I	12.00				12.00	6	72.00
110	32	I	0.38				0.38	32	12.16
111	14	I	12.00				12.00	24	288.00

### RESUMEN DE MATERIALES

ACERO		fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>							
O(mm)		12	14	25	28	32	36	TOTAL	
Longitud (m)		0.00	1530.00	71.20	0.00	12.16	462.00	2075.36	
Peso Neto (kg)		0.00	1847.26	274.12	0.00	76.70	3688.31	5886.40	
<b>HORMIGON (M3)</b>		<b>f<sub>c</sub> = 280 kg/cm<sup>2</sup></b>							
VIGAS		37.80							
<b>TOTAL</b>		<b>37.80 m<sup>3</sup></b>							

#### COSTO DE MATERIALES

	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	NECESARIO	DESPERDICIO	COSTO TOTAL(\$)
HORMIGON ARMADO FC 280	m <sup>3</sup>	112	37.80	0.05	4445.28
ACERO FY 4200	kg	1.07	5886.40	0.05	6613.37
ELECTRODO E8015	kg	5.23	201.96	0.00	1056.23
<b>COSTO DE MATERIALES</b>					<b>12114.88</b>

COSTO DE ENCOFRADO(\$)                      339.6

#### COSTO DE MANO DE OBRA

	CANTIDAD	SALARIO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
FIERRERO	1	3.55	3.55	0.05	0.1775	1044.84
MAESTRO DE OBRA	0.1	3.93	0.393	0.05	0.01965	115.67
PEON DE FIERRERO	1	3.51	3.51	0.05	0.1755	1033.06
SOLDADOR	1	3.74	3.74	0.114	0.42636	2509.72
<b>COSTO DE MANO DE OBRA</b>						<b>4703.29</b>

#### COSTO DE EQUIPOS

	CANTIDAD	COSTO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
CORTADORA/DOBLADORA	1	3467.78	3467.78	1	3467.78	3467.78
HERRAMIENTA MENOR			0		0	235.16
SOLDADORA	1	2.23	2.23	0.114	0.25422	9.61
VIBRADOR (m <sup>3</sup> )	1	1.67	1.67	1	1.67	63.13
<b>COSTO DE EQUIPOS</b>						<b>3775.68</b>

**COSTO TOTAL(\$)**                                      20933.45

*Ilustración 677. Costo Viga en Hormigón Armado 35 m.*

PLANILLA DE MATERIALES									
PLANILLA DE HIERROS									
MC	Ø	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD CORTE	Nº	LONGITUD TOTAL
			a	b	c	g			
<b>VIGAS Nv. +6.12</b>									
100	14	L	11,80	0,20			12,00	16	192,00
101	14	L	3,45	0,20			3,65	16	58,40
102	16	I	3,45	0,20			3,65	4	14,60
103	16	L	11,80	0,20			12,00	4	48,00
V1	14	N	0,35	0,30	0,50	0,20	1,35	105	141,75
V2	14	U	0,15	2,40			2,55	105	267,75
V3	14	N	0,35	0,20	0,50	0,20	1,25	105	131,25
<b>RESUMEN DE MATERIALES</b>									
<b>ACERO</b>					<b>f<sub>y</sub>=4200 Kg/cm<sup>2</sup></b>				
Ø(mm)			12	14	16	25	28	32	TOTAL
Longitud (m)			0,00	791,15	62,60	0,00	0,00	0,00	853,75
Peso Neto (kg)			0,00	955,20	98,72	0,00	0,00	0,00	1053,92
<b>HORMIGÓN (M<sup>3</sup>)</b>									
<b>f<sub>c</sub> = 350 kg/cm<sup>2</sup></b>									
VIGAS								4,95	
<b>TOTAL</b>								<b>4,95 m<sup>3</sup></b>	
<b>COSTO DE MATERIALES</b>									
	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	NECESARIO	DESPERDICIO	COSTO TOTAL(\$)				
HORMIGÓN ARMADO FC 350	m <sup>3</sup>	118	4,95	0,05	613,31				
ACERO FY 4200	kg	1,07	1053,92	0,05	1184,08				
STRANDS ACERO + ANCLAJES					657,00				
COSTO DE MATERIALES					2454,38				
COSTO DE ENCOFRADO(\$)	59,73								
COSTO GRÚA (\$)	1125								
<b>COSTO DE MANO DE OBRA</b>									
	CANTIDAD	SALARIO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)			
FERRERO	1	3,55	3,55	0,05	0,1775	187,07			
MAESTRO DE OBRA	0,1	3,93	0,393	0,05	0,01965	20,71			
PEON DE FERRERO	1	3,51	3,51	0,05	0,1755	184,96			
SOLDADOR	0	3,74	0	0,114	0	0,00			
COSTO DE MANO DE OBRA						392,74			
<b>COSTO DE EQUIPOS</b>									
	CANTIDAD	COSTO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)			
CORTADORA/DOBLADORA	1		0	0,05	0	3467,78			
HERRAMIENTA MENOR			0		0	19,64			
VIBRADOR (m <sup>3</sup> )	1	1,67	1,67	1	1,67	8,27			
COSTO DE EQUIPOS						3495,68			
COSTO DE SERVICIO DE POSTENSADO(\$)	823,45								
COSTO TOTAL(\$)	8350,99192 \$								

Ilustración 688. Costo Viga en Hormigón Pres forzado 15 m.

