

1. ANTECEDENTES.-

1.1.El Problema.-

Los caminos vecinales, para muchas comunidades son de vital importancia, vienen a constituirse en el medio más importante para el desarrollo e integración de las mismas.

Con la existencia de caminos vecinales los productores pueden comercializar su producción excedentaria a los diferentes mercados de abasto, y de esta manera, incrementar sus ingresos económicos por la venta de sus productos. De esta misma forma los estudiantes de la comunidad pueden tener acceso a una educación en los niveles de primaria y secundaria.

1.1.1.Planteamiento

Sin embargo, la transitabilidad en la comunidad de Piriti se ve afectada a causa de una quebrada, el cual provoca la interrupción temporal de vehículos y peatones en época de lluvias.

Las principales causas que originan la interrupción temporal del tráfico son:

- Quebrada con grandes caudales en época de lluvias.
- Quebrada con gran capacidad de arrastre de sedimentos.
- El camino cruza el lecho de la quebrada

La construcción adecuada de una infraestructura sobre la quebrada Taigatimi viene a ser la alternativa de solución para que la comunidad tengan un tránsito fluido, ayudando de esta manera al desarrollo de la comunidad.

1.1.2.Formulación

Para garantizar la transitabilidad fluida de vehículos y peatones, se plantea emplazar una nueva infraestructura que brinde condiciones óptimas de circulación para vehículos y peatones, teniendo como alternativas de solución las siguientes:

- Puente de vigas de hormigón armado.
- Puente de vigas de hormigón postensado.
- Puente en arco con tablero inferior.

1.1.3.Sistematización

En el punto 1.4.1. del presente proyecto, se ha elegido la alternativa de planteo estructural más apropiada técnica y económicamente la cual es: “Puente de vigas de hormigón postesado”.

1.2.Objetivos.-

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1.General

Realizar el diseño estructural de un puente vehicular de vigas de hormigón postesado sobre la quebrada Taiguatimi, garantizando la transitabilidad fluida de vehículos y peatones en la comunidad de Piriti perteneciente a la tercera sección de la provincia Gran Chaco del departamento de Tarija.

1.2.2.Específicos

- Realizar el estudio hidrológico e hidráulico.
- Realizar el levantamiento topográfico del lugar
- Realizar el estudio de suelos
- Realizar el diseño y cálculo de la superestructura.
- Realizar el diseño y cálculo de la infraestructura.
- Realizar especificaciones técnicas.
- Realizar cómputos métricos.
- Realizar precios unitarios.
- Realizar presupuesto.
- Lograr la graduación de Ingeniería Civil.

1.3.Justificación.-

Las razones por las cuales se plantea el proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1.Académica

Se profundizarán conocimientos adquiridos en el diseño de puentes de hormigón postesado, analizando el uso de vigas de hormigón postesado para la sustentación de la superestructura.

1.3.2.Técnica

Mejorar las condiciones de circulación vehicular y peatonal actual mediante la construcción de un puente vehicular sobre la quebrada Taiguatimi, que beneficiará a la comunidad de Piriti.

1.3.3. Social – Institucional

Contribuir con una solución adecuada, la cual garantizara la transitabilidad fluida de vehículos y peatones, evitando pérdidas económicas y aportando al desarrollo de la comunidad de Piriti.

1.4.Alcance del proyecto.-

Con la información secundaria de la propuesta del proyecto se han analizado las alternativas de solución, se elige la alternativa viable, se plantean los resultados a lograr y el aporte académico del estudiante.

1.4.1.Análisis de alternativas

a) ALTERNATIVA N° 1: PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO CON UNA PILA INTERMEDIA

Esta alternativa consiste en ejecutar un puente con tablero de vigas de hormigón armado y losa de hormigón armado con dos tramos para lo cual se requiere de un apoyo intermedio consistentes en una pila de hormigón armado, y dos estribos extremos de hormigón armado.

La luz de cálculo tiene una longitud de 30 mts, por lo cual se distribuirá en dos tramos de 15 mts, correspondiente a luces favorables para vigas de hormigón armado.

Lo desfavorable para esta alternativa es la necesidad de colocar una pila intermedia que disminuyen la sección del rio y se encontraría propensa a socavación local.

b) ALTERNATIVA N° 2: PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN POSTESADO DE UN TRAMO.

Esta alternativa se basa en generar un balance entre el costo de la infraestructura y la superestructura, tomando en cuenta que el uso del hormigón postesado permite cubrir luces mayores que el hormigón armado. Consiste en ejecutar un puente de un tramo, y dos estribos extremos de hormigón armado.

La luz de cálculo tiene una longitud de 30 mts, por lo cual es necesario solo un tramo, correspondiente a luces favorables para vigas de hormigón postesado.

Al solo contar con un solo tramo la sección del rio no tendrá reducción, económicamente reducimos el costo ya que no se construirá pilas intermedias, y por las propiedades del hormigón postesado se reduce la sección de la vigas, en comparación de la alternativa número 1.

Se concluye que la mejor alternativa es:

- Puente de vigas de hormigón postesado de un tramo.

Se optará por el puente de vigas de hormigón postesado por las siguientes razones:

Al no contar con pilas centrales aumentamos la sección del río, económicamente reducimos el costo al no tener pilas centrales, y por las propiedades del hormigón pre-esforzado se reduce la sección de las vigas, en comparación de la alternativa número 1.

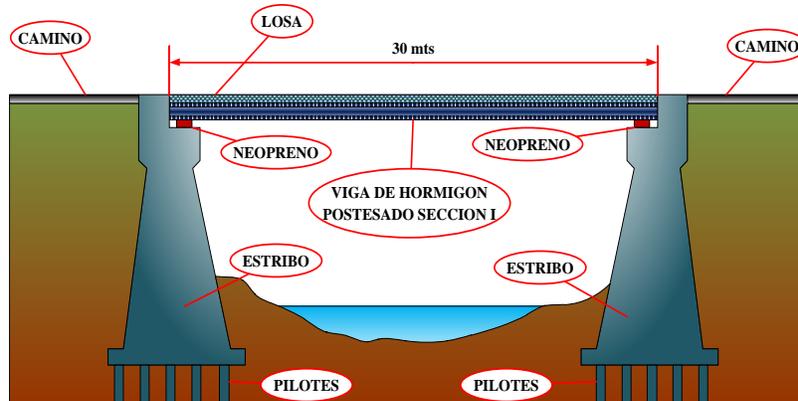


FIGURA 1.1 Puente elegido para proyecto

Elaboración: Propia

1.4.2. Resultados a Lograr

Con las distintas soluciones vistas anteriormente y obteniendo la alternativa adecuada para el problema formulamos los siguientes resultados:

1. Realizar una correcta recopilación y análisis de los estudio de suelos y levantamiento topográfico, elaborado por personal de la institución.
2. El estudio hidrológico para la quebrada Taiguatimi.
3. El estudio hidráulico para la sección de la quebrada Taiguatimi.
4. El estudio de socavación para el lecho de la quebrada Taiguatimi.
5. Diseño y cálculo estructural del puente vehicular: Infraestructura y superestructura (en función al marco teórico que se desarrollara en la propuesta).
6. Especificaciones técnicas, cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto.
7. Plan de ejecución para el puente vehicular.

No se Realizara:

1. Estudio ambiental en la zona.
2. Estudio socio económico del lugar.

1.5. Localización.-

El proyecto se efectuará en el departamento de Tarija, el departamento limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la República de Argentina, al este con la República del Paraguay y al oeste con el departamento de Potosí.



FIGURA 1.2 Ubicación del departamento de Tarija y la provincia Gran Chaco

Fuente: SEDECA – Villa Montes

El Proyecto se efectuará en la Provincia Gran Chaco en la tercera Sección en la comunidad de Piriti, la Provincia limita al Norte con el Departamento de Chuquisaca, al sur con la primera sección de la Provincia Gran Chaco (Yacuiba), al Este con la República del Paraguay y al oeste con la provincia O' Connor.



FIGURA 1.3 Ubicación de la tercera sección de la provincia Gran Chaco

El lugar de emplazamiento del proyecto “Diseño Estructural De Un Puente Vehicular sobre la quebrada Taiguatimi” se encuentra ubicado en la ruta D648 (Cruce Ruta F9 Lagunitas – Camatindi) en la comunidad PIRITI, entre las coordenadas 21°2` 1.59`` Sur y 63°24`44.03`` Oeste, pertenecientes a la Tercera Sección de la Provincia Gran Chaco del Departamento de Tarija.

**Emplazamiento del Puente Taiguatimi
21°2`1.59” Sur y 63°24`44.03”**

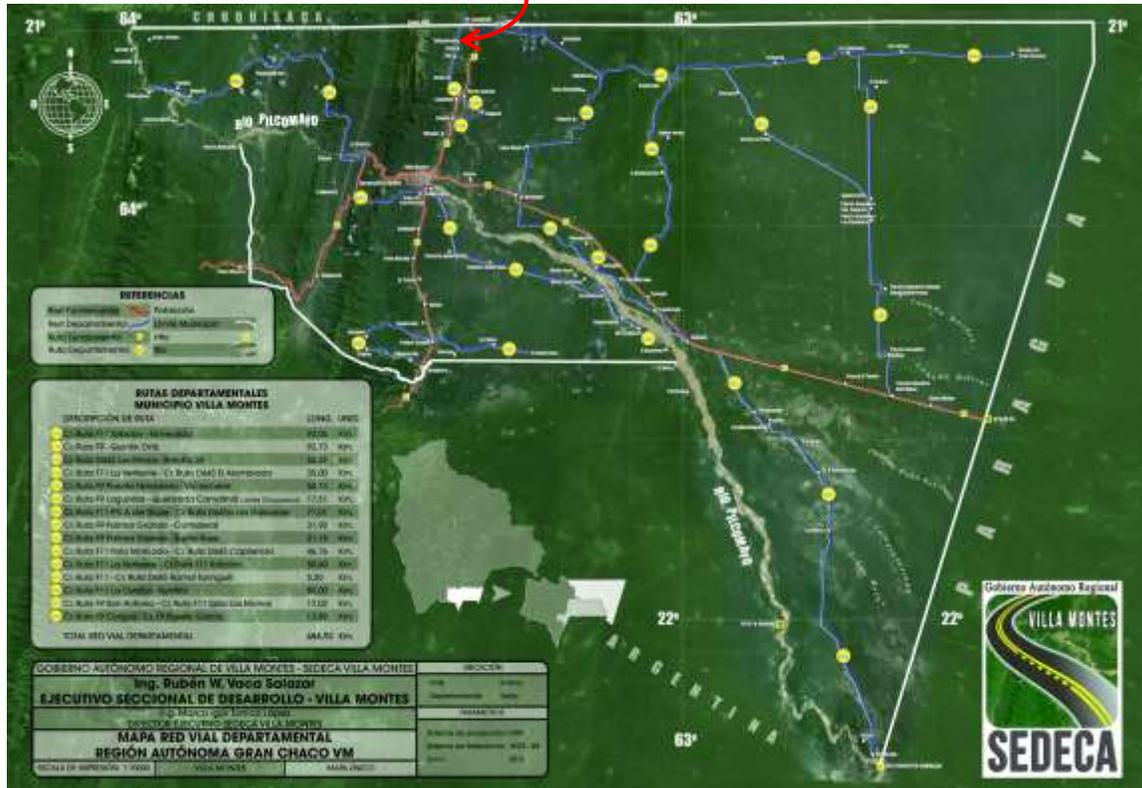


FIGURA 1.4 Ubicación del puente Taiguatimi en la tercera sección de la provincia Gran Chaco

Fuente: SEDECA – Villa Montes

2. MARCO TEORICO

2.1. Levantamiento topográfico

La ejecución de los trabajos de topografía consiste en la realización de las tareas que permiten producir una información completa, confiable y aprovechable en todas las etapas de diseño del proyecto.

Para el levantamiento topográfico se utilizó una estación total, la cual nos permite registrar la información de ángulos, distancias y desniveles, en libretas electrónicas para posteriormente ser bajadas en forma directa a la computadora, también se utilizó un navegador GPS para obtener las coordenadas de los puntos de referencia.

2.2. Estudio de suelos

Se realiza a través de dos pozos a cielo abierto, método que es el más eficaz, con este método se facilita la inspección, la toma de muestras y la realización de ensayos de resistencia y penetración.

La obtención de la resistencia del suelo se la realiza a través del método SPT (ensayo de penetración estándar).

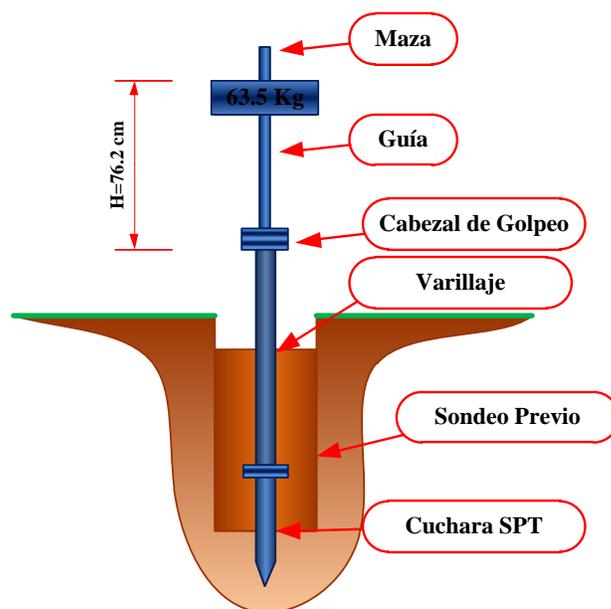


FIGURA 2.1 Ensayo SPT

Fuente: Elaboración propio

Las muestras obtenidas de cada estrato de suelo se deben llevar al laboratorio para realizar el trabajo de gabinete correspondiente.

2.3. Estudio hidrológico e hidráulico

Permiten establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias.

El estudio de las características hidrológicas se hace mediante un análisis pluviométrico de estaciones que se encuentran dentro del área de la cuenca o próximas, mediante los registros anuales de precipitaciones máximas en 24 horas.

Por medio de la ley Gumbel modificada se determinan las precipitaciones máximas horarias para diferentes periodos de retorno y tiempos tipo.

$$h_{tT} = Edp * \left[\frac{t}{\alpha} \right]^{\beta} * (1 + Kdp * \log T) \quad (2.1)$$

A partir de las precipitaciones máximas horarias se construyen las curvas IDF (intensidad duración frecuencia) las que permiten calcular por medio de la ecuación racional, caudales máximos para diferentes periodos de retorno.

$$Q = \frac{c * i * A}{360} \quad (2.2)$$

Una vez realizados los estudios de hidrología e hidráulica permiten establecer lo siguiente:

- ✓ Ubicación óptima del cruce.
- ✓ Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- ✓ Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- ✓ Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación el puente.
- ✓ Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- ✓ Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según tipo de cimentación.

2.4. Idealización de la superestructura y subestructura

2.4.1. Definición

La AASHTO define a un puente como cualquier estructura que tiene una abertura no menor a 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

2.4.2. Partes de la estructura

Los componentes principales de una estructura de puente son:

- ✓ Superestructura
- ✓ Subestructura

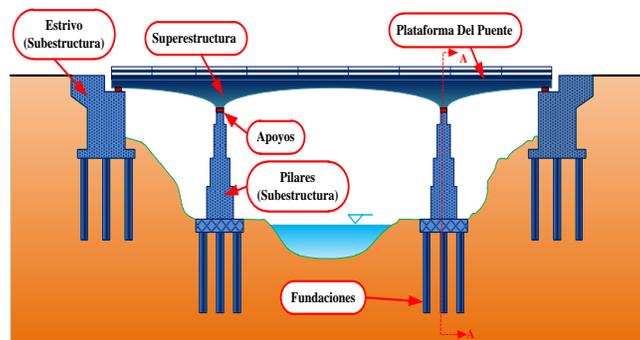


FIGURA 2.2 Componentes de un puente, vista longitudinal

Fuente: Elaboración propio

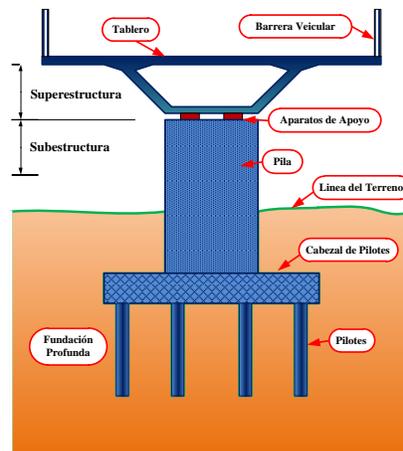


FIGURA 2.3 Componentes de un puente, corte transversal A-A'

Fuente: Elaboración propio

2.4.2.1. Superestructura

Son los componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal.

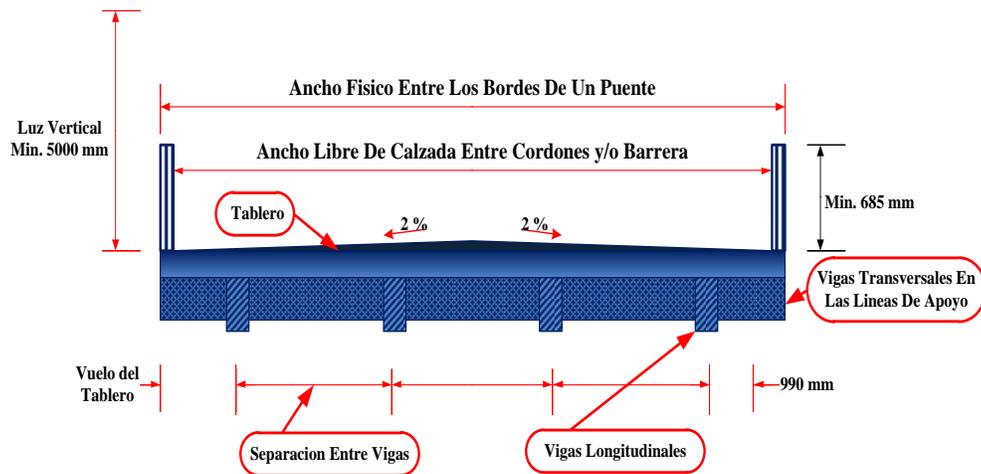


FIGURA 2.4 Tablero y estructura portante, puente viga losa

Fuente: Elaboración propio

- Tablero
- Estructura portante
- Accesorios del tablero

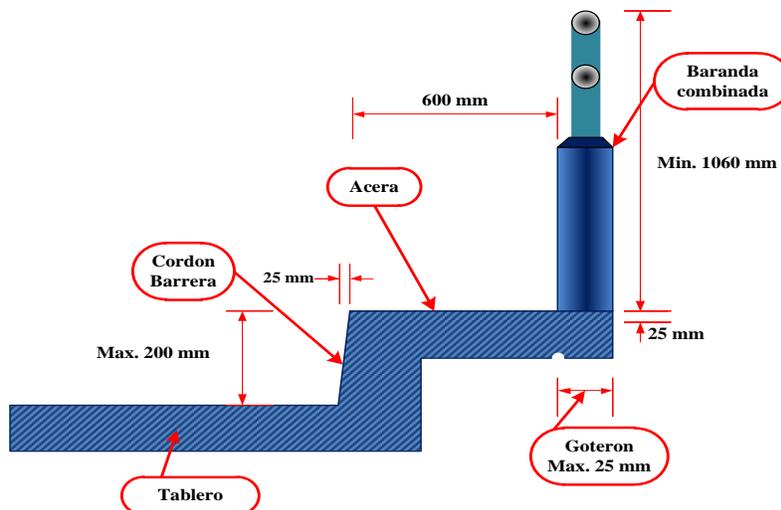


FIGURA 2.5 Accesorios de un tablero

Fuente: Elaboración propio

2.4.2.2. Subestructura

Son los componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal:

- **Pilas**

Podemos clasificar a las pilas en dos tipos:

Pilas-pared,

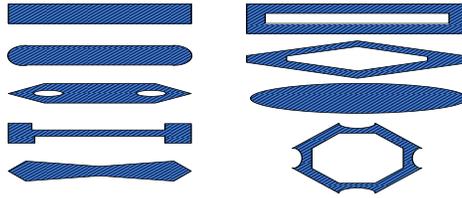


FIGURA 2.6 Formas de sección transversal de pilares pared

Fuente: Elaboración propio

Pilas-columna,

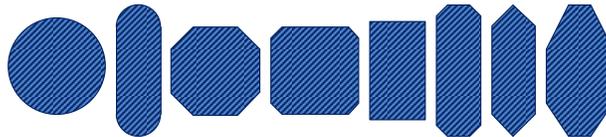


FIGURA 2.7 Algunos tipos de sección transversal de columnas en puentes

Fuente: Elaboración propio

- **Estribos**

Son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo, el peso de la losa de transición y las presiones del suelo (empuje de tierras).

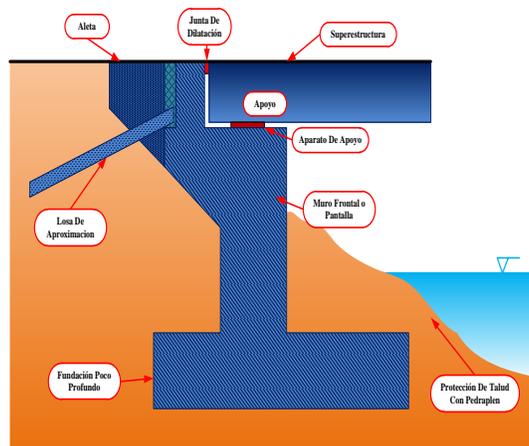


FIGURA 2.8 Componentes de un estribo

Fuente: Elaboración propio

- **Fundaciones**

Se encuentran bajo el terreno de la superficie son encargados de transmitir toda la carga al suelo.

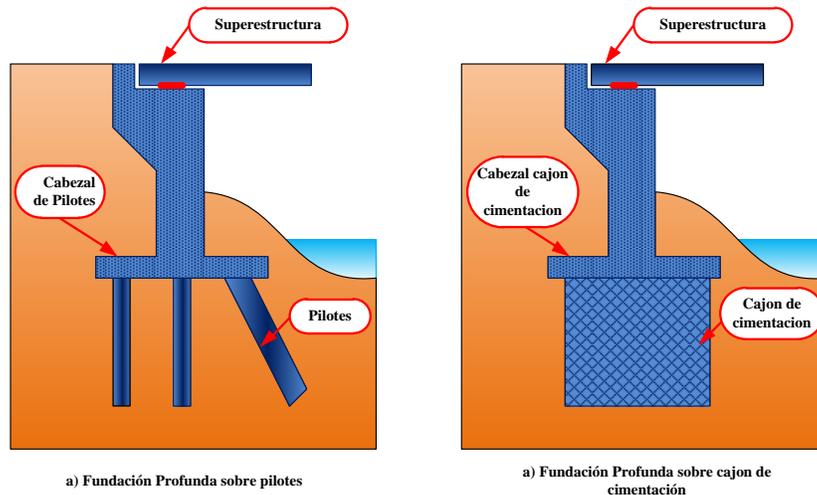


FIGURA 2.9 Fundación profunda sobre a) Pilotes, b) Cajón de cimentación

Fuente: Elaboración propio

Las fundaciones se pueden dividir en dos tipos:

- **Fundación superficial**
- **Fundación profunda**

2.4.3. Filosofía de seguridad

Una revisión de las filosofías usadas en una variedad de especificaciones da como resultado tres posibilidades de diseño, diseño por esfuerzos admisibles (ASD), diseño por factores de carga (LFD), y diseño basado en la confiabilidad, una aplicación particular es el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). En el presente trabajo se empleará el diseño por el método LRFD.

2.4.3.1. Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

Para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la inequación en la Ec. 2.3 el lado de la resistencia debe ser multiplicado por un factor de base estadística ϕ el cual su valor es usualmente menor que uno, y el lado de la carga es multiplicado por un factor de carga de base estadística γ_i , su valor es un número usualmente mayor que uno. Debido a que los efectos de carga en un estado limite particular envuelve una combinación de diferentes tipos de carga

Q_i que tiene diferentes grados de predictibilidad, el lado de los efectos de carga es representado por la sumatoria de valores $\sum \gamma_i Q_i$. Si la resistencia nominal está dada por R_n , el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efectos de } \sum \gamma_i Q_i \quad (2.3)$$

Debido a que la Ec. 2.3 toma en cuenta factores de carga y factores de resistencia el método de diseño es llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD”.

Un criterio de diseño para el estado límite de resistencia I, puede ser expresado como:

$$\eta_i (\gamma_p M_{DC} + \gamma_p M_{DW} + \gamma_i M_{LL+IM}) \leq \phi M_u \quad (2.4)$$

$$\eta_i (1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}) \leq \phi M_u$$

Factores de Resistencia			
Para Momento H°A°		1.00	
Para Corte H°A°		0.90	
η_i = Modificador de cargas $\eta_i = \eta_D \ \eta_R \ \eta_I$; $\eta_i = \eta_D \ \eta_R \ \eta_I \geq 0.95$ para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado y $\eta_i = 1(\eta_D \ \eta_R \ \eta_I) \leq 1.0$ para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado			
Ductilidad η_D	No Dúctiles 1.05	Convencionales 1.00	Excepcional 0.95
Redundancia η_R	No Dúctiles 1.05	Convencionales 1.00	Excepcional 0.95
Importancia operativa η_I	Importante 1.05	Normal 1.00	Menos Importante 0.95
γ_p = Factor de carga para carga permanente			
			Factor de carga
Para carga muerta de los componentes en construcción		1.25	
Para superficie de rodamiento		1.5	
Para carga viva e incremento dinámico			

	1.75
γ_i = Factor de carga para carga viva e incremento dinámico	

Fuente: (AASHTO LRFD, 2007)

Cuando se selecciona los factores de carga y factores de resistencia para puentes, se utiliza la teoría de probabilidad para los datos de las resistencias de los materiales y la estadística en los pesos de los materiales y las cargas vehiculares. Algunas ventajas y desventajas del método LRFD pueden ser resumidos en:

Ventajas del método LRFD

- ✓ Toma en cuenta la variabilidad en las cargas y las resistencias.
- ✓ Logra claramente uniformes niveles de seguridad para diferentes estados límites y tipos de puentes sin complejos análisis probabilísticos o estadísticos.
- ✓ Provee un método de diseño racional y consistente.

Desventajas del método LRFD

- ✓ Requiere un cambio en la filosofía de diseño (de los anteriores métodos de la AASHTO).
- ✓ Requiere un conocimiento de los conceptos básicos de la probabilidad y la estadística.
- ✓ Requiere disponibilidad de suficientes datos estadísticos y algoritmos de diseño probabilística para hacer ajustes en los factores de resistencia en situaciones particulares.

2.4.4. Seguridad

La seguridad pública es la primera responsabilidad del ingeniero. Todos los demás aspectos del diseño, incluida la funcionalidad, mantenimiento, economía, y estética son secundarios. Esto no quiere decir que otros objetivos no sean importantes, pero la seguridad es superior.

2.4.4.1. Ecuación de suficiencia

En las especificaciones de diseño el tema de seguridad es usualmente codificado por una afirmación general que las resistencias de diseño deben ser mayores, o iguales que, los efectos de carga de diseño.

En el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), la Ec. 2.4 puede ser generalizada como:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.5)$$

2.4.4.2. Requisitos especiales para las especificaciones LRFD

Los requisitos especiales para las especificaciones LRFD son la ductilidad, la redundancia y la importancia operacional.

Ductilidad, redundancia, e importancia operacional son aspectos significativos que afectan el margen de seguridad de puentes. Mientras que las dos primeras se relacionan directamente con la relación física, la última tiene que ver con las consecuencias que implicaría que el puente quede fuera de servicio.

2.4.4.3. Combinación de carga de diseño en LRFD

En la Tabla 2.1 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño.

Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 2.2 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica.

Las combinaciones de carga para diversos estados límite mostradas en Tabla 2.1 son descritas abajo.

TABLA 2.1 Combinación de carga y factores de carga, en LRFD

Combinación de Carga	DC	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	Usar uno de estos por vez			
																	EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (menos que se diga lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-							
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-							
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-							
RESISTENCIA IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20			-	-	-	-							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-							

EVENTO EXTREMO I	γ_P	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_P	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	0.50/1.20	-	1.00	-	-	-	-
FATIGA solo LL,IMyCE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Tabla 3.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 2.2 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p en LRFD

Tipos de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y accesorios	1.25	0.90
DD: Ficción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e Instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo ✓ Activo ✓ En reposo	1.50	0.90
	1.35	0.90
EL: Tenciones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo ✓ Estabilidad Global ✓ Muros de sostenimiento y estribos ✓ Estructura rígida enterrada ✓ Marcos rígido ✓ Estructura flexible enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares ✓ Alcantarillas metálicas rectangulares	1.00	N / A
	1.35	1.00
	1.30	0.90
	1.35	0.90
	1.95	0.90
	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Fuente: Tabla 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2007).

2.4.4.4. Serviciabilidad

Las especificaciones LRFD tratan la serviciabilidad desde diferentes puntos de vista como: la durabilidad, inspeccionabilidad, mantenimiento, transitabilidad, deformaciones y futuros ensanchamientos.

2.4.5. Denominación de las cargas

2.4.5.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes son cargas que se quedan sobre el puente por un periodo extenso quizás por toda la vida de servicio del puente, entre estas se pueden citar:

- ✓ Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC).
- ✓ Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW).
- ✓ Empuje horizontal del suelo (EH).
- ✓ Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del pos-tesado (EL).
- ✓ Sobrecarga de suelo (ES).
- ✓ Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV).

TABLA 2.3 Densidades

Material		Densidad (Kg/m³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficie de rodamiento bituminosos		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2.29 f_c$

Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elementos		Masa por unidad de Longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0.3

Fuente: Tabla A 3.5.1-1 (AASHTO LRFD, 2007)

2.4.5.2. Cargas transitorias

Aunque el automóvil es la carga viva vehicular más utilizado en casi todos los puentes, el camión es el que causa los efectos más críticos en los puentes.

Además de las cargas vivas vehiculares podemos citar las siguientes cargas transitorias:

- ✓ Fuerza de frenado de los vehículos (BR)
- ✓ Fuerza centrífuga de los vehículos (CE)
- ✓ Fluencia lenta (CR)
- ✓ Fuerza de colisión de un vehículo (CT)
- ✓ Fuerza de colisión de una embarcación (CV)
- ✓ Sismo (EQ)
- ✓ Fricción (FR)
- ✓ Carga de hielo (IC)
- ✓ Incremento por carga vehicular dinámica (IM)
- ✓ Sobrecarga vehicular (LL)

- ✓ Sobrecarga viva (LS)
- ✓ Sobrecarga peatonal (PL)
- ✓ Asentamiento (SE)
- ✓ Contracción (SH)
- ✓ Gradiente de temperatura (TG)
- ✓ Temperatura uniforme (TU)
- ✓ Carga hidráulica y presión del flujo de agua (WA)
- ✓ Viento sobre la sobrecarga (WL)
- ✓ Viento sobre la estructura (WS)

Carga viva vehicular

La carga ideal que fue encontrada fue adoptada por la AASHTO y llamada HL 93 o "Highway load 93" para una mejor representación de "vehículos excluidos", camiones con configuraciones de carga mayores a las permitidas.

Carga viva vehicular de diseño

La "carga viva vehicular de diseño " o "sobrecarga vehicular de diseño," HL93, es una combinación del "camión del diseño" y la "carga del carril de diseño" o la combinación del "tándem de diseño" y la "carga del carril de diseño".

Camión de diseño

[A.3.6.1.2.2] Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 1.10. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en la Sección 5.3.6 o [A 3.6.2]

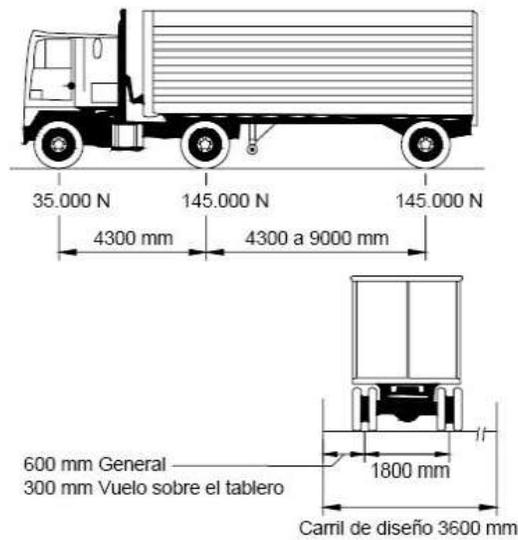


FIGURA 2.10 Camión de diseño

Fuente: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007

Tándem de diseño

[A.3.6.1.2.3] El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 11000 Kg con una separación de 1,20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,80 m, ver Figura 2.11.

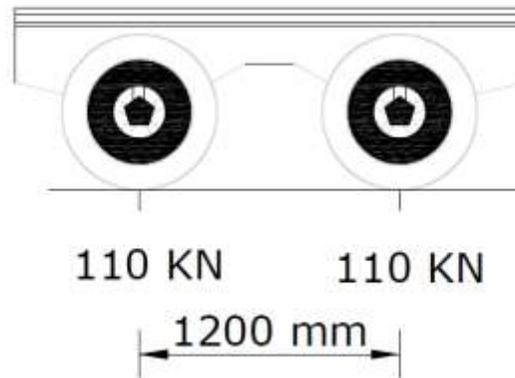


FIGURA 2.11 Tándem De Diseño

Fuente: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007

Carga del carril de diseño

[A.3.6.1.2.4] La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 930 Kg/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,00 m, ver Figura 2.12. Las

solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

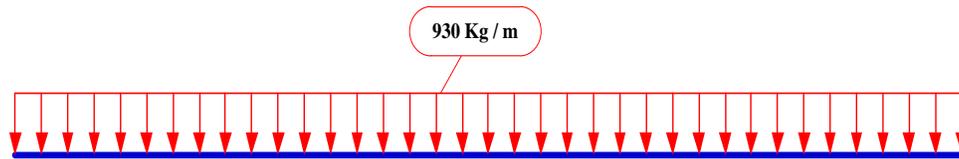


FIGURA 2.12 Carga de carril de diseño

Fuente: Elaboración propio

Aplicación de sobrecarga vehicular de diseño

La sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- ✓ Las sollicitaciones debido a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el [A 3.6.1.2.2] combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, ver Figura 2.13.

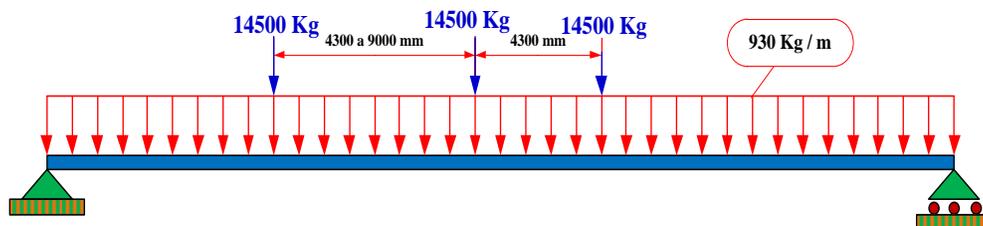


FIGURA 2.13 Camión de diseño combinada con la carga del carril de diseño

Fuente: Elaboración propio

- ✓ La sollicitación debido a un tándem de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica líneas arriba combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, ver Figura 2.14.

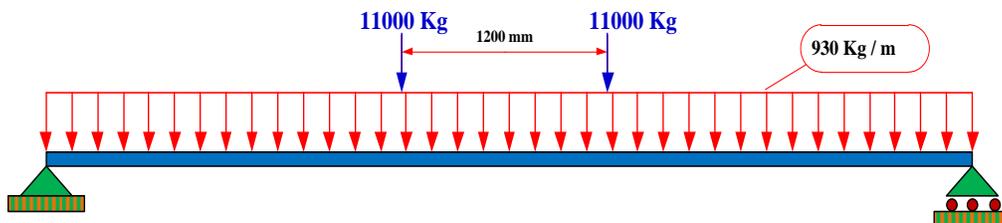


FIGURA 2.14 Tándem de diseño combinada con la carga del carril de diseño

Fuente: Elaboración propio

Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como la reacción para las pilas interiores solamente, 90 por ciento de las sollicitaciones debido a dos camiones de diseño separados como mínimo 15,00 m entre el eje

delantero de un camión y el eje trasero de otro camión, combinada con el 90 por ciento de la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 14500 Kg de cada camión se deberá tomar como 4,30 m, ver Figura 2.15.

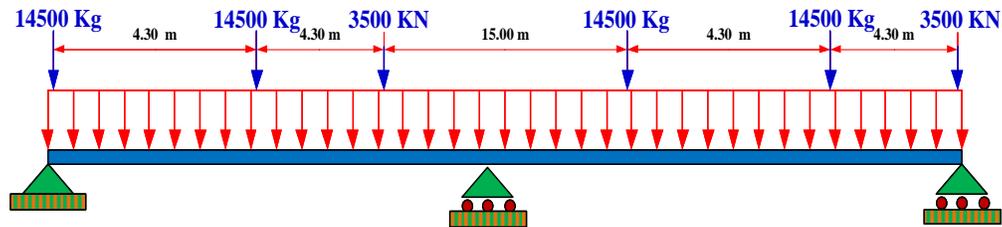


FIGURA 2.15 Dos camiones de diseño combinado con la carga del carril de diseño

Fuente: Elaboración propio

Los ejes que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada se deberán despreciar. Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3.00 m en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan sollicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- ✓ 0.30 m a partir de la carga del cordón o baranda para el diseño del vuelco del tablero.
- ✓ 0.60 m a partir del borde del carril de diseño para el diseño de todos los demás componentes.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la sollicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

Cargas de fatiga

La resistencia a la fatiga está relacionada con el rango de esfuerzos producidos por la carga viva y el número de ciclos de esfuerzos bajo condiciones de servicio.

Para las cargas por fatiga la especificación AASTHO-LRFD considera usar el camión de diseño descrito líneas arriba con una separación constante de 9,00 m entre los ejes de 14500 Kg un factor de carga de 0.75 y el incremento por carga dinámica del 15 % como se especifica en la Tabla 2.7.

El promedio diario del tráfico del camión en único carril puede ser considerado como:

$$ADTT_{SL} = p * (ADTT) \quad (2.6)$$

TABLA 2.4 Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p

Número de carriles disponibles para camiones	P
1	1.00
2	0.85
3 ó más	0.80

Fuente: Tabla A 3.6.1.4.2-1 (AASHTO LRFD, 2007).

El ADTT se puede determinar multiplicando el tráfico medio diario ADT, por la fracción de camiones en el tráfico. En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la Tabla 2.5. El caso que no se conociera el tráfico medio diario se podría tomar como 20000 los vehículos por carril por día, este valor incluye vehículos y camiones.

TABLA 2.5 Fracción de camiones en el tráfico

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural interestatal	0.20
Urbana interestatal	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.10

Fuente: Tabla C3.6.1.4.2-1 (AASHTO LRFD, 2007).

Cargas peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Presencia múltiple.-

TABLA 2.6 Factor de Presencia Múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Tabla 3.6.1.1.2-1 (AASHTO LRFD, 2007).

Los factores de presencia múltiple son ajustes de diseño que consideran la probabilidad de que más de un carril esté cargado ver Tabla 2.6, asimismo los factores de presencia múltiple están incluidos implícitamente en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución, tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados.

Efectos dinámicos (Impacto)

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- ✓ El efecto de martilleo,
- ✓ La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan,

El incremento por carga dinámica (IM) de la Tabla 2.7 es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática

TABLA 2.7 Incremento por carga dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los estados limites	75%

Todos los demás componentes	
✓ Estado límite de fatiga y fractura	15%
✓ Todos los demás estados límites	33%

Fuente: Tabla 3.6.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2007).

Fuerza de frenado

Según la norma [A3.6.4]: La fuerza de frenado según la AASHTO LRFD, se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- ✓ 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- ✓ 5 % del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

2.4.5.3. Cargas laterales

Presión de flujo

La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D * V^2 \quad (2.7)$$

TABLA 2.8 Coeficiente de Arrastre

Tipo	C _D
Pila con borde de ataque semicircular	0.7
Pila de extremo cuadrado	1.4
Arrastres acumulados contra la pila	1.4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque ≤ 90°	0.8

Fuente: Tabla 3.7.3.1-1 (AASHTO LRFD, 2007).

Desde el punto de vista teórico la expresión correcta de la anterior ecuación es:

$$p = C_D \frac{\gamma V^2}{2} \times 10^{-6} \quad (2.8)$$

- ✓ La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (2.9)$$

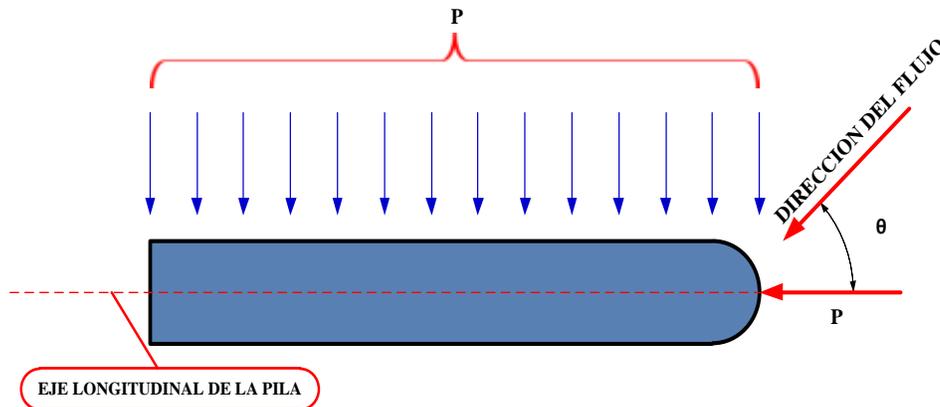


FIGURA 2.16 Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua

Fuente: Elaboración propio

- ✓ La socavación en sí misma no constituye una sollicitación, pero al modificar las condiciones de la subestructura puede alterar significativamente las consecuencias de las sollicitaciones que actúan sobre las estructuras. En [A2.6.4.4], contiene requisitos referidos a los efectos de la socavación.

TABLA 2.9 Coeficiente de Arrastre Lateral

Ángulo θ , entre la dirección de flujo y el eje longitudinal de la pila	C_L
0°	0.0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
$\geq 30^\circ$	1.0

Fuente: Tabla 3.7.3.2-1 (AASHTO LRFD, 2007).

Cargas de viento

Según la norma AASHTO LRFD la velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h [A3.8.1.1].

Para puentes o elementos de puentes a más de 10.00 m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ} se deberá ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (2.10)$$

Dónde:

V_{DZ} = Velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (Km/h)

V_{10} = Velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (Km/h)

V_B = Velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en [A 3.8.1.2] y [A 3.8.2]

Z = Altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm

V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 2.10, para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h)

Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 2.9

- ✓ **Terreno abierto** – con obstrucciones dispersas de altura generalmente menor que 10.000 mm. Esta incluye los terrenos llanos abiertos y las praderas.

- ✓ **Área suburbana** – Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones poco separadas del tamaño de una vivienda unifamiliar o mayores. El uso de esta característica representativa predomina en una distancia de al menos 500,00 m en la dirección contra el viento.
- ✓ **Área urbana** – Centro de grandes ciudades donde al menos 50 % de las construcciones tienen una altura superior a 21.00 m.

TABLA 2.10 Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento

<i>CONDICIÓN</i>	<i>TERRENO</i>	<i>ÁREA</i>	<i>ÁREA</i>
	<i>ABIERTO</i>	<i>SUBURBANA</i>	<i>URBANA</i>
<i>V₀ (Km/h)</i>	13.2	17.6	19.3
<i>Z₀ (mm)</i>	70	1000	2500

Fuente: Tabla 3.8.1.1-1 (AASHTO LRFD, 2007)

2.4.5.4. Empuje del suelo

El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

- ✓ Tipo y densidad del suelo,
- ✓ Contenido del agua,
- ✓ Ubicación del nivel freático,
- ✓ Cantidad de sobrecarga,
- ✓ Pendiente del relleno,
- ✓ Inclinación del muro.

Existen tres categorías de empuje lateral de suelo, los cuales son en reposo, activo, pasivo. En la Tabla 2.11 se indican algunos valores típicos de estos movimientos movilizados en función de la altura del muro.

TABLA 2.11 Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo

<i>Tipo de Relleno</i>	<i>Valores de Δ/H</i>

	<i>Activo</i>	<i>Pasivo</i>
<i>Arena Densa</i>	<i>0.001</i>	<i>0.01</i>
<i>Arena de Densidad Media</i>	<i>0.002</i>	<i>0.02</i>
<i>Arena Suelta</i>	<i>0.004</i>	<i>0.04</i>
<i>Limo Compactado</i>	<i>0.002</i>	<i>0.02</i>
<i>Arcilla Magra Compactada</i>	<i>0.01</i>	<i>0.05</i>

Fuente: Tabla C 3.11.1-1 (AASHTO LRFD, 2007)

Si en los muros de contención o estribos no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

Empuje del suelo: EH

Empuje lateral del suelo

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es inicialmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k\gamma_s z g (10^{-9}) \quad (2.11)$$

Dónde:

P = Empuje lateral del suelo (Mpa)

k = coeficiente de empuje lateral tomado como, especificado en la sección del coeficiente de empuje lateral en reposo, para muros o estribos que no se deforman ni mueven, k_a , especificado en la sección del coeficiente de empuje lateral activo, para muros o estribos que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p , especificado en el artículo del coeficiente de empuje lateral pasivo, para muros o estribos que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = Densidad del suelo (kg/m³)

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debido al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata.

Coefficiente de empuje lateral en reposo (k_0)

El coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_0 = 1 - \sin \phi_f \quad (2.12)$$

Dónde:

k_0 = Ángulo efectivo de fricción del suelo

ϕ_f = Coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Para los típicos muros en voladizo de más de 1500 mm de altura con relleno de grado estructural, los cálculos indican que el movimiento horizontal de la parte superior del muro debido a una combinación de la deformación estructural del alma y una rotación de la fundación es suficiente para desarrollar condiciones activas.