## PLANILLA DE MATERIALES

### PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD CORTE	N <sub>2</sub>	LONGITUD TOTAL
			a	b	c	d			
<b>VIGAS Nv. +6.12</b>									
100	16	I	12,00	0,00			12,00	4	48,00
101	16	L	4,45	0,20			4,65	8	37,20
103	14	L	11,80	0,20			12,00	18	216,00
104	14	L	8,45	0,20			8,65	18	155,70
V1	14	N	0,45	0,30	0,60	0,30	1,65	85	140,25
V2	14	U	0,15	2,80			2,95	85	250,75
V3	14	N	0,35	0,20	0,60	0,30	1,45	85	123,25

### RESUMEN DE MATERIALES

ACERO			f <sub>y</sub> =4200 Kg/cm <sup>2</sup>						
Ø(mm)			12	14	16	25	28	32	TOTAL
Longitud (m)			0,00	885,95	85,20	0,00	0,00	0,00	971,15
Peso Neto (kg)			0,00	1069,66	134,36	0,00	0,00	0,00	1204,02
<b>HORMIGON (M<sup>3</sup>)</b>			f <sub>c</sub> = 350 kg/cm <sup>2</sup>						
		VIGAS							8,28
		<b>TOTAL</b>							<b>8,28 m<sup>3</sup></b>

#### COSTO DE MATERIALES

	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	NECESARIO	DESPERDICIO	COSTO TOTAL(\$)
HORMIGON ARMADO FC 350	m <sup>3</sup>	118	8,28	0,05	1025,89
ACERO fy 4200	kg	1,07	1204,02	0,05	1352,71
STRANDS ACERO + ANCLAJES					1491,00
<b>COSTO DE MATERIALES</b>					<b>3869,61</b>

COSTO DE ENCOFRADO(\$) 79,57

COSTO GRÚA (\$) 1125

#### COSTO DE MANO DE OBRA

	CANTIDAD	SALARIO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
FIERRERO	1	3,55	3,55	0,05	0,1775	213,71
MAESTRO DE OBRA	0,1	3,89	0,389	0,05	0,01965	23,66
PEON DE FIERRERO	1	3,51	3,51	0,05	0,1755	211,31
SOLDADOR	0	3,74	0	0,114	0	0,00
<b>COSTO DE MANO DE OBRA</b>						<b>448,68</b>

#### COSTO DE EQUIPOS

	CANTIDAD	COSTO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
CORTADORA/DOBLADORA	1		0	0,05	0	3467,78
HEBRAMIENTA MENOR			0		0	22,43
VIBRADOR (m <sup>3</sup> )	1	1,67	1,67	1	1,67	13,83
<b>COSTO DE EQUIPOS</b>						<b>3504,04</b>

COSTO DE SERVICIO DE POSTENSADO(\$)

823,45

**COSTO TOTAL(\$)** 9850,34437 \$

*Ilustración 699. Costo Viga en Hormigón Pres forzado 20 m.*

## PLANILLA DE MATERIALES

### PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD CORTE	Nº	LONGITUD TOTAL
			a	b	c	g			
<b>VIGAS Nv. +6.12</b>									
100	16	I	12,00	0,00			12,00	4	48,00
101	16	L	6,95	0,20			7,15	8	57,20
103	14	L	6,90	0,20			7,10	48	340,80
104	14	I	12,00	0,00			12,00	24	288,00
V1	14	N	0,35	0,30	0,50	0,40	1,55	85	131,75
V2	14	U	0,15	3,60			3,75	85	318,75
V3	14	N	0,35	0,20	0,50	0,40	1,45	85	123,25

### RESUMEN DE MATERIALES

<b>ACERO</b>									
<b><math>f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2</math></b>									
O(mm)			12	14	16	25	28	32	TOTAL
Longitud (m)			0,00	1202,55	105,20	0,00	0,00	0,00	1307,75
Peso Neto (kg)			0,00	1451,91	165,90	0,00	0,00	0,00	1617,81

<b>HORMIGON (M3)</b>									
<b><math>f_c = 350 \text{ kg/cm}^2</math></b>									
VIGAS								12,69	
<b>TOTAL</b>								<b>12,69 m3</b>	

#### COSTO DE MATERIALES

	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	NECESARIO	DESPERDICIO	COSTO TOTAL(\$)
HORMIGON ARMADO FC 350	m3	118	12,69	0,05	1571,98
ACERO FY 4200	kg	1,07	1617,81	0,05	1817,61
STRANDS ACERO + ANCLAVES					2097,74
<b>COSTO DE MATERIALES</b>					<b>5487,33</b>

COSTO DE ENCOFRADO(\$)                      112,845

COSTO GRÚA(\$)                                    1125

#### COSTO DE MANO DE OBRA

	CANTIDAD	SALARIO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
FIERRERO	1	3,55	3,55	0,05	0,1775	287,16
MAESTRO DE OBRA	0,1	3,93	0,393	0,05	0,01965	31,79
PEON DE FIERRERO	1	3,51	3,51	0,05	0,1755	283,93
SOLDADOR	0	3,74	0	0,114	0	0,00
<b>COSTO DE MANO DE OBRA</b>						<b>602,88</b>

#### COSTO DE EQUIPOS

	CANTIDAD	COSTO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
CORTADORA/DOBLADORA	1		0	0,05	0	3467,78
HERRAMIENTA MENOR			0		0	30,14
VIBRADOR (m3)	1	1,67	1,67	1	1,67	21,19
<b>COSTO DE EQUIPOS</b>						<b>3519,11</b>

COSTO DE SERVICIO DE POSTENSADO(\$)    823,45

**COSTO TOTAL(\$)**    11670,61 \$

*Ilustración 70. Costo Viga en Hormigón Pres forzado 25 m.*

## PLANILLA DE MATERIALES

### PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD CORTE	Nº	LONGITUD TOTAL
			a	b	c	g			
<b>VIGAS Nv. +6.12</b>									
100	16	I	12,00	0,00			12,00	4	48,00
101	16	L	9,45	0,20			9,65	8	77,20
103	14	L	9,40	0,20			9,60	56	537,60
104	14	I	12,00	0,00			12,00	28	336,00
V1	14	N	0,35	0,30	0,50	0,50	1,65	107	176,55
V2	14	U	0,20	4,20			4,40	107	470,80
V3	14	N	0,35	0,20	0,50	0,50	1,55	107	165,85

### RESUMEN DE MATERIALES

ACERO		$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$						
Ø(mm)		12	14	16	25	28	32	TOTAL
Longitud (m)		0,00	1686,80	125,20	0,00	0,00	0,00	1812,00
Peso Neto (kg)		0,00	2036,57	197,44	0,00	0,00	0,00	2234,01
<b>HORMIGON (m3)</b>		$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$						
		VIGAS						17,48
		<b>TOTAL</b>						<b>17,48 m3</b>

#### COSTO DE MATERIALES

	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	NECESARIO	DESPERDICIO	COSTO TOTAL(\$)
HORMIGON ARMADO FC 350	m3	118	17,48	0,05	2165,15
ACERO FY 4200	kg	1,07	2234,01	0,05	2509,91
STRANDS ACERO + ANCLAJES					3076,68
<b>COSTO DE MATERIALES</b>					<b>7751,74</b>

COSTO DE ENCOFRADO(\$) 153,825

COSTO GRÚA (\$) 1125

#### COSTO DE MANO DE OBRA

	CANTIDAD	SALARIO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
FIERRERO	1	3,55	3,55	0,05	0,1775	396,54
MAESTRO DE OBRA	0,1	3,93	0,393	0,05	0,01965	43,90
FEON DE FIERREO	1	3,51	3,51	0,05	0,1755	392,07
SOLDADOR	0	3,74	0	0,114	0	0,00
<b>COSTO DE MANO DE OBRA</b>						<b>832,50</b>

#### COSTO DE EQUIPOS

	CANTIDAD	COSTO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
CORTADORA/DOBLADORA	1		0	0,05	0	3467,78
HERRAMIENTA MENOR			0		0	41,63
VIBRADOR (m3)	1	1,67	1,67	1	1,67	29,18
<b>COSTO DE EQUIPOS</b>						<b>3538,59</b>

COSTO DE SERVICIO DE POSTENSADO(\$) 823,45

**COSTO TOTAL(\$)** 14225,1104 \$

*Ilustración 701. Costo Viga en Hormigón Pres forzado 30 m.*

## PLANILLA DE MATERIALES

PLANILLA DE HIERROS									
MC	Ø	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD CORTE	Nº	LONGITUD TOTAL
			a	b	c	g			
<b>VIGAS Nv. +6.12</b>									
100	16	I	12,00	0,00			12,00	4	48,00
101	16	L	11,50	0,20			11,70	8	93,60
103	14	L	11,80	0,20			12,00	64	768,00
111	14	I	12,00	0,00			12,00	32	384,00
V1	14	N	0,35	0,30	0,50	0,60	1,75	111	194,25
V2	14	U	0,20	4,80			5,00	111	555,00
V3	14	N	0,35	0,20	0,50	0,60	1,65	111	183,15
<b>RESUMEN DE MATERIALES</b>									
<b>ACERO <span style="float: right;">fy=4200 Kg/cm<sup>2</sup></span></b>									
Ø(mm)			12	14	16	25	28	32	TOTAL
Longitud (m)			0,00	2084,40	141,60	0,00	0,00	0,00	2226,00
Peso Neto (kg)			0,00	2516,62	223,30	0,00	0,00	0,00	2739,92
<b>HORMIGON (M<sup>3</sup>) <span style="float: right;">F<sub>c</sub> = 350 kg/cm<sup>2</sup></span></b>									
VIGAS								23,98	
<b>TOTAL</b>								<b>23,98 m<sup>3</sup></b>	

### COSTO DE MATERIALES

	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	NECESARIO	DESPERDICIO	COSTO TOTAL(\$)
HORMIGON ARMADO FC 350	m <sup>3</sup>	118	23,98	0,05	2970,50
ACERO FY 4200	kg	1,07	2739,92	0,05	3078,30
STRANDS ACERO + ANCLAJES					4242,09
ELECTRODO E8015	kg	5,23	11,16	0,00	58,39
<b>COSTO DE MATERIALES</b>					<b>10290,89</b>

COSTO DE ENCOFRADO(\$) 169,8

COSTO GRÚA (\$) 1125

### COSTO DE MANO DE OBRA

	CANTIDAD	SALARIO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
FIERRERO	1	3,55	3,55	0,05	0,1775	486,34
MAESTRO DE OBRA	0,1	3,93	0,393	0,05	0,01965	53,84
PEON DE FIERRERO	1	3,51	3,51	0,05	0,1755	480,86
SOLDADOR	0,1	3,74	0,374	0,114	0,042636	116,82
<b>COSTO DE MANO DE OBRA</b>						<b>1137,85</b>