Coefficiente de empuje lateral activo (k_a)

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (2.13)$$

Dónde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \delta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \delta)}} \right]^2$$

Y además:

δ = Ángulo de fricción entre el relleno y el muro tomado como se especifica la Tabla 2.12

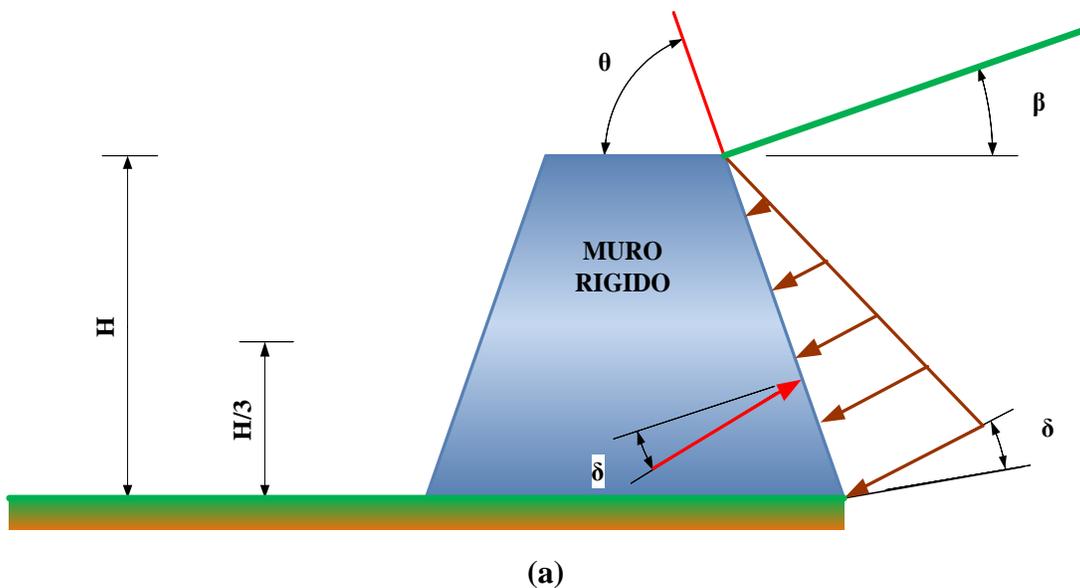
β = Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la Figura 2.17

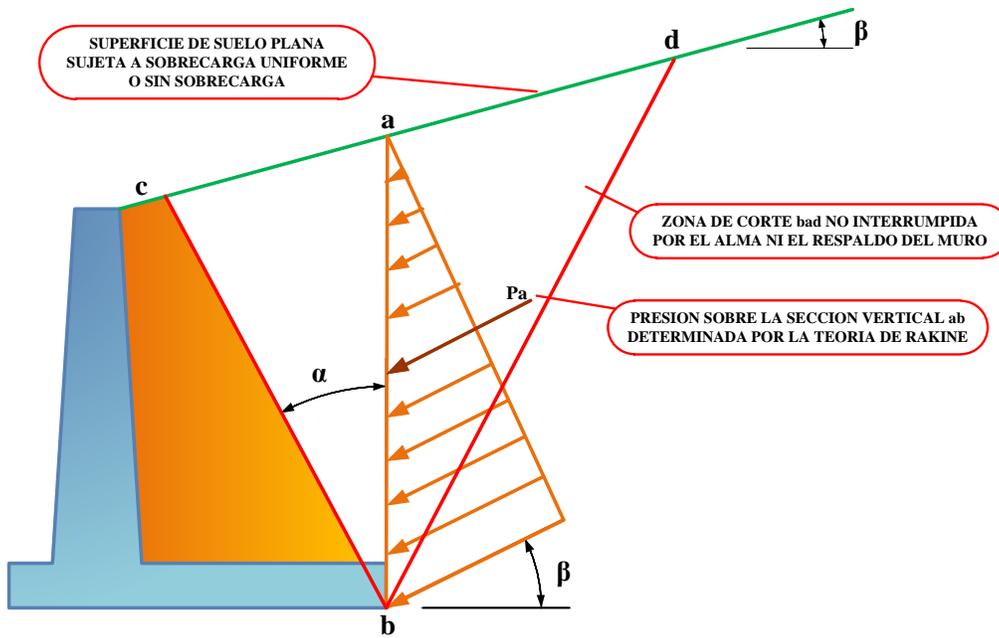
θ = Ángulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal como indica la Figura 2.17

ϕ = Ángulo efectivo de fricción interna

Los valores de k_a según la anterior ecuación se basan en las teorías de empuje de suelo de Coulomb.

Para muros en voladizo de talón largo se pueden usar tanto la teoría de Coulomb como la teoría de Rankine como se muestra en la Figura 2.17b. En el caso de este muro el empuje del suelo se aplica sobre un plano que se extiende verticalmente a partir del talón de la base del muro.





(b)

FIGURA 2.17 Simbología para el empuje activo

Fuente: Elaboración propio

TABLA 2.12 Angulo de Fricción Entre Diferentes Materiales

Materia de Interface	Angulo de Fricción, $\delta(^{\circ})$	Coefficiente de Fricción, $\text{Tan}\delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación		
✓ Roca sana y limpia	35	0.7

✓ Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0.55 a 0.6
✓ Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa		
✓ Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	24 a 29	0.45 a 0.55
✓ Limo fino arenoso, limo no plástico		
✓ Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura		
✓ Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	19 a 24	0.34 a 0.45
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción	17 a 19	0.31 a 0.34
	22 a 26	0.40 a 0.49
	17 a 19	0.31 a 0.34

Notas: Tabla 3.11.5.3-1 (AASHTO LRFD, 2007)

Coefficiente de empuje lateral pasivo, (k_p)

Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de la Figura 2.18 para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la Figura 2.19 para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada.

Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p \gamma_s g z 10^{-9} + 2c \sqrt{k_p} \quad (2.14)$$

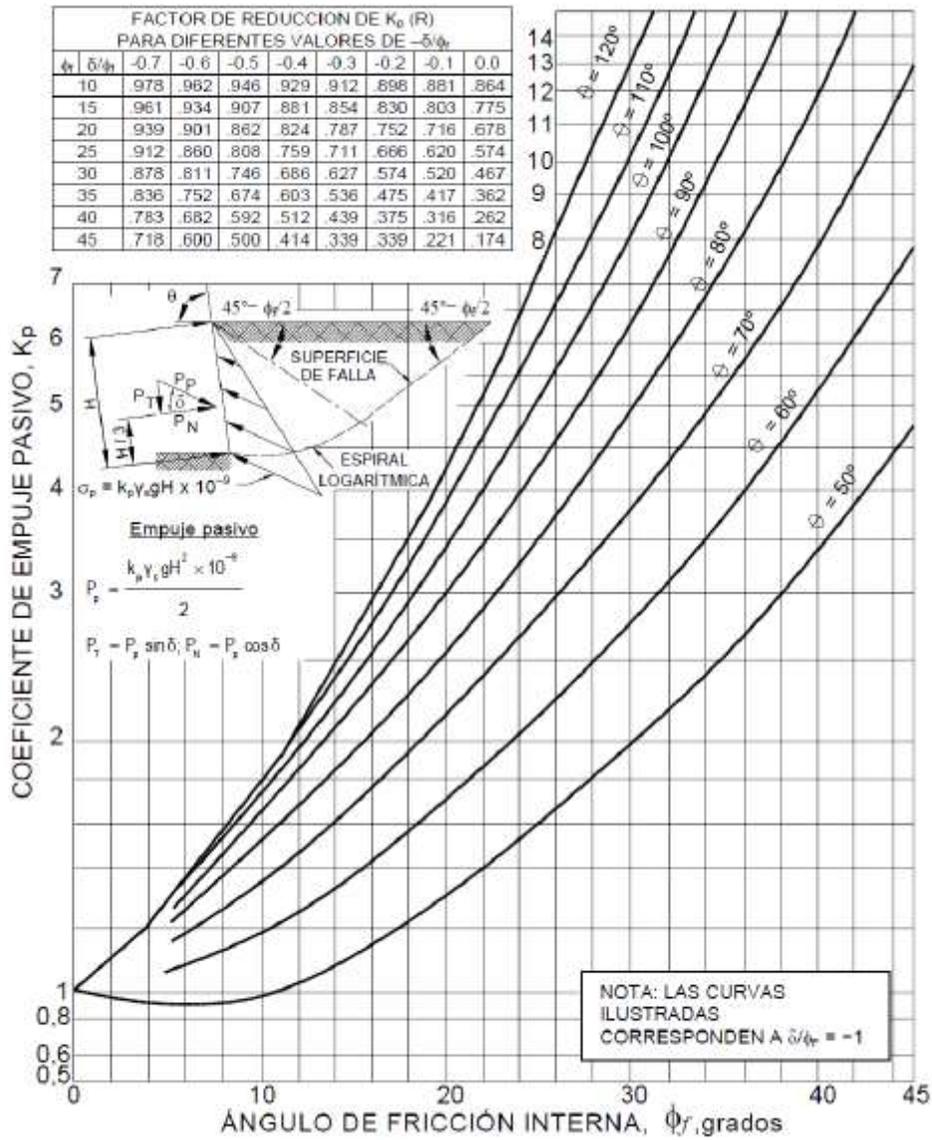


FIGURA 2.18 Procedimiento de cálculo de empujes pasivos para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (A3.11.5.4-1)

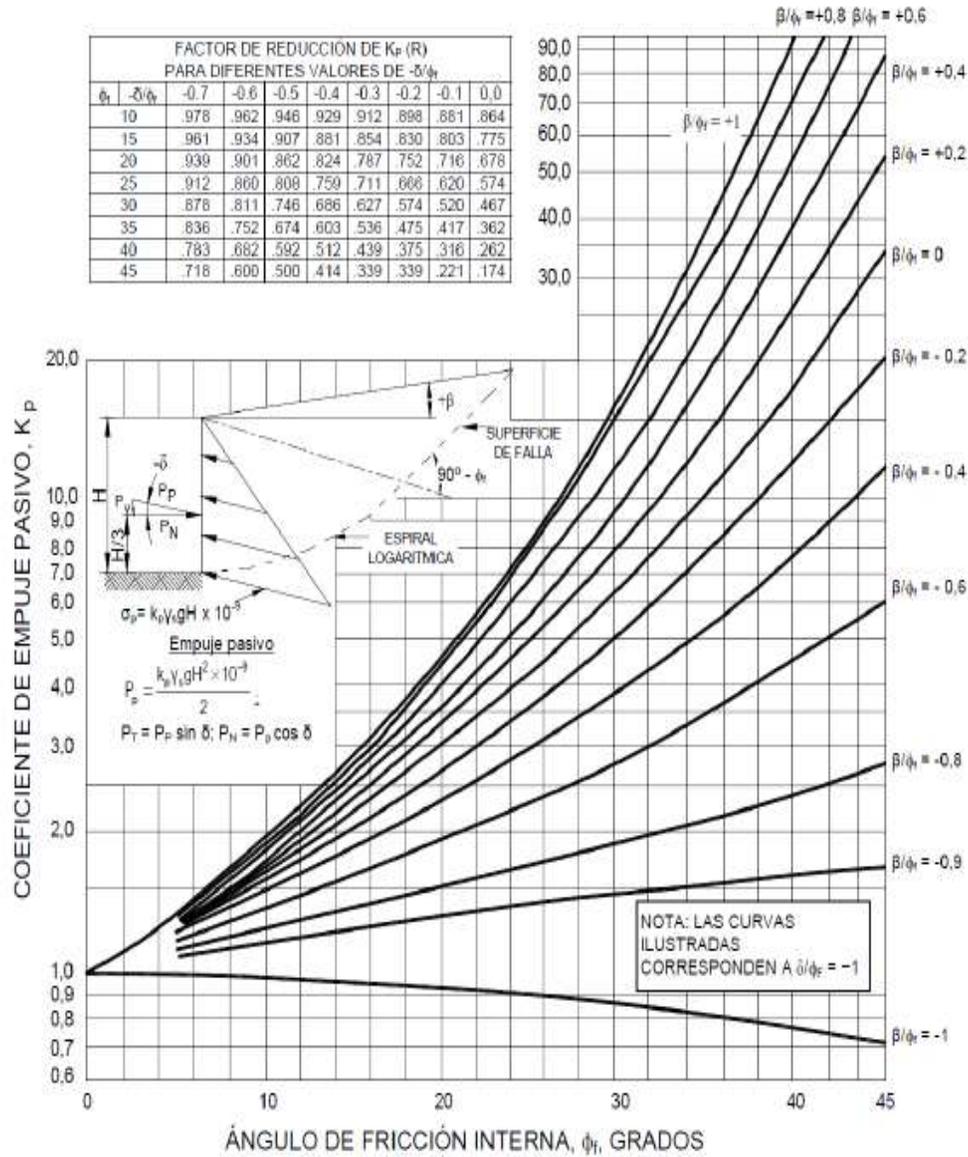


FIGURA 2.19 Procedimiento de cálculo de empujes pasivos para muros verticales e inclinados con relleno de superficie inclinada (A3.11.5.4-2)

Sobrecargas: ES y LS

Sobrecarga uniforme (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar el empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta p = k_s q_s \quad (2.15)$$

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones en reposo k_s se deberá tomar como k_o .

Sobrecarga viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si hay cargas vehiculares actuando en la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta p = k * g * h_{eq} * 10^{-9} \quad (2.16)$$

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las Tablas 2.13 y 2.14.

La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y en fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

TABLA 2.13 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.

Altura del estribo	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Notas: Tabla 3.11.6.4-1 (AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 2.14 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico

Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm) Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0.0	300 mm o mas
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

Notas: Tabla 3.11.6.4-2 (AASHTO LRFD, 2007)

2.4.5.5. Distribución de cargas para el diseño de la superestructura

Para la distribución de las cargas de carril para el diseño de elementos longitudinales de la superestructura se pueden utilizar métodos de análisis aproximados o refinados. Las tablas de distribución de carga y la regla de la palanca o ley de momentos son métodos aproximados y pensados para la mayoría de diseños.

Tableros

Los tableros pueden ser diseñados para cargas vivas vehiculares usando métodos refinados, métodos empíricos o métodos aproximados los cuales distribuyen las cargas sobre anchos de faja equivalente y analizando las fajas como vigas continuas o simplemente apoyadas.

El ancho de faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 2.15 o [A 4.6.2.1.3-1], en esta se utiliza la siguiente simbología:

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

$+M$ = momento positivo

$-M$ = momento negativo

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

TABLA 2.15 Fajas Equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón		
✓ Colado en situ	Vuelo	$1140 + 0.833 X$
✓ Prefabricado, Postesado	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0.55 S$ -M: $1220 + 0.25 S$

Fuente: Tabla 4.6.2.1.3-1 (AASHTO LRFD, 2007)

Puentes vigas - losa

Las vigas longitudinales reciben las cargas de la losa, a la que dan soporte. A su vez, las vigas longitudinales se dividen en vigas exteriores y vigas interiores.

Para la distribución de las cargas sobre las vigas longitudinales de un puente cuyo tablero está compuesto por una losa y vigas longitudinales es necesario estudiar independientemente la acción de la carga muerta y de la carga viva.

Carga muerta

La carga muerta se distribuye en cada una de las vigas de acuerdo a su área tributaria. En general la carga muerta está compuesta por el peso propio de la viga y por el peso de la losa.

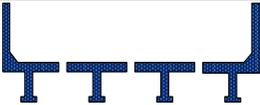
Carga viva

La determinación de las solicitaciones producidas por la carga viva sobre las vigas longitudinales es un problema altamente indeterminado dada la naturaleza móvil de la carga viva. Además, las cargas vivas no se aplican directamente sobre las vigas sino sobre la losa. Para resolver este problema la AASHTO LRFD permite una simplificación para determinar la distribución lateral de las cargas vivas en vigas interiores y exteriores.

Distribución de cargas según la norma AASHTO LRFD

Los factores de distribución de carga, generados de las expresiones encontradas en las Tablas [A 4.6.2.2.2a-f] y [A 4.6.2.2.3a-c], dan como resultado un número decimal o fracción del carril y sirven para el diseño de la viga.

TABLA 2.16 Superestructuras habituales

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Sección doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)

Fuente: Tabla 4.6.2.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 2.17 Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo De Vigas	Sección Transversal Aplicada de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Diseño	Rango de Aplicabilidad
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 hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	A, e, k y también i, j Si están Suficientemente Conectadas para Actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.3}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles cargados: $0.07 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b=3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.2b-1 (AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 2.18 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 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 hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	A, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.2d-1 (AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 2.19 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la tabla o A 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
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	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como unidad	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} + \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.3a-1 (AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 2.20 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Tipo De Superestructura	Secciones Transversal de la tabla o A 4.6.2.2.1-1	Una Carril De Diseño Cargado	Dos o Más Carriles De Diseño Cargados	Rango De Aplicabilidad
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 hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.3b-1 (AASHTO LRFD, 2007)

2.5. Diseño y calculo estructural de superestructura y subestructura

2.5.1. Materiales

2.5.1.1. Concreto

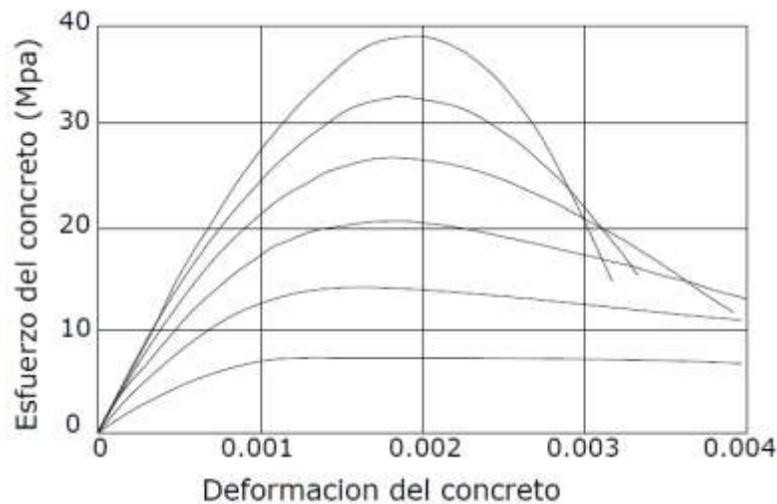


FIGURA 2.20 Curva esfuerzo – deformación del concreto bajo compresión de carga uniaxial

Resistencia a compresión

La resistencia a la compresión del hormigón (f'_c) a 28 días después del colocado es usualmente obtenida de un cilindro estandarizado de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura cargado longitudinalmente a rotura. La Figura 2.20 muestra las curvas esfuerzo deformación de cilindros de concreto bajo cargas de compresión uniaxial. El módulo de elasticidad del concreto, E_c 2.17 como:

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (2.17)$$

γ_c =es la densidad del hormigón (kg/m³) y f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa), esto para hormigones cuya densidad este comprendida entre 1440 y 2500 (kg/m³), E_c 2.18 como:

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \text{ Mpa} \quad (2.18)$$

La resistencia a la compresión del hormigón o las clases de hormigón deberían estar especificadas en la documentación técnica para cada componente del puente.

Clases de hormigón:

- ✓ El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos
- ✓ El hormigón Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- ✓ El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas,
- ✓ El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa.
- ✓ El hormigón Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua.

TABLA 2.21 Características de las mezclas de hormigón según su clase

Clases De Hormigón	Mínimo Contenido de Cemento	Máxima Relación Agua - Cemento	Rango de Contenido de Aire	Agregado Grueso Según ASSHTO M 43 (ASTM D448)	Resistencia a La Compresión a 28 Días
	Kg / m ³	Kg por Kg	%	Tamaño Aberturas Cuadradas (mm)	MPa
A	362	0.49	-	25 a 4.75	28
A(AE)	362	0.45	6.0 ± 1.5	25 a 4.75	28
B	307	0.58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0.55	5.0 ± 1.5	25 a 4.75	17
C	390	0.49	-	12.5 a 4.75	28
C(AE)	390	0.45	7.0 ± 1.5	12.5 a 4.75	28
P	334	0.49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4.75	Según se especifica en otras
P(HPC)				19 a 4.75	
S	390	0.58	-	25 a 4.75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

Fuente: Tabla C5. 4.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2007)

Resistencia a tracción

Como ocurre con la resistencia a la compresión, la resistencia a tracción es un valor un tanto convencional que depende del tipo de ensayo. Existen tres formas de obtener la resistencia a

tracción: por flexotracción (módulo de rotura), por hendimiento y por ensayo directo de tracción axial, el último método no es práctico

2.5.1.2. Refuerzo de acero

El tipo más común de acero de refuerzo (distinguiéndose de los aceros de pre-esfuerzo) viene en forma de barras circulares llamadas por lo general varillas y disponibles en un amplio intervalo de diámetros aproximadamente de 3/8 hasta 13/8 de pulgada para aplicaciones normales y en dos tamaño de barra pesados aproximadamente 1 3/4 hasta 2 1/4 de pulgada. Estas barras vienen corrugadas para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto.

TABLA 2.22 Nomenclatura, áreas, perímetros y pesos de barras estándares

Nº Barra ^a	Diámetro Pulg.	Diámetro Nominal	Diámetro, mm	Área, mm ²	Peso, Kg/m
2	3/8 = 0.375	10	9.5	71	0.56
4	1/2 = 0.5	12	12.7	129	0.994
5	5/8 = 0.625	16	15.9	199	1.552
6	3/4 = 0.750	20	19.1	284	2.235
7	7/8 = 0.875	22	22.2	387	3.042
8	1 = 1.00	25	25.4	510	3.973
9	1 1/8 = 1.128 ^b	28	28.7	645	5.06
10	1 1/4 = 1.128 ^b	32	32.3	819	6.404
11	1 3/8 = 1.128 ^b	36	35.8	1006	7.907
14	1 3/4 = 1.128 ^b	45	43.0	1452	11.38
18	2 1/4 = 1.128 ^b	55	57.3	2581	20.24

Fuente: Tabla 1 Apéndice A (Diseño de Estructuras de Concreto, Arthur H. Nilson, 2000)

La Tabla 2.22 presenta las áreas, los perímetros y los pesos de las barras estándar, la Tabla 2.23 presenta todos los aceros de refuerzo actualmente disponibles, su grado o denominación, la especificación ASTM que define sus propiedades en detalle (incluyendo deformaciones) y sus dos valores mínimos principales de resistencia específica.

TABLA 2.23 Resumen de requisitos mínimos, de resistencia de la ASTM

Producto	Especificación ASTM	Grado o Tipo	Resistencia mínima a la fluencia		Resistencia máxima a la tensión	
			Klb/pulg ²	MPa	Klb/pulg ²	MPa
Barras de refuerzo	A615	Grado 40	40.000	(275)	70.000	(480)
		Grado 60	60.000	(415)	90.000	(620)
		Grado 75	75.000	(515)	100.000	(690)
	A616	Grado 50	50.000	(345)	80.000	(550)
Grado 60		60.000	(415)	90.000	(620)	
A617	Grado 40	40.000	(275)	70.000	(480)	
	Grado 60	60.000	(415)	90.000	(620)	
A706	Grado 60	60.000	(415)	80.000	(550) ^a	
		(78.000	(535)			
Alambre liso corrugado	A82		70.000	(480)	80.000	(550)
	A496		75.000	(515)	85.000	(585)
Malla electrosoldada de alambre liso W1.2 y mayor menor que W1.2	A185		65.000	(450)	75.000	(515)
			56.000	(385)	70.000	(480)
Tendones de preesfuerzo Toron de seis alambres	A416	Grado 250 (libres de esfuerzos)	212.500	(1465)	250.000	(1725)
		Grado 250 (Baja relajación)	225.500	(1555)	250.000	(1725)
		Grado 270 (libres de esfuerzos)	229.500	(1580)	270.000	(1860)
		Grado 270 (Baja relajación)	243.500	(1675)	270.000	(1860)
Alambra	A421	Libres de esfuerzos residuales	199.750	(1375) ^a	235.000	(1620) ^a
			212.500	(1465) ^b	250.000	(1725) ^b
		Baja relajación	211.500	(1455) ^a	235.000	(1620) ^a
			225.000	(1550) ^b	250.000	(1725) ^b
Barras	A722	Tipo liso	127.500	(880)	150.000	(1035)
		Tipo corrugado	120.000	(825)	150.000	(1035)
Toron compactado	A779	Tipo 245	241.900	(1480)	247.000	(1700)

		Tipo 260	228.800	(1575)	263.000	(1810)
		Tipo 270	234.900	(1620)	270.000	(1860)

Fuente: Tabla 2.3 (Diseño de Estructuras de Concreto, Arthur H. Nilson, 2000)

El comportamiento del acero de refuerzo es caracterizado por la curva esfuerzo deformación bajo una carga axial, las curvas propias para aceros de grado 40 y 60 son mostrados en la en la Figura 2.21.

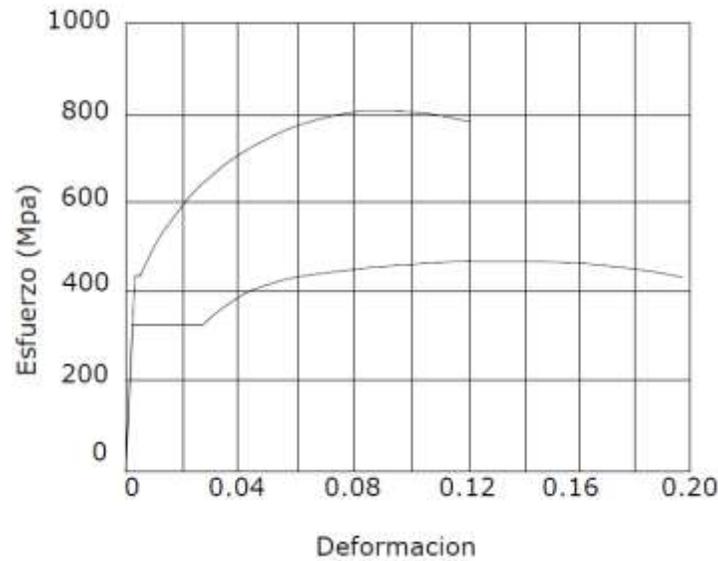


FIGURA 2.21 Curva esfuerzo – deformación del acero de refuerzo

2.5.1.3. Acero de pretensado

El material más utilizado como material de pretensado son los cables los cuales representa al acero del pretensado, los cables están constituidos por siete alambres de acero de baja relajación Grado 270 definido por ASTM A416 o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas.

El tamaño más habitual es el de 1/2 in., aunque el uso de los cables de 0.6 in. se está popularizando, particularmente para aplicaciones pos-tesadas. Las propiedades de estos cables y barras se muestran en la Tabla 2.25

TABLA 2.24 Propiedades de los cables y barras del pretensado

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción fpu (MPa)	Tension de Fluencia, fpy (MPa)
----------	--------------	---------------	-------------------------------------	--------------------------------

Cables	1725 MPa (Grado 250)	6.35 a 15.24	1725	85% de fpu, excepto 90% de fpu para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9.53 a 15.24	1860	

Notas: Tabla 5.4.4.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

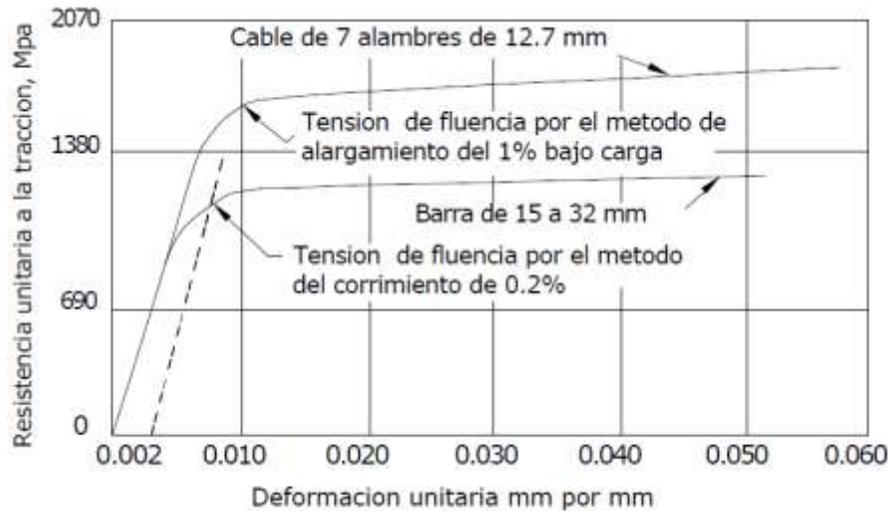


FIGURA 2.22 Curva esfuerzo – deformación para los aceros del pretensado

Se pueden diferenciar dos tipos de cables

Cable (tendón) adherente – Es el cable en el cual el acero de pretensado se adhiere al hormigón,

Cable (tendón) no adherente – Es el cable en el cual el acero de pretensado está impedido de adherirse al hormigón y se puede mover libremente en relación con el mismo.

2.5.2. Consideraciones de diseño

2.5.2.1. Teoría básica de diseño

Las especificaciones AASHTO fueron desarrolladas en un formato de estados límites basados en la teoría de la confiabilidad. Un estado límite es una condición limitante para un funcionamiento aceptable del diseño del puente o de sus componentes. Para lograr los objetivos de un diseño seguro, cada miembro y conexión del puente se debe examinar a algunos o a todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo.

Los requisitos básicos para el diseño de un puente para cada estado límite en el formato LRFD es:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.19)$$

2.5.2.2. Estados límites de diseño

Estado límite de servicio

Para las estructuras de hormigón, el estado límite de servicio corresponde a las restricciones sobre anchos de fisuras y deformaciones bajo condiciones de servicio. Están dirigidos a asegurar que el puente se comportará de forma aceptable durante su vida útil.

Control de fisuras

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones. El mejor control de la fisuración se logra cuando el acero de las armaduras está bien distribuido en la zona del hormigón sujeta a la máxima tracción.

La separación del refuerzo de acero debería satisfacer la siguiente ecuación.

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (2.20)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

Si la profundidad efectiva, d_e , de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia de 2 más próxima de la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm^2/mm de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (2.21)$$

Control de deformaciones

En las losas de hormigón y puentes metálicos las deformaciones bajo niveles de carga de servicio pueden provocar el deterioro de las superficies de rodamiento y fisuración localizada que podría afectar la serviciabilidad y durabilidad, aun cuando no representen una fuente potencial de colapso.

La AASTHO LRFD provee dos criterios para controlar las deflexiones:

- ✓ Criterios para la deflexión (A.2.5.2.6.2)

Carga vehicular general.....Longitud/800

Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000

Carga Vehicular sobre voladizos.....Longitud/300

Cargas peatonales y/o peatonales sobre voladizo.....Longitud/375

✓ Criterios opcionales para relaciones Longitud de Tramo – Profundidad (A.2.5.2.6.3)

Para superestructuras con profundidad constante la Tabla 2.25b muestra las profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente.

TABLA 2.25b Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructura de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momentos positivo y negativo	
Material	Tipo	Tramos Simples	Tramos Continuos
Hormigón Armado	Losa con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{12(S + 3000)}{30}$	$\frac{12(S + 3000)}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0.070 L	0.065 L
	Vigas cajón	0.060 L	0.055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0.035 L	0.033 L
Hormigón Pretensado	Losas	0.030 L $\geq 165 \text{ mm}$	0.027 L $\geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón colocadas in situ	0.045 L	0.040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0.045 L	0.040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0.033 L	0.030 L
	Vigas cajón adyacente	0.030 L	0.025 L

Fuente: Tabla 2.5.2.6.3-1 (AASHTO LRFD, 2007)

Estado límite de fatiga

En puentes vehiculares y en otras situaciones, tanto el acero como el concreto están sometidos a un gran número de ciclos de esfuerzo. Bajo estas condiciones el acero al igual que el concreto están sujetos a fatiga.

En el caso de los puentes las cargas repetidas que causan la fatiga son los camiones que pasan sobre ellos.

La combinación de la carga de fatiga de la Tabla 2.1 tiene un factor de carga de 0.75 aplicada al camión de fatiga en sus componentes LL, IM y CE, todos los otros factores son cero.

Fatiga del hormigón

Cuando el concreto está sometido a cargas fluctuantes en lugar de cargas sostenidas, su resistencia a la fatiga, al igual que para otros materiales, es considerablemente menor que su resistencia estática. Cuando en concretos simples se introducen esfuerzos cíclicos de compresión variando desde cero hasta el máximo esfuerzo, el límite de fatiga está entre el 50 y el 60 % de la resistencia a la compresión estática, para 2.000.000 de ciclos.

Fatiga de las barras de acero

En fatiga de metales, uno o más fisuras microscópicas se forman después de que un ciclo de esfuerzos que se ha repetido un número suficiente de veces. Estas fisuras de fatiga ocurren en puntos de concentración de esfuerzos u otras discontinuidades y aumentan gradualmente con el incremento en el número de ciclos de esfuerzos.

Fatiga de los tendones de pre-tensado

La AASTHO [5.5.3.1] dice que, en la regiones de los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado que comprimidas bajo la acción de la carga permanente y tensión de pre-tensado, solo se deberá considerar la fatiga si esta tensión de compresión es menor que dos veces la máxima tensión de tracción debida a la sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a la fatiga, en combinación con el camión de fatiga.

Estado límite de resistencia y estado límite de eventos extremos

El estado límite de resistencia está gobernado por la resistencia estática de los materiales. Hay cinco diferentes combinaciones de carga por resistencia especificada en la Tabla 2.1. Las diferencias entre las combinaciones de carga por resistencia están asociadas principalmente con los factores de carga aplicados a la carga viva.

TABLA 2.26 Factores de resistencia ϕ en el estado límite de resistencia para construcciones convencionales

Estado límite de resistencia	Factores de Resistencia ϕ
Para flexión y tracción del hormigón armado	0.90
✓ Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
✓ Para corte y torsión	
Hormigón de densidad normal	0.90
Hormigón de baja densidad	0.70
✓ Para compresión axial con espirales o zunchos:	
Excepto para Zonas Sísmicas 3 y 4	0.75

✓ Para apoyo sobre hormigón	0.70
✓ Para compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
✓ Para compresión en zonas de anclaje:	
Hormigón de densidad normal	0.80
Hormigón de baja densidad	0.65
✓ Para tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00
✓ Para resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

2.5.3. Análisis y diseño de la Losa

2.5.3.1. Método aproximado de las fajas equivalentes

El ancho de faja equivalente sobre la cual las cargas de ruedas pueden ser consideradas distribuidas en losas de hormigón coladas in situ se muestran en la tabla 2.15.

Las fajas se deben tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se debe tomar como la distancia entre centro a centro de los componentes de apoyo. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

2.5.3.2. Secciones de diseño

La sección de diseño para momentos negativos y fuerzas de corte se pueden tomar de la siguiente manera:

Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Té y doble Te- Un tercio del ancho del ala, pero no más de 0,38m, a partir del eje del apoyo. [4.6.2.1.6]

2.5.3.3. Mínima altura y recubrimiento

La altura de un tablero de hormigón excluyendo cualquier tolerancia para pulido o superficie sacrificable debe ser mayor o igual que 0,175m [9.7.1.1]

El mínimo recubrimiento de hormigón en la losa debe cumplir [5.12.3]:

Fondo de losas hormigonadas In Situ..... 2,5 cm

Superficie de tableros..... 5,0 cm

2.5.3.4. Armadura de distribución

Las losas deberán tener cuatro capas de armadura, dos en cada dirección [9.7.3.1]

En la parte inferior de las losas se debe disponer armadura en la dirección secundaria; ésta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo [9.7.3.2]:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico: $1750/\sqrt{S} \leq 50\%$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico: $3840/\sqrt{S} \leq 67\%$

Donde S: longitud de tramo efectiva en [mm]

La longitud efectiva se determina como [9.7.2.3]:

Para losas construidas en forma monolítica con vigas: distancia entre cara y cara

Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando chaflanes.

2.5.4. Vigas de hormigón armado

2.5.4.1. Resistencia a flexión en estado límite de resistencia

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje la resistencia de diseño a la flexión ϕM_n se puede determinar utilizando las ecuaciones siguientes [5.7.3.2.3]:

$$c = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c' * \beta_1 * b} \quad (22)$$

$$a = \beta_1 * c$$

$$\phi M_n = A_s * f_y * \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \quad (23)$$

Dónde:

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

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = ancho del alma comprimida

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

β_1 = factor para el diagrama rectangular equivalente de tensiones

El factor β_1 se debe tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0,65.

De las anteriores de ecuaciones se obtiene:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 * \phi M_n}{\phi * 0,85 * f_c' * b}} \quad (24)$$

La condición de resistencia es:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (25)$$

Para el cálculo de la armadura requerida se emplean las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{req}} = \frac{0,85 * f_{c'} * b * a}{f_y} \quad (26)$$

Dónde:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f_{c'} * b}} \quad (27)$$

2.5.4.1.1. Armadura máxima

La máxima cantidad de armadura deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_s} \leq 0,42 \quad (28)$$

Dónde:

d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada

2.5.4.1.2. Armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión de diseño $M_r = \phi M_n$, como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r
- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia

M_{cr} se obtiene de la siguiente ecuación:

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

Donde para sección rectangular se tiene:

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad (29)$$

Dónde:

S = módulo seccional para la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

Expresando el momento mínimo en términos de armadura se tiene:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,85 * f_{c'} * b * a}{f_y} \quad (30)$$

Dónde:

$$a = ds - \sqrt{ds^2 - \frac{2 * \phi M_{n_{\min}}}{\phi * 0,85 * f_{c'} * b}} \quad (31)$$

2.5.4.2. Diseño por cortante

La resistencia nominal al corte, V_n se determina como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0,25 * f_{c'} * b_w * d_v$$

Siendo:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (32)$$

Dónde:

b_v = Ancho de alma dentro de la altura de corte efectiva

d_v = Altura de corte efectiva

s = Separación de los estribos

θ = Ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal

α = Ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (°)

A_v = Área de la armadura de corte

V_s = Resistencia al cortante proporcionada por la armadura transversal

El ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal es aproximadamente $\theta = 45^\circ$ por lo tanto, para estribos perpendiculares al eje longitudinal ($\alpha = 90^\circ$) se tiene:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s} \quad (33)$$

El área de refuerzo al corte requerido por cálculo será:

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right) * s}{f_y * d_v} \quad (34)$$

2.5.4.2.1. Resistencia del hormigón a cortante

La resistencia proporcionada por el hormigón en N en elementos de hormigón armado con f_c' en Mpa, se puede obtener con la siguiente expresión:

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f_c'} * b_v * d_v \quad (35)$$

Dónde:

$\beta = 2$, Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción

2.5.4.2.2. Secciones que requieren armadura transversal

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se debe proveer armadura transversal si [5.8.2.4]:

$$V_u > 0,5 \phi V_c \quad (36)$$

2.5.4.2.3. Máximo espaciamiento

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que, s_{max} , determinada de la siguiente manera [5.8.2.7]:

$$\text{Si: } v_u < 0,125 f_c'$$

$$s_{max} = 0,8 * d_v \leq 600mm$$

$$\text{Si: } v_u \geq 0,125 f_c'$$

$$s_{max} = 0,4 * d_v \leq 300mm$$

Dónde:

$$v_u = \text{Tensión de corte, calculada como } v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v}$$

2.5.4.2.4. Mínima armadura transversal

Si se requiere armadura transversal, el área de acero A_v en mm^2 deberá satisfacer la siguiente condición, f_c' y f_y en Mpa. [5.8.2.5]:

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f_c'} \frac{b_v * s}{f_y} \quad (37)$$

2.5.5. Diseño de vigas pretensadas

2.5.5.1. Diseño por flexión basado en esfuerzos permisibles

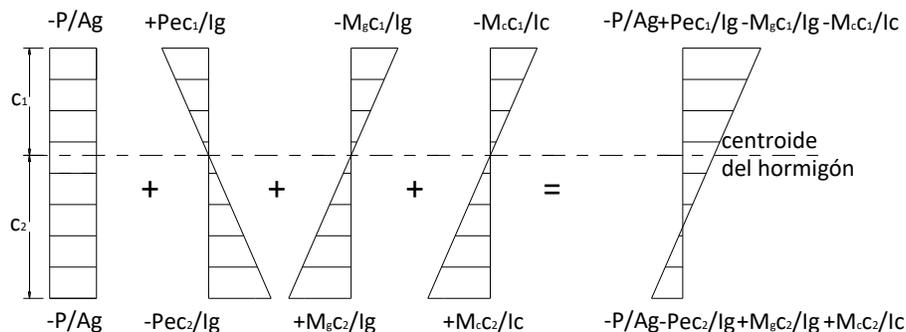
El estado límite de servicio aún es aplicado en el diseño de miembros de hormigón con tendones de acero que pre comprimen la sección de tal manera que los esfuerzos en el hormigón " f " pueden ser determinados de las propiedades de la sección elástica no fisurada y la ecuación familiar:

$$f = -\frac{P}{Ag} \pm \frac{P * e * c}{Ig} \mp \frac{M * c}{Ig} \quad (38)$$

Donde " P " es la fuerza de pretensado, Ag es el área de la sección transversal, e es la excentricidad de la fuerza de pretensado, M es el momento debido a cargas aplicadas, c es la distancia del centroide de la sección a la fibra, Ig es el momento de inercia de la sección. Si el miembro es una construcción compuesta, es necesario separar el momento debido a las cargas sobre la viga Mg y el momento debido a cargas sobre la sección compuesta Mc , porque los valores " c " e " I " son diferentes, esto es,

$$f = -\frac{P}{Ag} \pm \frac{P * e * y}{Ig} \mp \frac{Mg * y}{Ig} \mp \frac{Mc * y}{Ic} \quad (39)$$

Donde los signos más y menos para los esfuerzos en las fibras superior e inferior deben ser consistentes con la convención de signos elegida, aquí la tracción es positiva y la compresión es negativa. Estas distribuciones lineales de esfuerzos elásticos en el hormigón son mostradas en la siguiente figura.



2.5.5.1.1. Esfuerzos permisibles en el hormigón

Los límites de esfuerzos en el hormigón son dados en las tablas siguientes para dos etapas de carga: (1) etapa de transferencia de pretensado - inmediatamente después de la transferencia de los tendones de pretensado al hormigón pero antes de las pérdidas dependientes del tiempo

debidas a la fluencia y retracción del hormigón, y (2) etapa de carga de servicio - después de la contribución de todas las pérdidas de pretensado.

Una zona traccionada pre comprimida es una región que fue comprimida por los tendones de pretensado pero que ha sido traccionada cuando ha estado sujeta a momentos debido a cargas muertas y cargas vivas.

TABLA 2.27 Limites de tensión en hormigón pretensado antes de las perdidas – elementos totalmente pretensado

Tensión De Compresión	
Elementos Pretensados	$0.6 * f'_{ci}$
Elementos Postesados	$0.6 * f'_{ci}$
Tensión De Tracción	
En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N / A
En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherentes	$0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38 \text{ MPa}$
En áreas con armadura adherente (barras armaduras o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculado suponiendo una seccion no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$ no mayor que 210 MPa	$0.63\sqrt{f'_{ci}} \text{ MPa}$
Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0.415\sqrt{f_c} \text{ MPa}$

Fuente: Tabla 5.9.4.1 (AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 2.28 Limites de tensión en hormigón pretensado antes de las perdidas – elementos totalmente pretensado

Tensión De Compresión	
Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0.45f'_c \text{ MPa}$
Tensión De Tracción	
Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.50\sqrt{f'_c} \text{ MPa}$
Para elementos con tendones de pretensado para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.25\sqrt{f'_c} \text{ MPa}$
Para elementos con tendones no adherentes	Tracción nula

Fuente: Tabla 5.9.4.2 (AASHTO LRFD, 2007)

2.5.5.1.2. Inecuaciones de condición

Etapa Inicial (transferencia)

En ésta etapa, actúan la fuerza de pretensado inicial y el peso propio (d_g)

Inecuación I

$$-\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i * e_g}{S_{1g}} - \frac{M_{dg}}{S_{1g}} \leq f_{ti} \quad (40)$$

Inecuación II

$$-\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i * e_g}{S_{2g}} + \frac{M_{dg}}{S_{2g}} \geq f_{ci} \quad (41)$$

Etapa Final (servicio)

En ésta etapa además de las cargas que actúan en la etapa inicial, actúa las cargas de servicio y la fuerza de pretensado efectiva ($P_e = R * P_i$).

Inecuación III

$$-\frac{R * P_i}{A_g} + \frac{R * P_i * e_g}{S_{1g}} - \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{1g}} - \frac{M_{d2} + M_L}{S_{1c}} \geq f_{cs} \quad (42)$$

Inecuación III

$$-\frac{R * P_i}{A_g} - \frac{R * P_i * e_g}{S_{2g}} + \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{2g}} + \frac{M_{d2} + M_L}{S_{2c}} \leq f_{ts} \quad (43)$$

2.5.5.1.3. Excentricidad límite

Las inecuaciones de condición que se desarrollaron se utilizan para determinar la fuerza de pretensado inicial en la sección de máximo momento. En otros puntos de la viga, en donde los momentos son más pequeños, la excentricidad del acero debe reducirse con el objeto de evitar sobrepasar los esfuerzos límites en el hormigón cuando la viga se encuentra en estado descargado (etapa inicial). Contrariamente, existe una excentricidad mínima, o límite superior para el centroide del acero tal que los esfuerzos límites en el hormigón no se sobrepasen cuando la viga se encuentra en su estado totalmente cargado (etapa de servicio).