### COSTO DE EQUIPOS

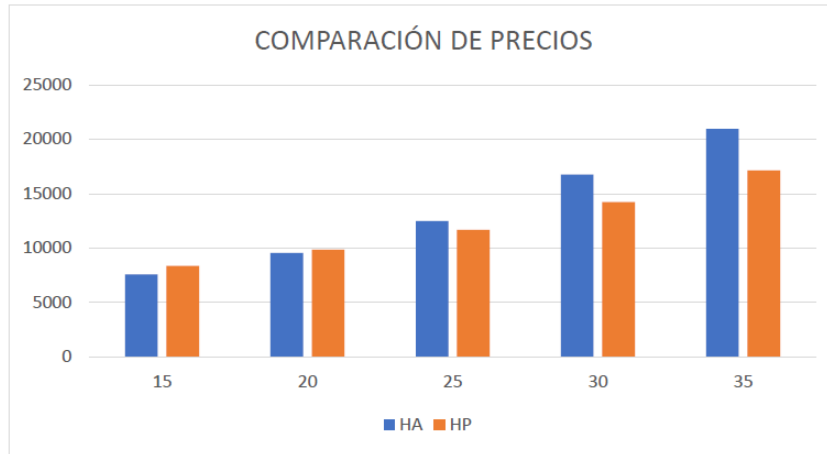
	CANTIDAD	COSTO/HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO/UNIDAD	COSTO TOTAL(\$)
CORTADORA/DOBLADORA	1		0	0,05	0	3467,78
HERRAMIENTA MENOR			0		0	56,89
VIBRADOR (m <sup>3</sup> )	1	1,67	1,67	1	1,67	40,04
<b>COSTO DE EQUIPOS</b>						<b>3564,71</b>

COSTO DE SERVICIO DE POSTENSADO(\$) 823,45

**COSTO TOTAL(\$) 17111,70**

*Ilustración 712. Costo Vega en Hormigón Pres forzado 35 m.*

LUZ	15	20	25	30	35
HA	7569,25783	9546,78385	12488,9901	16740,715	20933,45
HP	8350,99192	9850,34437	11670,61	14225,1104	17111,70



*Ilustración 723. Comparación de Precios.*

## CAPÍTULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1 CONCLUSIONES:

- Se hizo una revisión bibliográfica para el diseño con base en el marco teórico expuesto en el capítulo I de acuerdo a la norma AASHTO LRFD (2014), la cual rige en nuestro país para el diseño de puentes. Esta norma nos proporciona la información para obtener los aspectos fundamentales para el diseño de una viga para realizar un diseño correcto y poder obtener los parámetros y valores que utilizamos para cumplir con los objetivos del presente trabajo.
- En el diseño de las vigas tanto en hormigón armado como hormigón presforzado fue fundamental el uso de la norma para obtener valores como momento y corte máximo que presente la viga. Al comparar los diseños entre los dos materiales el aspecto más importante a considerar para hacer las comparaciones pertinentes es el momento a flexión del mismo, ya que en el caso del corte se consideró las mismas condiciones para ambos materiales.
- La eficiencia técnica de las vigas que se ve reflejada en el valor del factor de seguridad de las mismas nos indica que los valores más altos resultan en el diseño con hormigón presforzado, es decir, con este material podemos tener cierta sobredimensión en las vigas lo que no las hace muy eficientes, pero también es importante considerar que si tenemos un factor de seguridad más alto la viga está mas preparada para algún evento extremo o algún evento no programado durante el diseño.

También es importante recalcar que el peso de las vigas en hormigón presforzado es menor en todos los casos al peso de las vigas en hormigón armado, excepto en la viga

de luz de 15 metros en la cual el valor es igual. Con esto podemos determinar que con el hormigón presforzado transmitimos una menor carga hacia la subestructura del puente lo que es importante al menorar peso ya que así los elementos de la subestructura del puente tienen menos peso que soportar y eso es muy importante para el diseño de los mismos.

- Los valores determinados para cada viga en las condiciones que hemos considerado en el presente trabajo nos indican que para las luces de 15 y 20 metros es un poco más económico el hormigón armado, en cambio en las luces mayores a 20 metros el hormigón presforzado tiene un costo menor, este valor es menor mientras más grande es la luz de la viga. Así como mencionamos anteriormente hay que considerar de igual manera el peso que transmiten las vigas a la subestructura ya que las vigas en hormigón armado que son más pesadas afectan en mayor manera a la subestructura del puente y por ende estos elementos suben su costo lo que afecta al costo total del proyecto de un puente.

#### **4.2 RECOMENDACIONES:**

- Seguir la normativa determinada para la construcción de puentes en nuestro país nos asegurará tener un diseño seguro, pero se debe analizar de igual manera con que materiales obtenemos mejores resultados desde la parte técnica y económica para así tener un proyecto seguro y eficiente.
- Los precios y rubros para el análisis de costos se debe realizar específicamente para el proyecto a realizar, en este trabajo se tomó algunas consideraciones generales al no tener una ubicación geográfica específica lo cual es muy importante en este análisis ya que esto demandará mayores o menores necesidades en el ámbito económico.

- En este trabajo se ha comprobado el eficiencia tanto técnica como económica del hormigón presforzado en luces mayores a 20 metros en puentes lo cual es una información a considerar para proyectos de construcción de puentes en nuestro país.