Inecuación I

$$e_g \leq \left(f_{ti} + \frac{P_i}{A_g} + \frac{M_{dg}}{S_{1g}} \right) \frac{S_{1g}}{P_i} \quad (44)$$

Inecuación II

$$eg \leq - \left(fci + \frac{Pi}{Ag} - \frac{Mdg}{S2g} \right) \frac{S2g}{Pi} \quad (45)$$

Inecuación III

$$eg \geq \left(fcs + \frac{R * Pi}{Ag} + \frac{Mdg + Md1}{S1g} + \frac{Md2 + ML}{S1c} \right) \frac{S1g}{R * Pi} \quad (46)$$

Inecuación IV

$$eg \geq - \left(fts + \frac{R * Pi}{Ag} - \frac{Mdg + Md1}{S2g} - \frac{Md2 + ML}{S2c} \right) \frac{S2g}{R * Pi} \quad (47)$$

2.5.5.2. Verificación por flexión en estado límite de resistencia

Para secciones (5.7.3.2.3) rectangulares solicitadas a flexión con tendones adherentes y si la altura del ala comprimida no es menor que c la resistencia de diseño a flexión es:

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (48)$$

Dónde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (49)$$

Para las secciones (5.7.3.2.2) con alas (Te) solicitadas a flexión respecto de un eje y los tendones son adherentes, y si la altura del ala comprimida es menor que c , la resistencia factorada a la flexión es:

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (51)$$

Dónde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (52)$$

La tensión media (5.7.3.1.1) en el acero de pretensado a la resistencia a la flexión f_{ps} tanto para secciones Te como para secciones rectangulares se puede obtener con la siguiente expresión (para las cuales f_{pe} es mayor o igual que $0,5f_{pu}$):

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (53)$$

Siendo:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (54)$$

Dónde:

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

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = ancho del ala comprimida

b_w = ancho del alma

h_f = altura del ala comprimida de un elemento de sección Te

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

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión

d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada

f_c' = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente

a = altura del diagrama de tensiones equivalente

2.5.5.2.1. Armadura máxima

La máxima cantidad (5.7.3.3.1) de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (55)$$

Siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} \quad (56)$$

Dónde:

d_e = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada.

Si no se satisface la condición $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$ la sección se considera sobreamada.

2.5.5.2.2. Armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado (5.7.3.3.2) la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión factorada ϕM_n como mínimo igual al menor valor entre:

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

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} \right) \leq S_c f_r \quad (57)$$

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta

S_c = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por S_c

*1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia.

2.5.5.3. Diseño por cortante

La resistencia nominal al corte, V_n se determina como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0,25 * f_c' * b_w * d_v + V_p \quad (58)$$

Siendo:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (59)$$

Dónde:

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva.

El ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal se puede asumir igual a 45° , esto lleva a un diseño conservador dentro de la seguridad ya que en la práctica se espera que en el hormigón pretensado éste ángulo sea más pequeño.

Por tanto para $\theta = 45^\circ$ y $\alpha = 90^\circ$ (estribos perpendiculares al eje longitudinal) se tiene:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s} \quad (60)$$

El área de refuerzo al corte requerido por cálculo será:

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p\right) * s}{f_y * d_v} \quad (61)$$

La separación máxima se calcula de manera similar que para hormigón armado con la diferencia que la tensión de corte se calcula como: $v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_w d_v}$

2.5.5.3.1. Resistencia del hormigón a cortante

Las fuerzas de cortante son absorbidas por el hormigón hasta una resistencia límite, el excedente de la fuerza de cortante es absorbido por el acero de refuerzo transversal.

Para determinar la resistencia al cortante del hormigón en elementos pretensados se usan las siguientes ecuaciones:

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{f_c'} b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cr}}{M_{m\acute{a}x}} \leq \frac{1}{7\sqrt{f_c'} b_w} * d_p \quad (62)$$

$$V_{cw} = 0,3 \left(\sqrt{f_c'} + f_{pc} \right) b_w * d_p + V_p \quad (63)$$

En el cual V_c debe ser el menor de V_{ci} y V_{cw}

Dónde:

V_i = Fuerza de cortante mayorada debido a carga muerta sobrepuesta y carga viva
 $M_{m\acute{a}x}$ = Momento flector mayorado debido a carga muerta sobrepuesta y carga viva
 f_{pc} = Esfuerzo de compresi3n en el hormig3n en el centroide de la secci3n.
 V_p = Componente vertical de la fuerza de pretensado

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} * (0,5\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \quad (64)$$

Un m3todo simplificado para calcular V_c consiste en usar la siguiente ecuaci3n:

$$V_c = \left(0,05\sqrt{f_c'} + 5 \frac{V_u * d_p}{M_u} \right) b_w * d_p \quad (65)$$

Donde $\frac{V_u * d_p}{M_u}$ no se debe tomar mayor que 1.

2.5.5.4. P3rdidas de pretensado

En elementos postesados se tiene:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pEs} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (66)$$

D3nde:

Δf_{pT} = p3rdida total

Δf_{pF} = p3rdida por fricci3n

Δf_{pA} = p3rdida por acuañamiento de los anclajes

Δf_{pEs} = p3rdida por acortamiento el3stico

Δf_{pSR} = p3rdida por contracci3n

Δf_{pCR} = p3rdida por fluencia lenta del hormig3n

Δf_{pR2} = p3rdida por relajaci3n del acero despu3s de la transferencia

2.5.5.4.1. P3rdidas Instant3neas

2.5.5.4.1.1. Acuañamiento de los Anclajes

En construcciones postesadas no todo el esfuerzo desarrollado por la fuerza del gato es transferido al miembro porque los tendones se deslizan un poco debido al asentamiento de las cuñas en el anclaje. El asentamiento promedio que se asume sobre la longitud del tend3n L es Δ_A , el cual resulta en una p3rdida por acuañamiento de:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_p \quad (67)$$

Dónde: E_p es el módulo de elasticidad del tendón de pretensado, El rango de Δ_A varía de 3mm a 10mm, con un valor frecuentemente asumido de 6mm. Para tendones largos la pérdida por acunamiento es relativamente pequeña, pero para tendones cortos puede llegar a ser significativa.

2.5.5.4.1.2. Fricción

En construcciones postesadas las pérdidas por fricción en entre los tendones de pretensados internos y la pared de la vaina según se estima con la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{pF} = \Delta f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (68)$$

Dónde:

Δf_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado

x = longitud del tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado

K = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado, por longitud de tendón

μ = coeficiente de fricción

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, y el punto investigado.

e = base de los logaritmos neperianos

Los valores de K y μ , según AASHTO LRFD 5.9.5.2.2b se pueden obtener dentro de los rangos de K y μ especificados en la siguiente tabla:

Cuadro N° 30 Coeficientes de fricción para tendones de postesado

Tipo de acero	Tipo de vaina	K (1/mm)	μ (-)
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15-0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,3

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tablas 5.9.5.2.2b-1]

2.5.5.4.1.3. Acortamiento Elástico

En el caso de un miembro postesado, no se produce pérdida por acortamiento elástico si todos los tendones son tesados simultáneamente. No ocurre pérdida porque el acortamiento elástico del hormigón ya se produce en la operación del tesado. Si los tendones son tesados secuencialmente esto es uno a la vez, el primer tendón anclado experimenta la mayor pérdida debido al acortamiento del hormigón. Cada tendón siguiente experimenta una fracción de pérdida de pretensado, con el último tendón anclado sin pérdida.

La pérdida de pretensado debido al acortamiento elástico para miembros postesados con tendones tesados secuencialmente está dado por:

$$\Delta f_{pEs} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (69)$$

Dónde:

N = número de tendones de pretensado idénticos

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento

Los valores de f_{cgp} se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción.

Para las estructuras postesadas con tendones adherentes, f_{cgp} se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

$$f_{cgp} = \left| -\frac{P_i}{A_g} - \frac{(P_i * e)e}{I_g} + \frac{M_{dg} * e}{I_g} \right| \quad (70)$$

2.5.5.4.2. Pérdidas Diferidas

Con las fórmulas para las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación presentadas aquí se obtiene valores bastante precisos (AASHTO LRFD 5.9.5.4), para elementos pretensados y postesados con:

- Longitudes de tramo de no más de 75 000 mm,
- Hormigón de densidad normal, y
- Resistencia mayor que 24 MPa en el momento del pretensado.

2.5.5.4.2.1. Contracción

Para elementos postesados, la pérdida por contracción se puede estimar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85 * H) \quad (71)$$

Dónde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción, en Mpa

2.5.5.4.2.2. Fluencia Lenta

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12f_{cgp} - 7\Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (72)$$

Dónde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Se debe calcular en la misma sección para la cual se calcula f_{cgp}

$$f_{cgp} = \left| -\frac{P_i}{A_g} - \frac{(P_i * e_g) e_g}{I_g} + \frac{M_{dg} * e_g}{I_g} \right| \quad (73)$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{d1} * e_g}{I_g} + \frac{M_{d2} * e_c}{I_c} \quad (74)$$

2.5.5.4.2.3. Relajación

La pérdida por relajación después de la transferencia se obtiene con las siguientes expresiones:

• Para postesado con cables de aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 138 \text{ Mpa} - 0,3\Delta f_{pF} - 0,4\Delta f_{pEs} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (75)$$

- Para postesado con cables de baja relajación de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 0,3\{138\text{Mpa} - 0,3\Delta f_{pF} - 0,4\Delta f_{pEs} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})\} \quad (76)$$

Dónde:

Δf_{pF} =pérdida por fricción en el punto considerado, en Mpa

Δf_{pEs} = pérdida por acortamiento elástico, en Mpa

Δf_{pSR} = pérdida por contracción, en Mpa

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón, en Mpa

2.5.6. Estribos

Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente, en la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos.

Componentes de un estribo:

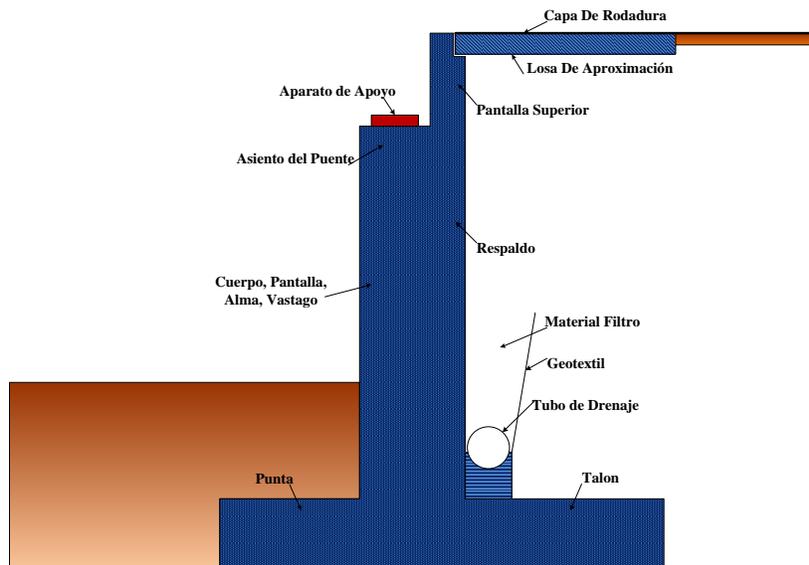


FIGURA 2.23 Componentes de un estribo

Fuente: Elaboración propio

2.5.6.1. Tipos de estribos

La variedad de tipos de estribos es muy amplia por lo cual se los puede dividir de diferentes maneras:

- Estribo tipo gravedad.

- Estribo tipo semigravedad en voladizo
- Estribo con contrafuertes
- Un estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos

2.5.6.2. Selección del estribo

El procedimiento para seleccionar el tipo más apropiado de estribo se puede basar en las siguientes consideraciones:

1. Costo de construcción y mantenimiento.
2. Situación del movimiento de tierra, corte o relleno.
3. Tráfico durante la construcción.
4. Periodo de construcción.
5. Seguridad de los trabajadores.
6. Disponibilidad del costo del material de relleno.
7. Profundidad de la superestructura.
8. Medidas del estribo.
9. Área de excavación.
10. Estética con las estructuras adyacentes.
11. Experiencias previas con el tipo de estribo.

2.5.6.3. Estados límites

Se considera que se ha alcanzado un estado límite cuando un estribo falla para satisfacer su diseño. Los estados límites para el diseño de estribos pueden ser categorizados en: estados límites últimos o de resistencia, estados límites de servicio y estados límites de evento extremo, en el presente trabajo solo se desarrollaran los dos primeros.

Estados límites últimos.- Un estribo alcanza un estado limite ultimo cuando la estructura se vuelve inestable.

Estados límites de servicio.- Un estribo puede experimentar un estado límite de servicio debido a un excesivo deterioro o deformación.

2.5.6.4. Factores de carga y de resistencia

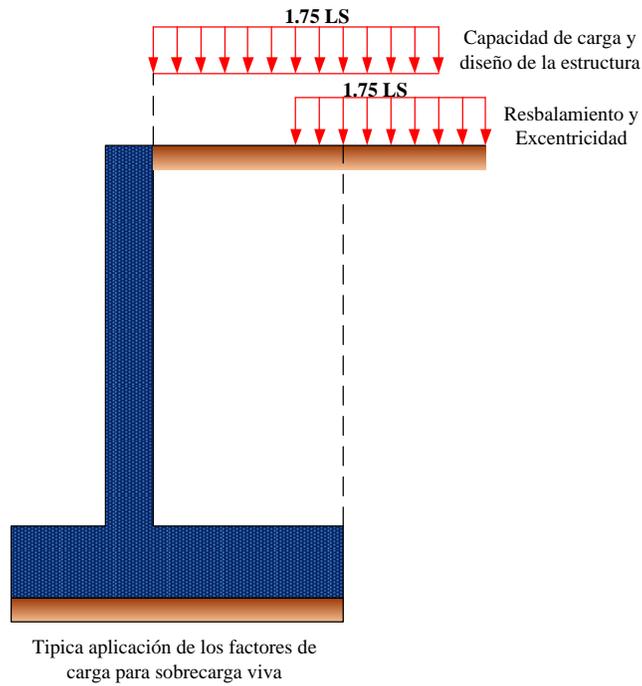
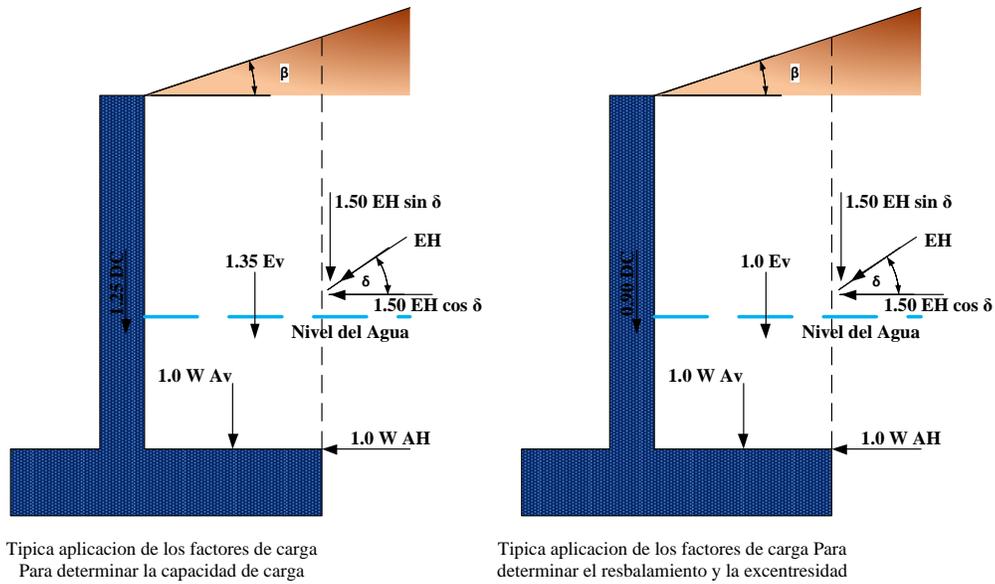


FIGURA 2.24 Típicas Aplicaciones de factores de carga

Fuente: Elaboración propio

El método de diseño para las subestructuras se encuentra en las Especificaciones LRFD, el cual puede ser expresado con la condición matemática:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.54)$$

Dónde: ϕ = Factor de resistencia R_n = Resistencia nominal η_i = Modificador de cargas γ_i = Factor de carga para el componente i Q_i = Componente de carga i**TABLA 2.30** Factores de resistencia para el estado límite de resistencia de las fundaciones superficiales

METODO / SUELO / CONDICION	FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo	
Arena	
✓ Procedimiento Semiempirico (SPT)	0.45
✓ Procedimiento Semiempirico (CPT)	0.55
✓ Método Racional	
Usan ϕ_f es mado a par r del ensayo SPT	0.35
Usan ϕ_f es mado a par r del ensayo CPT	0.45
Arcilla	
✓ Procedimiento semiempirico utilizando datos del ensayo (CPT)	0.5
✓ Método Racional	
Usando la resistencia al corte medida en ensayos de laboratorio	0.60
Usando la resistencia al corte medida en ensayos de molinete in situ	0.60
Usando la resistencia al corte es mada a par r del ensayo CPT	0.50
Roca	
Procedimiento semiempirico, Carter y Kulhawy (1988)	0.60
Ensayo con placa de carga	0.55

Fuente:

Tabla 10.5.5-1 (Especificaciones AASTHO LRFD, 2007)

Factores de carga.- Los factores de carga son aplicados a las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres de las cargas y las sollicitaciones.

Factores de resistencia.- Los factores de resistencia son usados para tomar en cuenta las incertidumbres de las propiedades estructurales, propiedades del suelo, variabilidad de la mano de obra, inexactitudes en las ecuaciones de diseño para estimar la resistencia.

2.5.6.5. Fuerzas en un estribo

Las presiones de tierra ejercidas sobre un estribo pueden ser clasificadas en: reposo, activo, pasivo. Cada una de estas presiones de tierra corresponde a diferentes condiciones con respecto a la dirección y magnitud del movimiento del estribo.

2.5.6.6. Requisitos de diseño para estribos

Modos de falla para estribos.- los estribos están sujetos a varios estados límites o tipos de falla como es ilustrado en la Figura 2.25, la falla puede ocurrir dentro el suelo o en los elementos estructurales.

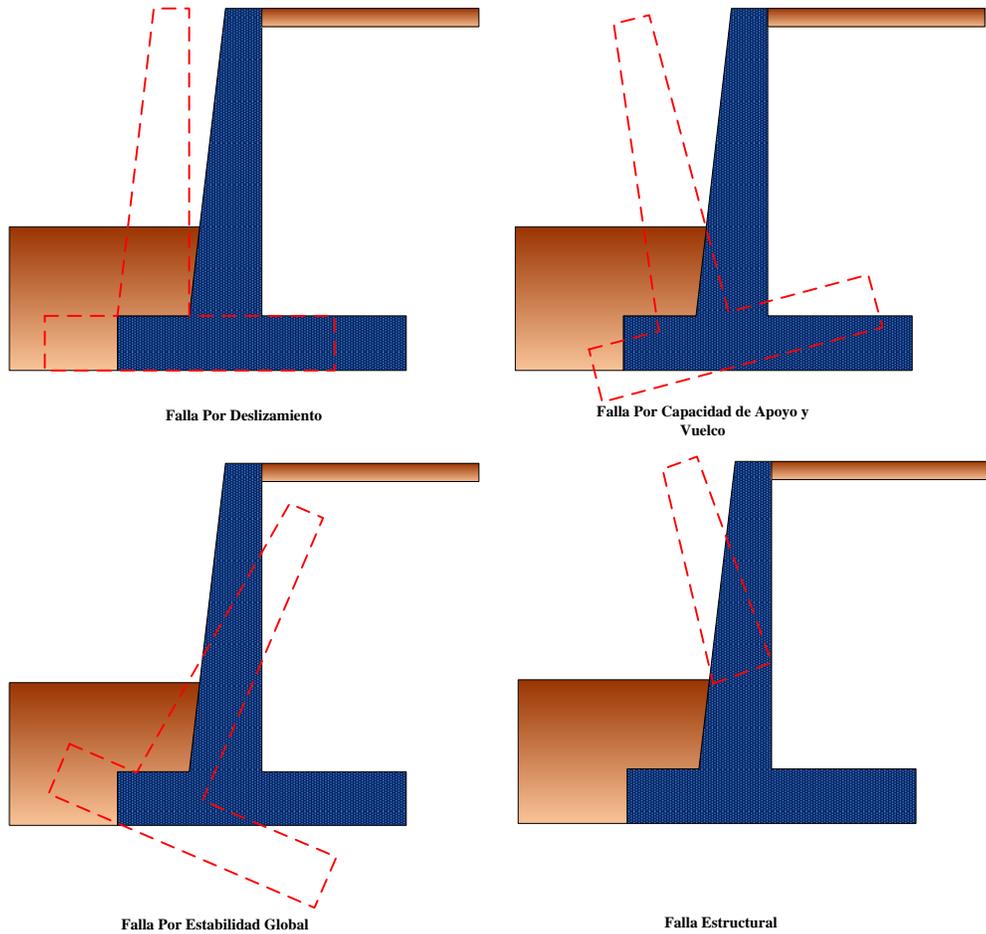


FIGURA 2.25 Modos de falla

Fuente: Elaboración propio

2.5.6.7. Procedimientos de diseño para estribos

PASO 1. Dimensiones preliminares.- La Figura 2.26 muestra dimensiones usadas comúnmente para muros de semigravedad tipo pantalla, estas dimensiones pueden ser usadas para una primera prueba del estribo.

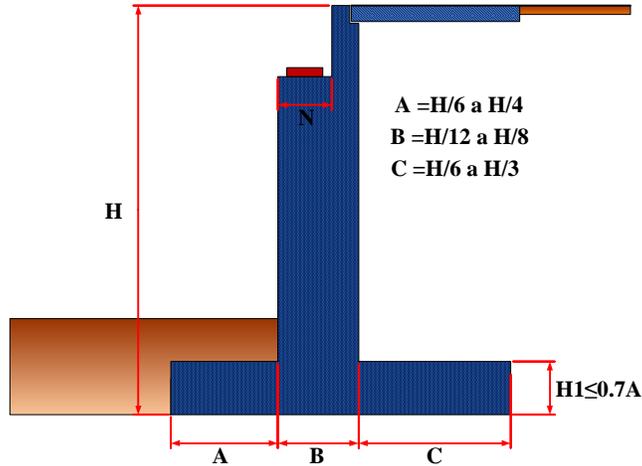
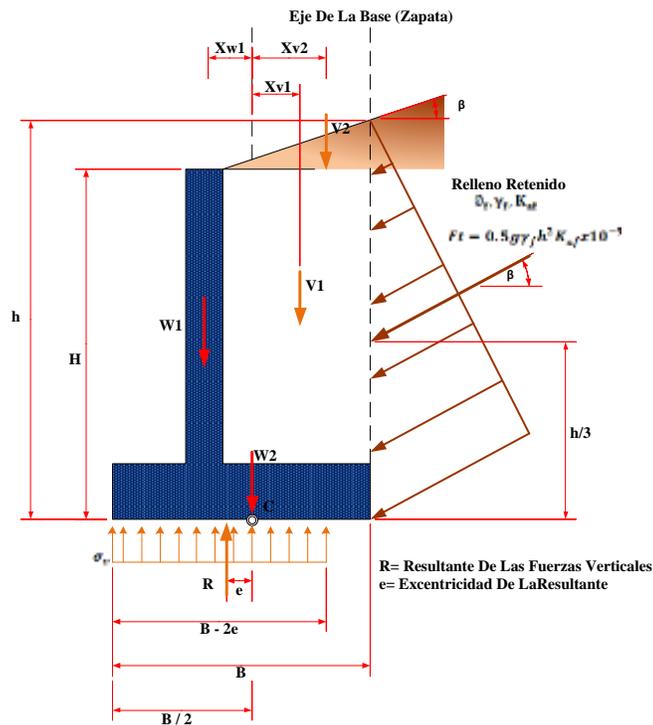


FIGURA 2.26 Dimensiones Preliminares De Un Estribo

Fuente: Elaboración propio

PASO 2. Cargas y presiones de tierra.- Las cargas de diseño para un estribo se obtienen usando las combinaciones de carga de las Tablas 2.1 y 2.2 Los métodos para calcular el empuje de presión de tierra sobre el muro se discuten en la Sección 2.4.6.5.

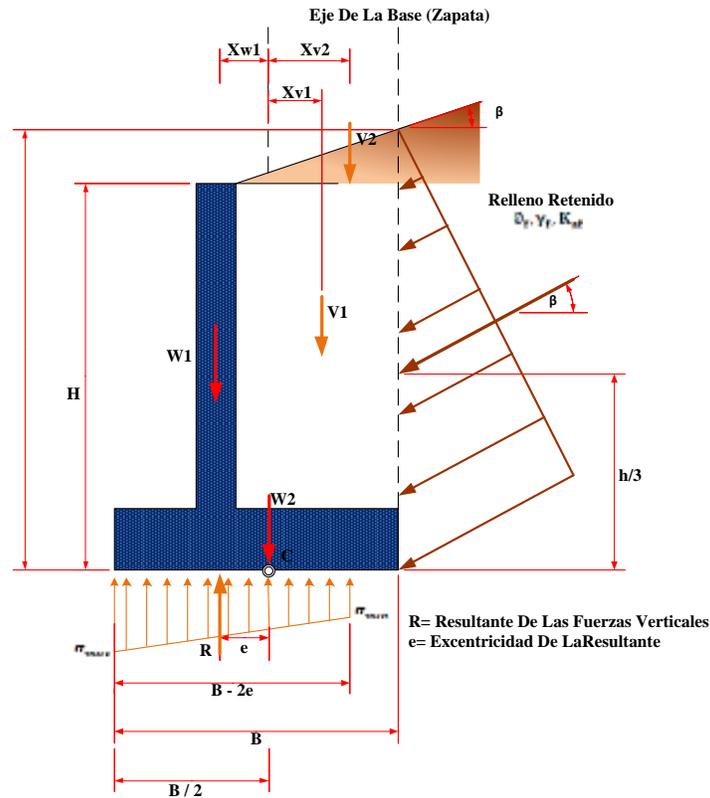
PASO 3. Fuerzas de reacción en la base.- La Figura 2.27 muestra un típico muro tipo pantalla sujeto a varios tipos de carga que causan fuerzas de reacción las cuales son normales a la base (N) y tangentes a la base (Fr). Estas fuerzas de reacción se determinan para las combinaciones de carga en investigación.



Sumando momentos respecto del punto C:

$$e = \frac{(F_t \cos \beta) h/3 - (F_t \sin \beta) B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 W_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_t \sin \beta}$$

a) **Fundación en suelo**



Si $e > \frac{B}{6}$, σ_{min} bajará a cero, y a medida de "e" aumenta también la porción del talón de la zapata con tensión vertical nula.

Sumando momentos respecto del punto C:

$$e = \frac{(F_t \cos \beta) h/3 - (F_t \sin \beta) B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 W_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_t \sin \beta}$$

FIGURA 2.27 Criterios Para Determinar La Presión De Contacto En Fundaciones En Suelo y Roca

Fuente: Elaboración propio

PASO 4. Criterios de estabilidad

1. La localización de la resultante en la base (revisión al volteo o vuelco), se determina equilibrando los momentos alrededor del punto C como muestra la figura 7.9. El

criterio para la localización de la resultante es que esta deba caer dentro el medio central de la base para fundaciones en suelo, ver Figura 7.9a y dentro los tres cuartos centrales de la base para fundaciones en roca, ver Figura 7.9b. Este criterio reemplaza la revisión de la relación de momentos estabilizantes sobre momentos de vuelco.

Para fundación en suelo

$$e \leq \frac{B}{4} \quad (2.55)$$

Para fundación en roca

$$e \leq \frac{3B}{8} \quad (2.56)$$

2. La seguridad del estribo frente a la falla por capacidad de carga en la base se obtiene aplicando los factores de resistencia a la capacidad de apoyo último.

Si el muro es soportado por una fundación en suelo:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 2.29a.

La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (2.57)$$

Si el muro es soportado por una fundación en roca:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en Figura 7.9b. si la resultante cae dentro del tercio central de la base:

$$\sigma_{vmax} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) \quad (2.58)$$

$$\sigma_{vmin} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

Si la resultante cae fuera del tercio central de la base:

$$\sigma_{vmax} = \frac{2 \sum V}{3[(B/2) - e]} \quad (2.59)$$

$$\sigma_{vmin} = 0$$

3. La seguridad frente al deslizamiento (falla por resbalamiento)

La resistencia mayorada se tomara como

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau \quad (2.60)$$

Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo:

$$Q_\tau = V \tan \delta \quad (2.61)$$

Para lo cual:

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para hormigón colocado contra suelo

= $0.8 \tan \phi_f$ para zapatas de hormigón prefabricado

Para zapatas apoyadas sobre arcilla la resistencia al resbalamiento se puede tomar como la cohesión de la arcilla.

PASO 5. Revisión de dimensiones.- Cuando las dimensiones preliminares del estribo resultan inadecuadas, estas dimensiones se deben cambiar hasta encontrar las dimensiones adecuadas. Por ejemplo se puede mejorar la estabilidad variando la posición del cuerpo del estribo, el ancho de base y la altura del estribo.

2.5.7. Pilas

Las pilas son los elementos de apoyo intermedios los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc.

Son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión y también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

Dos de los requerimientos funcionales de estos elementos de apoyo son:

- ✓ Transmitir las cargas debidas al peso propio, tráfico, cargas especiales, etc. A las fundaciones.
- ✓ Transmitir a las fundaciones las componentes horizontales de las reacciones de apoyo, debidas al viento, frenado de los vehículos, rozamiento, terremotos, etc.

Se pueden utilizar diferentes tipos de pilas, incluyendo:

- Pilas tipo muro macizo
- Pilas de doble muro
- Pilas tipo caballete.
- Pilas de una sola columna

- Pilas tubulares
- Estrategia para la ejecución del proyecto

Para la ejecución del proyecto, realizamos la siguiente estrategia que podemos verlo en los siguientes puntos a ejecutar.

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1. Especificaciones técnicas

El volumen de las Especificaciones Técnicas para Construcción de puentes, tiene la siguiente estructura y organización:

Capítulos

Abarcan una serie de aspectos análogos en cuanto a rubros de construcción que frecuentemente se utilizan en proyectos viales.

Un capítulo puede contener varias secciones.

Secciones

Una SECCIÓN trata específicamente una determinada tarea de construcción que generalmente constituye un ítem que conforma el Presupuesto de Obra y del Pliego de Bases y Condiciones del Contrato.

Estructura de la especificación técnica

Una sección (ÍTEM DE TRABAJO) estará conformada por subsecciones que enfocan lo siguiente:

- ✓ Definición
- ✓ Materiales, Herramientas y Equipo
- ✓ Procedimiento Para La Ejecución
- ✓ Medición
- ✓ Forma De Pago

2.6.2. Precios unitarios

Los análisis de precios unitarios, que se calculan para cada uno de los ítems de una obra en base a las especificaciones y planos, juntamente con los correspondientes volúmenes de obra sirven para determinar el presupuesto de una obra.

Los elementos que componen un Precio Unitario son:

- ✓ Materiales
- ✓ Mano de obra

- ✓ Equipo, maquinaria y herramienta
- ✓ Gastos generales y administrativos
- ✓ Utilidad
- ✓ Impuestos

2.6.3. Cómputos métricos

Por medio del cómputo métrico se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería o de arquitectura, con el fin de:

Establecer la medición de c/u o de todos los elementos constitutivos de una obra.

Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla. **CÓMPUTO.**

Establecer el costo de la misma, o de una de sus partes. **PRESUPUESTO**

Elegir la opción más conveniente. **ANÁLISIS DE PRECIO**

Este proceso se realiza en la etapa de oficina, antes de la obra, sobre los planos y según documentación, (existe la otra medición “conforme a obra”).

Implica el uso de fórmulas geométricas (perímetro, superficie, volúmenes) cálculos aritméticos, unidades de medidas.

Principios generales (guía para el desarrollo del trabajo):

- ✓ Estudiar la documentación:
- ✓ Respetar las indicaciones específicas de la misma:
 - Confrontar planos y pliegos para obtener mayor exactitud en el resultado de la tarea.
- ✓ Ajustarse a las normas de medición:
- ✓ Medir con exactitud:
 - Deberá ser mayor cuánto más importante sea el costo del rubro que se analiza, para evitar desperdicios, aunque todos los componentes hacen al precio final de la obra.
- ✓ Proceso:
 - Para evitar repeticiones u omisiones se recomienda tachar con distintos colores los elementos computados, siguiendo un orden de recorrido.

Documentos necesarios

1. Planos de obra: planta, cortes, fachadas (planos definitivos, sino implica rectificar la medición).
2. Planilla de locales.
3. Planos y planillas de estructuras.
4. Planos de detalles.
5. Pliego de condiciones: cláusulas especificadas y/o listas de trabajo.
6. Planos de instalaciones.

Según su finalidad puede hacerse un presupuesto estimado de la obra para saber si es viable un proyecto o no; el otro es ya un presupuesto de compromiso, donde se detallan completos todos los rubros analizados y busca la obtención del presupuesto definitivo.

Hay tres tipos de métodos para la valoración:

a) Presupuesto por analogía:

Determinar un costo aproximado de una obra comparándola con otra de semejantes características técnicas y funcionales. Es un buen elemento de juicio para establecer comparaciones o verificar la parte económica de un proyecto.

b) Por equivalencia:

Determina la incidencia que tiene el rendimiento de la mano de obra en cada rubro (ej: % de incidencia de las hs/ h de oficial y ayudante necesarios para revoque y mampostería, cuánto equivale el valor de una y otra mano de obra en el presupuesto), como así también podemos tener el costo de la obra actualizado por el “ número índice” del costo de la construcción, dando así las variaciones relativas de éste a lo largo de los años (utilizado debido a la afectación de la inflación sobre los valores).

c) Por análisis de costos:

Determina los costos con la mayor aproximación. Así el mismo se convierte en un documento del contrato, porque da certidumbre del costo probable y sirve de guía para la organización operativa de la obra además del contralor de su rendimiento económico.

Este detalla:

- a) La cantidad y costo total de cada material.
- b) La cantidad y costo total de c/u de las especialidades de la mano de obra.
- c) El plan de trabajo, distribuir las cantidades dadas en a) y b).
- d) El plan de inversión, es decir dinero distribuido en el tiempo.
- e) El plan financiero, la programación en el tiempo de los ingresos necesarios para cumplir con el plan de trabajo.

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

La planilla del levantamiento topográfico se encuentra en los anexo 1, el plano topográfico es realizado en Civil 3D y se encuentra en el anexo 7.

3.2. Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos la realizó la empresa SOILTEC – Servicios técnicos, el estudio se encuentra en el anexo 2 del proyecto.

3.3. Análisis del estudio hidrológico e hidráulico

El estudio hidrológico e hidráulico se encuentran en el anexo 3 del proyecto.

3.4. Idealización de la superestructura y subestructura

3.4.1. Superestructura

La idealización de la superestructura tiene los siguientes componentes:

Barandado y postes

En el diseño del proyecto, los pasamanos y los postes estarán compuestos de hormigón armado. Se diseñará a flexión y verificación a corte, y serán prefabricados.

Acera

La acera estará compuesta de hormigón armado. Se diseñará a flexión, al igual que una losa en voladizo.

Bordillo

El bordillo estará compuesto de hormigón armado y armadura de acero. Se diseñara a corte y flexión.

Tablero

El diseño del tablero estará compuesto por dos tipos de losas, por dos losas externas y tres losas internas de hormigón armado, se diseñaran armadura de flexión para momentos positivos y para momentos negativos.

Vigas principales

El diseño de las vigas estará compuesto de hormigón postesado y sus armaduras, se calculara el número de torones para la armadura postesada, verificaremos a corte para verificar si es necesaria la armadura de corte y verificaremos a flexión para verificar si la viga necesitara armadura pasiva.

Diafragmas

Los diafragmas estarán compuestos de hormigón armado, se diseñara la armadura de flexión y la armadura de corte.

3.4.2. Infraestructura

Estribos

Los estribos estarán compuestos de hormigón armado para cada componente del estribo, se calcularán las armaduras de flexión y la armadura de corte para cada componente.

El diseño de los componentes del puente se realizará bajo las especificaciones AASHTO LRFD de Puentes por el método LRFD.

3.5. Diseño y cálculo estructural de la superestructura e infraestructura

3.5.1 Ancho de calzada

El ancho de la calzada es propuesto en base al manual de la ABC corresponde a dos vías de tráfico igual a:

$$\mathbf{B= 7,3 \quad m}$$

La longitud del puente es:

$$\mathbf{L= 30 \quad m}$$

Elección de la viga

Las dimensiones de la sección de la viga es propuesto en base a la normativa: "Diseño de puentes con el método AASHTO - LRFD".

2.5.2 Determinación del número y la separación de las vigas

Debido a que la norma AASHTO - LRFD no especifica claramente la separación entre vigas de las secciones habituales, salvo el cumplimiento del rango de aplicabilidad de los factores de distribución de momento y corte que involucran la geometría del puente.

A continuación se presentan la determinación de la separación de las vigas:

Para calcular la separación de vigas utilizamos las fracciones de carga de la norma AASHTO – ESTANDAR, solo se utiliza para realizar una estimación.

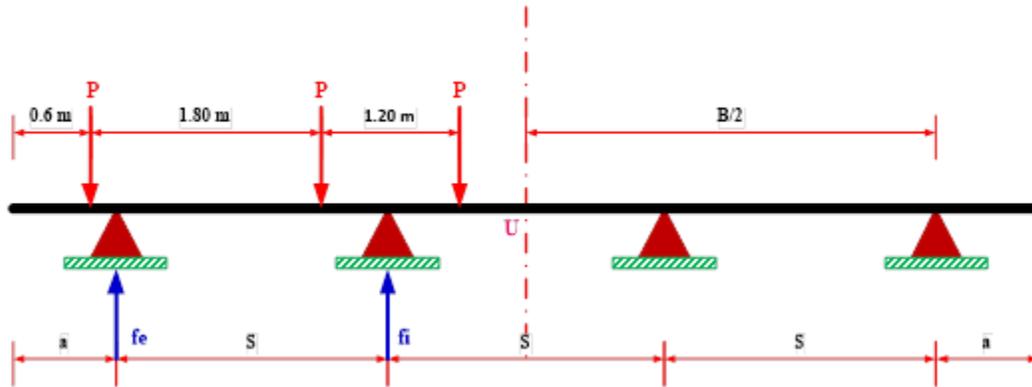


FIGURA 3.1 Fracción de cargas

Fuente: Elaboración propia

Según las especificaciones estándares de la norma AASTHO la fracción de carga para sección es:

$$f_i = f_e = 0,596 * S \quad (3.1)$$

Realizamos las siguientes ecuaciones:

$$2a + 3S = 7,30$$

$$a = \frac{7,30 - 3S}{2} = 3,65 - 1,5S \quad (3.2)$$

Determinación de momentos en el punto U.

$$3a + 4,5 * S - 6,6 = 2 * f_e * S \quad (3.3)$$

Sustituyendo (3.1) y (3.2) en (3.3) se tiene los siguientes valores:

$$1,192 * S^2 = 10,95 - 6,6$$

Resolviendo la ecuación se tiene:

$$S = 1,91 \text{ m} \approx 2,00 \text{ m}$$

$$a = 0,78 \text{ m} \approx 0,65 \text{ m}$$

3.5.3 Selección del número de carriles

En general el número de carriles se debería determinar tomando la parte entera de la relación:

$$N^{\circ} = \frac{w}{3,6}$$

Dónde:

w= Ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras [A3.6.1.1.1]

N°= 2,03 Carriles

Se asume = 2 Carriles

3.5.4 Espesor de la capa de rodadura

Se utiliza un espesor de capa de rodadura de

h_{CR}= 5 cm

3.5.5 Diseño de barandado

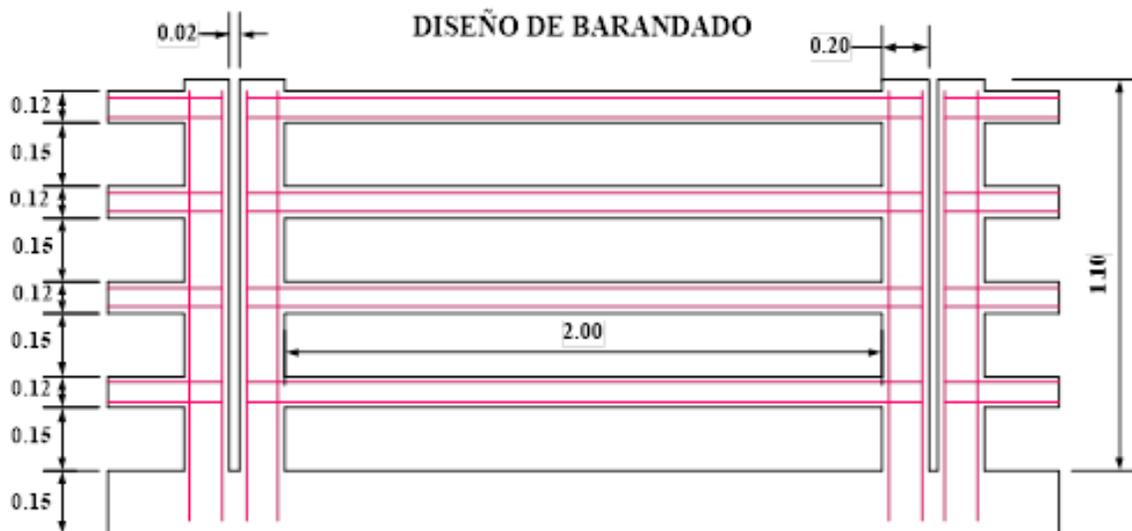


FIGURA 3.2 Diseño de barandado

Fuente: Elaboración propia

3.5.5.1 Diseño de pasamanos

Datos:

$$\begin{aligned}h &= 0,12 \quad \text{m} \\b &= 0,12 \quad \text{m} \\L &= 2 \quad \text{m} \\\gamma H^{\circ} &= 2400 \quad \text{kg/m}^3\end{aligned}$$

Donde:

$$\begin{aligned}L &= \text{Distancia entre postes (m)} \\\gamma H^{\circ} &= \text{Peso específico del hormigón (kg/m}^3\text{)} \\b &= \text{Alto del pasamanos (m)} \\h &= \text{Ancho de la baranda (m)}\end{aligned}$$

a) Diseño a flexión:

Cargas que actúan sobre el pasamano:

Peso propio:

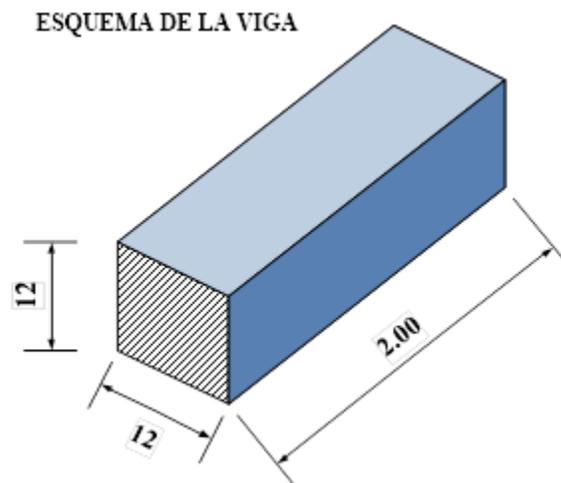


FIGURA 3.3 Esquema de la viga

Fuente: Elaboración propia

$$DC_{\text{barandado}} = \gamma H^{\circ} \cdot b \cdot h$$

$$DC_{\text{barandado}} = 34,56 \quad \text{Kg/m}$$

Sobrecargas de uso:

LS1= 0,73 KN/m LS1= 73,00 Kg/m

LS2= 0,89 KN LS2= 89,00 Kg

CARGA RESULTANTE: LSR= 73,00 Kg/m

Dónde:

LS1= Carga distribuida en el pasamanos debido a la carga viva (AASHTO 04) aplicado en las dos direcciones vertical y horizontal.

LS2= Carga puntual en el pasamanos su ubicación dependerá del análisis que se está haciendo.

Esquema de carga de los pasamanos:

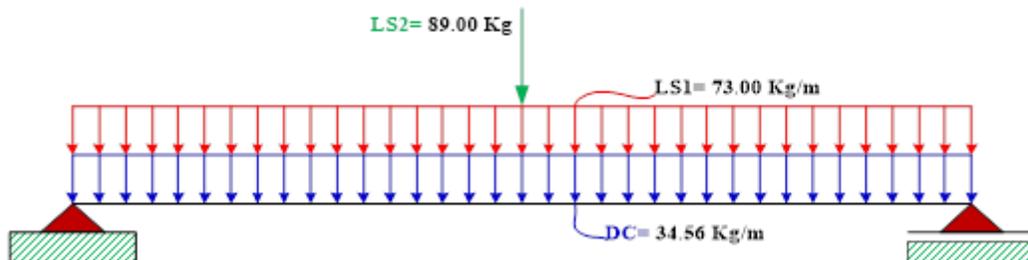


FIGURA 3.4 Esquema de carga de los pasamanos

Fuente: Elaboración propia

Momento máximo debido a peso propio

$$M_{DC} = \frac{DC * L^2}{8} \quad M_{DC} = 18,69 \quad \text{kg.m}$$

Momento máximo debido a cargas vivas.

$$M_{LS} = \frac{LSR * L^2}{8} + \frac{LS2 * L}{4} \quad M_{LS} = 85,76 \quad \text{Kg.m}$$

Momento de diseño.

$$M_u = 1,25 M_{DC} + 1,75 M_{LS} \quad \begin{array}{l} M_u = 173,44 \text{ Kg.m} \\ M_u = 17343,98 \text{ Kg.cm} \end{array}$$

Dónde:

1,25 coeficientes de mayoración peso propio.

1,75 coeficientes de mayoración carga viva.

Cálculo de armadura en pasamanos.

$$\begin{array}{l} M_u = 17343,98 \text{ Kg.cm} \\ f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ h_1 = 12 \text{ cm} \\ b_1 = 12 \text{ cm} \\ h = 12,00 \text{ cm} \\ b = 12,00 \text{ cm} \\ r = 2,5 \text{ cm} \\ \phi_v = 8 \text{ mm} \end{array}$$

Donde:

M_u = momento último
 f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto
 f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
 h = altura de la sección
 b = ancho de la sección
 r = recubrimiento mínimo
 ϕ_v = diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 9,100 \text{ cm}$$

Altura del bloque de compresiones.

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] a = 1,05 \text{ cm}$$

Armadura necesaria.

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy} \quad As = 0,5351 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad As_{min} = 0,238 \text{ cm}^2$$

Donde:

ρ_{min} = cuantía mínima (0,0033) para un acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima.

$$Es = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\xi_c = 0,003$$

Donde:

Es = módulo de elasticidad del acero

ξ_c = deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada.

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{fy}{Es}} \quad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima.

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0,016$$

Cálculo de armadura máxima.

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad As_{m\acute{a}x.} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \leq As_{mec} \leq As_{max}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima se diseñará con la necesaria.

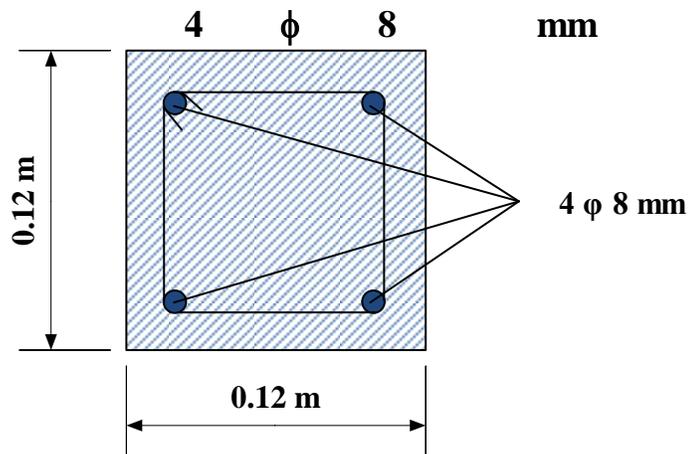
$$As_{nec} = 0,535 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{Barras} = 1,06$$
$$N^{\circ} \text{Barras} = 2$$

Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte superior del mismo diámetro

Finalmente usar:



b) Diseño a corte

Datos:

$$h = 0,12 \text{ m}$$
$$b = 0,12 \text{ m}$$
$$L = 2 \text{ m}$$
$$\gamma H^{\circ} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

ESQUEMA DE LA VIGA

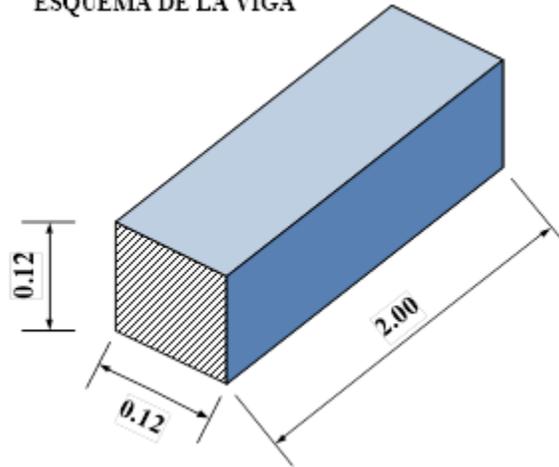


FIGURA 3.5 Esquema de la viga

Fuente: Elaboración propia

Dónde:

h= Ancho de la baranda

b= Alto del pasamanos

L= Distancia entre postes

γH° = Peso específico del concreto

Cargas actuantes en los pasamanos

Peso propio:

$$DC_{barandado} = \gamma H^\circ \cdot b \cdot h \quad DC_{barandado} \quad 34,560 \quad \text{kg/m}$$

Sobrecargas de uso:

$$LS1 = 0,73 \quad \text{KN/m} \quad LS1 = 73,000 \quad \text{Kg/m}$$

$$LS2 = 0,89 \quad \text{KN} \quad LS2 = 89,000 \quad \text{Kg}$$

$$\text{CARGA RESULTANTE} \quad 73,00 \quad \text{Kg/m}$$

Dónde:

LS1= Carga distribuida en el pasamanos debido a la carga viva (AASHTO 04) aplicado en las dos direcciones vertical y horizontal.

LS2= Carga puntual en el pasamanos su ubicación dependerá del análisis que se está haciendo.

Esquema de cargas de los pasamanos.

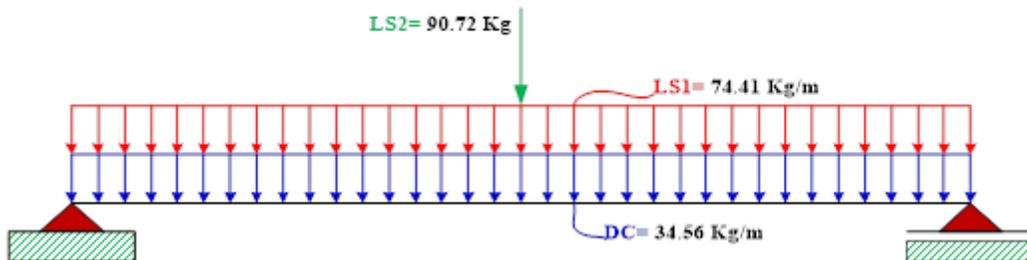


FIGURA 3.6 Esquema de carga sobre el pasamanos

Fuente: Elaboración propia

Nota: El cortante máximo se produce a una distancia "d" de la cara del apoyo

Cortante máximo debido peso propio.

$$V_{DC} = 32,590 \text{ kg}$$

Cortante máximo debido a la carga viva o sobrecarga.

$$V_{LS} = 113,339 \text{ kg} \qquad d = 9,7 \text{ cm}$$

Cortante de diseño.

$$V_u = 1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LS} \qquad V_u = 239,081 \text{ kg}$$

Esfuerzo Cortante unitario.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \qquad v_u = 2,416 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al corte.

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} * b * d \qquad V_c = 894,002 \text{ kg}$$

Esfuerzo Cortante del concreto unitario.

$$v_c = \frac{V_c}{b \cdot d} \quad v_c = 7,680 \quad \text{kg/m}^2$$

$$v_u \leq \frac{v_c}{2}$$

No necesita armadura de corte pero se debe colocar una armadura mínima por construcción.

$$2,42 \leq \frac{v_c}{2} \leq 3,84$$

Datos:

Vu=	240,107	kg
f'c =	210	kg/cm²
fy =	4200	kg/cm²
h=	12	cm
b=	12	cm
d=	9,1	cm
r=	2,5	cm
S=	25	cm

Donde:

Vu= cortante ultimo

f'c= resistencia especificada a la compresión del concreto

fy= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h= altura de la sección

b= ancho de la sección

r= recubrimiento

d= Altura útil

S= espaciamiento entre barras

Vc = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

Vs = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

φ = Factor de Reducción de resistencia = 0.9 AASHTO 04

Armadura mínima.

$$Av_{min} = 3,5 \cdot \frac{b \cdot S}{fy}$$

$$Av_{min} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0,56 \text{ cm}$$

$$\text{asumimos: } 6 \text{ mm}$$

Entonces:

$$Av_{min} = 0,283 \text{ cm}^2 \quad \text{Par las dos piernas}$$

Finalmente usar:

p/ un tramo de 2,00 m

$$\phi \quad 6 \text{ mm} \quad c/ 25 \text{ cm}$$

3.5.5.2 Diseño de postes

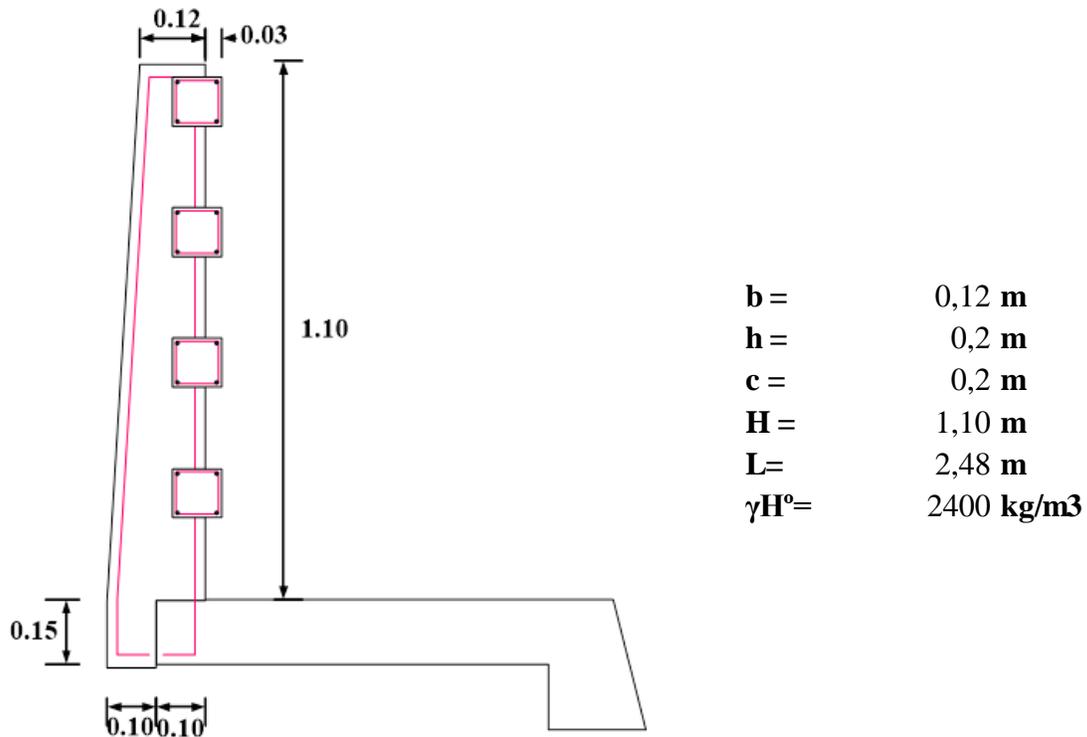


FIGURA 3.7 Diseño del poste

Fuente: Elaboración propia

Donde:

b = lado menor del poste (m)

h = Ancho del poste (m)

c = lado mayor del poste (m)

H = altura total del poste

L= Distancia entre postes (m)

γ_H = Peso específico del hormigón (Kg/m³)

Esquema del poste.

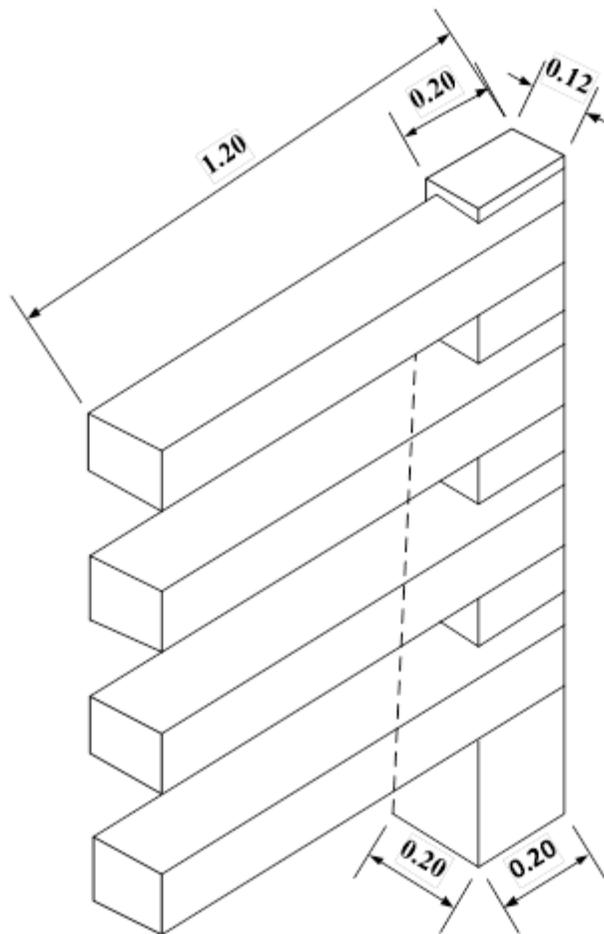


FIGURA 3.8 Esquema del poste

Fuente: Elaboración propia

a) Diseño a flexión.-

Cargas que actúan sobre los pasamanos.

Cargas, brazos sobre el punto "A".

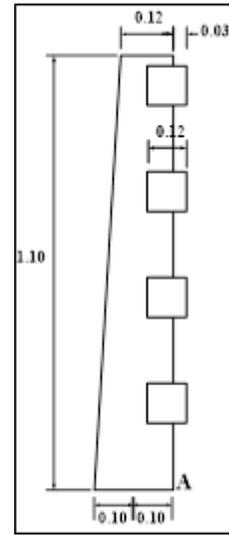
Peso propio poste.

$$P1 = \gamma H^{\circ} * b * h * H \quad DC1= 63,36 \quad \text{kg}$$

$$\text{Brazo1} = 0,06 \quad \text{m}$$

$$P2 = \frac{\gamma H^{\circ} * (c - b) * h * H}{2} \quad DC2= 21,12 \quad \text{kg}$$

$$\text{Brazo2} = 0,147 \quad \text{m}$$



Donde:

DC1= Carga en el poste debido al peso propio

DC2= Carga en el poste debido al peso propio

Peso propio pasamanos.

Datos:

$$h1 = 0,12 \quad \text{m}$$

$$b1 = 0,12 \quad \text{m}$$

$$L = 1,2 \quad \text{m}$$

$$P3 = 4 * \gamma H^{\circ} * b1 * h1 * L \quad DC3 = 171,42 \quad \text{Kg}$$

$$\text{Brazo3} = 0,03 \quad \text{m}$$

Donde:

P3= Carga en el poste debido a los pasamanos

b1 = Ancho de la sección pasamanos

h1 = Altura de la sección pasamanos

L= Distancia entre postes (m)

Sobrecargas de uso.

$$\begin{array}{llll} \mathbf{PL1} = & 0,73 & \mathbf{KN/m} & \mathbf{PL1} = 73,000 \quad \mathbf{Kg/m} \\ \mathbf{PL2} = & 0,89 & \mathbf{KN} & \mathbf{PL2} = 89,000 \quad \mathbf{Kg} \end{array}$$

Dónde:

PL1 = Carga distribuida en el pasamanos debido a la carga viva (AASHTO 04).

PL2 = Carga puntual en el pasamanos su ubicación dependerá del análisis que se está haciendo ya sea a flexión o corte (AASHTO 04).

Carga actuante en el poste.

$$\begin{array}{ll} \mathbf{PL} = \mathbf{PL1} + \mathbf{PL2} * \mathbf{L} & \mathbf{PL} = 270,040 \quad \mathbf{Kg} \\ \mathbf{Brazo4} = & 1,02 \quad \mathbf{m} \end{array}$$

Cargas de diseño.

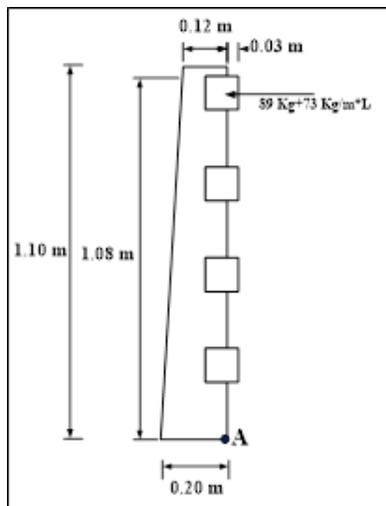


FIGURA 3.9 Carga de diseño

Fuente: Elaboración propia

Momento máximo debido a peso propio.

$$\mathbf{M_{DC1}} = \mathbf{DC1} * \mathbf{Brazo 1} \qquad \mathbf{M_{DC 1}} = 3,80 \quad \mathbf{kg.m}$$

$$\mathbf{M_{DC2}} = \mathbf{DC2} * \mathbf{Brazo 2} \qquad \mathbf{M_{DC 2}} = 3,10 \quad \mathbf{kg.m}$$

$$\mathbf{M_{DC3}} = \mathbf{DC3} * \mathbf{Brazo 3} \qquad \mathbf{M_{DC 3}} = 5,14 \quad \mathbf{kg.m}$$

$$\mathbf{M_{DC}} = \mathbf{M_{DC1}} + \mathbf{M_{DC2}} + \mathbf{M_{DC3}} \qquad \mathbf{M_{DC}} = 12,04 \quad \mathbf{kg.m}$$

Momento máximo debido a cargas vivas.

$$M_{PL} = PL \cdot \text{Brazo 4} \quad M_{PL} = 275,44 \quad \text{kg.m}$$

Momento de diseño.

$$Mu = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{PL} \quad Mu = 497,07 \quad \text{kg.m}$$
$$Mu = 49707,36 \quad \text{kg.cm}$$

1,25 coeficientes de mayoración peso propio

1,75 coeficientes de mayoración carga viva

Reacciones en el extremo del poste.

$$M_{DC_{\text{poste}}} = 12,042 \quad \text{kg,m}$$
$$M_{PL_{\text{poste}}} = 275,44 \quad \text{kg,m}$$
$$V_{PL_{\text{poste}}} = PL = 270,040 \quad \text{Kg}$$
$$N_{DC1_{\text{poste}}} = 63,36 \quad \text{kg}$$
$$N_{DC2_{\text{poste}}} = 21,12 \quad \text{kg}$$
$$N_{DC3_{\text{poste}}} = 171,4176 \quad \text{kg}$$

Mayoradas

$$M_{\text{poste}} = Mu = 497,074 \quad \text{kg,m} \quad \text{coeficientes de mayoración 1,25 y 1,75}$$
$$V_{PL_{\text{poste}}} = Vu = 472,570 \quad \text{Kg} \quad \text{coeficientes de mayoración 1,75 carga viva}$$
$$N_{DC_{\text{poste}}} = Nu = 319,872 \quad \text{kg} \quad \text{coeficientes de mayoración 1,25 peso propio}$$

Cálculo de armadura en poste.

$$Mu = 49707,36 \quad \text{kg.cm}$$
$$f'c = 210 \quad \text{Kg/cm}^2$$
$$fy = 4200 \quad \text{Kg/cm}^2$$
$$h = 12 \quad \text{cm}$$
$$b = 20 \quad \text{cm}$$
$$r = 2 \quad \text{cm}$$
$$\phi = 10 \quad \text{mm}$$

Donde:

Mu= Momento último

f'c= Resistencia característica del hormigón

fy= Resistencia característica del Acero

b = Altura de la sección

h = Ancho de la sección
r = Recubrimiento mínimo
φ = Diámetro del acero (adop)

Altura útil.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 17,50 \quad \text{cm}$$

Altura del bloque de compresiones.

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 0,908 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria.

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy} \quad As = 0,7714 \quad \text{cm}^2$$

Armadura mínima.

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad As \text{ min} = 1,1550 \quad \text{cm}^2$$

Donde:

ρmin= cuantía mínima (0,0033) para un acero fy=4200 Kg/cm²

Armadura máxima.

$$Es = 2050000 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\xi_c = 0,003$$

Donde:

Es = módulo de elasticidad del acero
ξc = deformación del hormigón

Cuantía balanceada.

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{\xi c}{\xi c + \frac{fy}{Es}} \quad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima.

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima.

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad As_{m\acute{a}x.} = 5,615 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \leq As_{nec} \leq As_{max}$$

Como la armadura necesaria esta entre la mínima y la máxima se diseñara con la necesaria.

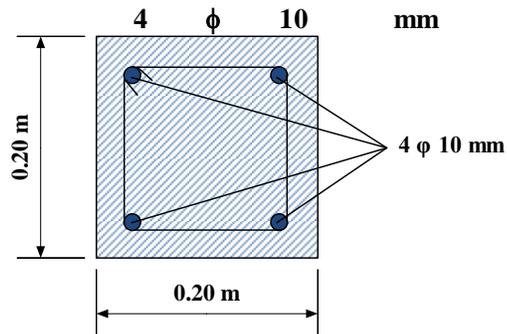
$$As_{min} = 1,155 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{Barras} = 1,5$$
$$N^{\circ} \text{Barras} = 2$$

Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte opuesta del mismo diámetro.

Finalmente usar:



b) Diseño a corte

Datos:

$$\begin{aligned}h &= 12 \quad \text{cm} \\b &= 20 \quad \text{cm} \\H &= 1,1 \quad \text{m} \\\gamma_H &= 2400 \quad \text{kg/m}^3\end{aligned}$$

Dónde:

$$\begin{aligned}h &= \text{lado menor del poste (m)} \\b &= \text{Ancho del poste (m)} \\H &= \text{altura total del poste} \\\gamma_H &= \text{Peso específico del hormigón}\end{aligned}$$

Cortante máximo debido peso propio.

$$V_{DC} = 0,000 \quad \text{kg}$$

Cortante máximo debido a la carga viva o sobrecarga.

$$V_{PL} = 270,040 \quad \text{kg}$$

Cortante de diseño.

$$V_u = 1,25.V_{DC} + 1,75.V_{CV} \quad V_u = 472,570 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo Cortante unitario.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \quad v_u = 1,500 \quad \text{kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte.

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad V_c = 2688,150 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo Cortante del concreto unitario.

$$v_c = \frac{V_c}{b \cdot d} \quad v_c = 7,680 \quad \text{kg/m}^2$$

$$v_u \leq v_c$$

No necesita armadura de corte pero se debe colocar una armadura mínima.

$$v_u \leq \frac{v_c}{2}$$

$$1,50 \leq 3,84$$

Vu=	472,570	kg
f'c =	210	kg/cm²
fy =	4200	kg/cm²
h=	12	cm
b=	20	cm
d=	17,500	cm
r =	2	cm
S=	25	cm

Donde:

- Vu=** cortante ultimo
- f'c=** Resistencia característica del hormigón
- fy=** Resistencia característica del Acero
- b =** Altura de la sección
- b=** Ancho de la sección
- r =** recubrimiento
- d=** Altura útil
- S=** espaciamiento entre barras

Armadura mínima.

$$A_{v_{min}} = 3,5 \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{v_{min}} = 0,417 \quad \text{cm}^2$$

$$A_v = \frac{A_{v_{min}}}{2} \quad A_v = 0,2083333 \quad \text{cm}^2$$

$$\phi = 0,52 \quad \text{cm}$$

Finalmente usar:

asumimos ϕ : **6 mm C/ 25 mm**

Resumen de armado:

PASAMANOS

As. De Flexión	Usamos 2 ϕ 8 mm en ambos extremos del pasamanos
As. De corte	Usamos ϕ 6 mm c / 25 cm en ambos extremos del pasamanos

POSTES

As. De Flexión	Usamos 2 ϕ 10 mm en ambos extremos del postes
As. De corte	Usamos ϕ 6 mm c / 25 cm en ambos extremos del poste

3.5.6 Diseño de la acera

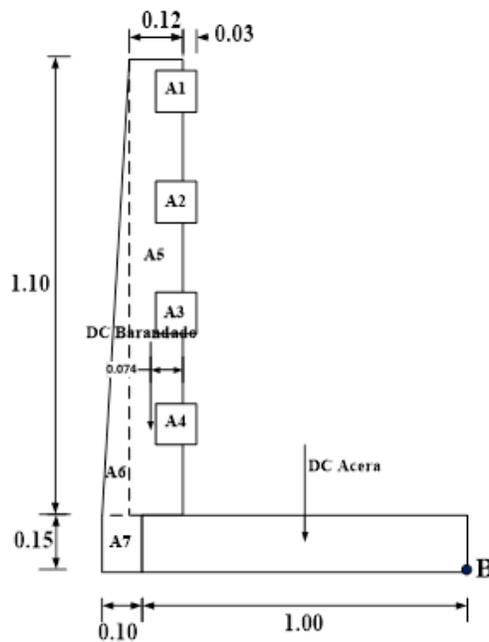


FIGURA 3.10 Esquema de la acera

Fuente: Elaboración propia

A1=	144	cm ²	$A_t * \bar{X} = A_i * X_i$
A2=	144	cm ²	
A3=	144	cm ²	Xc= 7,4 cm
A4=	144	cm ²	

$$\begin{aligned}
 A5 &= 1320 \text{ cm}^2 \\
 A6 &= 440 \text{ cm}^2 \\
 A7 &= 150 \text{ cm}^2 \\
 A_t &= 2486 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Ancho de faja para la acera

TABLA 3.1 Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRAFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	$1140 + 0.833 \cdot X$

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$\begin{aligned}
 X &= 600 \text{ mm} \\
 E &= 1639,8 \text{ mm} \quad 1,64 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

El factor de presencia múltiple es:

$$m = 1,2 \quad \text{Para un carril cargado}$$

3.5.6.1 Caso I (sobrecarga peatonal en aceras) solicitudes de diseño

Datos:

$$\begin{aligned}
 h_{\text{acera}} &= 0,15 \text{ m} \\
 b_{\text{acera}} &= 1 \text{ m} \\
 L &= 2,48 \text{ m} \\
 DC_{\text{baranda}} &= 485 \text{ Kg} \quad \text{brazo 1} \quad 0,974 \text{ m} \\
 PL_{\text{peatón}} &= 360 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{brazo 2} \quad 0,5 \text{ m} \\
 LS_{\text{baranda}} &= 240,84 \text{ Kg} \quad \text{brazo 3} \quad 1,17 \text{ m} \\
 DC_{\text{Acera}} &= 360 \text{ Kg} \quad \text{brazo 4} \quad 0,5 \text{ m} \\
 \gamma H^0 &= 2400 \text{ Kg/m}^3
 \end{aligned}$$

Donde:

$$\begin{aligned}
 h_{\text{acera}} &= \text{Alto de acera (m)} \\
 b_{\text{acera}} &= \text{Ancho de acera (m)} \\
 L &= \text{Distancia entre postes (m)}
 \end{aligned}$$

- CD** baranda= Peso propio del barandado
- PL** peatón = Carga peatonal (AASHTO 04)
- LS** baranda= Sobre carga de uso (AASHTO 04)
- DC** Acera= Peso propio de acera
- γH^o = Peso específico del hormigón (kg/m3)

Esquema de carga de la acera y bordillo (caso I)

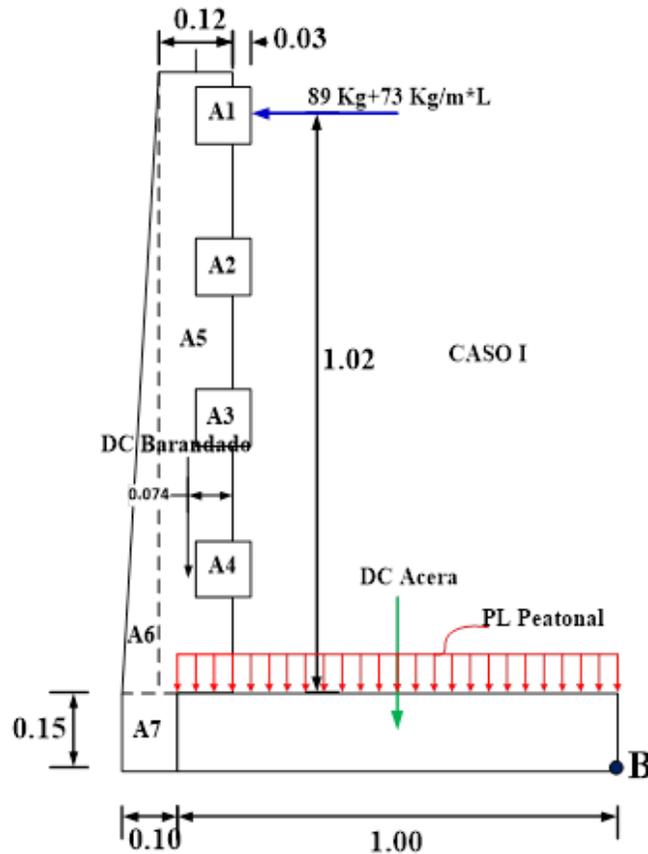


Figura 3.11 Esquema de la acera en caso I

Fuente: Elaboración propia

Calculo de momentos:

Calculo de momentos por peso propio.

$M_{DC\text{baranda}} = 472,7 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$M_{DC\text{acera}} = 180,0 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Momento total por carga muerta.

$M_{DC} = 652,7 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Calculo de momentos por carga viva.

$$M_{LS\text{baranda}} = 281,8 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{PL\text{peatón}} = 180,0 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Momento total por carga viva.

$$M_{CV} = M_{PL} + M_{LS}$$

$$M_{CV} = 461,8 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Momento de diseño:

$$M_u = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{CV}$$

$$M_u = 1623,97 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 162397,17 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

3.5.6.2 Caso II (carga accidental de rueda en acera) solicitudes de diseño:

Datos:

$h_{\text{acera}} =$	0,15	m		
$b_{\text{acera}} =$	1	m		
$L =$	2	m		
$DC_{\text{baranda}} =$	485	Kg	brazo 1	0,974 m
$LL_{\text{vehicular}} =$	1750	Kg	brazo 2	0,6 m
$DC_{\text{Acera}} =$	360	Kg	brazo 3	0,5 m
$\gamma_H =$	2400	Kg/m ³		

Donde:

h_{acera} = Alto de acera (m)

b_{acera} = Ancho de acera (m)

L = Distancia entre postes (m)

DC_{baranda} = Peso propio del barandado

$LL_{\text{vehicular}}$ = Carga vehicular del eje delantero 3500 Kg. por rueda 1750 Kg.
(AASHTO 04)

LS_{baranda} = Sobre carga de uso (AASHTO 04)

DC_{Acera} = Peso propio de acera

γ_H = Peso específico del hormigón (kg/m³)

Esquema de carga de la acera (Caso II)

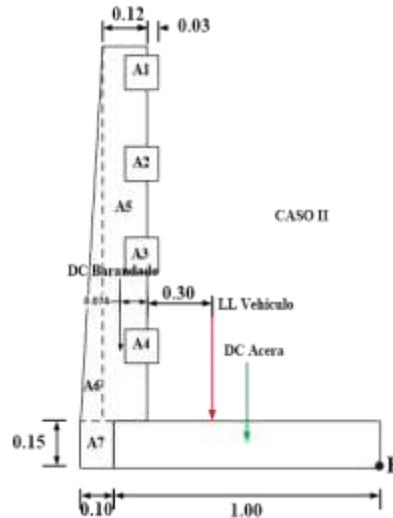


FIGURA 3.12 Esquema de la acera en caso II

Fuente: Elaboración propia

3.5.6.3 Cálculo de momentos:

Cálculo de momentos por peso propio.

$$\begin{aligned} M_{DC\text{baranda}} &= 472,7 \quad \text{Kg*m} \\ M_{DC\text{acera}} &= 180,0 \quad \text{Kg*m} \end{aligned}$$

Momento total por carga muerta.

$$M_{DC} = 652,7 \quad \text{Kg*m}$$

Calculo de momentos por carga viva.

$$M_{LL\text{vehículo}} = 1050,0 \quad \text{Kg*m}$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja al momento vehicular y multiplicamos por el factor de presencia múltiple.

$$M_{LL} = \frac{m \cdot M_{LL\text{vehicular}}}{E}$$

$$M_{LL} = 768,4 \quad \text{Kg*m}$$

$$M_{IM} = 253,6 \quad \text{Kg*m} \quad \text{Incremento por carga dinámica 33\%}$$

Momento total por carga viva.

$$M_{CV} = M_{LL} + M_{IM}$$

$$M_{CV} = 1022,0 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Momento de diseño:

$$M_u = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{CV}$$

$$M_u = 2604,27 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 260427,11 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Cálculo de armadura en acero:

$M_u(\text{kg}\cdot\text{cm}) = 260427,11$ momento último

$f'_c(\text{Kg}/\text{cm}^2) = 210$ resistencia especificada a la compresión del concreto

$f_y(\text{Kg}/\text{cm}^2) = 4200$ resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

$h(\text{cm}) = 15$ altura de la sección

$b(\text{cm}) = 100$ ancho de la sección

$r(\text{cm}) = 2,5$ recubrimiento mínimo

$\phi_v(\text{mm}) = 12$ diámetro de barilla del acero (adop)

Altura útil.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 12,000 \text{ cm}$$

Altura del bloque compresiones.

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 1,45 \text{ cm}$$

Armadura necesaria.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 6,17 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \quad A_{s \min} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Donde:

ρ_{min} = cuantía mínima (0,0018) para una losa, para un acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima.

$$E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_c = 0,003$$

Donde:

E_s = módulo de elasticidad del acero

ξ_c = deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} \quad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima.

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima.

$$A_s \text{ max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad A_s \text{ max} = 18,90 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} \leq A_s \text{ nec} \leq A_s \text{ max}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima se diseñara con la necesaria.

$$A_s \text{ nec} = 6,17 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^\circ \text{ Barras} = \frac{A_s \text{ nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^\circ \text{ Barras} = 5,5$$

$$N^\circ \text{ Barras} = 6$$

Finalmente usar:

$$\phi \quad 12 \text{ mm} \quad \text{c/ 20 cm por metro}$$

3.5.6.4 Armadura de distribución

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{Lc}} \cdot 100 \leq 67 \%$$

Lc = Luz de cálculo de la losa en metros.

$$D = 86,27 \%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$As_{\text{distribución}} = 4,13 \text{ cm}^2$$

Asumimos un diámetro de:

$$\phi \text{v}(\text{mm}) = 10 \quad \text{diámetro de barilla del acero (adop)}$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{As_{\text{dis}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Barras} = 5,3$$
$$N^{\circ} \text{ Barras} = 6$$

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 10 \text{ mm} \quad \text{c/ 20 cm por metro}$$

Resumen de armado:

ACERA

As. De Flexión	Usamos ϕ 12 mm c / 20 cm por metro de acera
As. De Distribución	Usamos ϕ 10 mm c / 20 cm por metro de acera

3.5.7 Diseño del bordillo.-

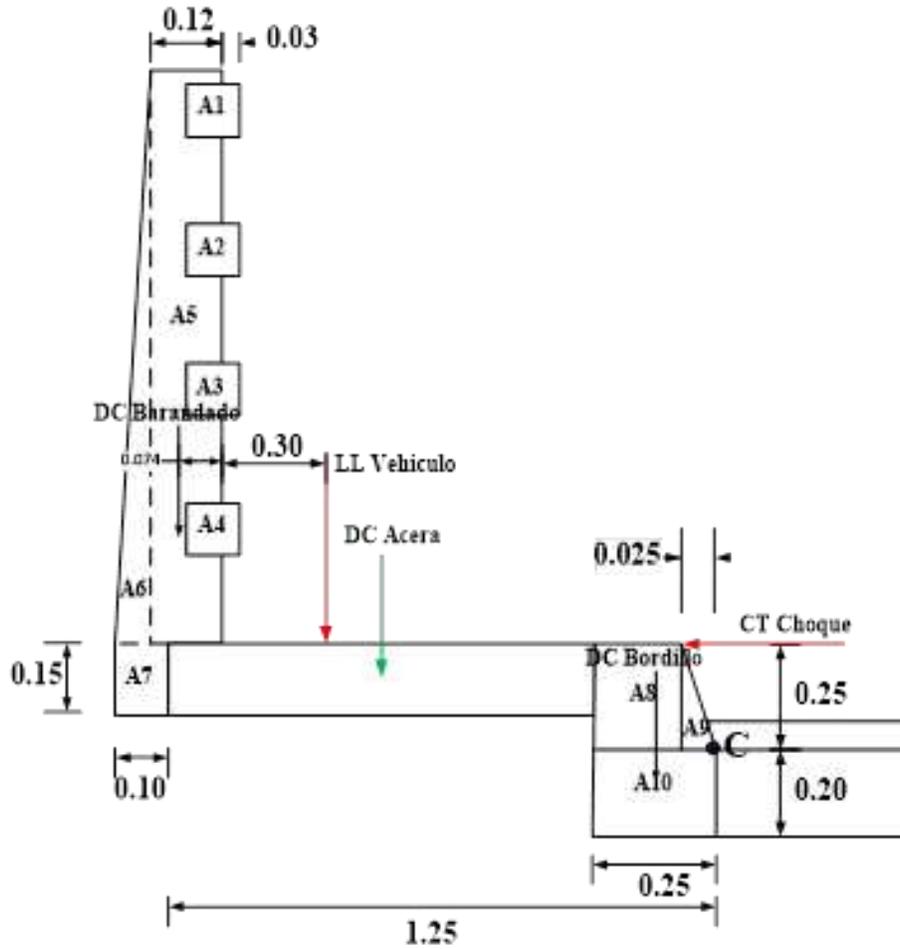


FIGURA 3.13 Esquema del bordillo

Fuente: Elaboración propia

Área del Poste:

A1=	144	cm²	$A_t * \bar{X} = A_i * X_i$
A2=	144	cm²	
A3=	144	cm²	Xc= 7,4 cm
A4=	144	cm²	
A5=	1320	cm²	
A6=	440	cm²	
A7=	150	cm²	A_t= 2486 cm²

Área del bordillo:

$$\begin{aligned} A_8 &= 675 \text{ cm}^2 & At * X &= Ai * Xi \\ A_9 &= 37,5 \text{ cm}^2 \\ A_{10} &= 500 \text{ cm}^2 & X_c &= 12,59 \text{ cm} \\ & & A_t &= 1212,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$\begin{aligned} X &= 850 \text{ mm.} \\ E &= 1848,05 \text{ mm.} & & 1,85 \text{ m.} \end{aligned}$$

El factor de presencia múltiple es:

$$m = 1,2 \quad \text{Para un carril cargado}$$

Solicitaciones de diseño:

Datos:

$$\begin{aligned} h_{\text{acera}} &= 0,15 \text{ m} \\ b_{\text{acera}} &= 1 \text{ m} \\ L &= 2,48 \text{ m} \\ DC_{\text{baranda}} &= 485 \text{ Kg} & \text{brazo 1} &= 1,224 \text{ m} \\ LL_{\text{vehicular}} &= 1750,00 \text{ Kg/m}^2 & \text{brazo 2} &= 0,85 \text{ m} \\ DC_{\text{Acera}} &= 360 \text{ Kg} & \text{brazo 3} &= 0,75 \text{ m} \\ DC_{\text{Bordillo}} &= 291 \text{ Kg} & \text{brazo 4} &= 0,1259 \text{ m} \\ CT_{\text{choque}} &= 750 \text{ Kg} & \text{brazo 5} &= 0,25 \text{ m} \\ \gamma H^o &= 2400 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Donde:

$$\begin{aligned} h_{\text{acera}} &= \text{Alto de acera (m)} \\ b_{\text{acera}} &= \text{Ancho de acera (m)} \\ L &= \text{Distancia entre postes (m)} \\ CD_{\text{baranda}} &= \text{Peso propio del barandado} \\ LL_{\text{vehicular}} &= \text{Carga vehicular del eje delantero 3500 Kg. por rueda 1750 Kg.} \\ & \quad (\text{AASHTO 04}) \end{aligned}$$

LS baranda= Sobre carga de uso (AASHTO 04)

DC Acera= Peso propio de acera

CT choque= Carga ocasionada por choque lateral de un vehículo en el bordillo 750 Kg

γH^o = Peso específico del hormigón (kg/m³)

3.5.7.1 Cálculo de momentos:

Cálculo de momentos por peso propio.

$$M_{DCbaranda} = 594,0 \quad \mathbf{Kg*m}$$

$$M_{DCacera} = 270,0 \quad \mathbf{Kg*m}$$

$$DC \text{ Bordillo} = 36,6 \quad \mathbf{Kg*m}$$

Momento total por carga muerta

$$M_{DC} = 900,64 \quad \mathbf{Kg*m}$$

Cálculo de momentos por carga viva.

$$M_{CTchoque} = 187,5 \quad \mathbf{Kg*m}$$

$$M_{LLvehículo} = 1487,5 \quad \mathbf{Kg*m}$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja al momento vehicular y multiplicamos por el factor de presencia múltiple.

$$M_{LL} = \frac{m \cdot M_{LLvehicular}}{E}$$

$$M_{LL} = 965,9 \quad \mathbf{Kg*m}$$

$$M_{IM} = 318,7 \quad \mathbf{Kg*m} \quad \text{Incremento por carga dinámica 33\%}$$

Momento total por carga viva.

$$M_{CV} = M_{CTchoque} + M_{LL} + M_{IM}$$

$$M_{cv} = 1472,1 \quad \mathbf{Kg*m}$$

Momento de diseño:

$$Mu = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{CV}$$

$$Mu = 3702,02 \text{ kg.m}$$

$$Mu = 370202,15 \text{ kg.cm}$$

3.5.7.2 Cálculo de cortantes

Cálculo de cortantes por peso propio.

$$V_{DC\text{baranda}} = 485,2992 \text{ Kg}$$

$$V_{DC\text{acera}} = 360 \text{ Kg}$$

$$V_{DC\text{Bordillo}} = 291,0 \text{ Kg}$$

Cortante total por carga muerta.

$$V_{DC} = 1136,3 \text{ Kg}$$

Cálculo de cortante por carga viva.

$$V_{LL\text{vehículo}} = 1750,0 \text{ Kg}$$

Cortante última:

$$Vu = 1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LL}$$

$$Vu = 4482,874 \text{ Kg}$$

Cálculo de Normales:

$$N_{CT\text{ impacto}} = 750 \text{ Kg}$$

Normal última:

$$Nu = 1,25 \cdot N_{DC} + 1,75 \cdot N_{LL}$$

$$Nu = 1312,5 \text{ Kg}$$

Resultantes para la acera y el bordillo:

$$Mu = 3702,02 \text{ Kg*m}$$

$$Vu = 4482,874 \text{ Kg}$$

$$Nu = 1312,5 \text{ Kg}$$

Verificación a corte:

La resistencia al corte mayorada, V_r , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi \cdot V_n$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte especificada en el Artículo 5.8.3.3 (Kg)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

$$V_u > 0,5 \cdot \phi \cdot (V_c + V_p)$$

V_u = fuerza de corte mayorada (Kg)

V_c = resistencia nominal al corte del hormigón (Kg)

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte (Kg)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

En este elemento (bordillo) no existe la fuerza de pretensado por lo que se tomara $V_p = 0$

Calculando V_c :

$$V_c = 0,53 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_v \cdot d_v$$

V_u =	1312,5	Kg
f_c =	210	Kg
b_v =	25	cm
d_v =	0,72h	
h =	50	cm
$0,72h$ =	36	cm
B =	2	...

Según lo especificado en AASHTO 5,8,3,4 para alturas menores a 400 mm.

$$V_c = 13824,77 \quad \mathbf{Kg}$$

Realizando la comprobación:

$$\begin{array}{rclcl} \mathbf{Vu} & \mathbf{Kg} & < & \mathbf{0,5*\Phi*Vc} & \mathbf{kg} \\ 1312,5 & \mathbf{Kg} & < & 6221,15 & \mathbf{kg} \end{array}$$

No Necesita armadura de corte

Por lo tanto diseñaremos los estribos con armadura mínima. Teniendo el antecedente que la armadura de corte del bordillo es una prolongación de la armadura longitudinal de la acera.

Datos:

$$\begin{array}{rcl} \mathbf{Vu=} & 1312,500 & \mathbf{Kg} \\ \mathbf{f'c=} & 210 & \mathbf{kg/cm^2} \\ \mathbf{fy=} & 4200 & \mathbf{kg/cm^2} \\ \mathbf{h=} & 50 & \mathbf{cm} \\ \mathbf{b=} & 25 & \mathbf{cm} \\ \mathbf{d=} & 47,5 & \mathbf{cm} \\ \mathbf{r=} & 2,5 & \mathbf{cm} \\ \mathbf{S=} & 20 & \mathbf{cm} \end{array}$$

Donde:

Vu= cortante ultimo

f'c= resistencia especificada a la compresión del concreto

fy= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h= altura de la sección

b= ancho de la sección

r= recubrimiento

d= Altura útil

S= espaciamiento entre barras

Vc = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

Vs = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

φ = Factor de Reducción de resistencia = 0.9 AASHTO 04

Armadura mínima

$$Av_{min} = 3,5 \cdot \frac{b \cdot S}{fy}$$

$$Av_{min} = 0,4166667 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0,73 \text{ cm}$$

Entonces: asumimos: **12 mm** Diámetro utilizado en la armadura longitudinal de la acera

$$Av_{min} = 1,131 \text{ cm}^2 \quad \text{p/una pierna} \quad 0,565 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 12 \quad \text{mm} \quad \text{c/ 20} \quad \text{cm por metro}$$

3.5.7.3 Armadura longitudinal del bordillo.-

Como la dirección principal de armadura de la acera es transversal al tráfico del puente, no será necesario hacer un cálculo de la armadura longitudinal del bordillo.

* Entonces por necesidades constructivas se dispondrá una armadura mínima:

Datos:

f'c(Kg/cm2)=	210	resistencia especificada a la compresión del concreto
fy(Kg/cm2)=	4200	resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
h(cm)=	50	altura de la sección
b(cm)=	25	ancho de la sección
r(cm)=	2,5	recubrimiento mínimo
φv(mm)=	16	diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil:

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 46,700 \text{ cm}$$

Armadura mínima:

$$A_s \min = \rho \min . b . d \quad A_s \min = 3,85 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$\rho \min$ = cuantía mínima (0,0033) para un acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

ϕ_v (mm) = 16 diámetro de varilla del acero (adop)

Número de barras:

$$N^\circ \text{ Barras} = \frac{A_s \min}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^\circ \text{ Barras} = 1,9$$
$$N^\circ \text{ Barras} = 2$$

Por razones contractivas colocaremos 2 barras del mismo diámetro en la parte superior de la viga.

Finalmente usar:

4 ϕ 16 mm

Resumen de armado:

BORDILLO

As. De Corte	Usamos ϕ 10 mm c / 20 cm por metro del bordillo
As. Longitudinal	Usamos 2 ϕ 16 mm en ambos extremos dd el bordillo

3.5.8 Diseño de las losas del puente.-

3.5.8.1 Análisis de la losa interna.-

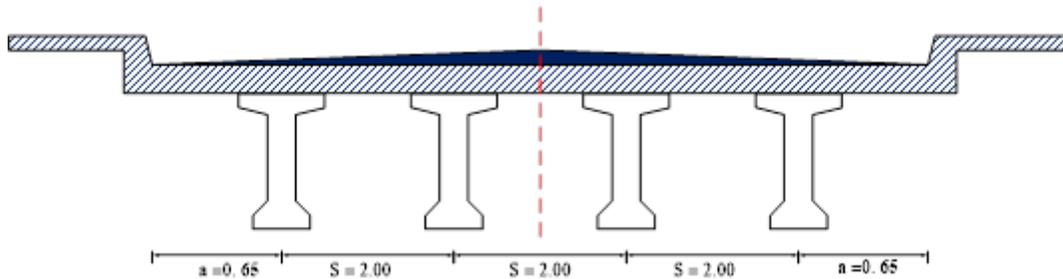


FIGURA 3.14 Esquema de la losa interior

Fuente: Elaboración propia

Debemos encontrar los máximos momentos positivos y negativos que actúan en la sección transversal de la losa.

a) Anchos de faja para la losa interior.