## BIBLIOGRAFÍA.

- Cabrera, E. (2018). *Puente de vigas y losa de concreto armado*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/luisalbertoalfonso/39451648-10puentesdevigasylosalrfd>
- Cormac, J. M., & H.Brown, R. (2008). *Concreto reforzado*. octava edición.
- Cueva del Ingeniero civil.com. (2018). *Puente Arco*. Obtenido de <https://www.cuevadelcivil.com/2010/09/puentes-arco.html>
- Espino, L., & Gallo, G. (2018). *Diseño de vigas de concreto reforzado*. Obtenido de Espino, L y Gallo, G. Diseño por flexión de vigas de concreto reforzado. Recuperado de: [http://www.academia.edu/4855502/DISE%C3%91O\\_POR\\_FLEXI%C3%93N\\_DE\\_VIGAS\\_DE\\_CONCRETO\\_REFORZADO.\\_Profes](http://www.academia.edu/4855502/DISE%C3%91O_POR_FLEXI%C3%93N_DE_VIGAS_DE_CONCRETO_REFORZADO._Profes)
- I.E.T. (2015). *Tabla de Deflexiones en Vigas Simplemente Apoyadas*. Obtenido de [https://eva.fing.edu.uy/pluginfile.php/65866/mod\\_resource/content/1/tabla\\_deflexiones\\_vigas\\_simpl\\_apoyadas.pdf](https://eva.fing.edu.uy/pluginfile.php/65866/mod_resource/content/1/tabla_deflexiones_vigas_simpl_apoyadas.pdf)
- Ingenieria civil. (2018). *Puentes*. Obtenido de <https://www.google.com.ec/imgres?imgurl=x-raw-image%3A%2F%2F%2F6dda23e5481ba65aa46646dd84fd1890142611d16f95a9e92926f730ee9d65bd&imgrefurl=http%3A%2F%2Focw.usal.es%2Fensenanzas-tecnicas%2Fingenieria-civil%2Fcontenido%2FTEMA%25207-%2520PUENTES.pdf&docid=veW>
- Rodriguez, A. (2017). *Puentes con AASHTO LRFD 2014*. Ecuador: 7ma edición.
- Romo, M. (2008). *Diseño a cortante de vigas de hormigón armado* . Obtenido de [http://www.academia.edu/8219370/TEMAS\\_CAP%C3%8DTULO\\_VIII\\_DISE%C3%91O\\_A\\_CORTANTE\\_DE\\_VIGAS\\_DE\\_HORMIG%C3%93N\\_ARMADO](http://www.academia.edu/8219370/TEMAS_CAP%C3%8DTULO_VIII_DISE%C3%91O_A_CORTANTE_DE_VIGAS_DE_HORMIG%C3%93N_ARMADO)
- Torres, E. (2013). *Diseño de puentes interpretación del código AASHTO*. Quito: Abya Yala.

AASHTO (2014). Standard specifications AASHTO LRFD. 5th ed. Washington, D.C.

Precios Unitarios. (2018). CAMICON, (259).

CAMICON (2015). Manual de Precios Unitarios. 9th ed. Quito: CAMICON.

BAGANT (2018). Alquiler de encofrado metálico y apuntalamiento. Quito: BAGANT.

GRUPO PACÍFICO (2018). Alquiler de equipo de presfuerzo y técnico especializado. Quito: Ing.

Sebastian Morales.

# ANEXOS

## Anexo 1. Factores de carga y combinaciones

Tabla 3.4.1-1 - Factores de Carga y Combinaciones

Combinación de Cargas Estado Limite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (excepto notas)	$\gamma_p$	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	$\gamma_p$	—	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	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 I— LL, IM & CE solamente	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatiga II— LL, IM & CE solamente	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

## Anexo 2. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tabla 4.6.2.2b-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, l	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	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: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_f}{Lr_c}\right)^{0,2}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_f}{Lr_c}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_c \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_f \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$  Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Usar la ley de momentos	$S > 5500$

### Anexo 3. Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

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, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	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	$g = e g_{mover}$ $e = 0,77 + \frac{d_t}{2800}$	$-300 \leq d_c \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e g_{mover}$ $e = 0,97 + \frac{d_t}{8700}$	$0 \leq d_c \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e g_{mover}$ $e = 1,125 + \frac{d_t}{9100} \geq 1,0$	$g = e g_{mover}$ $e = 1,04 + \frac{d_t}{7600} \geq 1,0$	$d_c \leq 600$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

#### Anexo 4. Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores.

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	l	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	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,9}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0,8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$0,70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0,15} \left(\frac{J}{J'}\right)^{0,05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0,8} \left(\frac{b}{L}\right)^{0,1} \left(\frac{J}{J'}\right)^{0,05} \left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \geq 1,0$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$ $1,0 \times 10^{18} \leq J \leq 2,5 \times 10^{11}$ $1,7 \times 10^{18} \leq J' \leq 2,5 \times 10^{11}$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Anexo 5. Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores.

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, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	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	$g = e g_{sustar}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_k = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células colada in situ	d	Ley de momentos	$g = e g_{sustar}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \leq d_e \leq 1500$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e g_{sustar}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \leq d_e \leq 1400$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e g_{sustar}$ $e = 1,25 + \frac{d_e}{6100} \geq 1,0$	$g = e g_{sustar} \left( \frac{1200}{b} \right)$ $\frac{1200}{b} < 1,0$ $e = 1 + \left( \frac{d_e + b - 610}{12200} \right)^{0,5} \geq 1,0$	$d_e \leq 600$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

**Anexo 6. Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas-elementos totalmente pretensados.**

**Tabla 5.9.4.2.2-1 – Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas <ul style="list-style-type: none"> <li>• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas</li> <li>• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas</li> <li>• Para elementos con tendones de pretensado no adherentes</li> </ul>	$0,50\sqrt{f_c}$ (MPa) $0,25\sqrt{f_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> <li>• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de <math>0,5f_y</math>; con tendones internos o tendones externos</li> <li>• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones</li> </ul>	$0,25\sqrt{f_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida</li> </ul>	$0,25\sqrt{f_c}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> <li>• Para áreas sin armadura adherente</li> <li>• En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de <math>0,5f_p</math>, no mayor que 205 MPa</li> </ul>	Tracción nula $0,50\sqrt{f_c}$ (MPa)
	Esfuerzo principal de tracción en el eje neutro del alma <ul style="list-style-type: none"> <li>• Todos los tipos de puentes de concreto segmentales con tendones internos y/o externos, a menos que el propietario indique otros criterios en estructuras críticas</li> </ul>	$0,29\sqrt{f_c}$ (MPa)