TABLA 3.2 Fajas equivalentes para losas interiores

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRAFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ 	Vuelo	$1140 + 0.833 \cdot X$
	Paralelo o perpendicular	$+M: 660 + 0.55 \cdot S$ $-M: 1220 + 0.25 \cdot S$

$$S = 2000 \text{ mm}$$

Ancho de faja para momento positivo:

$$E_{+} = 1760 \text{ mm} \quad 1,76 \text{ m}$$

Ancho de faja para momento negativo:

$$E = 1720 \text{ mm} \quad 1,72 \text{ m}$$

Los factores de presencia múltiple son:

$$m = 1,2 \quad \text{Para un carril cargado}$$

$$m = 1 \quad \text{Para dos carriles cargados}$$

b) Calculo de los momentos actuantes sobre la losa

* Cargas muertas

Para determinar los momentos se carga la losa como una viga continua de tres tramos en el programa computacional SAP 2000.14.

Losa:

$$\begin{array}{l} h = 0,2 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m} \\ \gamma_{H^o} = 2400 \text{ Kg/m}^3 \end{array} \quad \begin{array}{l} DC_{losa} = b \cdot h \cdot \gamma_{H^o} \\ DC_{losa} = 480 \text{ Kg/m} \end{array}$$

Rodadura:

$$\begin{array}{l} h = 0,05 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m} \\ \gamma_{asfalto} = 2200 \text{ Kg/m}^3 \end{array} \quad \begin{array}{l} DW_{rodadura} = b \cdot h \cdot \gamma_{asfalto} \\ DW_{rodadura} = 110 \text{ Kg/m} \end{array}$$

Carga muerta de la losa

$$DC1 = DC_{losa} + DW_{Rodadura}$$

$$DC1 = 590 \text{ Kg/m}$$

Cargas puntuales sobre la losa exterior debido a la carga muerta del barandado, acera y bordillo.

Datos:

DC baranda= 485,30 Kg
DC Acera= 360 Kg
DC Bordillo= 219 Kg

Obteniendo la carga PDC2:

$$P_{DC2} = P_{DC\ bar} + P_{DC\ acera} + P_{DC\ bor}$$

$$P_{DC2} = 1064,30 \text{ Kg}$$

Diagrama de las cargas muertas

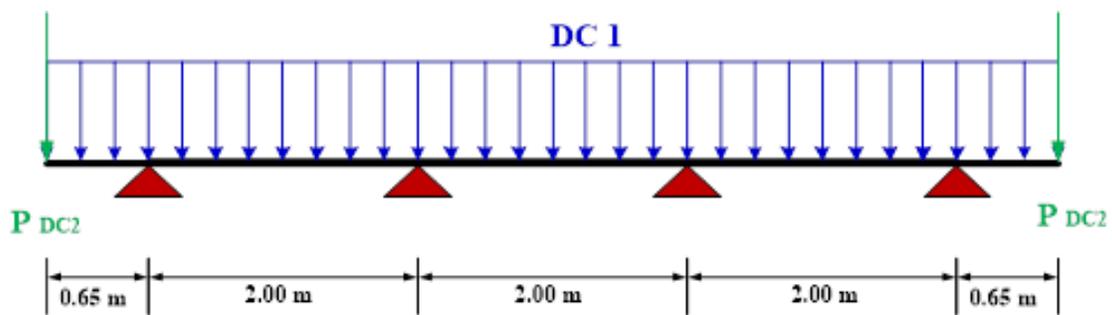


FIGURA 3.15 Diagrama de cargas muertas

Fuente: Elaboración propia

Cargando la sección transversal con las DC1, PDC2 se obtiene el siguiente diagrama según programa computacional SAP 2000.14.

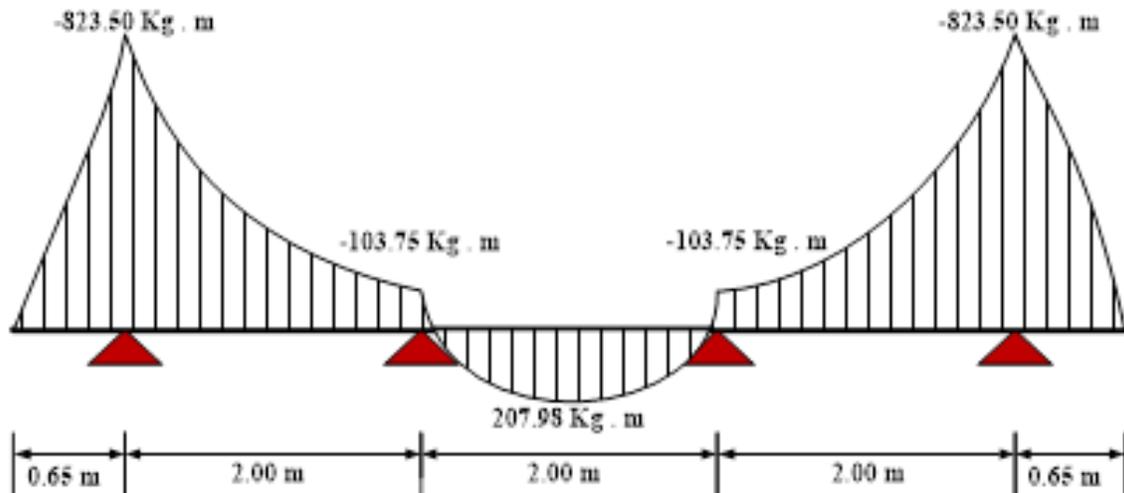


FIGURA 3.16 Diagrama de momento debido a las cargas muertas

Fuente: Elaboración propia

Momentos por carga muerta:

$$M_{DCmax(+)} = 207,98 \quad \text{Kg.m}$$

$$M_{DCmax(-)} = -823,50 \quad \text{Kg.m}$$

*** Cargas vivas**

Para determinar los momentos se cargara la losa como una viga continua de tres tramos en el programa computacional SAP 2000 con las siguientes cargas:

Se cargara la losa con dos hipótesis para hallar en momento máximo positivo y negativo.

Hipótesis 1 (Momento máximo positivo)

La ubicación crítica para un máximo momento positivo por carga viva esta a 0,4 L del primer soporte exterior de la losa interna.

$$0,4 \cdot L = 0,8 \quad \text{m}$$

Posición del camión tipo para generar momento máximo positivo para un carril cargado:

Donde:

$$\begin{aligned}
 P &= 7250,0 \quad \text{Kg} \\
 m &= 1,2 \\
 E &= 1,8 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

$$W = \frac{m \cdot P}{E}$$

$$W = 4943,2 \quad \text{Kg}$$

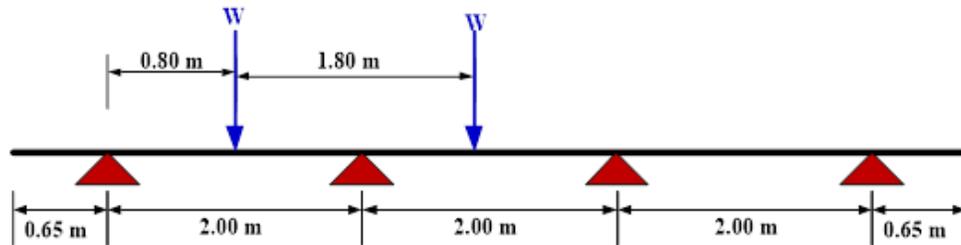


FIGURA 3.17 Diagrama de la posición del camión de diseño con un carril cargado

Fuente: Elaboración propia

Cargando al programa computacional SAP 2000 se tiene el siguiente diagrama:

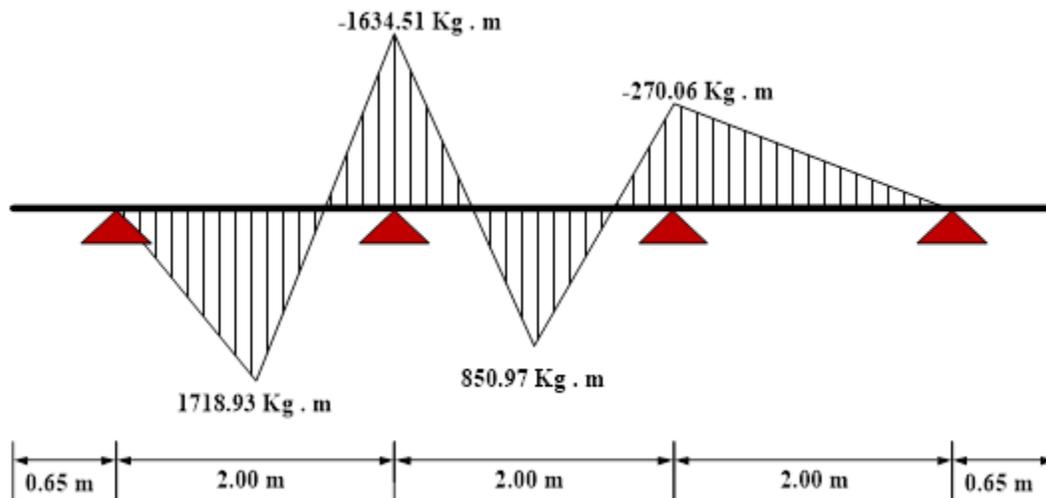


FIGURA 3.18 Diagrama de momento positivo debido a las carga de camión en un carril cargado

Fuente: Elaboración propia

Momentos por carga viva:

$$M_{LL_{max} 1 (+)} = 1718,93 \quad \text{Kg.m}$$

Posición del camión tipo para generar momento máximo positivo para dos carriles cargados:

Donde:

$$P= 7250,0 \quad \text{Kg}$$

$$m= 1,0$$

$$E= 1,8 \quad \text{m}$$

$$W = \frac{m \cdot P}{E}$$

$$W= 4119,32 \quad \text{Kg}$$

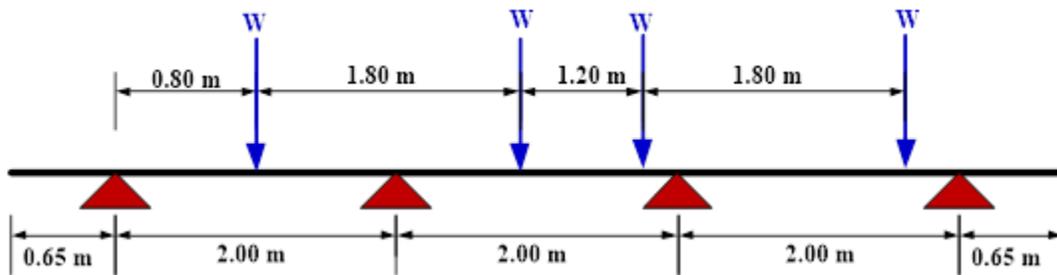


FIGURA 3.19 Diagrama de la posición del camión de diseño con dos carriles cargados

Fuente: Elaboración propia

Cargando al programa computacional SAP 2000 se tiene el siguiente diagrama:

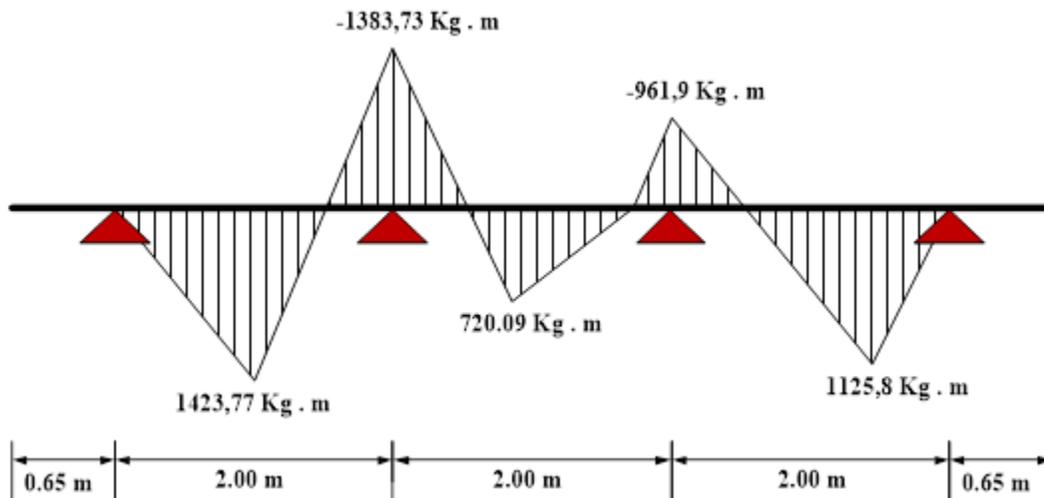


FIGURA 3.20 Diagrama de momento positivo debido a las carga de camión en dos carriles cargados

Fuente: Elaboración propia

Momentos por carga viva:

$$M_{LLmax\ 2\ (+)} = 1423,77 \quad \mathbf{Kg.m}$$

Se elige el máximo momento positivo por carga viva de las dos posiciones:

$$M_{LLmax\ (+)} = 1718,93 \quad \mathbf{Kg.m}$$

Hipótesis 2 (Momento máximo negativo)

La ubicación crítica para un máximo momento negativo por carga viva esta sobre el primer soporte interior del tablero como se muestra en la figura.

Posición del camión tipo para generar momento máximo positivo para un carril cargado:

Donde:

$$P = 7250,0 \text{ Kg}$$

$$m = 1,2$$

$$E = 1,7 \text{ m}$$

$$W = \frac{m \cdot P}{E}$$

$$W = 5058,14 \text{ Kg}$$

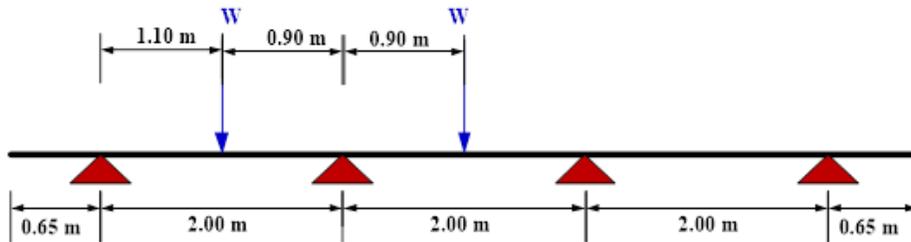


FIGURA 3.21 Diagrama de la posición del camión de diseño para momento negativo

Fuente: Elaboración propia

Cargando al programa computacional SAP 2000 se tienen el siguiente diagrama:

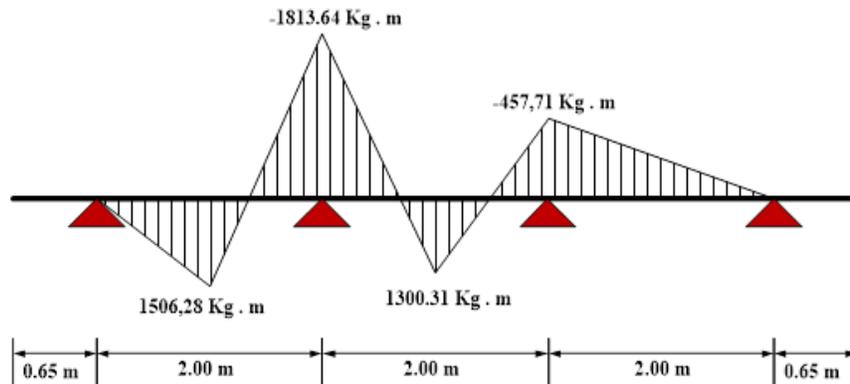


FIGURA 3.22 Diagrama de momento negativo debido a las carga de camión

Fuente: Elaboración propia

Momentos por carga viva:

$$M_{LLmax(-)} = -1813,64 \text{ Kg.m}$$

Resistencia I

Momento máximo positivo

Datos: se usaran los valores de los momentos máximos positivos

$$\begin{aligned} M_{DC\max(+)} &= 207,98 \quad \mathbf{Kg.m} \\ M_{LL\max(+)} &= 1718,93 \quad \mathbf{Kg.m} \\ M_{IM} &= 567,2 \quad \mathbf{Kg.m} \quad \text{incremento por carga dinámica 33\%} \end{aligned}$$

Momento de diseño

$$\begin{aligned} Mu &= 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot (M_{LL} + M_{IM}) & Mu &= 4260,78 \text{ Kg.m} \\ & & Mu &= \mathbf{426078,46 \text{ Kg.cm}} \end{aligned}$$

Momento máximo negativo

Datos: Se usaran los valores de los momentos máximos negativos

$$\begin{aligned} M_{DC\max(-)} &= -823,5 \quad \mathbf{Kg.m} \\ M_{LL\max(-)} &= -1813,64 \quad \mathbf{Kg.m} \\ M_{IM} &= -598,5 \quad \mathbf{Kg.m} \quad \text{incremento por carga dinámica 33\%} \end{aligned}$$

Momento de diseño

$$\begin{aligned} Mu &= 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot (M_{LL} + M_{IM}) & Mu &= -5250,62 \text{ Kg.m} \\ & & Mu &= \mathbf{-525062,21 \text{ Kg.cm}} \end{aligned}$$

3.5.8.2 Análisis de la losa exterior

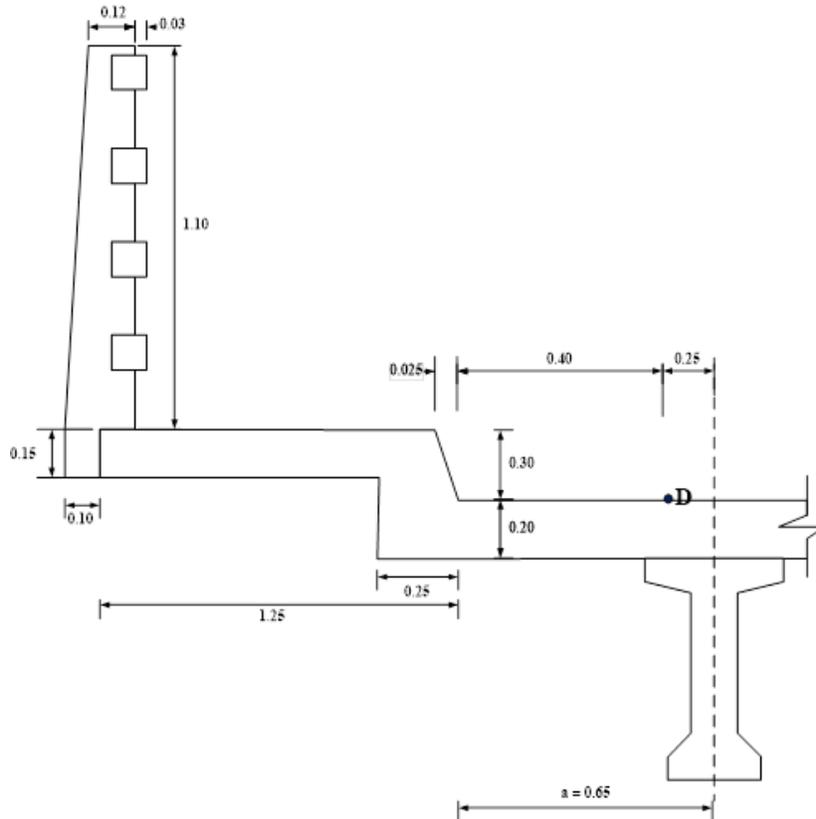


FIGURA 3.23 Diagrama de la losa exterior

Fuente: Elaboración propia

El reglamento AASHTO 2004 recomienda que para el diseño de las losas la línea central de la rueda se suponga a 0.30 m de la cara del bordillo.

Para el cálculo de momento se toma como sección crítica en el punto D.

Para el vuelo del tablero se calcula momentos en el punto D a un tercio de la viga de H^oP^o

Ancho de faja para la losa exterior.-

TABLA 3.3 Fajas equivalentes para losas exteriores

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRAFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	$1140 + 0.833 \cdot X$

a) Hipótesis de carga I

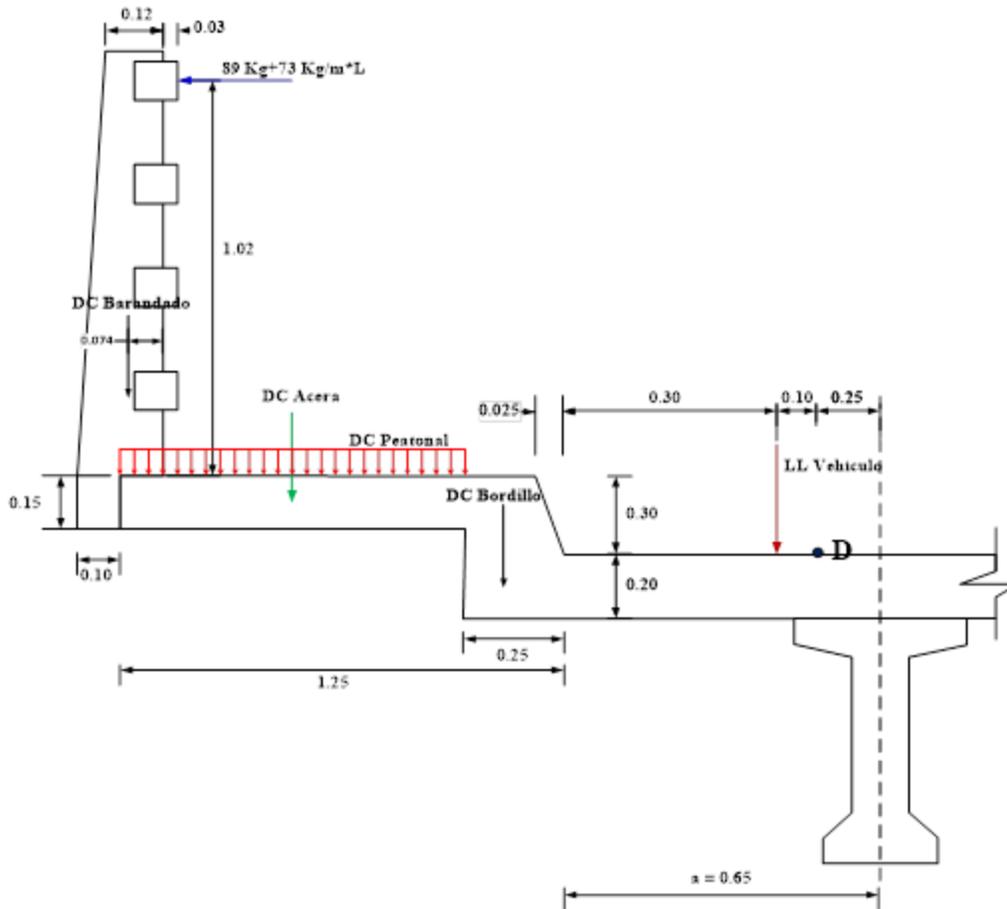


FIGURA 3.24 Esquema de la losa exterior hipótesis de carga I

Fuente: Elaboración propia

Datos:

DC baranda=	485,30	Kg	brazo 1	1,624	m
DC Acera=	360	Kg	brazo 2	1,15	m
DC Bordillo=	219	Kg	brazo 3	0,526	m
DC losa ext.=	192	Kg	brazo 4	0,2	m
PL peatón =	360,0	Kg/m	brazo 5	1,15	m
LS baranda=	241	Kg	brazo 6	1,32	m
LLvehicular =	7250	Kg	brazo 7	0,1	m
DW rodadura=	44	Kg	brazo 8	0,2	m
γH^o=	2400	kg/m³			

Donde:

CD baranda= Peso propio del barandado

DC Acera= Peso propio de acera

DC Bordillo= Peso propio del bordillo

DC losa ext.= Peso propio de la losa externa

PL peatón = Carga peatonal (AASHTO 04)

LS baranda= Sobre carga de uso (AASHTO 04)

LL vehicular = Carga vehicular del eje trasero 14500 Kg. por rueda 7250 Kg.
(AASHTO 04)

DW rodadura= Peso propio de las superficies de rodamiento

γ_H = Peso específico del hormigón (kg/m³)

Sección de diseño

D= Ancho del ala viga / 3 $\leq 0,38$ m

$$D = \frac{0,75 \text{ m}}{3} = 0,25 \text{ m} \leq 0,38 \text{ m}$$

D= 0,25 m

Calculo del ancho de faja

$$E = 1140 + 0,833.X$$

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$X = 0,65 - 0,3 - 0,25 = 0,100 \text{ m}$$

$$X = 100,000 \text{ mm.}$$

$$E = 1223,3 \text{ mm.} = 1,22 \text{ m.}$$

El factor de presencia múltiple es:

$$m = 1,2 \quad \text{Para un carril cargado}$$

Calculo de momentos:

Calculo de momentos por peso propio.

$$\begin{aligned} M_{DC\text{baranda}} &= 788,1 \quad \text{Kg.m} \\ M_{DC\text{acera}} &= 414,0 \quad \text{Kg.m} \\ M_{DC\text{Bordillo}} &= 115,2 \quad \text{Kg.m} \\ M_{DC\text{losa ext.}} &= 38,4 \quad \text{Kg.m} \end{aligned}$$

Momento total por carga muerta.

$$\begin{aligned} M_{DC} &= 1355,7 \quad \text{Kg.m} \\ D_{W\text{rodadura}} &= 8,8 \quad \text{Kg.m} \end{aligned}$$

Calculo de momentos por carga viva.

$$\begin{aligned} M_{PL\text{peatón}} &= 414,0 \quad \text{Kg.m} \\ M_{LS\text{baranda}} &= 317,9 \quad \text{Kg.m} \\ M_{LL\text{vehicular}} &= 725,0 \quad \text{Kg.m} \end{aligned}$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja al momento vehicular y multiplicamos por el factor de presencia múltiple.

$$M_{LL} = \frac{m \cdot M_{LL\text{vehicular}}}{E}$$

$$\begin{aligned} M_{LL\text{vehicular}} &= 711,2 \quad \text{Kg.m} \\ M_{IM} &= 234,7 \quad \text{Kg.m} \quad \text{Incremento por carga dinámica 33\%} \end{aligned}$$

Momento total por carga viva:

$$M_{CV} = M_{PL} + M_{LS} + M_{LL} + M_{IM}$$

$$M_{cv} = 1677,8 \quad \text{Kg.m}$$

Momento de diseño:

$$\begin{aligned} M_u &= 1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{CV} & M_u &= 4643,96 \text{ kg.m} \\ M_u &= 464396,00 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

b) Hipótesis de carga II.-

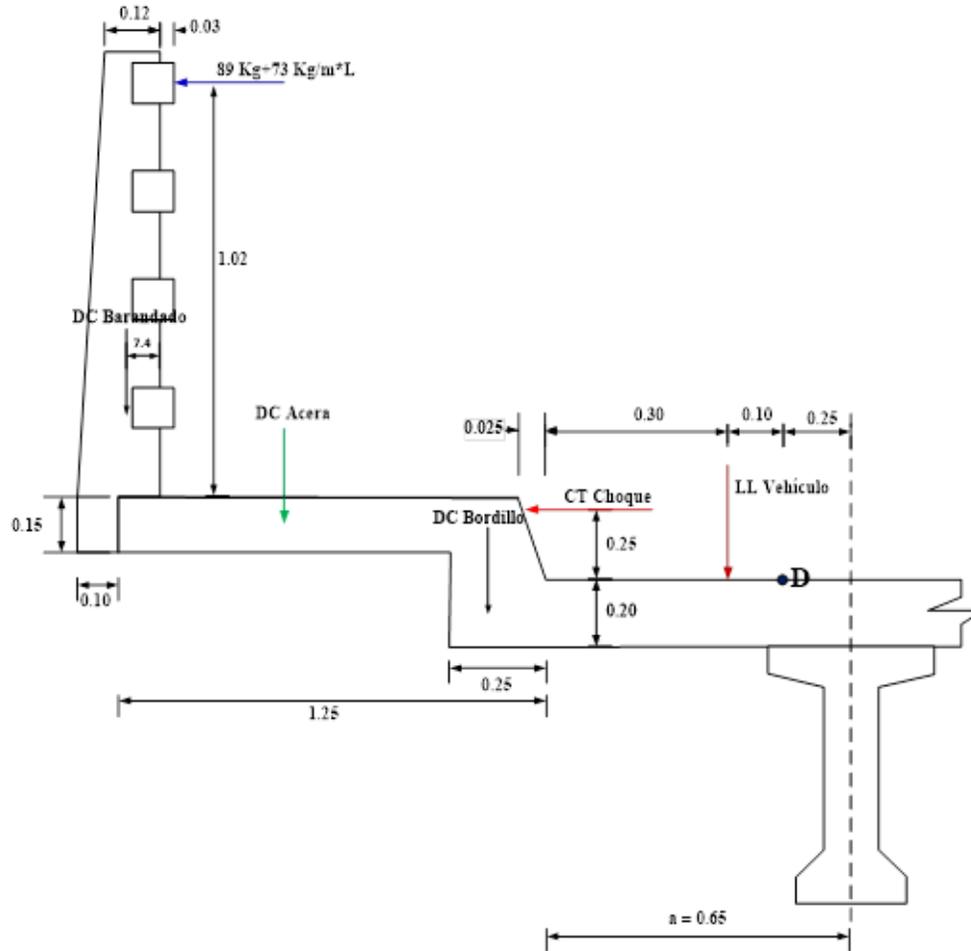


FIGURA 3.25 Esquema de la losa exterior hipótesis de carga II

Fuente: Elaboración propia

Datos:

DC baranda=	485,2992	Kg	brazo 1	1,624	m
DC Acera=	360	Kg	brazo 2	1,15	m
DC Bordillo=	219	Kg	brazo 3	0,5259	m
DC losa ext.=	192	Kg	brazo 4	0,2	m
CT choque=	750,0	Kg/m	brazo 5	0,25	m
LS baranda=	241	Kg	brazo 6	1,32	m
LLvehicular =	7250	Kg	brazo 7	0,1	m
DW rodadura=	44	Kg	brazo 8	0,2	m
$\gamma H^o=$	2400	Kg/m³			

Dónde:

- CD baranda**= Peso propio del barandado
- DC Acera**= Peso propio de acera
- DC Bordillo**= Peso propio del bordillo
- DC losa ext.**= Peso propio de la losa externa
- CT impacto**= Carga ocasionada por choque lateral de un vehículo en el bordillo
- LS baranda**= Sobre carga de uso (AASHTO 04)
- LL vehicular** = Carga vehicular del eje trasero 14500 Kg. por rueda 7250 Kg. (AASHTO 04)
- DW rodadura**= Peso propio de las superficies de rodamiento
- γH^o** = Peso específico del hormigón (kg/m³)

Calculo del ancho de faja

$$E = 1140 + 0,833.X$$

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$X = 100,000 \text{ mm.}$$

$$E = 1223,3 \text{ mm.} \quad 1,22 \text{ m.}$$

El factor de presencia múltiple es:

$$m = 1,2 \quad \text{Para un carril cargado}$$

Calculo de momentos

Calculo de momentos por peso propio.

$$M_{DC \text{ baranda}} = 788,1 \text{ Kg.m}$$

$$M_{DC \text{ acera}} = 414,0 \text{ Kg.m}$$

$$M_{DC \text{ Bordillo}} = 115,2 \text{ Kg.m}$$

$$M_{DC \text{ losa ext.}} = 38,4 \text{ Kg.m}$$

Momento total por carga muerta.

$$\begin{aligned} M_{DC} &= 1355,7 \quad \text{Kg.m} \\ M_{DW \text{ rodadura}} &= 8,8 \quad \text{Kg.m} \end{aligned}$$

Calculo de momentos por carga viva:

$$\begin{aligned} M_{CT \text{ choque}} &= 187,5 \quad \text{Kg.m} \\ M_{LS \text{ baranda}} &= 317,9 \quad \text{Kg.m} \\ M_{LL \text{ vehicular}} &= 725,0 \quad \text{Kg.m} \end{aligned}$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja al momento vehicular y multiplicamos por el factor de presencia múltiple.

$$M_{LL} = \frac{m \cdot M_{LL \text{ vehicular}}}{E}$$

$$\begin{aligned} M_{LL \text{ vehicular}} &= 711,2 \quad \text{Kg.m} \\ M_{IM} &= 234,7 \quad \text{Kg.m} \end{aligned} \quad \text{Incremento por carga dinámica 33\%}$$

Momento total por carga viva.

$$M_{CV} = M_{CT} + M_{LS} + M_{LL} + M_{IM}$$

$$M_{cv} = 1451,3 \quad \text{Kg.m}$$

Momento de diseño

$$\begin{aligned} M_u &= 1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{CV} & M_u &= 4247,59 \text{ kg.m} \\ M_u &= & M_u &= \mathbf{424758,50 \text{ kg.cm}} \end{aligned}$$

c) Hipótesis de carga III

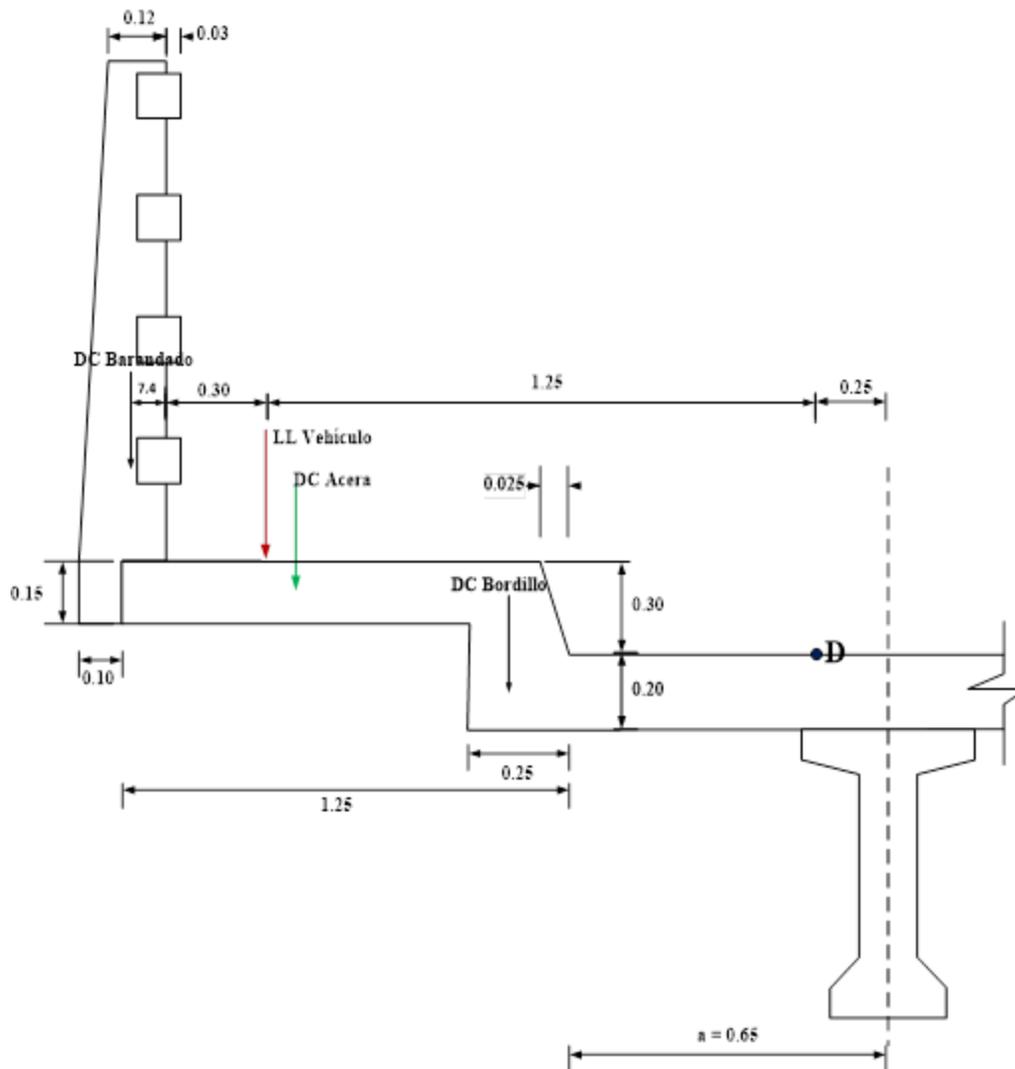


FIGURA 3.26 Esquema de la losa exterior hipótesis de carga III

Fuente: Elaboración propia

Datos:

DC baranda=	485,2992	Kg	brazo 1	1,624	m
DC Acera=	360	Kg	brazo 2	1,15	m
DC Bordillo=	219	Kg	brazo 3	0,5259	m
DC losa ext.=	192	Kg	brazo 4	0,2	m
LLvehicular =	7250	Kg	brazo 5	1,25	m
DW rodadura=	44	Kg	brazo 6	0,2	m
$\gamma H^0=$	2400	kg/m³			

Donde:

CD baranda= Peso propio del barandado

DC Acera= Peso propio de acera

DC Bordillo= Peso propio del bordillo

DC losa ext.= Peso propio de la losa externa

LLvehicular = Carga vehicular del eje trasero 14500 Kg. por rueda 7250 Kg.
(AASHTO 04)

DW rodadura= Peso propio de las superficies de rodamiento

γH^o = Peso específico del hormigón (kg/m³)

Calculo del ancho de faja

$$E = 1140 + 0,833.X$$

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$X = 1250 \text{ mm.}$$

$$E = 2181,25 \text{ mm.} \quad 2,18 \text{ m.}$$

El factor de presencia múltiple es:

$$m = 1,2 \quad \text{Para un carril cargado}$$

Calculo de momentos

Calculo de momentos por peso propio

$$M_{DC \text{ baranda}} = 788,1 \text{ Kg.m}$$

$$M_{DC \text{ acera}} = 414,0 \text{ Kg.m}$$

$$M_{DC \text{ Bordillo}} = 115,2 \text{ Kg.m}$$

$$M_{DC \text{ losa ext.}} = 38,4 \text{ Kg.m}$$

Momento total por carga muerta

$$M_{DC} = 1355,7 \text{ Kg.m}$$

$$M_{DW \text{ rodadura}} = 8,8 \text{ Kg.m}$$

Calculo de momentos por carga viva

$$M_{LL\text{vehicular}} = 9062,5 \text{ Kg.m}$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja al momento vehicular y multiplicamos por el factor de presencia múltiple.

$$M_{LL} = \frac{m \cdot M_{LL\text{vehicular}}}{E}$$

$$M_{LL\text{vehicular}} = 4154,7 \text{ Kg.m}$$

$$M_{IM} = 1371,1 \text{ Kg.m}$$

Incremento por carga dinámica 33%

Momento total por carga viva

$$M_{CV} = M_{LL} + M_{IM}$$

$$M_{cv} = 5525,8 \text{ Kg.m}$$

Momento de diseño

$$M_u = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{CV}$$

$$M_u = 11377,95 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 1137795,14 \text{ kg.cm}$$

3.5.8.3 Solicitaciones de diseño

Losa externa

Losa interna

$$M_{U-} = 1137795,14 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{U+} = 426078,46 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{U-} = 525062,21 \text{ Kg.cm}$$

Para que la distribución de la armadura, tanto positiva como negativa de la losa sea uniforme; solo trabajaremos con las solicitaciones más críticas y con esto calcularemos la armadura para toda la losa.

$$M_{U+} = 426078,46 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{U-} = 1137795,14 \text{ Kg.cm}$$

3.5.8.4 Calculo de la armadura del momento positivo de la losa

Mu(kg.cm)=	426078,46	momento ultimo
f'c(Kg/cm2)=	210	resistencia especificada a la compresión del concreto
fy(Kg/cm2)=	4200	resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
h(cm)=	20	altura de la losa
b(cm)=	100	ancho de la losa
r(cm)=	2,5	recubrimiento mínimo
φv(mm)=	12	diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 16,900 \quad \text{cm}$$

Altura del bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 1,65 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy} \quad As = 7,01 \quad \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$As \text{ min} = \rho \text{ min} \cdot b \cdot d \quad As \text{ min} = 3,04 \quad \text{cm}^2$$

Donde:

ρmin= cuantía mínima (0,0018) para losa, un acero fy=4200 Kg/cm²

Armadura máxima

$$Es = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi c = 0,003$$

Donde:

Es= módulo de elasticidad del acero
 ξ_c = deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{fy}{Es}} \quad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad As_{max} = 26,84 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \leq As_{nec} \leq As_{max}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima se diseñara con la necesaria.

$$As_{nec} = 7,01 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Barras} = 6,2$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 7$$

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 12 \text{ mm} \quad c/ 15 \text{ cm}$$

3.5.8.5 Armadura de distribución

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{Lc}} \cdot 100 \leq 67 \%$$

Lc= Luz de cálculo de la losa en metros

$$D = 86,27 \%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución

$$A_s \text{ nec} = 7,01 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ distribución} = 4,70 \text{ cm}^2$$

Asumimos un diámetro de:

$$\phi_v(\text{mm}) = 12 \text{ diámetro de varilla del acero (adop)}$$

Número de barras:

$$N^\circ \text{ Barras} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^\circ \text{ Barras} = 4,2$$

$$N^\circ \text{ Barras} = 5$$

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 12 \text{ mm} \quad c/ 25 \text{ cm}$$

3.5.8.6 Calculo de la armadura de momentos negativos en la losa

$$M_u(\text{Kg.cm}) = 1137795,14 \text{ momento ultimo}$$

$$f'_c(\text{Kg/cm}^2) = 210 \text{ resistencia especificada a la compresión del concreto}$$

$$f_y(\text{Kg/cm}^2) = 4200 \text{ resistencia especificada a la fluencia del refuerzo}$$

h(cm)=	20	altura de la losa
b(cm)=	100	ancho de la losa
r(cm)=	2,5	recubrimiento mínimo
φv(mm)=	20	diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 16,500 \quad \text{cm}$$

Altura del bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 5,07 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy} \quad As = 21,56 \quad \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$As \text{ min} = \rho \text{ min} \cdot b \cdot d \quad As \text{ min} = 2,97 \quad \text{cm}^2$$

Donde:

ρmin= cuantía mínima (0,0018) para losa, un acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$Es = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_c = 0,003$$

Donde:

Es= módulo de elasticidad del acero
ξc= deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{\xi c}{\xi c + \frac{fy}{Es}} \quad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad As_{max} = 26,84 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \leq As_{nec} \leq As_{max}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima se diseñara con la necesaria

$$As_{nec} = 21,56 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Barras} = 6,9$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 7$$

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 16 \text{ mm} \quad c/ 15 \text{ cm}$$

3.5.8.7 Armadura de distribución

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{Lc}} \cdot 100 \leq 67 \%$$

Lc= Luz de cálculo de la losa en metros

$$D = 86,27 \%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución

$$As_{nec} = 21,56 \text{ cm}^2$$

$$As_{distribución} = 14,44 \text{ cm}^2$$

Asumimos un diámetro de:

$$\phi_v(\text{mm}) = 20 \text{ diámetro de varilla del acero (adop)}$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 4,6$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 5$$

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 20 \text{ mm} \quad \text{c/ } 25 \text{ cm}$$

Resumen del armado

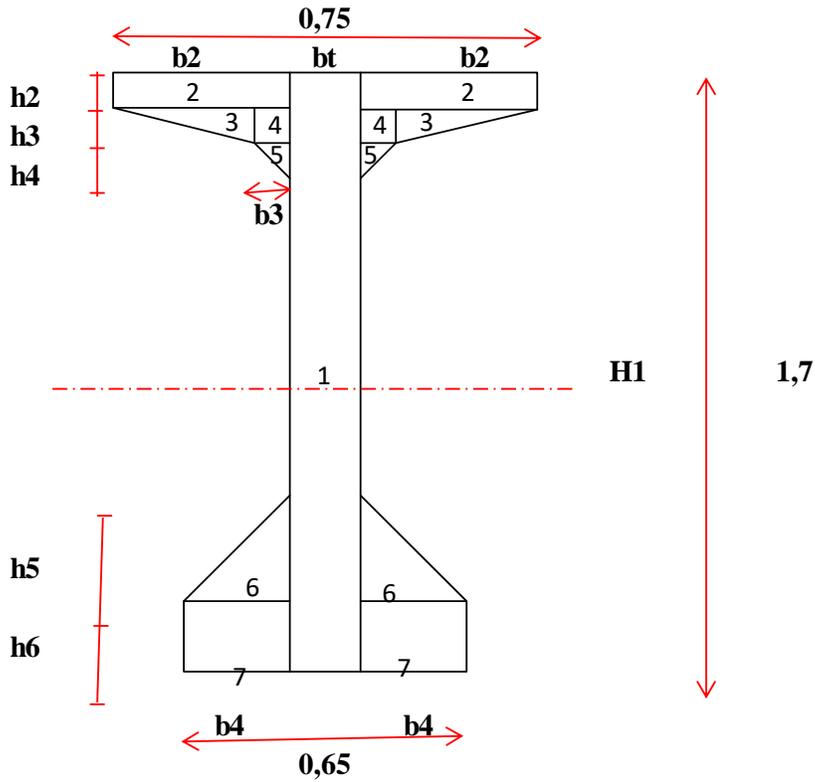
LOSA DEL PUENTE

<i>As. Principal (Perpendicular al tráfico).</i> -	(+)	Usamos ϕ 12 mm c / 15 cm
<i>As. Secundaria (Paralela al tráfico).</i> -	(+)	Usamos ϕ 12 mm c / 25 cm
<i>As. Principal (Perpendicular al tráfico).</i> -	(-)	Usamos ϕ 20 mm c / 15 cm
<i>As. Secundaria (Paralela al tráfico).</i> -	(-)	Usamos ϕ 20 mm c / 25 cm

3.5.9 Diseño de vigas pretensadas con armaduras postesas

3.5.9.1 Calculo de propiedades geométricas de viga

1.- De la sección neta



DATOS:

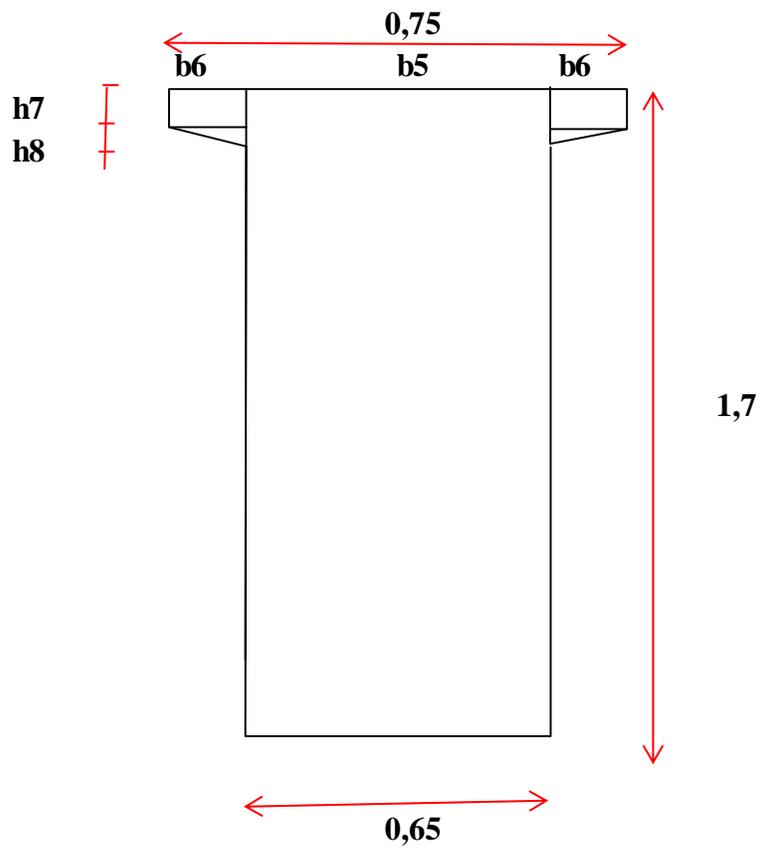
$H1=$	1,7	m
$h2=$	0,12	m
$h3=$	0,08	m
$h4=$	0,1	m
$h5=$	0,25	m
$h6=$	0,2	m

DATOS PROCESADOS:

$C2=$	0,816	m
$C1=$	0,884	m
$I_{xcg}=$	0,2233443	m^4
$W_i=$	0,2737319	m^3
$W_s=$	0,2526302	m^3
$Area=$	0,59225	m^2

$b_t=$	0,2	m
$b_2=$	0,275	m
$b_3=$	0,1	m
$b_4=$	0,225	m

2.- Sección en el apoyo:

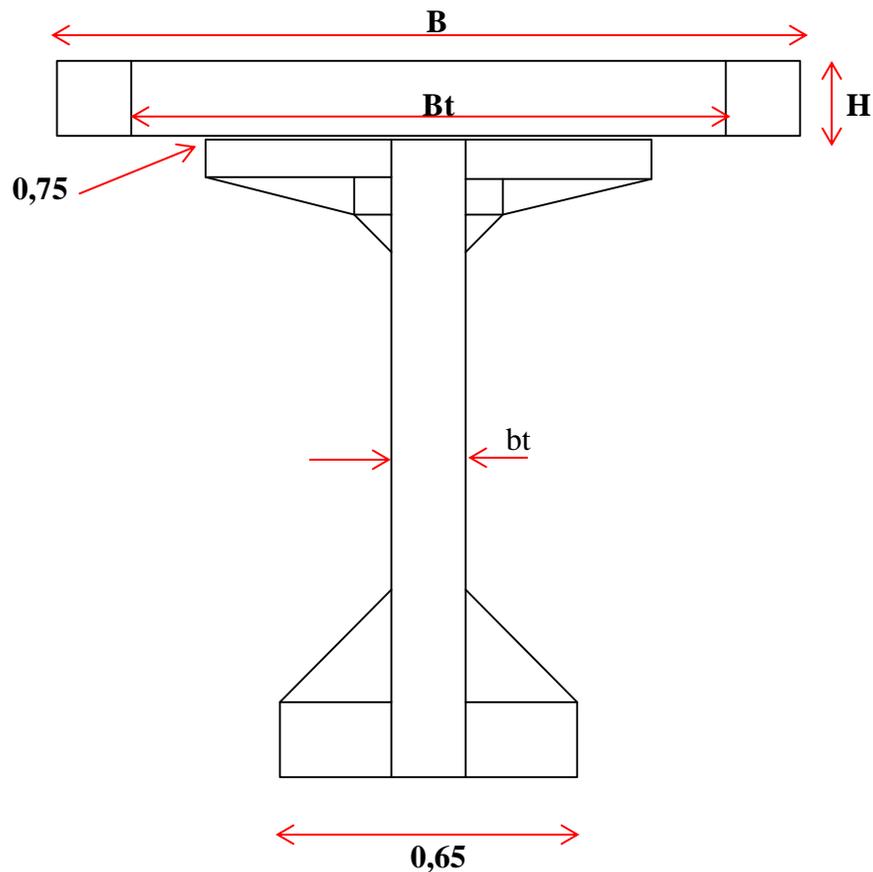


DATOS:

$H_1 =$	1,7	m
$h_7 =$	0,12	m
$h_8 =$	0,023	m
$b_5 =$	0,65	m
$b_6 =$	0,05	m
$A_1 =$	1,105	m^2
$A_2 =$	0,006	m^2
$A_3 =$	0,0005714	m^2
$A_T =$	1,118	m^2

Nº	A	Yi	A * Yi	I	d	A * d ²	I + A*d ²
	[m ²]	[m]		[m ⁴]	[m]	[m ⁴]	[m ⁴]
1	0,34	0,85	0,289	0,0818833	0,034076263	0,0003948	0,0822781
2	0,033	1,64	0,05412	0,0000396	0,824076263	0,0224104	0,02245
2	0,033	1,64	0,05412	0,0000396	0,824076263	0,0224104	0,02245
3	0,007	1,5533333	0,0108733	2,489E-06	0,737409596	0,0038064	0,0038089
3	0,007	1,5533333	0,0108733	2,489E-06	0,737409596	0,0038064	0,0038089
4	0,008	1,54	0,01232	4,267E-06	0,724076263	0,0041943	0,0041986
4	0,008	1,54	0,01232	4,267E-06	0,724076263	0,0041943	0,0041986
5	0,005	1,4666667	0,0073333	2,778E-06	0,634076263	0,0020103	0,002013
5	0,005	1,4666667	0,0073333	2,778E-06	0,634076263	0,0020103	0,002013
6	0,028125	0,2833333	0,0079688	9,766E-05	0,60074293	0,0101501	0,0102477
6	0,028125	0,2833333	0,0079688	9,766E-05	0,60074293	0,0101501	0,0102477
7	0,045	0,1	0,0045	0,00015	0,784076263	0,0276649	0,0278149
7	0,045	0,1	0,0045	0,00015	0,784076263	0,0276649	0,0278149
	0,59225		0,4832308				0,2233443

3.- De la sección homogenizada y compuesta



DATOS:

$$B = 2 \text{ m}$$

$$H = 0,2 \text{ m}$$

Modulo de Elastisidad

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'c}$$

Hormigon Normal

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \text{ H}^\circ\text{A}^\circ$$

$$E_c = 218819,79 \text{ Kg/cm}^2$$

Hormigo Para Pretensado

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2 \text{ H}^\circ\text{P}^\circ$$

$$E_{cp} = 282495,13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}}$$

$$n = 0,7745967$$

Calculando el Ancho reducido Bt

$$B_t = 1,549 \text{ m}$$

$$H = 0,2 \text{ m}$$

DATOS PROCESADOS:

$$Y_i = 1,154 \text{ m}$$

$$Y_s = 0,746 \text{ m}$$

$$I_{xcg} = 0,4213693 \text{ m}^4$$

$$W_i = 0,3651626 \text{ m}^3$$

$$W_s = 0,5647796 \text{ m}^3$$

$$\text{Area} = 0,9020887 \text{ m}^2$$

$$K_s = 0,6260799 \text{ m}$$

$$K_i = 0,4047968 \text{ m}$$

$$C1 \text{ sup} = 0,546 \text{ m}$$

$$C2 \text{ inf} = 1,154 \text{ m}$$

$$C3 = 0,746 \text{ m}$$

$$C4 = 0,546 \text{ m}$$

$$W1.c = 0,7716292 \text{ m}^3$$

$$W2.c = 0,3651626 \text{ m}^3$$

$$W3 = 0,5647796 \text{ m}^3$$

$$W4 = 0,7716292 \text{ m}^3$$

N°	A	Yi	A * Yi	I	d	A * d^2	I + A*d^2
	[m2]	[m]		[m4]	[m]	[m4]	[m4]
1	0,59225	0,816	0,4832308	0,2233443	0,338	0,0676605	0,2910049
2	0,3098387	1,8	0,5577096	0,0010328	0,646	0,1293316	0,1303644
	0,9020887		1,0409404				0,4213693

3.5.8.2 Análisis de carga de las vigas.

Ancho del ala efectivo de exteriores:

$$L = 29,3 \text{ m} \quad \text{longitud del tramo efectiva}$$

$$hf = 0,2 \text{ m} \quad \text{espesor promedio de la losa}$$

$$bw = 0,2 \text{ m} \quad \text{semiespesor del alma}$$

$$\text{vuelo} = 0,65 \text{ m} \quad \text{vuelo}$$

$$1) be = L/8$$

$$2) be = 6hf + bw/2$$

$$3) be = \text{vuelo}$$

$$1) be = 3,663$$

$$2) be = 1,3$$

$$3) be = 0,65$$

$$be = 0,65 \text{ m}$$

Ancho del ala efectivo de interiores:

L = 29,3 m	longitud del tramo efectiva	1) be = L/4
hf = 0,2 m	espesor promedio de la losa	2) be = 12hf+bw
bw = 0,2 m	semiespesor del alma	3) be = s
S = 2 m	separacion entre vigas	

1) be = 7,325		
2) be = 6,4	be =	2 m
3) be = 2		

Análisis de cargas:

Factor de presencia múltiple [20] 1

[20] AASHTO-0.4: Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m).

TABLA 3.4 Distribución de sobre cargas por carril para momento en vigas interiores

<i>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 hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón</i>	<i>A, e, k y también i, j Si están Suficientemente Conectadas para Actuar como una unidad</i>	<i>Un carril de diseño cargado:</i> $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lts^3}\right)^{0.3}$	<i>1100 ≤ S ≤ 4900</i> <i>110 ≤ L ≤ 300</i>
		<i>Dos o más carriles cargados:</i> $0.06 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lts^3}\right)^{0.1}$	<i>6000 ≤ L ≤ 73000</i> <i>N_s ≥ 4</i> <i>4 x 10⁹ ≤ K_g ≤ 3x10¹²</i>
		<i>Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con N_s=3 o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor</i>	<i>N_s = 3</i>

Fuente:

1.- Tabla 4.6.2.2.2b-1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Datos:

$$0,06 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lts^3}\right)^{0,1}$$

S = 2000 mm Separacion entre vigas
Lc = 29300 mm Longitud de la viga

Se adopta $\left(\frac{K_g}{Lts^3}\right)^{0,1}$

Donde:

$$K_g = n \cdot (I + A \cdot e g^2)$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}} = 1,291$$

$$A = 5922,50 \text{ cm}^2$$

$$I = 22334434,13 \text{ cm}^4$$

$$e g = 96 \text{ cm}$$

$$K_g = 99298379,64 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{K_g}{L t s^3} \right)^{0,1} = 1,155$$

Calculando: $g_i = 0,6$

TABLA 3.5 Distribución de sobre cargas por carril para momento en vigas exteriores

<p>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 hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón</p>	<p>A, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad</p>	<p>Ley de momentos</p>	<p>$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$</p>	<p>$-300 \leq d_e \leq 1700$</p>
			<p>Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_s = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor</p>	<p>$N_s = 3$</p>

Fuente:

1.- Tabla 4.6.2.2d-1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

$$g = e g_{interior}$$

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$$

$d_e = 650 \text{ (mm)}$ Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico

$$e = 1,002$$

$$g_e = 0,602$$

TABLA 3.6 Distribución de sobre cargas por carril para corte en vigas interiores

<p>Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos u parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te</p>	<p>a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como unidad</p>	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} + \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	<p>$1100 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq d_s \leq 300$ $N_s \geq 4$</p>
		<p>Ley de momentos</p>	<p>Ley de momentos</p>	<p>$N_s = 3$</p>

Fuente:

1.- Tabla 4.6.2.2.3a-1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

$$g_i = 0,2 + \frac{S}{3600} + \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$$

S= 2000 mm Separación entre vigas

$$g_i = 0,658$$

TABLA 3.7 Distribución de sobre cargas por carril para corte en vigas exteriores

<p>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 hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón</p>	<p>a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad</p>	<p>Ley de momentos</p>	$g = g_{exterior}$ $e = 0.6 + \frac{d_s}{3000}$	<p>$-300 \leq d_s \leq 1700$</p>
			<p>Ley de momentos</p>	<p>$N_s = 3$</p>

Fuente:

1.- Tabla 4.6.2.2.3b-1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

$$g = e g_{interior}$$

$$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$$

de= 650 (mm) Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico

$$e = 0,817 \quad g_e = 0,537$$

Calculo de cargas permanentes

Barandado, acera y bordillo CD1:

$$CD_{baranda} = 485,3 \text{ Kg}$$

$$CD_{Acera} = 360 \text{ Kg}$$

$$CD_{Bordillo} = 219 \text{ Kg}$$

$$\Sigma CD_1 = 1064 \text{ Kg} = 291,6 \text{ Kg/m}$$

Carga peso propio de la losa CDLosa:

$$DC_{losa} = 480 \text{ Kg/m}$$

Carga total de las cargas distribuidas:

$$DC_H = CD_1 + DC_{losa}$$

$$DC_H = 771,6 \text{ Kg/m}$$

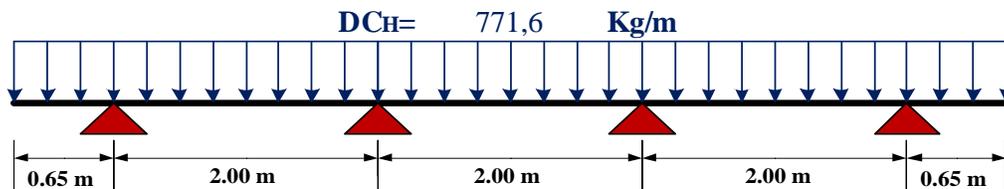


FIGURA 3.27 Diagrama de carga distribuida para barandados, acera, bordillos y losa

Fuente: Elaboración propia

Cargando la sección transversal con la DCH se obtienen las reacciones en los apoyos según programa computacional SAP 2000.14.

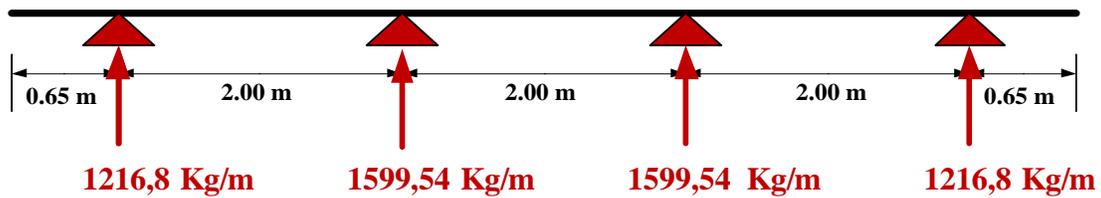


FIGURA 3.28 Diagrama de cargas para cada viga por carga DCH

Fuente: Elaboración propia

$$R_1=R_4=Q_{Ext.}= 1216,8 \quad \text{Kg/m}$$

$$R_2=R_3=Q_{Int.}= 1599,54 \quad \text{Kg/m}$$

Calculo de la viga exterior

Datos:

$$Q_{ext.}= 1216,8 \quad \text{Kg/m}$$

$$L \text{ calculo}= 29,3 \quad \text{m}$$

Carga actuante

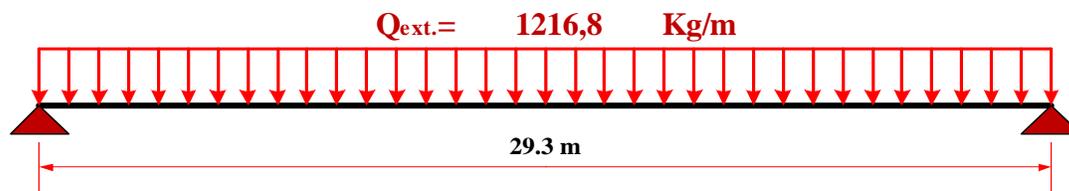
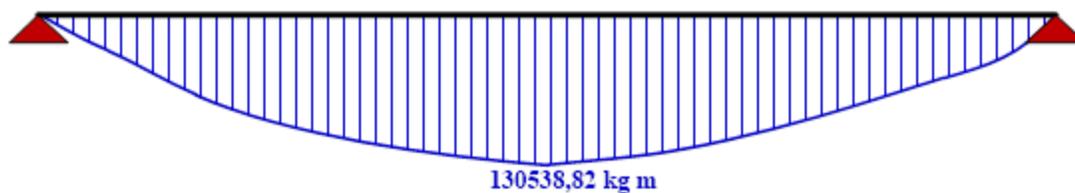


FIGURA 3.29 Diagrama de cargas para carga DCH para la viga exterior

Fuente: Elaboración propia

Cargando la viga con la Q_{ext} se obtienen los momentos y cortantes máximos según programa computacional SAP 2000.14.

Diagrama de momentos maximos

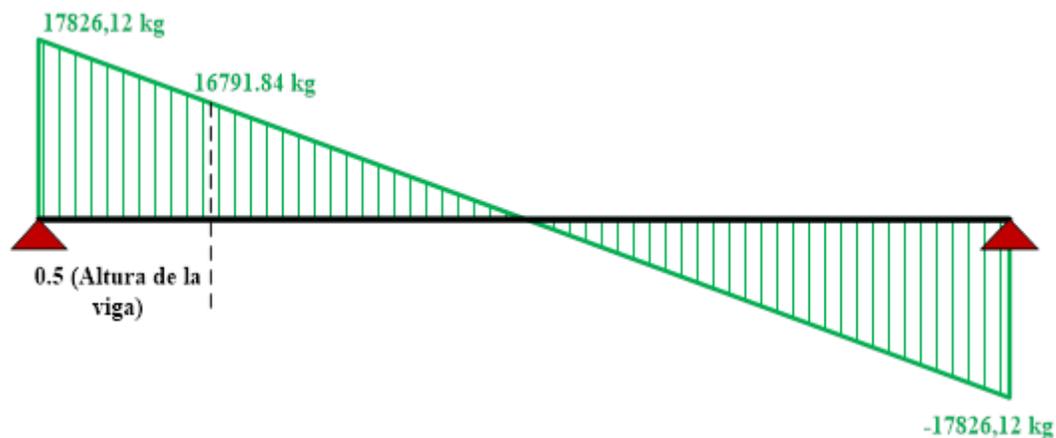


$$M_{DCH_{ext}} = 130538,82 \text{ Kg.m}$$

FIGURA 3.30 Diagrama de momento para carga DCH para la viga exterior

Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortante



$$V_{DCH_{ext}} = 16791,84 \text{ Kg.m}$$

FIGURA 3.31 Diagrama de cortante para carga CD1 para la viga exterior

Fuente: Elaboración propia

Calculo de la viga interior

Datos:

$$Q_{int.} = 1599,54 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{ calculo}} = 29,3 \text{ m}$$

Carga actuante

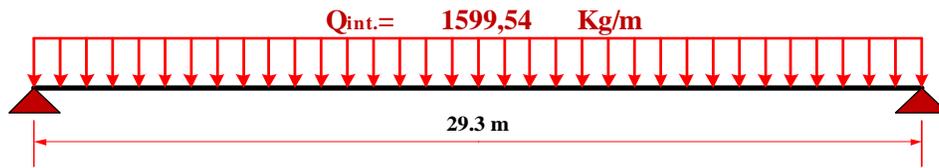
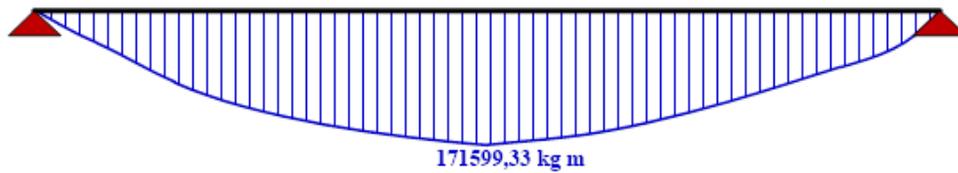


FIGURA 3.32 Diagrama de cargas para carga DCH para la viga interior

Fuente: Elaboración propia

Cargando la viga con la Q_{int} se obtienen los momentos y cortantes máximos según programa computacional SAP 2000.14.

Diagrama de momento:

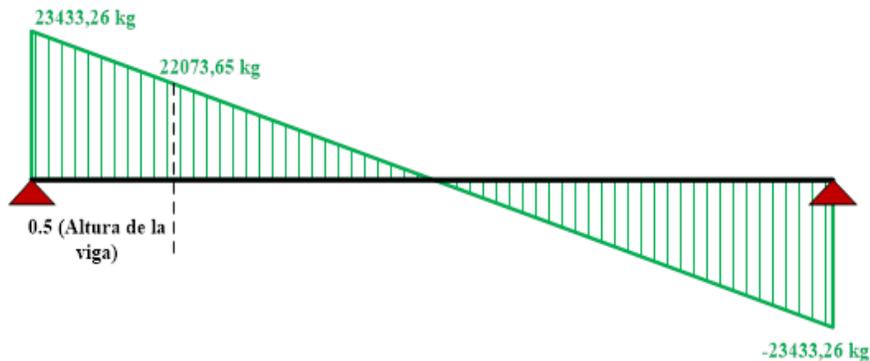


$$M_{DCHint} = 171599,33 \text{ Kg.m}$$

FIGURA 3.33 Diagrama de momento para carga DCH para la viga interior

Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortante:



$$V_{DCHint} = 22073,65 \text{ Kg}$$

FIGURA 3.34 Diagrama de cortante para carga DCH para viga interior

Fuente: Elaboración propia

Carga peso propio de la capa de rodadura DC Rod:

$$\text{DC Rodadura} = 110 \quad \text{Kg/m}$$

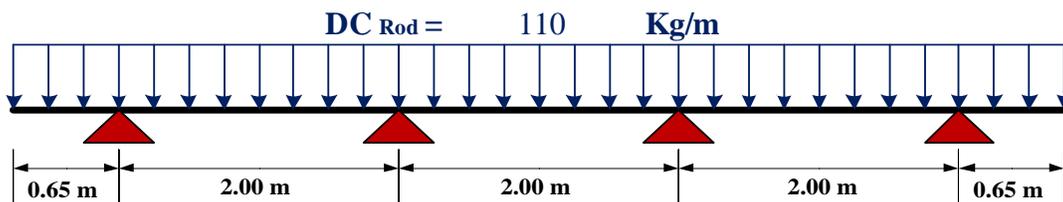


FIGURA 3.35 Diagrama de carga distribuida para la carga de la capa de rodadura

Fuente: Elaboración propia

Cargando la sección transversal con la DC Rod se obtienen las reacciones en los apoyos según programa computacional SAP 2000.14.

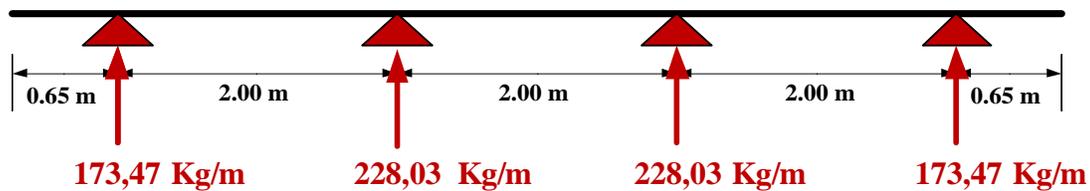


FIGURA 3.36 Diagrama de cargas para carga CD Rod. para cada viga

Fuente: Elaboración propia

$$R_1=R_4=Q_{\text{Ext.}} = 173,47 \quad \text{Kg/m}$$

$$R_2=R_3=Q_{\text{Int.}} = 228,03 \quad \text{Kg/m}$$

Calculo de la viga exterior

Datos:

$$Q_{\text{ext.}} = 173,47 \quad \text{Kg/m}$$

$$L \text{ calculo} = 29,3 \quad \text{m}$$

Carga actuante

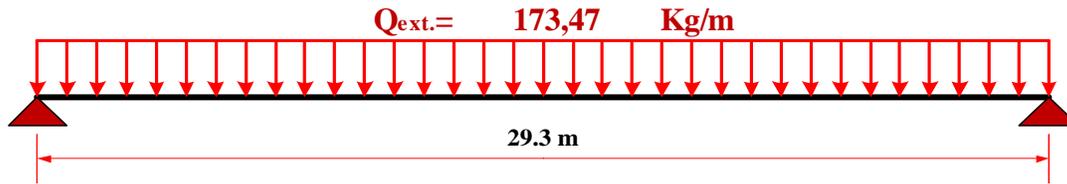
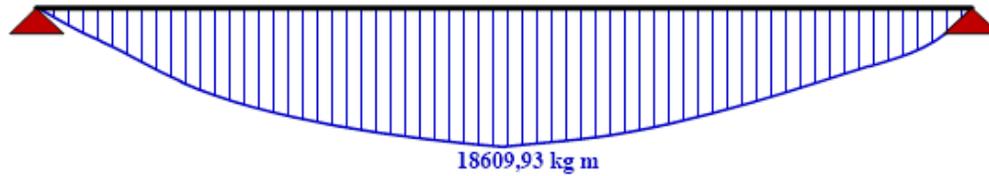


FIGURA 3.37 Diagrama de cargas para carga CD Rod para la viga exterior

Fuente: Elaboración propia

Cargando la viga con la Q_{ext} se obtienen los momentos y cortantes máximos según programa computacional SAP 2000.14.

Diagrama de momento

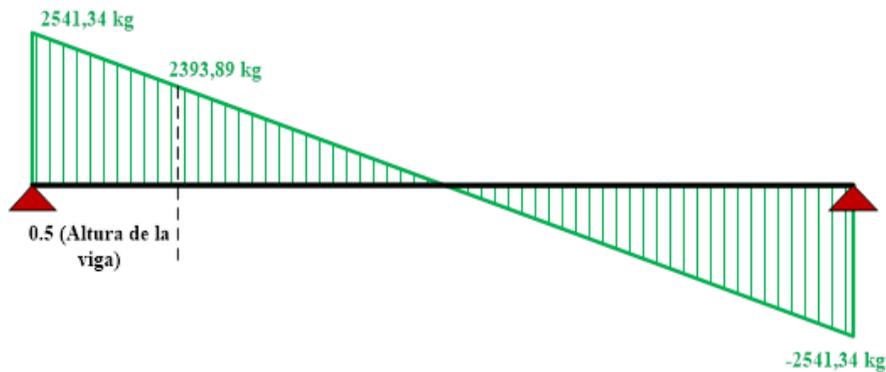


$$M_{CDRod} = 18612,07 \text{ Kg.m}$$

FIGURA 3.38 Diagrama de momento para carga CD Rod para la viga exterior

Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortante



$$V_{CDRodmax} = 2393,89 \text{ Kg.m}$$

FIGURA 3.39 Diagrama de cortante para carga CD Rod para la viga exterior

Fuente: Elaboración propia

Calculo de la viga interior

Datos:

$$Q_{\text{int.}} = 228,03 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{ calculo}} = 29,3 \text{ m}$$

Carga actuante

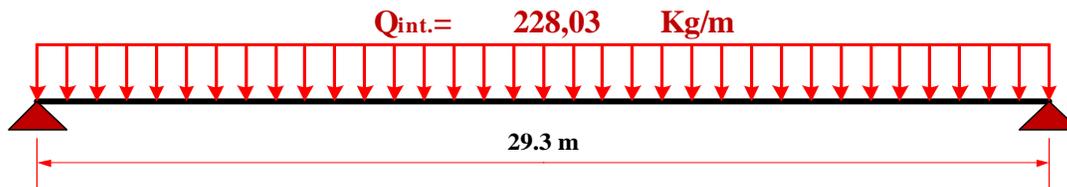
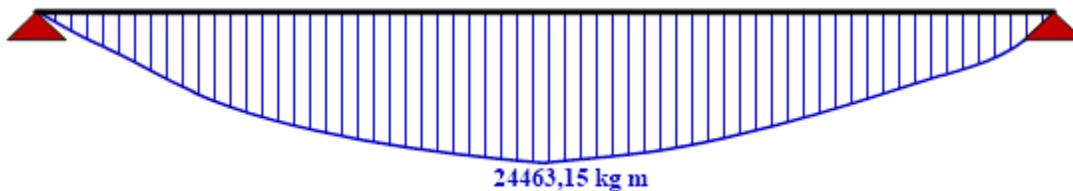


FIGURA 3.40 Diagrama de cargas para carga CD Rod para la viga interior

Fuente: Elaboración propia

Cargando la viga con la Q_{int} se obtienen los momentos y cortantes máximos según programa computacional SAP 2000.14.

Diagrama de momento

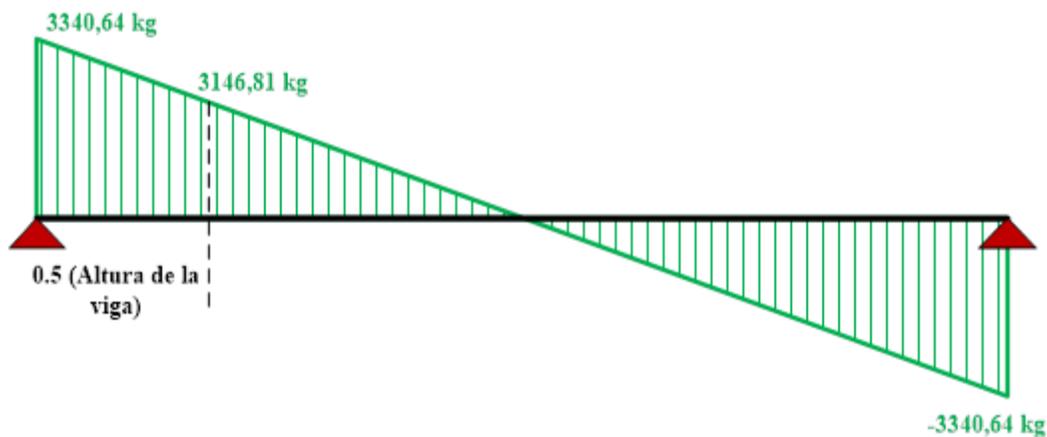


$$M_{\text{CDRod}} = 24463,15 \text{ Kg.m}$$

FIGURA 3.41 Diagrama de momento para carga CD Rod para la viga interior

Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortante



$$V_{CDRodmax} = 3146,81 \text{ Kg.m}$$

FIGURA 3.42 Diagrama de cortante para carga CD Rod para la viga interior

Fuente: Elaboración propia

Calculo del peso propio de las vigas CDV:

$$\begin{aligned} A1 &= 0,592 \text{ m}^2 \\ A2 &= 0,526 \text{ m}^2 \\ \gamma H^o &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\ Q1 &= 1421 \text{ Kg/m} \\ Q2 &= 1262 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Cargas actuantes

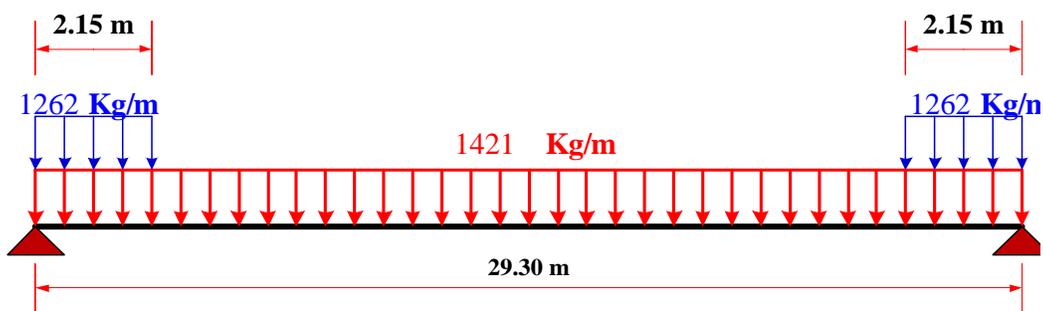
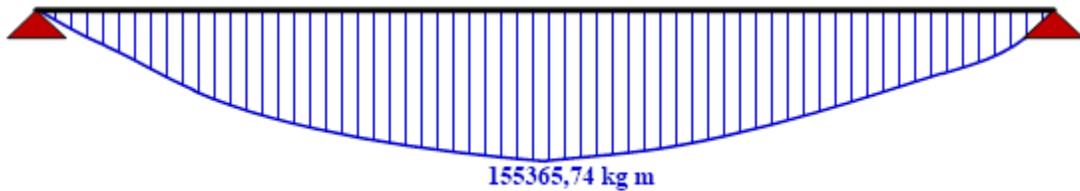


FIGURA 3.43 Diagrama de cargas para carga de peso propio de la viga

Fuente: Elaboración propia

Cargando la viga con la CDV se obtienen los momentos y cortantes máximos según programa computacional SAP 2000.14.

Diagrama de momento

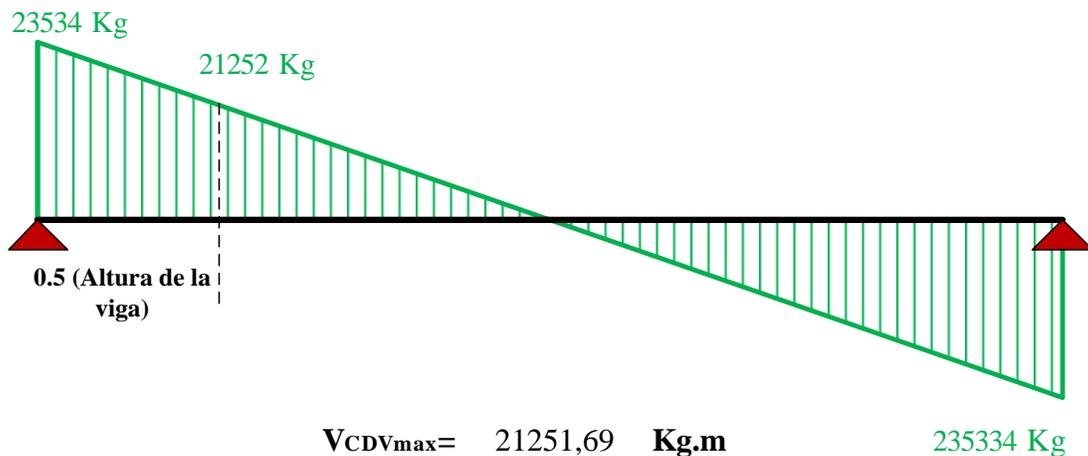


$$M_{CDV} = 155365,740 \text{ Kg.m}$$

Figura 3.44 Diagrama de momento para carga de peso propio de la viga

Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortante



$$V_{CDV_{max}} = 21251,69 \text{ Kg.m}$$

$$235334 \text{ Kg}$$

FIGURA 3.45 Diagrama de cortante para carga de peso propio de la viga

Fuente: Elaboración propia

Carga peso propio de los diafragmas DC Diaf.:

$$h = 1,25 \text{ m}$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$\gamma H^o = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Para diafragmas

$$P1 = 600 \text{ Kg/m}$$

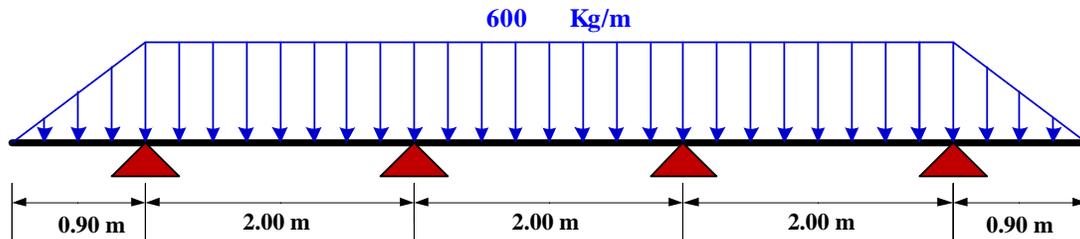


FIGURA 3.46 Diagrama de carga distribuida para carga de diafragma

Fuente: Elaboración propia

Optación de las cargas en las vigas

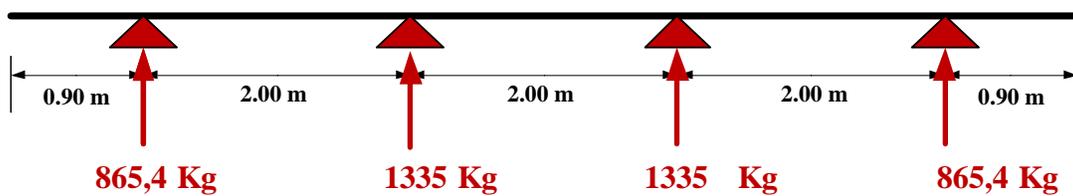


FIGURA 3.47 Diagrama de cargas para carga de diafragmas para cada viga

Fuente: Elaboración propia

Cargas encontradas por carril

$$CD_{\text{Diaf Ext}} = 865,44 \text{ Kg}$$

$$CD_{\text{Diaf Int}} = 1335,1 \text{ Kg}$$

Calculo de la viga exterior

Datos:

$$P_{\text{ext.}} = 865,44 \text{ Kg}$$

$$L_{\text{ calculo}} = 29,3 \text{ m}$$

Cargando la viga con la P_{ext} en los puntos donde se colocaran los diafragmas se obtienen los momentos y cortantes máximos según programa computacional SAP 2000.14.

Carga actuante

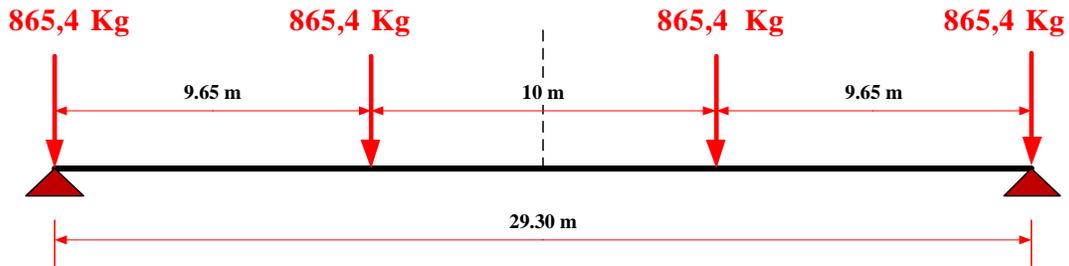
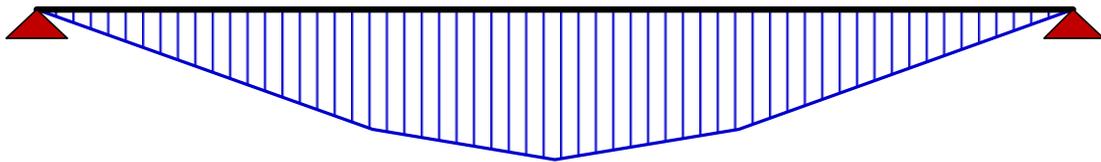


FIGURA 3.48 Diagrama de cargas para carga CD Diaf para la viga exterior

Fuente: Elaboración propia

Diagrama de momento

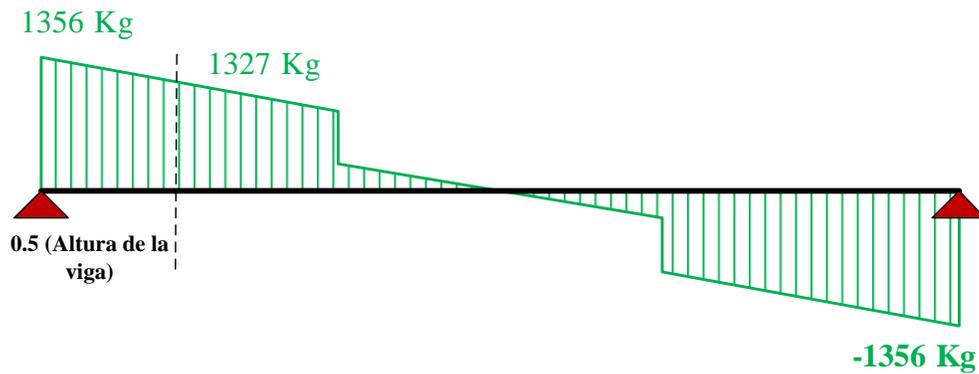


$$M_{CD\text{Diaf}} = 11943,45 \text{ Kg.m}$$

FIGURA 3.49 Diagrama de momento para carga CD Diaf para la viga exterior

Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortante.- para encontrar el cortante máximo se utilizara la reacción más crítica que produce las cargas en la viga.



$$V_{CD\text{Diaf}} = 1327,36 \text{ Kg}$$

FIGURA 3.50 Diagrama de cortante para carga CD Diaf para la viga exterior

Fuente: Elaboración propia

Calculo de la viga interior

Datos:

$$P_{\text{int.}} = 1335,1 \text{ Kg}$$

$$L_{\text{ calculo}} = 29,3 \text{ m}$$

Carga actuante

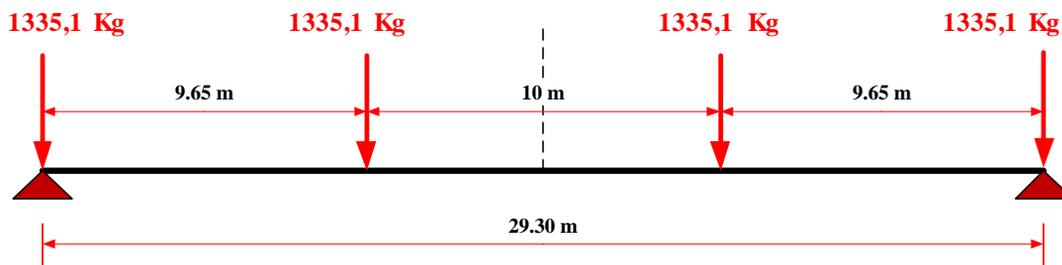
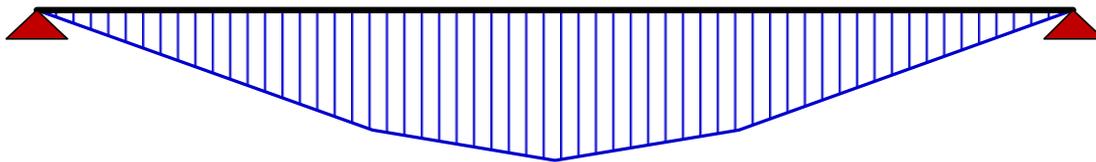


FIGURA 3.51 Diagrama de cargas para carga CD Diaf para la viga interior

Fuente: Elaboración propia

Cargando la viga con la P_{int} en los puntos donde se colocaran los diafragmas se obtienen los momentos y cortantes máximos según programa computacional SAP 2000.14.

Diagrama de momento

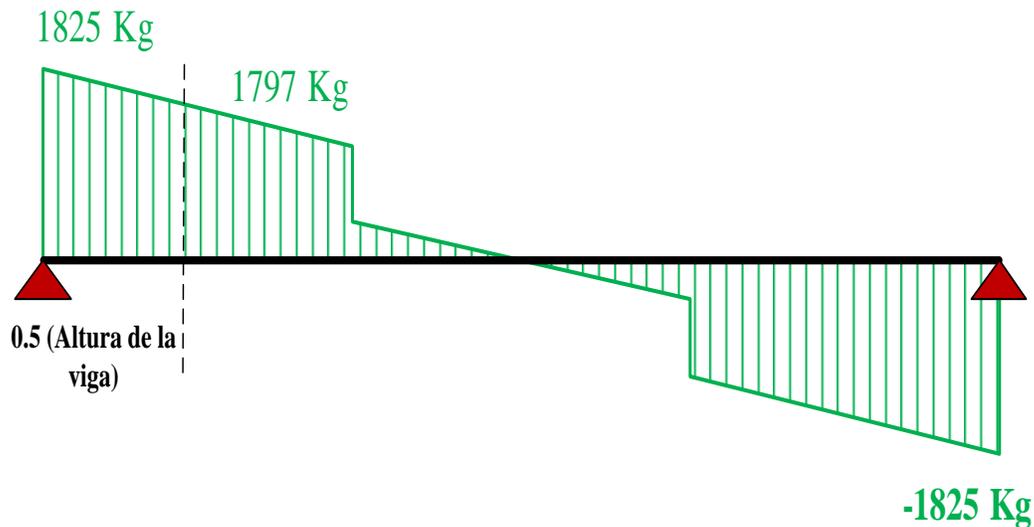


$$M_{CDDiaf} = 16475,67 \text{ Kg.m}$$

FIGURA 3.52 Diagrama de momento para carga CD Diaf para viga interior

Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortante.- para encontrar el cortante máximo se utilizara la reacción más crítica que produce las cargas en la viga.



$$V_{CD\text{Diaf.}} = 1797,02 \text{ Kg}$$

FIGURA 3.53 Diagrama de cortante para carga CD Diaf para la viga interior

Fuente: Elaboración propia

Resumen de los momentos y cortantes de las cargas permanentes.