## Anexo 7. Cover for unprotected Main Reinforcing Steel(in.)

**Table 5.12.3-1—Cover for Unprotected Main Reinforcing Steel (in.)**

Situation	Cover (in.)
Direct exposure to salt water	4.0
Cast against earth	3.0
Coastal	3.0
Exposure to deicing salts	2.5
Deck surfaces subject to tire stud or chain wear	2.5
Exterior other than above	2.0
Interior other than above	
• Up to No. 11 bar	1.5
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Bottom of cast-in-place slabs	
• Up to No. 11 bar	1.0
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Precast soffit form panels	0.8
Precast reinforced piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	3.0
Precast prestressed piles	2.0
Cast-in-place piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	
○ General	3.0
○ Protected	3.0
• Shells	2.0
• Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	3.0
Precast concrete box culverts	
• Top slabs used as a driving surface	2.5
• Top slabs with less than 2 ft of fill not used as a driving surface	2.0
• All other members	1.0

## Anexo 8. Alquiler de Encofrado Metálico y Apuntalamiento



Construyendo Soluciones  
**BAGANT**



ENCOFRADOS - ANDAMIAJE - MAQUINARIA - CARROCERIAS DE CARGA

FECHA	Quito, 12 de Diciembre de 2018	ASESOR TÉCNICO	KARINA LEMA
OFERTA	KL-18-2750	TELF. CONTACTO	0986106590
NOMBRE DEL CLIENTE	VALENZUELA RAMIRO		
NOMBRE DEL PROYECTO	PUNTE VIGAS		
DIRECCIÓN DEL PROYECTO			
ATENCIÓN A	VALENZUELA RAMIRO		
TELEFONO	0984863919		
E-MAIL	ramirovalenzuelacse@gmail.com		

### DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN TÉCNICA

\*se cotiza para 1 mes alquiler de encofrado losaflex para apuntalamiento de vigas de tipo 1, 2, 3 y 4, basado en planos del cliente.  
\*se despacha en Bagant Carapungo, previa regularización documentos, firma letra y anticipo mes.

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	% DSC.	SUBTOTAL
<b>ALQUILER LOSAFLEX - VIGA TIPO 1</b>				
5041 TRIPODE PARA PUNTAL H90	8.00	1.4600		11.68
5042 CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	8.00	0.3200		2.56
5043 ACOPLER PARA CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	8.00	0.1000		0.80
5048 CABEZAL DE UNA VIA PARA VIGAS HT20 PLUS	10.00	0.1900		1.90
8002 PUNTAL ULMA DE 3.65 HASTA 5.25M CONPITON	18.00	2.2000		39.60
504D-15 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 1.5 M. DE LONGITUD	26.00	1.0500		27.30
504D-45 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 4.5 M. DE LONGITUD	2.00	3.1500		6.30
504D-59 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 5.9 M. DE LONGITUD	4.00	4.1300		16.52
<b>SUBTOTAL PARCIAL</b>				<b>106.66</b>
<b>ALQUILER LOSAFLEX - VIGA TIPO 2</b>				
5041 TRIPODE PARA PUNTAL H90	10.00	1.4600		14.60
5042 CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	10.00	0.3200		3.20
5043 ACOPLER PARA CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	10.00	0.1000		1.00
5048 CABEZAL DE UNA VIA PARA VIGAS HT20 PLUS	14.00	0.1900		2.66
8002 PUNTAL ULMA DE 3.65 HASTA 5.25M CONPITON	24.00	2.2000		52.80
504D-15 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 1.5 M. DE LONGITUD	35.00	1.0500		36.75
504D-45 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 4.5 M. DE LONGITUD	2.00	3.1500		6.30
504D-59 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 5.9 M. DE LONGITUD	6.00	4.1300		24.78
<b>SUBTOTAL PARCIAL</b>				<b>142.09</b>
<b>ALQUILER LOSAFLEX - VIGA TIPO 3</b>				
5041 TRIPODE PARA PUNTAL H90	12.00	1.4600		17.52
5042 CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	12.00	0.3200		3.84
5043 ACOPLER PARA CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	12.00	0.1000		1.20
5048 CABEZAL DE UNA VIA PARA VIGAS HT20 PLUS	28.00	0.1900		5.32
8002 PUNTAL ULMA DE 3.65 HASTA 5.25M CONPITON	40.00	2.2000		88.00
504D-15 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 1.5 M. DE LONGITUD	44.00	1.0500		46.20
504D-45 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 4.5 M. DE LONGITUD	2.00	3.1500		6.30
504D-59 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 5.9 M. DE LONGITUD	8.00	4.1300		33.04
<b>SUBTOTAL PARCIAL</b>				<b>201.42</b>
<b>ALQUILER LOSAFLEX - VIGA TIPO 4</b>				
5041 TRIPODE PARA PUNTAL H90	18.00	1.4600		26.28
5042 CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	18.00	0.3200		5.76
5043 ACOPLER PARA CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	18.00	0.1000		1.80
5048 CABEZAL DE UNA VIA PARA VIGAS HT20 PLUS	42.00	0.1900		7.98
8002 PUNTAL ULMA DE 3.65 HASTA 5.25M CONPITON	60.00	2.2000		132.00

Pág. 1 de 3

QUITO  
022 420 740  
ventasulo@bagant.com

GUAYAQUIL  
042 231 925  
ventasgye@bagant.com

CUENCA  
074 025 174  
ventascue@bagant.com

MANTA  
098 610 6595  
ventasanta@bagant.com

[www.bagant.com](http://www.bagant.com)



**ENCOFRADOS - ANDAMIAJE - MAQUINARIA - CARROCERÍAS DE CARGA**

<b>FECHA</b>	Quito, 2 de Enero de 2019	<b>ASESOR TÉCNICO</b>	KARINA LEMA
<b>OFERTA</b>	KL-19-2792	<b>TELF. CONTACTO</b>	0985106590
<b>NOMBRE DEL CLIENTE</b>	VALENZUELA RAMIRO		
<b>NOMBRE DEL PROYECTO</b>	PUENTE VIGAS		
<b>DIRECCIÓN DEL PROYECTO</b>			
<b>ATENCIÓN A</b>	VALENZUELA RAMIRO		
<b>TELÉFONO</b>	0984863919		
<b>E-MAIL</b>	ramirovalenzuelacse@gmail.com		

**DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN TÉCNICA**

- \* Encofrado para la Viga tipo 5 con el equipo pesado (PECO).
- \* Oferta por 30 días de alquiler.
- \* Despacho en Bagant Carapungo.