Componente	M Viga Int. (Kg.m)	M Viga Ext. (Kg.m)	V Viga Int. (Kg)	V Viga Ext. (Kg)
DC H	171599,33	130538,82	22073,65	16791,84
CD Diaf	16475,67	11943,45	1797,02	1327,36
CD Viga	155365,74	155365,74	21251,69	21251,69
ΣCD	343440,74	297848,01	45122,36	39370,89

CD Rod	24463,15	18609,93	3146,81	2393,89
---------------	----------	----------	---------	---------

Sobrecarga

Para el camión de diseño CV Cam:

Se realiza el análisis con el camión ya que resulta más desfavorable que el tándem

Cargas actuantes teorema de Barre

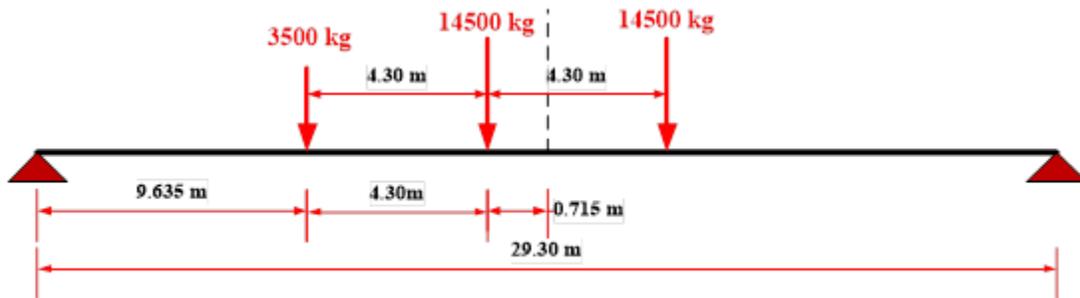


FIGURA 3.54 Diagrama de cargas para carga viva de camión de diseño

Fuente: Elaboración propia

Cargando la viga con la CV Cam se obtienen el momento máximo según el programa computacional SAP 2000.14.

Diagrama de momento

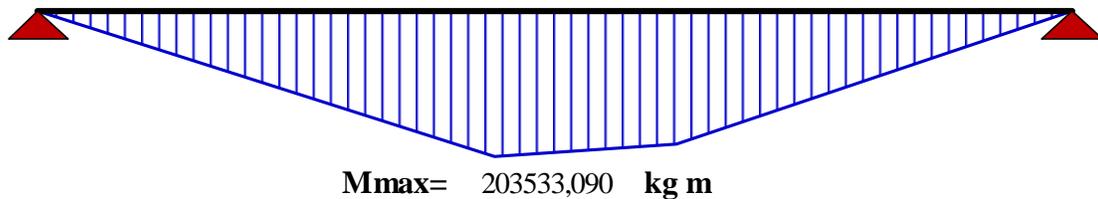


FIGURA 3.55 Diagrama de momento para carga viva

Fuente: Elaboración propia

Aplicando los factores de distribución:

$$g_i = 0,600$$

$$g_e = 0,602$$

$$M_{Int.Max.} = 122199,947 \text{ Kg.m}$$

$$M_{Ext.Max.} = 122461,804 \text{ Kg.m}$$

Obtención del cortante para la sobre carga

Cargas actuantes

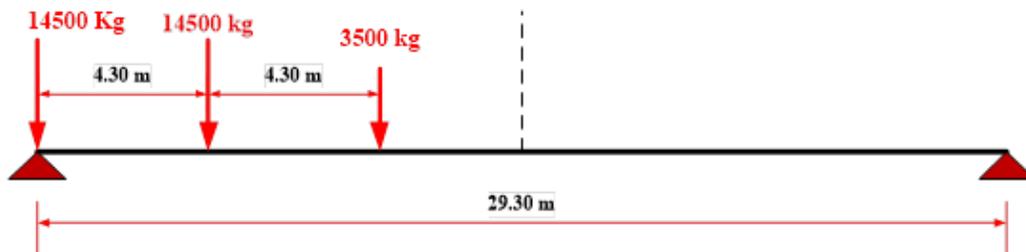
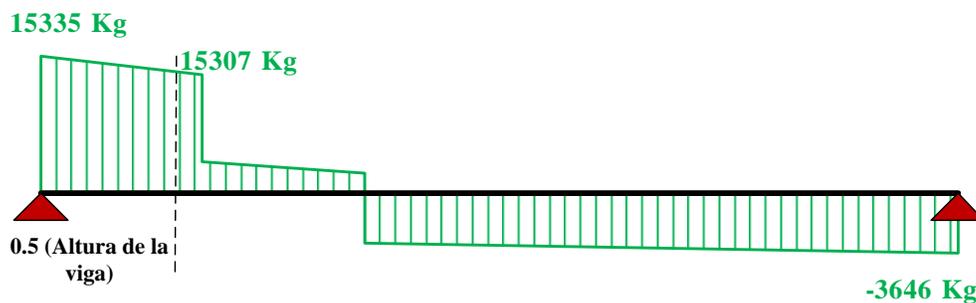


FIGURA 3.56 Diagrama de cargas para carga viva

Fuente: Elaboración propia

Cargando la viga con la CV Cam se obtienen el cortante máximo según el programa computacional SAP 2000.14.

Diagrama de cortante, para encontrar el cortante máximo se utilizara la reacción mas critica que produce las cargas en la viga.



$$V_{\max} = 15306,630 \text{ kg m}$$

FIGURA 3.57 Diagrama de cortante para carga viva

Fuente: Elaboración propia

Aplicando los factores de distribución:

$$g_i = 0,658$$

$$g_e = 0,537$$

$$V_{\text{Int.Max.}} = 10073,223 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{Ext.Max.}} = 8226,466 \text{ Kg}$$

Carga de carril de diseño CV Car:

Cargas actuantes

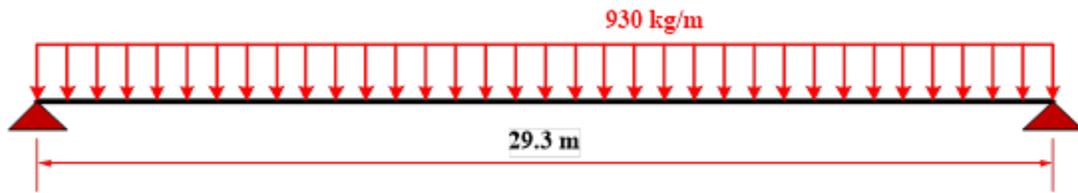
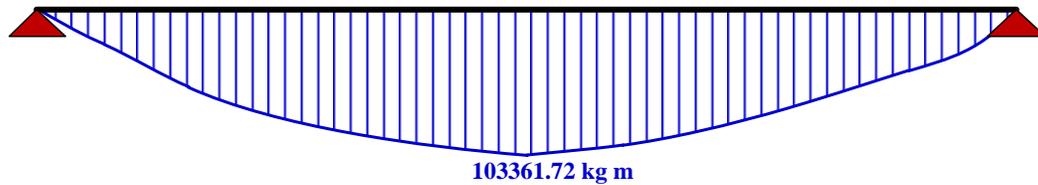


FIGURA 3.58 Diagrama de cargas para carga CV car

Fuente: Elaboración propia

Cargando la viga con la CV car. se obtienen los momentos y cortantes máximos según programa computacional SAP 2000.14.

Diagrama de momento



$$M_{\max} = 103361,72 \text{ kg m}$$

FIGURA 3.59 Diagrama de momento para carga CV Car

Fuente: Elaboración propia

Aplicando los factores de distribución:

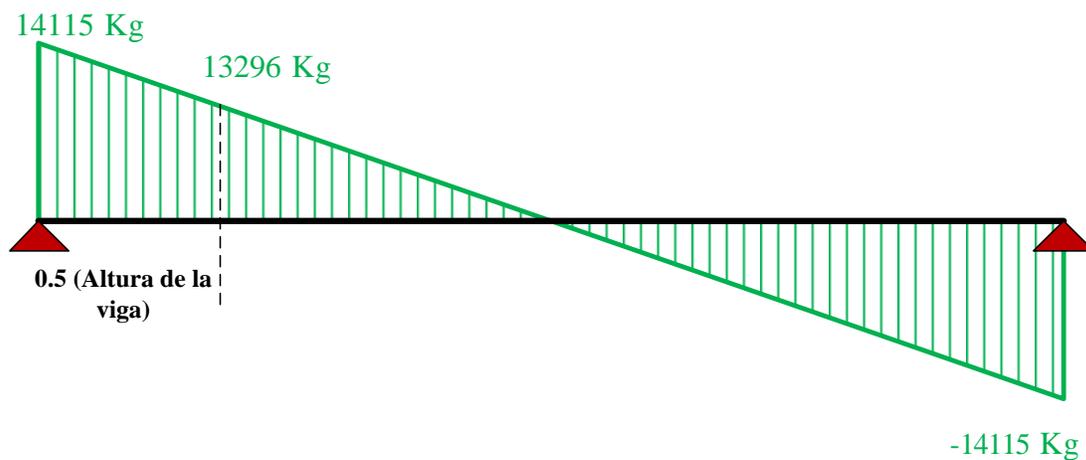
$$g_i = 0,600$$

$$g_e = 0,602$$

$$M_{\text{Int. Max.}} = 62057,706 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{Ext. Max.}} = 62190,687 \text{ Kg.m}$$

Diagrama de cortante



$$V_{\max} = 13295,92 \text{ kg m}$$

FIGURA 3.60 Diagrama de cortante para carga CV Car

Fuente: Elaboración propia

Aplicando los factores de distribución:

$$g_i = 0,658$$

$$g_e = 0,602$$

$$V_{\text{Int. Max.}} = 8749,984 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{Ext. Max.}} = 7999,890 \text{ Kg}$$

Resumen de los momentos y cortantes de las sobre cargas.

Componente	M Viga Int. (Kg.m)	M Viga Ext. (Kg.m)	V Viga Int. (Kg)	V Viga Ext. (Kg)
CV _{Cam}	122199,95	122461,80	10073,22	8226,47
CV _{Car}	62057,71	62190,69	8749,98	7999,89
ΣCV	184257,65	184652,49	18823,21	16226,36

Fuerzas Totales

Para Tiempo = Cero

Momento máximo

Datos:

$M_{CD} = 155366 \text{ Kg.m}$
 $M_{CV} = 0 \text{ Kg.m}$
 $M_{IM} = 0 \text{ Kg.m}$

Momento máximo $T = 0$:

Factor de carga				
Estado	M_{CD}	M_{CR}	M_{CV}	M_{IM}
Resistencia I	1,25	1,50	1,75	1,75
Resistencia III	1,25	1,50	-	-
Resistencia V	1,25	1,50	1,35	1,35
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00

Momento Factorado					
Estado	M_{CD}	M_{CR}	M_{CV}	M_{IM}	$M_u \text{ (Kg.m)}$
$M_o \text{ (Kg.m)}$	155366	0	0,00	0,00	155365,74
Resistencia I	194207,18	0,00	0,00	0,00	194207,18
Resistencia III	194207,18	0,00	0,00	0,00	194207,18
Resistencia V	194207,18	0,00	0,00	0,00	194207,18
Servicio I	155365,74	0,00	0,00	0,00	155365,74

Cortante máxima:

$$V_{CD} = 21251,69 \text{ Kg}$$

$$V_{CV} = 0 \text{ Kg}$$

$$V_{IM} = 0 \text{ Kg}$$

Cortante máximo T = 0:

Factor de Carga				
Estado	M _{CD}	M _{CR}	M _{CV}	M _{IM}
Resistencia I	1,25	1,5	1,75	1,75
Resistencia III	1,25	1,5	-	-
Resistencia V	1,25	1,5	1,35	1,35
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00

Cortante Factorado					
	V _{CD}	V _{CR}	V _{CV}	V _{IM}	V _u (Kg.m)
Vo (Kg.m)	21251,69	0	0,00	0,00	21251,69
Resistencia I	26564,61	0,00	0,00	0,00	26564,61
Resistencia III	26564,61	0,00	0,00	0,00	26564,61
Resistencia V	26564,61	0,00	0,00	0,00	26564,61
Servicio I	21251,69	0,00	0,00	0,00	21251,69

Para Tiempo = Infinito**Momento máximo****Viga exterior****Datos:**

$$M_{CD} = 297848,01 \text{ Kg.m}$$

$$M_{CR} = 18609,93 \text{ Kg.m}$$

$$M_{CV} = 184652,49 \text{ Kg.m}$$

$$M_{IM} = 40325,98 \text{ Kg.m} \text{ incremento por carga dinámica } 0,33\%$$

Momento máximo para la viga exterior en T = Infinito:

Factor de carga				
Estado	M_{CD}	M_{CR}	M_{CV}	M_{IM}
Resistencia I	1,25	1,50	1,75	1,75
Resistencia III	1,25	1,50	-	-
Resistencia V	1,25	1,50	1,35	1,35
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00

Momento Factorado					
Estado	M_{CD}	M_{CR}	M_{CV}	M_{IM}	Mu (Kg.m)
Mo (Kg.m)	297848,01	18609,93	184652,49	40325,98	541436,41
Resistencia I	372310,01	27914,90	323141,86	70570,47	793937,24
Resistencia III	372310,01	27914,90	0,00	0,00	400224,91
Resistencia V	372310,01	27914,90	249280,86	54440,08	703945,85
Servicio I	297848,01	18609,93	184652,49	40325,98	541436,41

Viga interior

Datos:

M_{CD}= 343440,74 **Kg.m**

M_{CR}= 24463,15 **Kg.m**

M_{CV}= 184257,65 **Kg.m**

M_{IM}= 40412,40 **Kg.m** incremento por carga dinámica 0,33%

Momento máximo para la viga interior en T = Infinito:

Factor de carga				
Estado	M_{CD}	M_{CR}	M_{CV}	M_{IM}
Resistencia I	1,25	1,50	1,75	1,75
Resistencia III	1,25	1,50	-	-
Resistencia V	1,25	1,50	1,35	1,35
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00

Momento factorado					
Estado	M_{CD}	M_{CR}	M_{CV}	M_{IM}	M_u (Kg.m)
Mo (Kg.m)	343440,74	24463,15	184257,65	40412,40	592573,94
Resistencia I	429300,93	36694,73	322450,89	70721,69	859168,24
Resistencia III	429300,93	36694,73	0,00	0,00	465995,65
Resistencia V	429300,93	36694,73	248747,83	54556,73	769300,22
Servicio I	343440,74	24463,15	184257,65	40412,40	592573,94

Ya encontrado los momentos elegimos el momento más desfavorable entre la viga exterior y la viga interior.

Estado de servicio para el cálculo de la fuerza de pretensado inicial.

Total **M_{UExt}**= 541436,41 **Kg** El momento de la viga interior es mayor
Total **M_{UInt}**= 592573,94 **Kg**

Estado de resistencia I para la comprobación en estado de resistencia y obtener la armadura de flexión.

Total **M_{UExt}**= 793937,24 **Kg** El momento de la viga interior es mayor
Total **M_{UInt}**= 859168,24 **Kg**

Cortante máximo

Viga exterior

Datos:

V_{CD}= 39370,89 **Kg**

V_{CR}= 2393,89 **Kg**

V_{CV}= 16226,36 **Kg**

V_{IM}= 5354,70 **Kg** incremento por carga dinámica 0,33%

Cortante máximo para la viga exterior en T = Infinito:

Factor de carga				
Estado	M_{CD}	M_{CR}	M_{CV}	M_{IM}
Resistencia I	1,25	1,50	1,75	1,75
Resistencia III	1,25	1,50	-	-
Resistencia V	1,25	1,50	1,35	1,35
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00

Cortante factorado					
Estado	V_{CD}	V_{CR}	V_{CV}	V_{IM}	V_u (Kg.m)
V_o (Kg.m)	39370,89	2393,89	16226,36	5354,70	63345,83
Resistencia I	49213,61	3590,84	28396,12	9370,72	90571,29
Resistencia III	49213,61	3590,84	0,00	0,00	52804,45
Resistencia V	49213,61	3590,84	21905,58	7228,84	81938,87
Servicio I	39370,89	2393,89	16226,36	5354,70	63345,83

Viga interior

Datos:

$$V_{CD} = 45122,36 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 3146,81 \text{ Kg}$$

$$V_{CV} = 18823,21 \text{ Kg}$$

$$V_{IM} = 6211,66 \text{ Kg} \quad \text{incremento por carga dinámica } 0,33\%$$

Cortante máximo para la viga interior en T = Infinito:

Factor de carga				
Estado	M_{CD}	M_{CR}	M_{CV}	M_{IM}
Resistencia I	1,25	1,50	1,75	1,75
Resistencia III	1,25	1,50	-	-
Resistencia V	1,25	1,50	1,35	1,35
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00

Cortante factorado					
Estado	V_{CD}	V_{CR}	V_{CV}	V_{IM}	V_u (Kg.m)
Vo (Kg.m)	45122,36	3146,81	18823,21	6211,66	73304,04
Resistencia I	56402,95	4720,22	32940,61	10870,40	104934,18
Resistencia III	56402,95	4720,22	0,00	0,00	61123,17
Resistencia V	56402,95	4720,22	25411,33	8385,74	94920,23
Servicio I	45122,36	3146,81	18823,21	6211,66	73304,04

Ya encontrado los cortantes elegimos el cortante más desfavorable entre la viga exterior y la viga interior

Para el estado de resistencia

Total **V_{UExt}**= 90571,29 **Kg** La cortante de la viga interior es mayor
Total **V_{UInt}**= 104934,18 **Kg**

3.5.9.3 Fuerza de pretensado

Tiempo inicial

t = 0

A= 5922,5 **cm²**
I_o= 22334434,13 **cm⁴**
C_{1o}= 88 **cm**
C_{2o}= 82 **cm**
e_o= 58 **cm**
M_o = 15536574 **kg*cm**
f'ci= 280 **kg/cm²** **PARA HORMIGON A LOS 7 DIAS**

1.- Para la fibra superior

$$P_o \leq \frac{M_o * C_{10} + 0,80 * I_o * \sqrt{f'_{ci}}}{e_o * C_{10} - \frac{I_o}{A_o}}$$

$$P_o \leq 1266601,03 \text{ Kg}$$

2.- Para la fibra inferior

$$P_o \leq \frac{M_0 * C_{20} + 0,60 * I_0 * f'_{ci}}{e_0 * C_{20} + \frac{I_0}{A_0}}$$

$$P_o \leq 592647,44 \text{ Kg}$$

Tiempo final

$$T = \infty$$

$$\begin{aligned} A &= 9020,89 \text{ cm}^2 \\ I_{oo} &= 42136931,00 \text{ cm}^4 \\ C_{1oo} &= 54,608 \text{ cm} \\ C_{2oo} &= 115,392 \text{ cm} \\ e_{oo} &= 91,392 \text{ cm} \\ M_t &= 59257393,940 \text{ kg*cm} \\ f'_c &= 350 \text{ kg/cm}^2 \\ \eta &= 0,8 \end{aligned}$$

PARA HORMIGON EN TIEMPO INFINITO

1.- Para la fibra superior

$$P_o \geq \frac{M_T * C_{1\infty} - 0,45 * I_{\infty} * f'_c}{\eta * (e_{\infty} * C_{1\infty} - \frac{I_{\infty}}{A_{\infty}})}$$

$$P_o \geq -13296930,7 \text{ Kg}$$

2.- Para la fibra inferior

$$P_o \geq \frac{M_T * C_{2\infty} - 1,60 * I_{\infty} * \sqrt{f'_c}}{\eta * (e_{\infty} * C_{2\infty} + \frac{I_{\infty}}{A_{\infty}})}$$

$$P_o \geq 458085,441 \text{ Kg}$$

3.5.10.4 Obtención del número de torones

Conjunto Solución

TIEMPO INICIAL

$t= 0$

$$P_o \leq 1266601,034 \text{ Kg}$$

$$P_o \leq 592647,4396 \text{ Kg}$$

TIEMPO FINAL

$t= \infty$

$$P_o \geq -13296930,7 \text{ Kg}$$

$$P_o \geq 458085,4406 \text{ Kg}$$



FIGURA 3.61 Diagrama del conjunto solución

Fuente: Elaboración propia

Datos:

$$f_{pu} = 18980 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,74 \cdot f_{pu} = 14045 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$P_T = A \cdot (0,74 \cdot f_{pu})$$

$$P_T = 13863 \text{ Kg}$$

Numero de torones

$$\frac{458085,44}{13863} = 33,04 \quad \frac{592647,44}{13863} = 42,8$$

$$N^{\circ} = 34,00$$

$$N^{\circ} = 43,0$$

$$N^{\circ} = 36 \quad \text{SE ADOPTA 36T 0,5''}$$

Área de torones

$$ATT = 3 * 12 * A$$

$$ATT = 35,53 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P_0}{A_{TT}} \quad \rightarrow \quad P_0 = \sigma * A_{TT}$$

$$P_0 = 499054,05 \text{ Kg}$$

3.5.9.5 Excentricidades

Tiempo inicial

$$T = 0$$

$$\begin{aligned} A &= 5922,50 \text{ cm} \\ I_0 &= 22334434,13 \text{ cm}^4 \\ C_{10} &= 88,41 \text{ cm} \\ C_{20} &= 81,59 \text{ cm} \\ e_0 &= 57,59 \text{ cm} \\ M_0 &= 15536574,00 \text{ kg cm} \\ f_{ci} &= 280,00 \text{ kg/cm}^2 \\ q_0 &= 1262,14 \text{ kg/m} \\ L &= 29,30 \text{ m} \\ P_0 &= 499054,05 \text{ kg} \end{aligned}$$

Fibra Superior

$$e_{(x)} \leq \frac{0,8\sqrt{f'_{ci}}I_0}{P_0C_{10}} + \frac{I_0}{A_0C_{10}} + \frac{M_{0(x)}}{P_0}$$

Fibra Inferior

$$e_{(x)} \leq \frac{0,6f'_{ci}I_0}{P_0C_{20}} - \frac{I_0}{A_0C_{20}} + \frac{M_{0(x)}}{P_0}$$

Tiempo infinito

T = ∞

Fibra Superior

$$e_{(x)} \geq -\frac{0,45f'_c I_{\infty}}{P_e C_{1\infty}} + \frac{I_{\infty}}{A_{\infty} C_{1\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{P_e}$$

- A= 9020,89 cm
- I_∞= 42136931,00 cm⁴
- C_{1∞}= 74,61 cm
- C_{2∞}= 115,39 cm
- e_∞= 91,39 cm
- M_t = 59257393,94 kg cm
- f'_c= 350,00 kg/cm²
- L= 29,30 kg/m
- P_e= 414214,86 m

Fibra Inferior

$$e_{(x)} \geq -\frac{1,60\sqrt{f'_c} I_{\infty}}{P_e C_{2\infty}} - \frac{I_{\infty}}{A_{\infty} C_{2\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{P_e}$$

TABLA 3.8 Excentricidades en la viga

N ^a	x	M ₀ (x)	e ₁₀ (X)	e ₂₀ (X)	e _{1∞} (X)	e _{2∞} (X)
1	0,00	0,00	49,43	45,93	-152,14	-66,868
2	1,00	2218703,00	53,88	50,38	-135,07	-49,791
3	2,00	4169149,00	57,79	54,28	-119,23	-33,957
4	3,00	5897091,00	61,25	57,75	-104,53	-19,256
5	4,00	7481298,00	64,42	60,92	-90,77	-5,497
6	5,00	8923411,00	67,31	63,81	-77,95	7,324
7	6,00	10223430,00	69,92	66,41	-66,07	19,206
8	7,00	11381357,00	72,24	68,74	-55,12	30,150
9	8,00	12397189,00	74,27	70,77	-45,12	40,155
10	9,00	13270928,00	76,02	72,52	-36,05	49,222
11	10,00	14002574,00	77,49	73,99	-28,28	56,992
12	11,00	14592126,00	78,67	75,17	-22,09	63,185
13	12,00	15039585,00	79,57	76,07	-16,83	68,440
14	13,00	15344951,00	80,18	76,68	-12,52	72,756
15	14,00	15508222,00	80,51	77,00	-9,32	75,952
16	14,65	15536574,00	80,56	77,06	-9,46	75,818
17	15,00	15529401,00	80,55	77,05	-9,68	75,596
18	16,00	15408486,00	80,31	76,80	-10,97	74,302
19	17,00	15145477,00	79,78	76,28	-13,20	72,069
20	18,00	14740375,00	78,97	75,47	-16,38	68,898
21	19,00	14193180,00	77,87	74,37	-22,62	62,650
22	20,00	13503891,00	76,49	72,99	-30,58	54,694
23	21,00	12672508,00	74,83	71,32	-39,68	45,591
24	22,00	11699032,00	72,87	69,37	-49,73	35,548
25	23,00	10583463,00	70,64	67,14	-60,71	24,568
26	24,00	9325800,00	68,12	64,62	-72,63	12,648
27	25,00	7926044,00	65,31	61,81	-85,48	-0,209
28	26,00	6384194,00	62,23	58,72	-99,28	-14,005
29	27,00	4699627,00	58,85	55,35	-114,02	-28,741
30	28,00	2824850,00	55,09	51,59	-129,81	-44,532
31	29,30	0,00	49,43	45,93	-152,14	-66,868

TABLA 3.9 Coordenadas desde la fibra inferior de la viga

N ^a	x	Y1	Y2	Y3	Y4
1	0	32,160	35,663	267,53	182,26
2	1	27,714	31,217	250,46	165,18
3	2	23,806	27,309	234,62	149,35
4	3	20,343	23,847	219,92	134,65
5	4	17,169	20,672	206,16	120,89
6	5	14,279	17,782	193,34	108,07
7	6	11,674	15,177	181,46	96,19
8	7	9,354	12,857	170,52	85,24
9	8	7,318	10,822	160,51	75,24
10	9	5,568	9,071	151,44	66,17
11	10	4,102	7,605	143,67	58,40
12	11	2,920	6,424	137,48	52,21
13	12	2,024	5,527	132,23	46,95
14	13	1,412	4,915	127,91	42,64
15	14	1,085	4,588	124,71	39,44
16	14,65	1,028	4,531	124,85	39,57
17	15	1,042	4,545	125,07	39,80
18	16	1,284	4,788	126,36	41,09
19	17	1,811	5,315	128,60	43,32
20	18	2,623	6,126	131,77	46,49
21	19	3,720	7,223	138,02	52,74
22	20	5,101	8,604	145,97	60,70
23	21	6,767	10,270	155,08	69,80
24	22	8,717	12,221	165,12	79,84
25	23	10,953	14,456	176,10	90,82
26	24	13,473	16,976	188,02	102,74
27	25	16,278	19,781	200,88	115,60
28	26	19,367	22,871	214,67	129,40
29	27	22,743	26,246	229,41	144,13
30	28	26,499	30,003	245,20	159,92
31	29,3	32,160	35,663	267,53	182,26

EXENTRICIDAD CONTRUCTIVA 24 cm
LIMITE INFERIOR DE LA VIGA 0 cm
LIMITE SUPERIOR DE LA VIGA (T=0) 170 cm
LIMITE SUPERIOR DE LA VIGA (T=∞) 170 cm

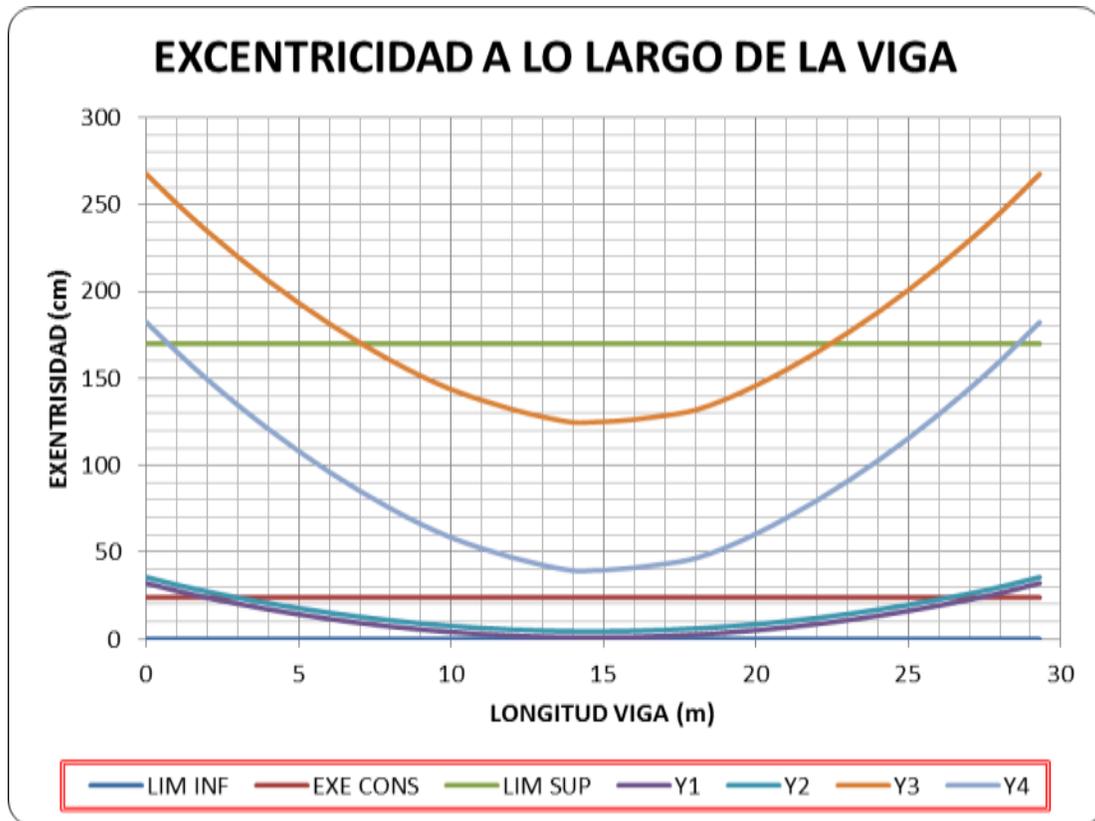


FIGURA 3.62 Excentricidad a lo largo de la viga

Fuente: Elaboración propia

Verificación de las fuerzas de pretensados

Teniendo en cuenta que usaremos torones con las siguientes características:

Diámetro

$$D = 0,50''$$

Área de Torón

$$AT = 0,987 \text{ cm}^2$$

Límite de ruptura

$$f_{pu} = 18980 \text{ Kg/cm}^2$$

Según criterio el esfuerzo máximo a tracción al que se someterá el acero es el 74 % del esfuerzo límite de ruptura.

$$\sigma_{\max} = 0,74 \cdot f_{pu} = 14045 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el diseño asumiremos que en nuestra viga entraran 3 vainas de 12 torones cada uno. Entonces tendremos que el área total del acero de pretensado será:

$$A_{TT} = 3 \cdot 12 \cdot A_T$$

$$A_{TT} = 35,53 \text{ cm}^2$$

Como:

$$\sigma = \frac{P_0}{A_{TT}} \quad \rightarrow \quad P_0 = \sigma \cdot A_{TT}$$

Así tenemos que la fuerza de pretensado efectivo será:

$$P_0 = 499054,0464 \text{ Kg}$$

Verificando que la fuerza de pretensado inicial se encuentre entre el rango impuesto por las ecuaciones 1 y 2:

EC.4	P_0	EC.2			
458085,4406	≤	499054,0464	≤	592647,4396	Cumple OK.

3.5.9.6 Trayectoria del cable (Tendón 1)

Para encontrar la ecuación de la parábola la aproximamos a partir de las gráficas de tendencia en el computador a partir de 3 puntos.

Excentricidad constructiva:

$$Y_{\text{centro}} = 0,24 \text{ cm}$$

	X	Y
P1	0	0,85
P2	14,65	0,24
P3	29,3	0,85

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$\begin{cases} 0,85 \\ 0,24 \\ 0,85 \end{cases} = \begin{cases} 0 A + 0 B + C \\ 214,6 A + 14,65 B + C \\ 858,5 A + 29,3 B + C \end{cases}$$

Solución:

$$A = 0,0028$$

$$B = -0,083$$

$$C = 0,85$$

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$y = 0,003 x^2 + -0,08 x + 0,85$$

Ecuación de la curva parabólica del TENDON 2:

Excentricidad constructiva:

$$Y_{\text{centro}} = 0,38 \text{ cm}$$

	X	Y
P1	0	1,15
P2	14,65	0,38
P3	29,3	1,15

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$\begin{cases} 1,15 \\ 0,38 \\ 1,15 \end{cases} = \begin{cases} 0 A + 0 B + C \\ 214,6 A + 14,65 B + C \\ 858,5 A + 29,3 B + C \end{cases}$$

Solución:

$$A= 0,004$$

$$B= -0,11$$

$$C= 1,15$$

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$y = 0,004 x^2 + -0,11 x + 1,15$$

Ecuación de la curva parabólica del TENDON 3

Excentricidad constructiva:

$$Y_{\text{centro}}= 0,10 \text{ cm}$$

	X	Y
P1	0	0,55
P2	14,65	0,10
P3	29,3	0,55

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$\begin{bmatrix} 0,55 \\ 0,1 \\ 0,55 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 A + 0 B + C \\ 214,6 A + 14,65 B + C \\ 858,5 A + 29,3 B + C \end{bmatrix}$$

Solución:

$$A= 0,002$$

$$B= -0,06$$

$$C= 0,55$$

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$y = 0,002 x^2 + -0,06 x + 0,55$$

TABLA 3.10 Coordenadas de la trayectoria del cable y los tendones

x (m.)	Tendon 2	Tendon 1	Tendon 3
0,00	1,150	0,850	0,550
3,75	0,806	0,578	0,349
7,50	0,563	0,385	0,207
11,25	0,421	0,273	0,124
14,65	0,380	0,240	0,100
18,40	0,430	0,280	0,129
22,15	0,582	0,400	0,218
25,90	0,834	0,600	0,365
29,30	1,150	0,850	0,550

La exentricidad $H/2=$ 101,086 cm

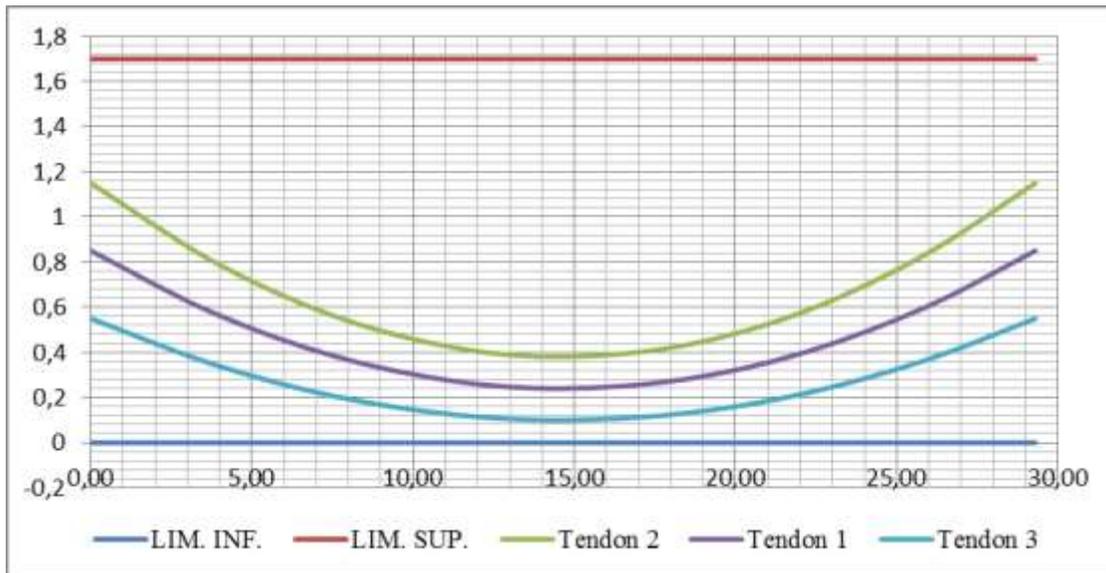


FIGURA 3.63 Trayectoria del cable y los tendones

Fuente: Elaboración propia

3.5.9.7 Verificación de las fuerzas en la sección

En $t = 0$

Datos:

$$\begin{aligned} A &= 5922,5 \text{ cm}^2 \\ I_0 &= 22334434,13 \text{ cm}^4 \\ C_{10} &= 88 \text{ cm} \\ C_{20} &= 82 \text{ cm} \\ e_0 &= 58 \text{ cm} \\ M_0 &= 15536574,0 \text{ kg*cm} \\ f'_{ci} &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ P_0 &= 499054,05 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Fibra superior

$$-\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 * e * C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A} \leq 0,8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

-32 ≤ 13,39 ok cumple

Fibra inferior

$$\frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 * e * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A} \geq -0,6 * f'_{ci}$$

-133 ≥ -168 ok cumple

En t = ∞

Datos:

A= 9020,89 cm²
I_∞= 42136931,00 cm⁴
C_{1∞}= 74,61 cm
C_{2∞}= 115,39 cm
e_∞= 91,39 cm
M_t = 59257393,94 kg*cm
f_c= 350,00 kg/cm²
η= 0,83
P₀ = 499054,05 kg.

Fibra superior

$$-\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{\eta P_0 * e * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta P_0}{A} \geq 0,45 * f'_c$$

-83,8 ≥ -158 **ok cumple**

Fibra inferior

$$\frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta P_0 * e * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta P_0}{A} \geq 1,60 * \sqrt{f'_c}$$

12,69 ≤ 29,93 **ok cumple**

3.5.9.8 Estimación de pérdidas de fuerza de pretensado por separado

Datos de diseño:

$C1 = 0,75 \text{ m}$
 $C2 = 1,15 \text{ m}$
 $A = 0,9021 \text{ m}^2$
 $ATT = 35,532 \text{ cm}^2$
 $I = 0,443509536 \text{ m}^4$
 $k = 0,0013 \text{ 1/m}$
 $\mu = 0,2$

$P_0 = 499054,046 \text{ Kg}$

$P_{pj} =$	499054,046	Kg	TENDON N 1, 2 Y 3
$ATT =$	35,532	cm²	
$\sigma_{tp} =$	14045,2	Kg/cm²	

Pérdida por Fricción.

TABLA 3.11 Replanteo de los cables a cada ¼ de la luz

X	Y1	$\alpha 1$	Y2	$\alpha 2$	Y3	$\alpha 3$
0	1,15	0,105	0,85	0,083	0,550	0,061
7,5	0,56	0,051	0,39	0,041	0,207	0,030
15	0,38	0,003	0,24	0,002	0,100	0,001
22,5	0,58	0,056	0,40	0,045	0,218	0,033
30	1,15	0,110	0,85	0,087	0,550	0,064

$\alpha =$ esta variable está dada en radianes con respecto a la horizontal

Hallamos los ángulos para cada tramo

TABLA 3.12 Ángulos de los tendones a lo largo de la viga

X	Tendón2	Tendón1	Tendón3
7,5	0,054	0,043	0,031
15	0,103	0,085	0,060
22,5	0,161	0,128	0,094
30	0,215	0,171	0,126

18.6.2.1, – P_{px} , la fuerza en los tendones de postensado a una distancia l_{px} del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \quad (18 - 1)$$

Cuando $(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})$ no es mayor que 0,3, P_{px} puede calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} (1 + Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})^{-1} \quad (18 - 2)$$

Verificar si: $k*x + \mu*\alpha \leq 0.3$

X	Tendón2	Tendón1	Tendón3
7,5	0,012	0,010	0,008
15	0,022	0,018	0,013
22,5	0,034	0,027	0,020
30	0,044	0,035	0,026

Entonces viendo que todo cumple utilizaremos la siguiente ecuación de la norma ACI-318-05.

$$P_{px} = P_{pj} (1 + Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})^{-1} \quad (18 - 2)$$

Hallamos los P_{px} para cada tramo en los diferentes cables:

TABLA 3.13 Fuerza de pretensado para cada tramo

X	Tendón2	Tendón1	Tendón3
7,5	493105,6713	494197,7631	495294,7031
15	488396,4479	490059,8804	492507,0756
22,5	482835,948	485990,7146	489186,9777
30	477859,8459	481988,5682	486189,2569

Determinamos los esfuerzos finales después de la pérdida por fricción en cada tramo en los diferentes cables:

TABLA 3.14 Pérdidas por fricción por cada tramo

X	Esfuerzos después de fricción			Pérdidas por		
7,5	13877,791	13908,526	13939,398	1,19%	0,97%	0,75%
15	13745,256	13792,071	13860,944	2,14%	1,80%	1,31%
22,5	13588,764	13677,550	13767,505	3,25%	2,62%	1,98%
30	13448,718	13564,915	13683,138	4,25%	3,42%	2,58%

Estos esfuerzos están en unidades de (Kg/cm²).

Pérdida por deslizamiento de cuñas

$$\Delta f_{s_{anc}} = \frac{\Delta x}{l} E s$$

Donde:

Δx = hundimiento de los anclajes

Δx = 0,6 cm Valor de deslizamiento recomendado para anclajes Tipo Protende

l = 1500 cm Longitud de un extremo al eje de simetría de la viga

l = 3000 cm Longitud de la Viga

$E s$ = 2E+06 kg/cm² Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

Por lo tanto reemplazando

$$\Delta f_{s_{anc}} = 390 \text{ kg/cm}^2 = 2,8\%$$

Calculo de la longitud que afecta el desplazamiento de Cuñas

$$\tan \alpha = \frac{P_0 - P_x}{L/2} = \frac{\Delta f_{desl}/2}{x} \quad x = \frac{\Delta l * E s}{4 * (P_0 - P_x)}$$

Entonces obtenemos: $x = 33 \text{ cm}$.

Perdida por acortamiento elástico

$$ES = K_{es} * E_S * \frac{f_{cir}}{E_{ci}} \quad f_{cir} = K_{cir} * f_{cip} - f_g$$

fcir= Tensión de compresión neta en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, inmediatamente después de aplicar el pretensado al hormigón.

fcpi= Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, debido Ppi

fg= Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, debido al peso de la estructura en el momento en que se aplica el pretensado

Es= Módulo de elasticidad del acero de pretensado; generalmente igual a 1950000 Kg/cm²

Eci= Módulo de elasticidad del hormigón ; generalmente igual a 284365,961 Kg/cm²

Kes= Factor para elementos postesados en los cuales los cables se tesan en orden secuencial hasta una misma tensión. Para otros procedimientos de postesado el valor de Kes puede variar entre 0 - 0,5

Kcir= Factor para elementos postesados igual a 1,0

$$P_i = \lambda * P_0$$

$\lambda = 0.9$ **Pi** = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en el Libro de Estructuras de Concreto Presforzado de Arthur Nilson que es adecuado estimar mas o menos el 10 % menor que el Po

Ppi =	449148,64	Kg	
Mo =	155365,74	Kg*m	fcip = 1388218,193 Kg/m²
Ac =	0,90	m²	fg = 336978,148 Kg/m²
e =	0,91	m	
Ic =	0,4214	m⁴	fcir = 1051240,045 Kg/m²
Es =	1950000	Kg/cm²	fcir = 105,1240045 Kg/cm²
Ec =	284365,961	Kg/cm²	

$$ES = 360,4 \text{ Kg/cm}^2 = 2,6\%$$

Perdida por fluencia lenta del hormigón

$$\begin{aligned}
 K_{cr} &= 1,6 && \text{para elementos postensados} \\
 E_s &= 1950000 && \text{kg/cm}^2 \\
 E_c &= 322440,6922 && \text{kg/cm}^2 \\
 M_{cds} &= \text{Momento debido a cargas permanentes} \\
 e &= 0,91 && \text{m exentricidad} \\
 I_c &= 0,4214 && \text{m}^4 \text{ Inercia} \\
 f_{cds} &= \text{Tension debido a cargas permanentes} \\
 f_{cir} &= \text{Tension debido a cargas iniciales}
 \end{aligned}$$

$$CR = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds}) \qquad f_{cds} = \frac{M_{cds} * e}{I_c}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cds} &= 367904 && \text{Kg*m} \\
 f_{cds} &= 797959,5213 && \text{Kg/m}^2 \\
 f_{cds} &= 79,796 && \text{Kg/cm}^2 \\
 \frac{E_s}{E_c} &= 6,048 \\
 f_{cir} &= 105,124 && \text{Kg/cm}^2 \\
 CR &= 245,0793 && \text{Kg/cm}^2 \text{ 1,7\%}
 \end{aligned}$$

Perdida por contracción del hormigón

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

TABLA 3.15 Valores de Ksh para elementos postesados

Tiempo, Dias	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Tiempo entre el final del curado humedo y la aplicacion del pretensado

$$\begin{aligned}
 Ag &= 0,902 \text{ m}^2 && \text{Perimetro} = 6,461 \text{ m} \\
 RH &= 75 && \text{En Tarija}
 \end{aligned}$$

RH = humedad relativa ambiente media alrededor del elemento de hormigón
(ver Figura 24-1)

V/S = relación volumen-superficie; generalmente se toma como el área bruta de la sección transversal del elemento de hormigón dividida por su perímetro.

$$E_s = 1950000 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{V}{S} = \frac{A_g}{\text{Perimetro}} = 0,134$$

$$K_{sh} = 0,77$$

$$SH = 305,329 \text{ kg/cm}^2 \quad 2,17\%$$

Perdida por relajación de los cables

$$RE = (K_{re} - J)(SH + CR + ES)C$$

Donde los valores de K_{re} , J y C se toman de las Tablas 24-3 y 24-4.

Tabla 24-3 – Valores de K_{re} y J

Tipo de cable	K_{re} (psi)	J
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20.000	0,15
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18.500	0,14
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 ó 235	17.600	0,13
Cordón de baja relajación Grado 270	5000	0,040
Alambre de baja relajación Grado 250	4630	0,037
Alambre de baja relajación Grado 240 ó 235	4400	0,035
Barra aliviada de tensiones Grado 145 ó 160	6000	0,05

Tabla 24-4 – Valores de K_{re} y J

Tipo de cable	K_{re} (psi)	J
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20.000	0,15
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18.500	0,14
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 ó 235	17.600	0,13
Cordón de baja relajación Grado 270	5000	0,040
Alambre de baja relajación Grado 250	4630	0,037
Alambre de baja relajación Grado 240 ó 235	4400	0,035
Barra aliviada de tensiones Grado 145 ó 160	6000	0,05

$$SH = 305,229 \text{ kg/cm}^2 \quad K_{re} = 351,535 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR = 245,079 \text{ kg/cm}^2 \quad J = 0,040$$

$$ES = 360,437 \text{ kg/cm}^2 \quad C = 0,950$$

$$RE = 299,350 \text{ kg/cm}^2 \quad 2,13\%$$

Total de las pérdidas:

Friccion
Acuñamiento
Acortamiento Elastico
Fluencia Lenta
Contraccion del Hormigon
Relajacion de los Cables

Perdidas %
4,25%
2,78%
2,57%
1,74%
2,17%
2,13%
12,86%

$$\eta_{\text{supuesto}} = 0,83$$

$$\eta_{\text{real}} = 0,87$$

Encontrando la fuerza de pretensado efectivo:

$$P_e = 434862,772 \text{ Kg}$$

3.5.9.9 Verificación a Corte

La verificación debe cumplir la siguiente expresión:

Relación:

$$V_u = \Phi V_n$$

Dónde:

V_u = Fuerza cortante de sollicitación afectado por coeficientes de mayoración

V_n = Resistencia Nominal al cortante

Φ = Factor de reducción de la resistencia, tomando a 0.9 para cortante

Calculando la resistencia nominal al corte.