ALQUILER (30 Días)	APUNTALAMIENTO_PECO				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	% DSC.	SUBTOTAL	
S030 CRUCETAS SEPARACION DE 2M. (ÁNGULO)	24.00	0.4000		9.60	
S042 CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	48.00	0.3200		15.36	
S043 ACOUPLE PARA CABEZAL DE 4 VIAS HT20 PLUS	48.00	0.1000		4.80	
S261 ESCALERA PEZADA 2X 0.6M (ALTO X ANCHO)	24.00	2.0600		49.44	
S283 BASE REGULABLE PESADA (REGULA HASTA 0.50 m.)	48.00	1.1500		55.20	
S288 ACOUPLE PARA ANDAMIO PESADO	48.00	0.1600		7.68	
S292 ESCALERA PESADA 1.5 X 0.6M (ALTO X ANCHO)	24.00	1.8300		43.92	
S298 CRUCETA PESADA SEPARACION 1.2M	12.00	0.5400		6.48	
S299 BASE REGULABLE PESADA (REGULA HASTA 0.25M)	48.00	1.0000		48.00	
S040-59 VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 5.9 M. DE LONGITUD	24.00	4.1300		99.12	
<b>SUBTOTAL</b>				<b>339.90</b>	
<b>DESCUENTO ESPECIAL</b>			0.00 %		
<b>SUBTOTAL 30 DÍAS ALQUILER</b>				<b>339.90</b>	
<b>IVA %</b>			12.00	<b>40.75</b>	
<b>TOTAL</b>				<b>380.65</b>	

**INFORMATIVO**

<b>Peso Kg.</b>	1,755.55	<b>Costo Transporte Estimado</b>	0.00	<b>Total a pagar diario</b>	12.68
-----------------	----------	----------------------------------	------	-----------------------------	-------

**CONDICIONES ALQUILER**

<b>FORMA DE PAGO</b>	Facturamos al final de cada mes y cobramos contra presentación de Factura, excepto el primer mes cuyo pago es anticipado.
<b>ENTREGA</b>	De stock, salvo alquiler o venta intermedia.
<b>VALIDEZ</b>	5 Días Laborables
<b>REQUISITOS</b>	<b>Información solicitada por Análisis de Crédito.</b>
<b>DATOS TRIBUTARIOS</b>	Somos Contribuyentes Especiales Resolución # 281, RUC: 1790322491001 - RG-7.2.2-04/01 La retención en la Fuente por Servicios de Alquiler de Equipos es del 2% Según: Resolución No. NC-DGERCGC15-00000284 emitida por el SRI en el Registro Oficial # 473 con fecha 6 de Abril del 2015 .
<b>TRANSPORTE</b>	<b>No incluye Transporte</b>



5040-15	VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 1.5 M. DE LONGITUD	51.00	1.0500	53.55
5040-23	VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 2.3 M. DE LONGITUD	2.00	1.6100	3.22
5040-45	VIGA DE MADERA HT20 PLUS DE 4.5 M. DE LONGITUD	14.00	3.1500	44.10
SUBTOTAL PARCIAL				274.69

RESUMEN DE LA OFERTA	ALQUILER			CONSUMIBLES		
	SUBTOTAL	IVA	TOTAL	SUBTOTAL	IVA	TOTAL
LOSAFLEX - VIGA TIPO 1	106.66	12.80	119.46			
LOSAFLEX - VIGA TIPO 2	142.09	17.05	159.14			
LOSAFLEX - VIGA TIPO 3	201.42	24.17	225.59			
LOSAFLEX - VIGA TIPO 4	274.69	32.96	307.65			
SUMATORIA	724.86					
TOTAL DSCTO.						
TOTAL GENERAL	724.86	86.98	811.84			

**INFORMATIVO**

Peso Kg.	2,698.00	Costo Transporte Estimado	0.00	Total a pagar diario	27.06
----------	----------	---------------------------	------	----------------------	-------

**CONDICIONES ALQUILER**

FORMA DE PAGO	Facturamos al final de cada mes y cobramos contra presentación de Factura, excepto el primer mes cuyo pago es anticipado.
ENTREGA	De stock, salvo alquiler o venta intermedia.
VALIDEZ	5 Días Laborables
REQUISITOS	Información solicitada por Análisis de Crédito.
DATOS TRIBUTARIOS	Somos Contribuyentes Especiales Resolución # 281, RUC: 1790322491001 - RG-7.2.2-04/01 La retención en la Fuente por Servicios de Alquiler de Equipos es del 2% Según: Resolución No. NC-DGERCGC15-00000284 emitida por el SRI en el Registro Oficial # 473 con fecha 6 de Abril del 2015 . No incluye Transporte

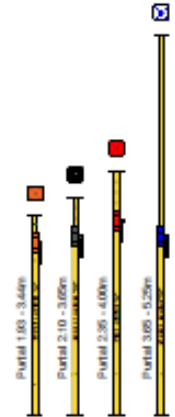
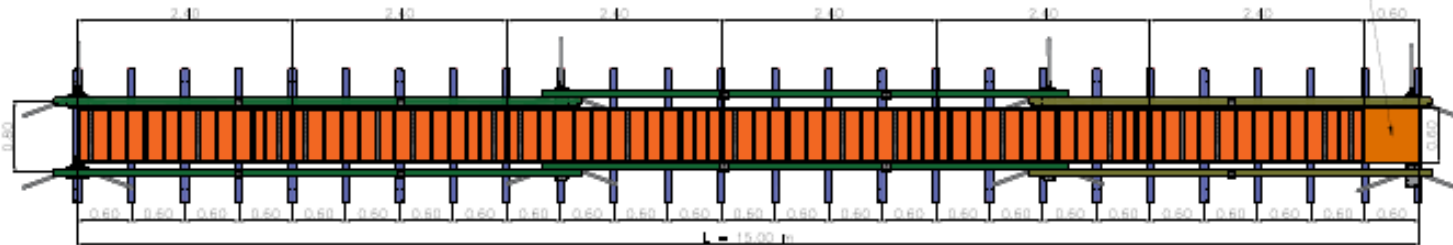
# PLANO VÁLIDO PARA PROFORMA

Componentes del Sistema

## VISTA EN PLANTA - VIGA

L = 15 m

DETALLE DE MADERA  
(POR EL CLIENTE)



Viga de madera HT20 PLUS (2.1x0.80m)  
 Viga de madera HT20 PLUS (2.1x0.80m)  
 Viga de madera HT20 PLUS (2.1x0.80m)  
 Viga de madera HT20 PLUS (2.1x0.80m)  
 Viga de madera HT20 PLUS (2.1x0.80m)

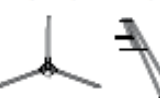
Cabezal 4 vías



Cabezal una vía (respaldamiento)



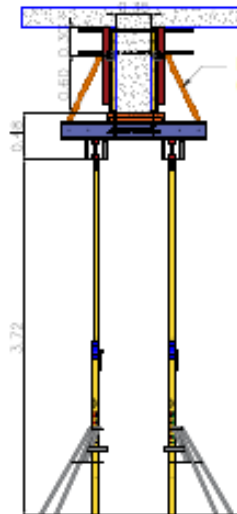
Trípodes (HT70 - HT90)



## DETALLE DE ARMADO FRONTAL - VIGA

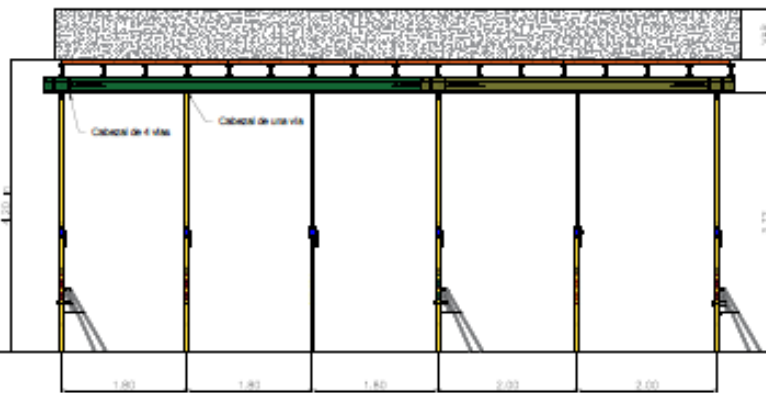
L = 15 m

DETALLE DE MADERA  
(PARA APUNTALAMIENTO)



## DETALLE DE ARMADO LATERAL - VIGA

L = 15 m



## RECOMENDACIONES DE ARMADO - EQUIPO LOSAFLEX

- A** EL PISO DEBE ESTAR NIVELADO Y SE COLOCARÁN DURMIENTES DE SER NECESARIO.
- B** LOS PUNTALES DEBEN ESTAR CORRECTAMENTE APLOMADOS.
- C** LA ROSCA DEL PUNTAL DEBE ESTAR CUBIERTA POR LA TUERCA.
- D** COLOCAR TRÍPODES PARA MANTENER ESTABILIDAD.
- E** REAPUNTALAR LAS VIGAS HT20 PLUS SEGÚN DETALLES DE LA DISTRIBUCIÓN.
- F** RESPETAR EL DISTANCIAMIENTO ENTRE PUNTALES PARA GARANTIZAR SU CAPACIDAD DE CARGA.

**NOTAS GENERALES:**  
 1. Para equipos de trabajo integrado.  
 2. Verificar el nivel del piso.  
 3. Mantener el nivel de la estructura de soporte.  
 4. En caso de cambios de altura, verificar la estabilidad de la estructura.  
 5. Respetar el distanciamiento entre puntales para garantizar su capacidad de carga.  
 6. Mantener el nivel de la estructura de soporte.  
 7. Respetar el distanciamiento entre puntales para garantizar su capacidad de carga.  
 8. Mantener el nivel de la estructura de soporte.

	CLIENTE: <b>RAMIRO VALENZUELA</b>	REGISTRO DE RESPONSABILIDAD: CALDERILLA: Alejandro Donoso	FIRMA: 	FECHA: 2018-12-10	REGISTRO DE APROBACIÓN: APROBADO POR: Jorge Silva	NOMBRE DEL ARCHIVO/CODIFICACIÓN: LF-ENCOFRADO VIGAS-AD-18-D1	DESCRIPCIÓN: DISTRIBUCIÓN DE EQUIPO PARA ENCOFRADO DE LOSA
	PROYECTO: ENCOFRADO DE VIGAS	ASesor COMERCIAL: Karina Lama	FIRMA: 	FECHA: 2018-12-10	FECHA: 2018-12-10	FIRMA: 	NOTAS ESPECÍFICAS: 1- REALIZAR EL ARMADO DE EQUIPO DE ACUERDO A LOS PLANOS ENTREGADOS POR BAGANT.

**Anexo 9. Planos de Vigas en Hormigón Armado y Hormigón Pres forzado.**