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

V_c = Resistencia nominal al cortante del concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante del acero

Cálculo de V_c

Se adopta el menor de V_{ci} y V_{cw}

Agrietamiento por corte y flexión (cálculo de V_{ci})

$$V_{ci} = 0,159 * b_w * d * \sqrt{f'_c} + V_0 + V_{cr} \quad V_{cr} = \frac{V_{D+L}}{M_{D+L}} * M_{cre}$$

$$M_{cr} = \frac{1}{C_2} \left[1,59 * \sqrt{f'_c} + |f_{pe}| - |f_d| \right]$$

Dónde:

bw = Ancho del alma

Para nuestro caso particular

bt = 0,2 m

d= 1,224 m

fc= 350

d es el canto util igual a 0,72 de h segun AASHTO

f'c = Se refiere a la resistencia característica del Hormigón a los 28 días para nuestro caso sería:

$$f'c = 35 \text{ [MPa]} = 350 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Vo = Cortante debido solo al peso propio de la viga en la sección estudiada en nuestro caso sería:

$$V_o = 26565 \text{ [Kg]} = 26565 \text{ [Kg]}$$

V_(D+L) = Cortante debido a la carga permanente adicional VD mas la carga viva VL en la la sección estudiada el cual sería:

$$V_{(D+L)} = 78370 \text{ [Kg]} = 78370 \text{ [Kg]}$$

M_(D+L) = Momento flector producido por la carga permanente adicional VD mas la carga viva VL en la sección estudiada el cual sería:

$$M_{(D+L)} = 664961,06 \text{ [Kg m]} = 66496106,14 \text{ [Kg cm]}$$

$$M_{cr} = \frac{1}{C_2} \left[1,59 * \sqrt{f'_c} + |f_{pe}| - |f_d| \right]$$

Dónde:

Ic = Momento de inercia de la sección estudiada (Solo para análisis sin huecos es decir calculada a sección llena), que será igual a:

$$I_c = 0,223344341 \text{ [m}^4\text{]} = 22334434,13 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$C_2 = 0,82 \text{ [m]} = 82 \text{ [cm]}$$

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada, debido a la fuerza de pretensado solamente

En nuestro caso en la fibra inferior:

$$\begin{aligned} P_i &= 499054 \quad [\text{kg}] &= & 499054 \quad [\text{Kg}] \\ n &= 0,8 \\ P_e &= 434863 \quad [\text{Kg}] &= & \\ A &= 0,8792 \quad [\text{m}^2] &= & 8792 \quad [\text{cm}^2] \\ e &= 0,91 \quad [\text{m}] &= & 91 \quad [\text{cm}] \end{aligned}$$

$$f_{pe} = -45,35 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{Se toma el valor absoluto}$$

f_{2o} = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada debido al peso propio de la viga

$$f_{2o} = 56,75836444 \quad \text{kg/cm}^2 = 56,758 \quad \text{kg/cm}^2$$

De todo esto se tiene:

$$M_{cr} = \frac{1}{C_2} \left[1,59 * \sqrt{f'_c} + |f_{pe}| - |f_d| \right]$$

$$M_{cr} = 669,66 \quad [\text{kg.cm}]$$

$$V_{cr} = \frac{V_{D+L}}{M_{D+L}} * M_{cre}$$

$$V_{cr} = 226,9932689 \quad [\text{kg}]$$

Y con estos valores podemos calcular V_{ci} :

$$V_{ci} = 26792,33 \quad [\text{kg}]$$

Agrietamiento por corte en el alma (V_{cw})

$$V_{cw} = \left(0,928 * \sqrt{f'_c} + 0,3 * f_{pc} \right) * b_w * d_p + V_p$$

f_{PC} = Esfuerzo de compresión en el centroide de la sección en $t = \infty$

$$f_{PC} = 49,46308264 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \qquad f_{pc} = \frac{Pe}{Ac}$$

V_p = Es el contracortante (Componente vertical de la $V_p = Pe \text{ sen } \alpha$)

Derivando la ecuación del cable

$$y = 0,003 \quad x^2 + -0,08327645 \quad x + 0,85$$

$$y' = 0,00568 \quad x - 0,08327645$$

$$y' (x = h/2) = -0,15 \qquad \text{tg } a = m$$

$$a = 8,531 \quad ^\circ$$

$$\text{sen } a = 0,14834$$

$$Pe = 434863 \quad \text{Kg}$$

$$V_p = Pe * \text{sen } a = 64508 \quad \text{Kg}$$

Entonces tenemos que V_{cw} es igual a:

$$V_{CW} = 64507,74 \quad \text{[kg]}$$

De esto para V_c se toma el menor de V_{ci} y V_{cw} por lo tanto tenemos que:

$$V_c = 26792,33 \quad \text{[kg]}$$

Y luego tenemos:

$$V_s \geq \frac{V_u - V_c}{\phi}$$

3.5.9.10 Armadura de Corte

Se presentan los siguientes casos:

$$\text{si } V_u \leq \frac{V_c}{2} \qquad \text{No se necesita Armadura Transversal}$$

- si $\frac{V_c}{2} < V_u \leq V_c$ Se requiere Armadura mínima
- si $V_u > V_c$ Se necesita Armadura por Corte

Para nuestro caso tenemos que:

$$V_c/2 = 13396,167$$

$$V_u = 90571,29 \text{ [kg.]} > V_c = 26792,33 \text{ [kg]}$$

Entonces requiere armadura de corte.

Para el cálculo de la Armadura se utiliza la siguiente ecuación.

$$\phi = 0,9 \quad V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi$$

$$V_s = 73842 \text{ Kg.}$$

Calculo del espaciamiento.

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

diam=	16	mm		
n° de piernas	2			
A_v=	4,021248	cm²	S=	28 cm
f_y=	4200	kg/cm²		
d=	122,4	m	S=	25 cm
V_s=	73842,4	kg.		

Elegimos barras de ϕ 16 C / 25

3.5.9.11 Armadura en las caras de la viga (Armadura de piel)

Si la profundidad efectiva, de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente la armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia $d/2$ más próxima de la armadura de tracción por flexión.

En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm^2/m de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} = 0,001 \cdot (d_e - 760)$$

La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que $d/6$ ó 30 cm.

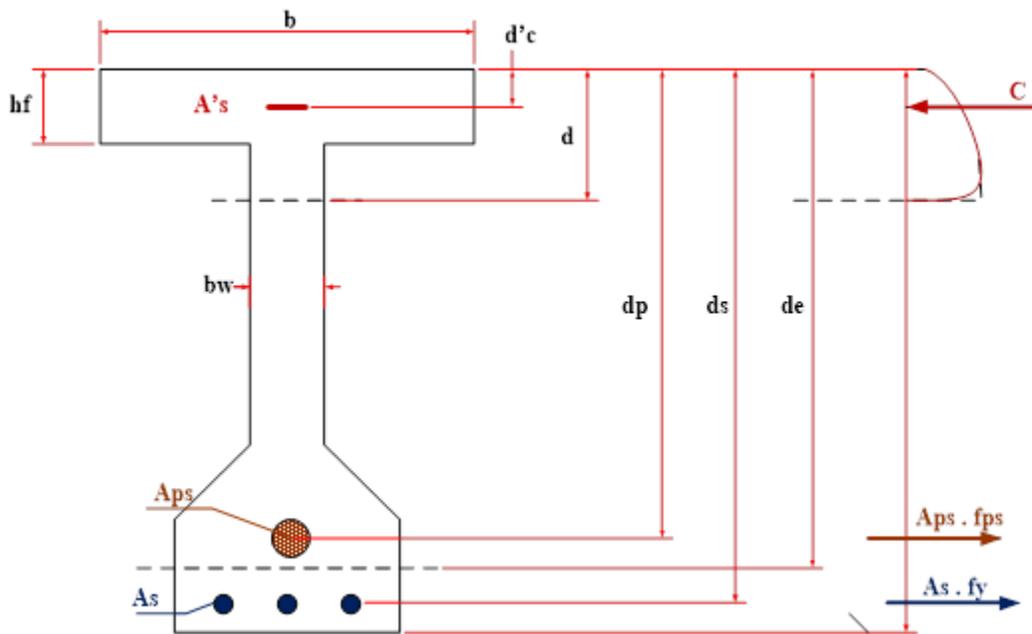


FIGURA 3.64 Ilustración de la relación entre la armadura y diferentes valores d

Fuente: Elaboración propia

$$d_e = 1570 \text{ mm}$$

$$A_{sk} = 0,81 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad A_{sk} = 0,081 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Como:

$$d/2 = 78,5 \text{ cm}$$

$$A_{sk} = 6,359 \text{ cm}^2$$

Separación máxima

$$d/6 = 26,17 \text{ cm} \quad S_{\max} = 25,00 \text{ cm}$$
$$\delta = 30,00 \text{ cm}$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	$A\phi$ (cm ² /m)
12	6	6,786
16	4	8,042
20	3	9,425

Ok !!

As. De Piel.-

Usamos **4 ϕ 16 mm** en ambas caras de la viga.

3.5.9.12 Calculo de la armadura pasiva

Verificación por estado límite de resistencia I

Momento aplicado:

$$M_{CD} = 343440,74 \text{ Kg.m}$$

$$M_{CR} = 24463,15 \text{ Kg.m}$$

$$M_{CV} = 184257,65 \text{ Kg.m}$$

$$M_{IM} = 40412,40 \text{ Kg.m}$$

$$M_U = 1,25.M_{CD} + 1,50.M_{CR} + 1,75.(M_{CV} + M_{IM})$$

$$M_U = 859168,24 \text{ Kg.m} = 85916823,64 \text{ Kg.cm}$$

Momento resistente de la viga:

Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo cuando

$$f_{pe} \geq 0,5.f_{pu}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{dp}\right)$$

Dónde:

f_{pe} = Tensión en el acero de presforzado debido al presforzado, luego de las pérdidas

$$P = 434862,77 \text{ Kg}$$

$$A = 35,532 \text{ cm}^2$$

$$f_{pe} = \frac{P}{A} = 12238,62 \text{ Kg/cm}^2$$

f_{pu} = Resistencia de la tensión especificada del acero de presfuerzo

$$f_{pu} = 18984 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{pe} \geq 0,5 \cdot f_{pu}$$

$$12238,62 \text{ Kg/cm}^2 > 9492 \text{ Kg/cm}^2$$

f_{ps} = Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo

$$k = 2 \cdot \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 0,28 \text{ para cables de baja relajacion}$$

d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del tendón de presfuerzo

$$d_p = 160 \text{ cm}$$

c = Distancia desde el eje neutro a la cara en compresión

Para calcular c (C5.7.3.2.2) asumimos un comportamiento rectangular de la sección y luego comprobamos si la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente, c , es menor o igual que el espesor de la losa;

$$h_f = 20 \text{ cm}$$

Dónde:

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

A_{ps} =	Área del acero de presfuerzo	=	35,53 cm ²
A_s =	Área del refuerzo de tension del acero no presforzado	=	0
A'_s =	Área del refuerzo de compresion	=	0
f'_c =	resistencia cilíndrica del concreto	=	350 Kg/cm ²
f_y =	resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de tension		
f'_y =	resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de compresion		

$$\beta_1 = 0,85 \text{ para } f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'_c - 280)}{70} \geq 0,65 \text{ para } f'_c > 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0,80$$

$$b = \text{Ancho efectivo del patin de compresiones} = 200 \text{ cm}$$

$$C = 13,828 \text{ cm} < hf = 20 \text{ cm}$$

El esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo es:

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

$$f_{ps} = 18524,60 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a la flexión:

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

Dónde:

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a = 11,06 \text{ cm}$$

$$M_n = 101673851 \text{ Kg.m}$$

Momento resistente de la viga:

$$M_U = \phi \cdot M_n$$

Dónde:

$$\phi = 1 \quad \text{Para flexión y tensión en concreto presforzado}$$

$$\phi \cdot M_n > M_U$$

$$101673851,0 \text{ Kg.cm} > 85916823,64 \text{ Kg.cm} \quad \text{Ok!!! Cumple}$$

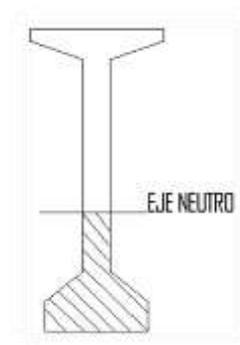
Como el momento último es menor que el momento de diseño, la sección solo requiere armadura mínima.

Armadura mínima a flexión

$$A_{s_{min}} = 0,0033 \cdot A$$

Dónde:

A es el área achurada de la sección que se encuentra sometida a tracción (desde la fibra inferior hasta el centro de gravedad)



$A = 0,379 \text{ m}^2$
 $A = 3790 \text{ cm}^2$
 $\phi_v(\text{mm}) = 16$ diámetro de varilla del acero (adop)
 $A_{smin} = 12,51 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^\circ \text{ Barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^\circ \text{ Barras} = 6,2$$

$$N^\circ \text{ Barras} = 7$$

FINALMENTE USAR:

7 ϕ 16 mm

3.5.9.13 Contribución del refuerzo constructivo:

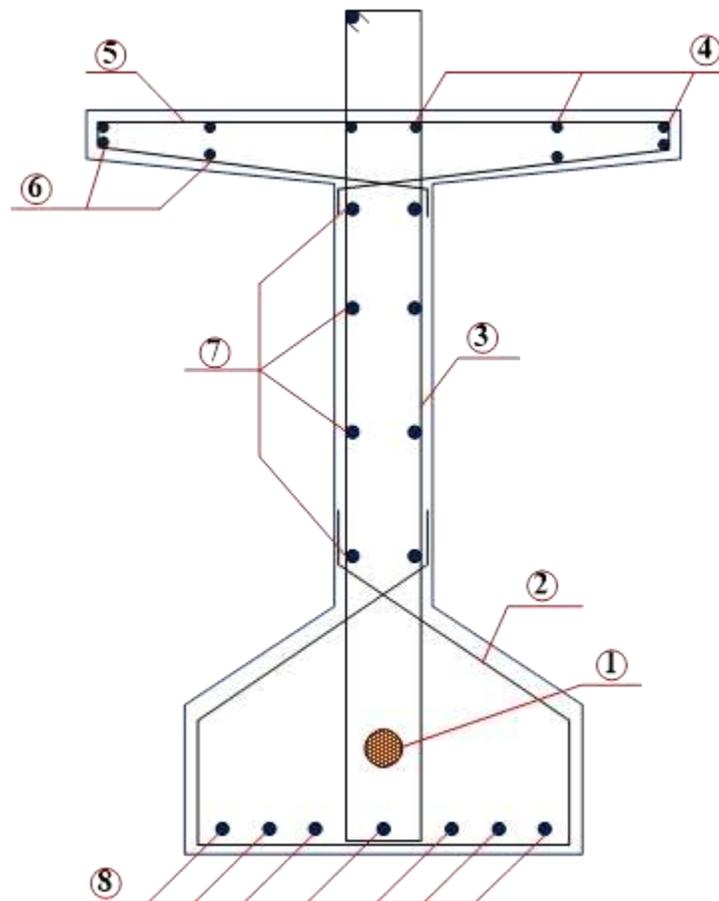


FIGURA 3.65 Distribución de la armadura en la viga

Fuente: Elaboración propia

- 1.- Armadura Activa de la Fuerza de Pretensado.
- 2.- Ayuda a la fijación de las otras varillas durante la construcción.
- 3.- Se proporciona para resistir corte y la tensión diagonal, al igual que en la construcción ordinaria de concreto reforzado.
- 4 y 6.- Son de pequeño diámetro, se proporcionan para controlar las grietas por contracción antes de tesar el acero principal y como una ayuda para el control del agrietamiento.
- 5.- Aseguran la integridad de las delgadas proyecciones horizontales de los patines.
- 7.- Armadura de piel para reducir la fisuración.
- 8.- Armadura por flexión para resistir el momento último.

Resumen de armado.-

<i>As. Por Flexión</i>	Usamos 7 ϕ 16 mm
<i>As. De Corte</i>	Usamos ϕ 16 mm C / 25 cm
<i>As. De Piel</i>	Usamos 4 ϕ 16 mm en ambas caras de la viga

3.5.10 Diseño de vigas diafragmas

Los diafragmas de un puente son vigas altas en relación a su luz, lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyados en las vigas principales que son muy largas y elásticas el apoyo de los diafragmas resulta elástico.

Materiales:

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\gamma_{HA} = 2400 \text{ Kg/cm}^3$
 $E_s = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_c = 220268,93 \text{ Kg/cm}^2$

Tamaño máximo del Agregado Grueso: $\phi_{\text{max-agregado}} = 2 \text{ cm}$

Dimensiones previas:

Longitud del Tramo, $L = 30 \text{ m}$
 Espacio, Entre Diafrag.= 10 m
 Separación Vigas, $S = 2 \text{ m}$
 Ancho de Calzada, $a = 7,3 \text{ m}$

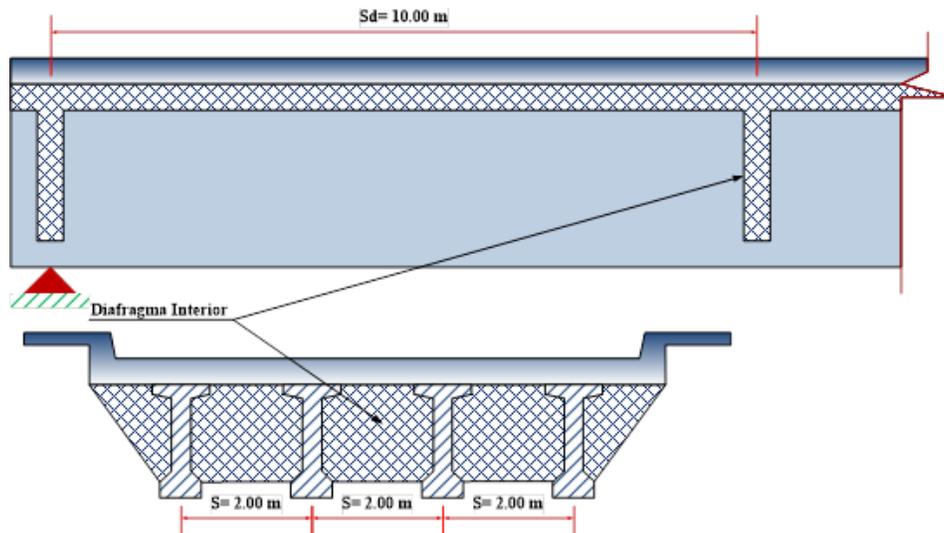


FIGURA 3.66 Viga diafragma

Fuente: Elaboración propia

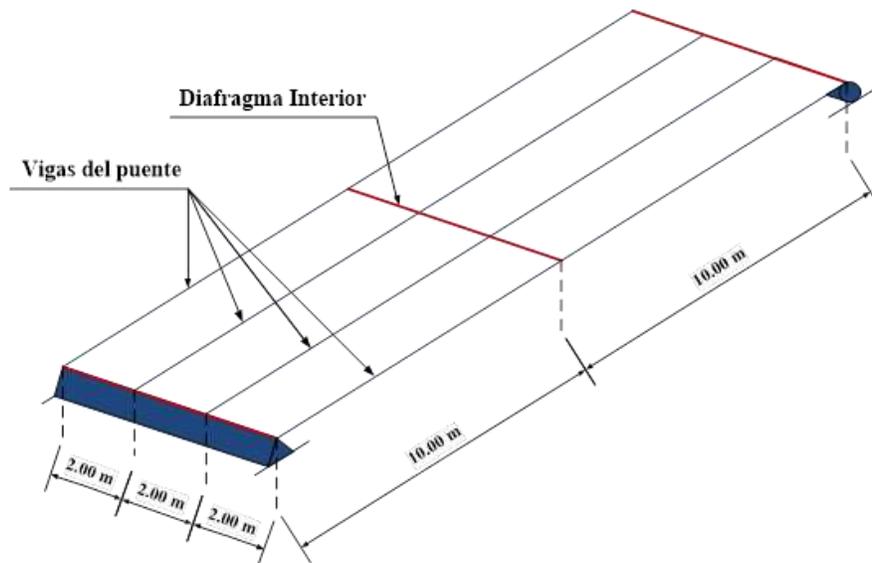


FIGURA 3.67 Isométrico de la ubicación de la viga diafragma

Fuente: Elaboración propia

Para el camión HL - 93 y a manera de hacer comparaciones, se calcula los momentos para los siguientes casos:

- a) Momento al centro del diafragma.
- b) Momento máximo definido por el teorema de Barré.
- c) Momento máximo definido por el teorema de Courbon.

Los esquemas del camión HL - 93 son los que detallan a continuación:

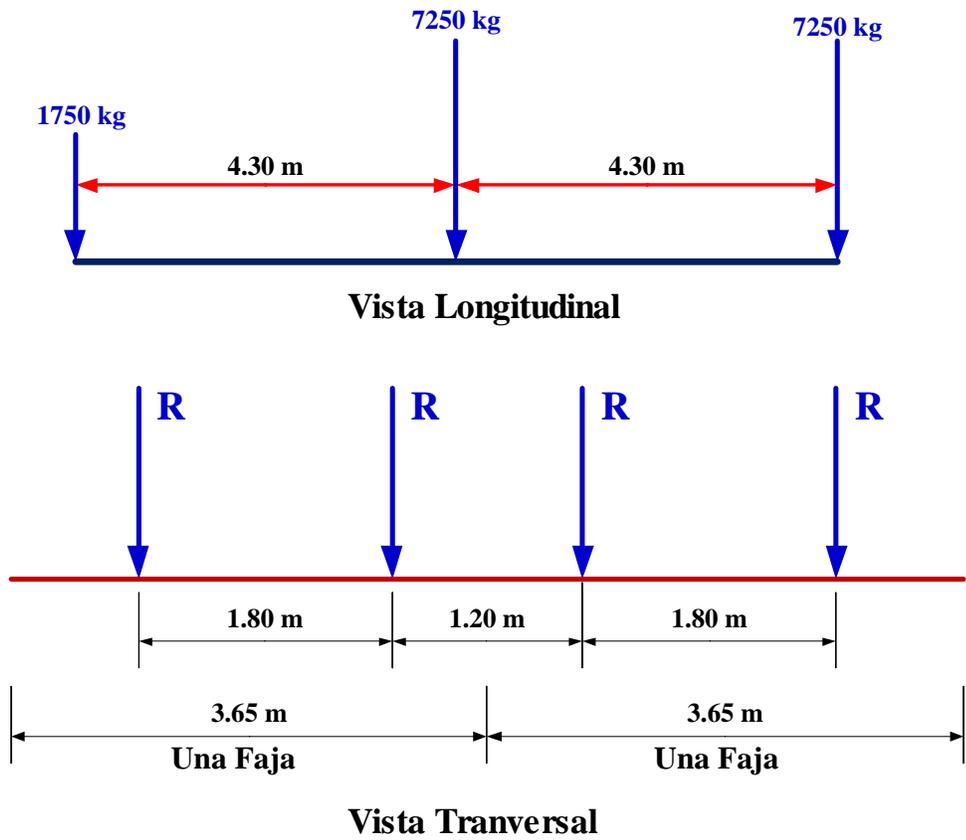


FIGURA 3.68 Diagrama de la carga del camión de diseño en el diafragma
Fuente: Elaboración propia

El diagrama es perpendicular al sentido del tráfico y en consecuencia es necesario calcular previamente las reacciones de las filas de ruedas que corresponden a dos fajas de tráfico.

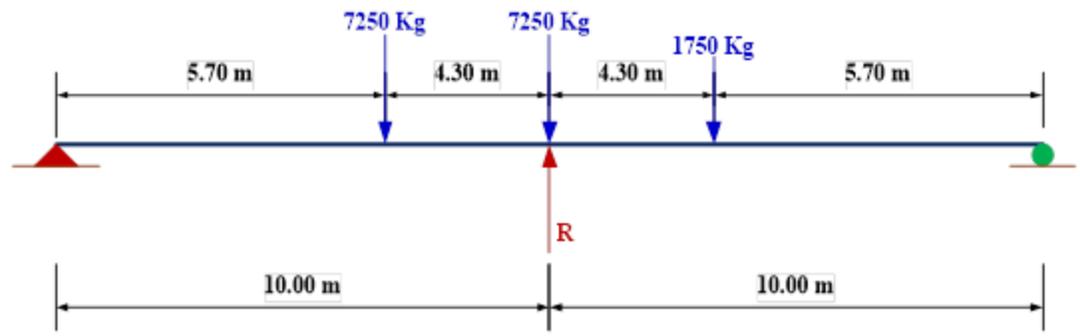


FIGURA 3.69 Reacción por fila de ruedas sobre el diafragma
Fuente: Elaboración propia

Se asumen dos tramos isostáticos que descargan en R, con lo que:

$$R = 18715,66 \text{ Kg}$$

Cálculo de momentos flectores en el diafragma central:

Momento por carga viva:

Línea de influencia del momento en x.

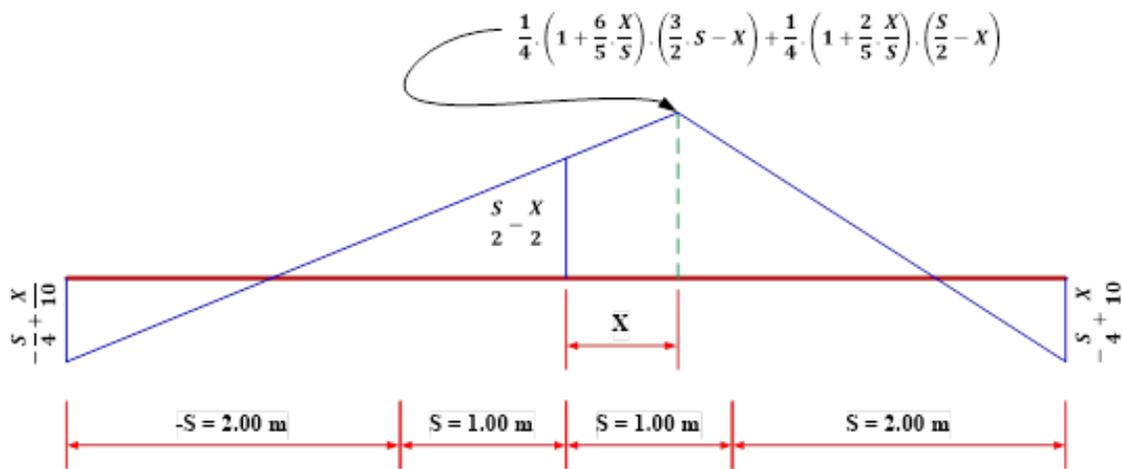


FIGURA 3.70 Diagrama de la línea de influencia para una viga con tres tramos iguales

Fuente: Elaboración propia

a) Para evaluar el momento al medio del diafragma, se tiene que $X = 0$ con lo que la ecuación de la línea de influencia será:

$$X = 0,00 \text{ m}$$

$$S = 2,00 \text{ m}$$

$$-\frac{S}{4} - \frac{X}{10} = -0,50$$

$$\frac{S}{2} - \frac{x}{2} = 1,00$$

$$\frac{1}{4} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot X}{S}\right) \cdot \left(\frac{3}{2} \cdot S - X\right) + \frac{1}{4} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot X}{S}\right) \cdot \left(\frac{S}{2} - X\right) = 1,00$$

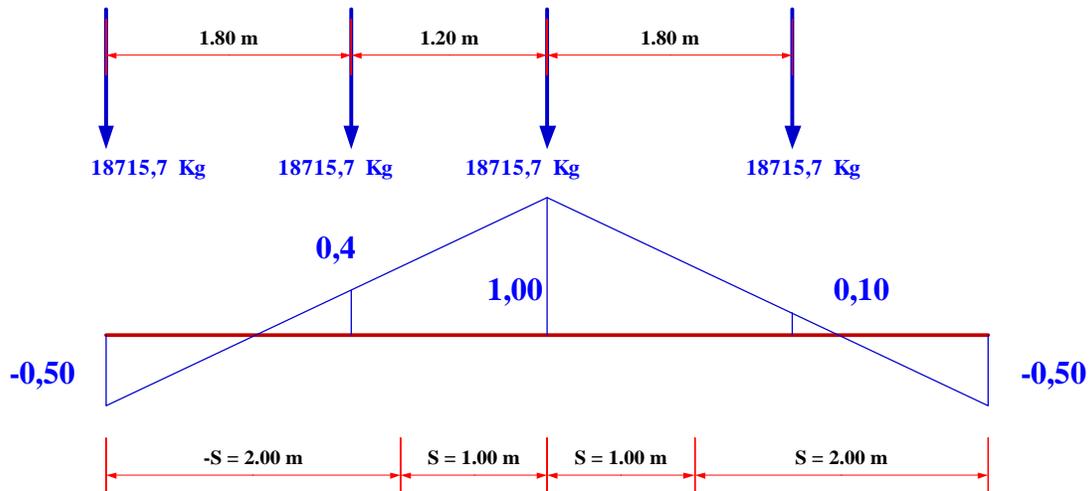


FIGURA 3.71 Diagrama del momento máximo al centro del diafragma

Fuente: Elaboración propia

El momento al centro del diafragma para las dos fajas de tráfico valdrá:

$$M = 28073,49 \text{ Kg.m}$$

b) Para encontrar el momento máximo según el teorema de Barré, se determina la posición de los camiones de la siguiente manera: "Cuando se tienen varias cargas puntuales, se busca la ubicación de su resultante para luego colocar estas cargas, de manera que el centro de simetría del tramo quede en medio de la distancia entre la posición de la resultante y la carga más próxima a ella, para así obtener el momento máximo en coincidencia con la carga anteriormente especificada.

Aplicando este teorema al conjunto de las cuatro filas de ruedas se tiene el siguiente esquema:

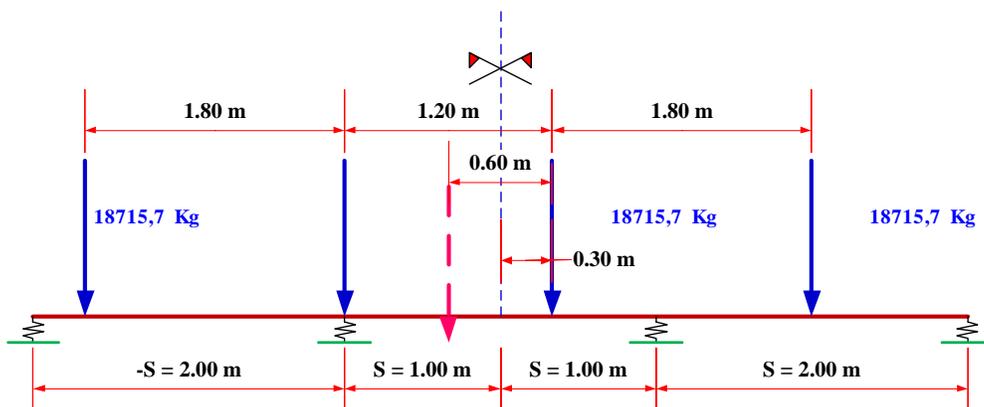


FIGURA 3.72 Diagrama de la ubicación de las cargas según el teorema de Barré

Fuente: Elaboración propia

$$X = 0,30 \quad \text{m}$$

$$S = 2,00 \quad \text{m}$$

$$-\frac{S}{4} - \frac{X}{10} = -0,530$$

$$\frac{S}{2} - \frac{x}{2} = 0,850$$

$$\frac{1}{4} \cdot \left(1 + \frac{6}{5} \cdot \frac{X}{S}\right) \cdot \left(\frac{3}{2} \cdot S - X\right) + \frac{1}{4} \cdot \left(1 + \frac{2}{5} \cdot \frac{X}{S}\right) \cdot \left(\frac{S}{2} - X\right) = 0,982$$

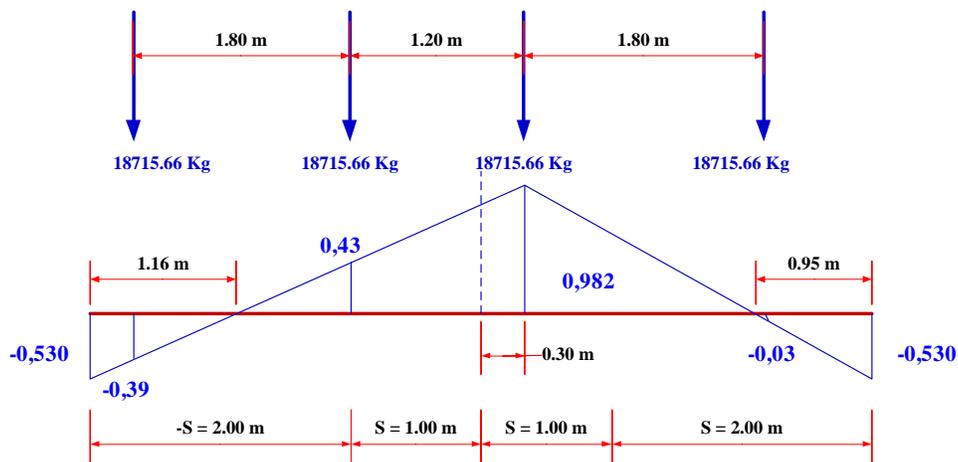


FIGURA 3.73 Diagrama del momento máximo según el teorema de Barré para dos carriles cargados

Fuente: Elaboración propia

El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 18565,93 \quad \text{Kg.m}$$

Por otra parte, se observa que alguna de las filas de ruedas pisa en sectores negativos por ello es conveniente analizar también para este último caso con una sola faja de tráfico, con lo que se obtiene:

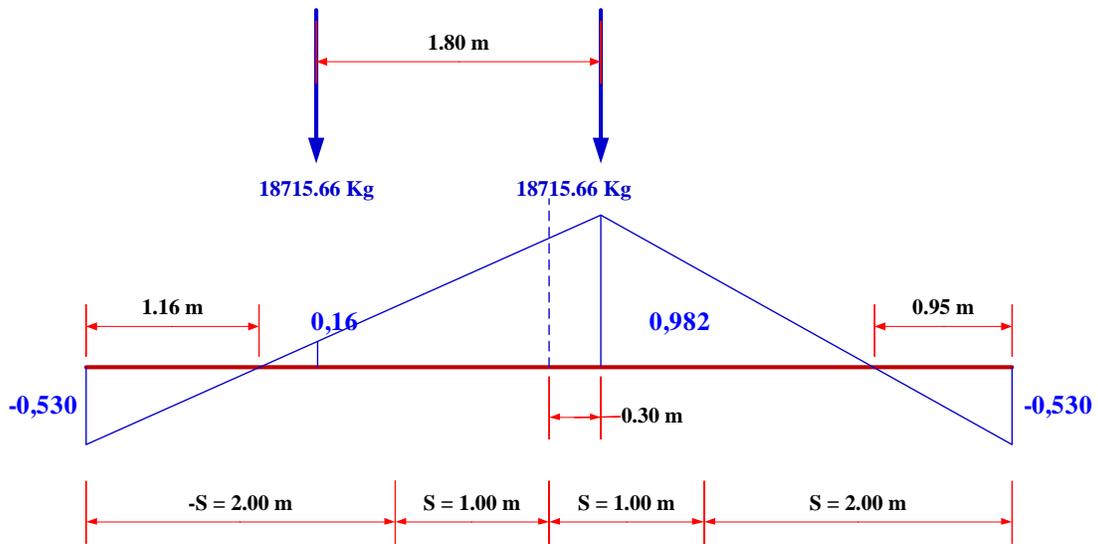


FIGURA 3.74 Diagrama del momento máximo según el teorema de Barré para un carril cargado

Fuente: Elaboración propia

El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 21373,28 \text{ Kg.m}$$

c) Para las dos fajas de tráfico, se tiene que el momento máximo se presenta en correspondencia con una de las filas de ruedas interiores, o sea dada la simetría en A o en B de acuerdo a la siguiente figura:

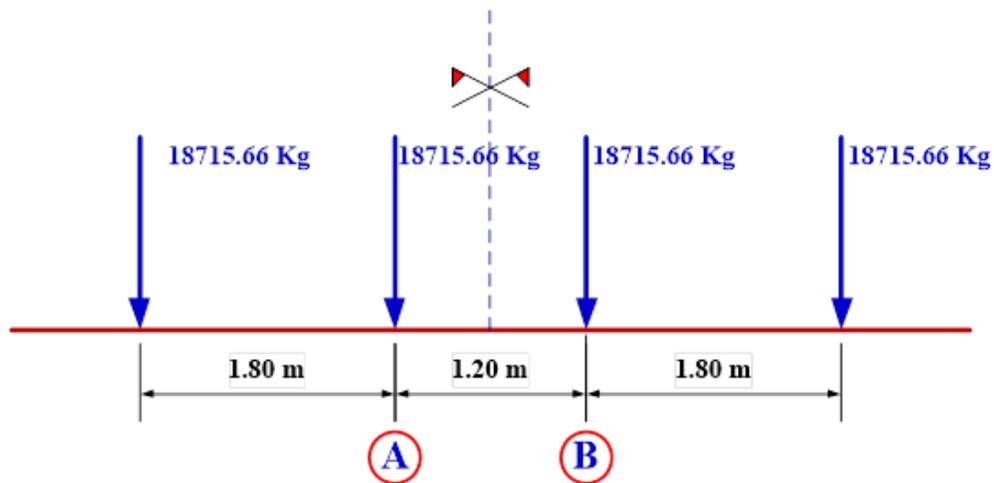


FIGURA 3.75 Reacciones de dos vehículos sobre el diafragma

Fuente: Elaboración propia

Según Courbon, la distancia X a la cual el momento es máximo está dada por:

$$X = e + d \qquad e = \frac{S}{6} - \frac{d}{2}$$

Donde:

d = Distancia de una de las filas de ruedas interiores al centro de gravedad del
Conjunto de filas de ruedas.

Por lo tanto se tiene:

$$\begin{aligned} d &= 0,60 \quad \text{m} \\ S &= 2,00 \quad \text{m} \\ e &= 0,033 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Entonces:

$$X = 0,63 \quad \text{m}$$

$$-\frac{S}{4} - \frac{X}{10} = -0,563$$

$$\frac{S}{2} - \frac{x}{2} = 0,683$$

$$\frac{1}{4} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot X}{5 \cdot S}\right) \cdot \left(\frac{3}{2} \cdot S - X\right) + \frac{1}{4} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot X}{5 \cdot S}\right) \cdot \left(\frac{S}{2} - X\right) = 0,920$$

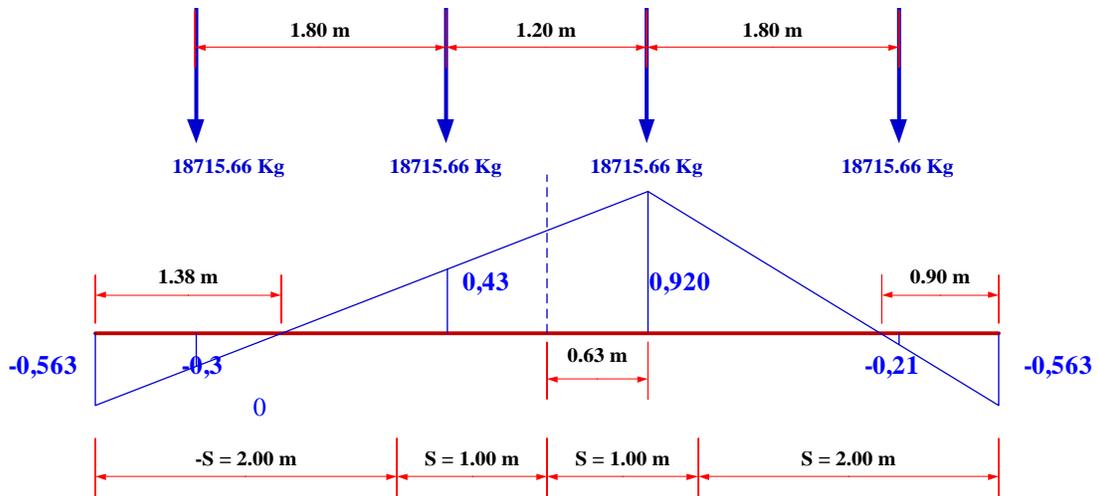


FIGURA 3.76 Diagrama del momento máximo según el teorema de Courbon para dos carriles cargados

Fuente: Elaboración propia

El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 17948,81 \text{ Kg.m}$$

Por otra parte, se observa que alguna de las filas de ruedas pisa en sectores negativos por ello es conveniente analizar también para este último caso con una faja de tráfico, con lo que se obtiene:

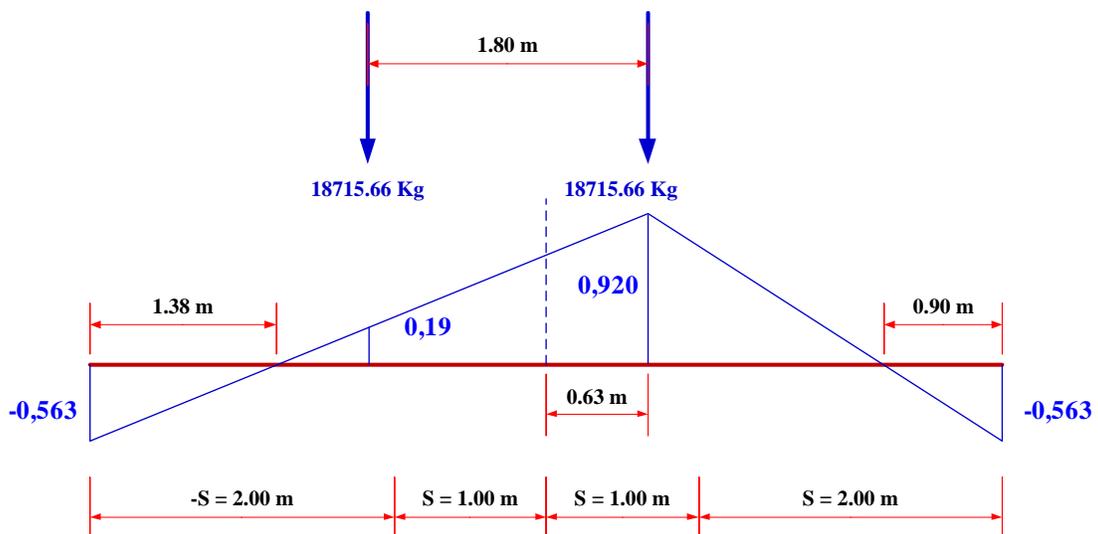


FIGURA 3.77 Diagrama del momento máximo según el teorema de Courbon para un carril cargado

Fuente: Elaboración propia

Cargando la línea de influencia se tiene:

$$M = 23719,595 \text{ Kg.m}$$

De todos los momentos calculados por carga viva solo trabajaremos con el mayor:

$$M_{LL} = 28073,49 \text{ Kg.m} \quad X = 0,00 \text{ m}$$

(Desde el centro)

Momento peso propio:

El momento por peso propio se lo calculará en la misma distancia a la cual está ubicado el momento máximo por carga viva:

$$\begin{aligned} b &= 0,20 \text{ m} \\ h &= 1,25 \text{ m} \\ \gamma_{HA} &= 2400 \text{ Kg/cm}^3 \\ q_{PC} &= 600 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

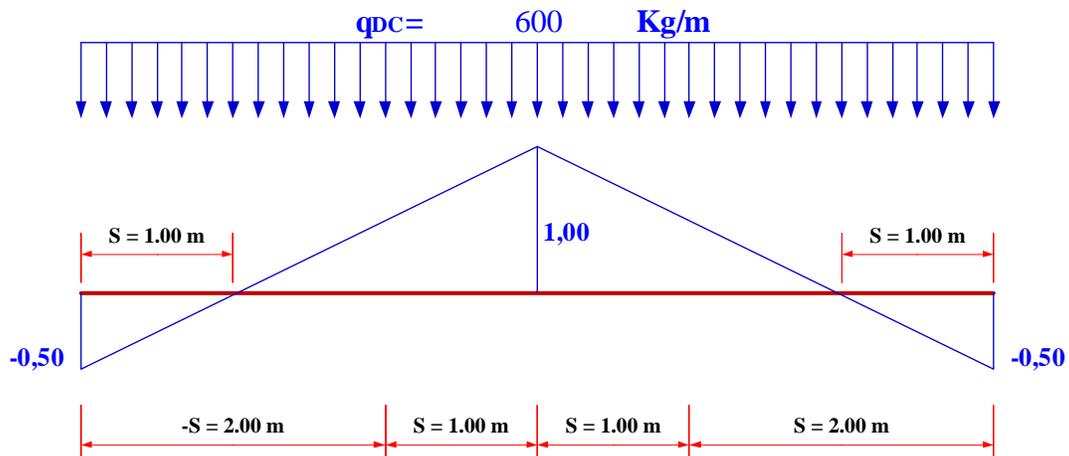


FIGURA 3.78 Diagrama del momento máximo para el peso propio

Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned} \text{Area negativa} &= 0,50 \text{ m} \\ \text{Area positiva} &= 2,00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{DC} = 900 \text{ Kg.m} \quad X = 0,00 \text{ m}$$

(Desde el centro)

Resumen de solicitaciones:

$$M_{LL} = 28073,49 \text{ Kg.m}$$

$$M_{DC} = 900 \text{ Kg.m}$$

Solicitación de diseño:

$$M_U = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LL}$$

$$M_U = 50253,61 \text{ Kg.m}$$

Por ser el diafragma una viga de gran canto, debe ser diseñada con un par de fuerzas:

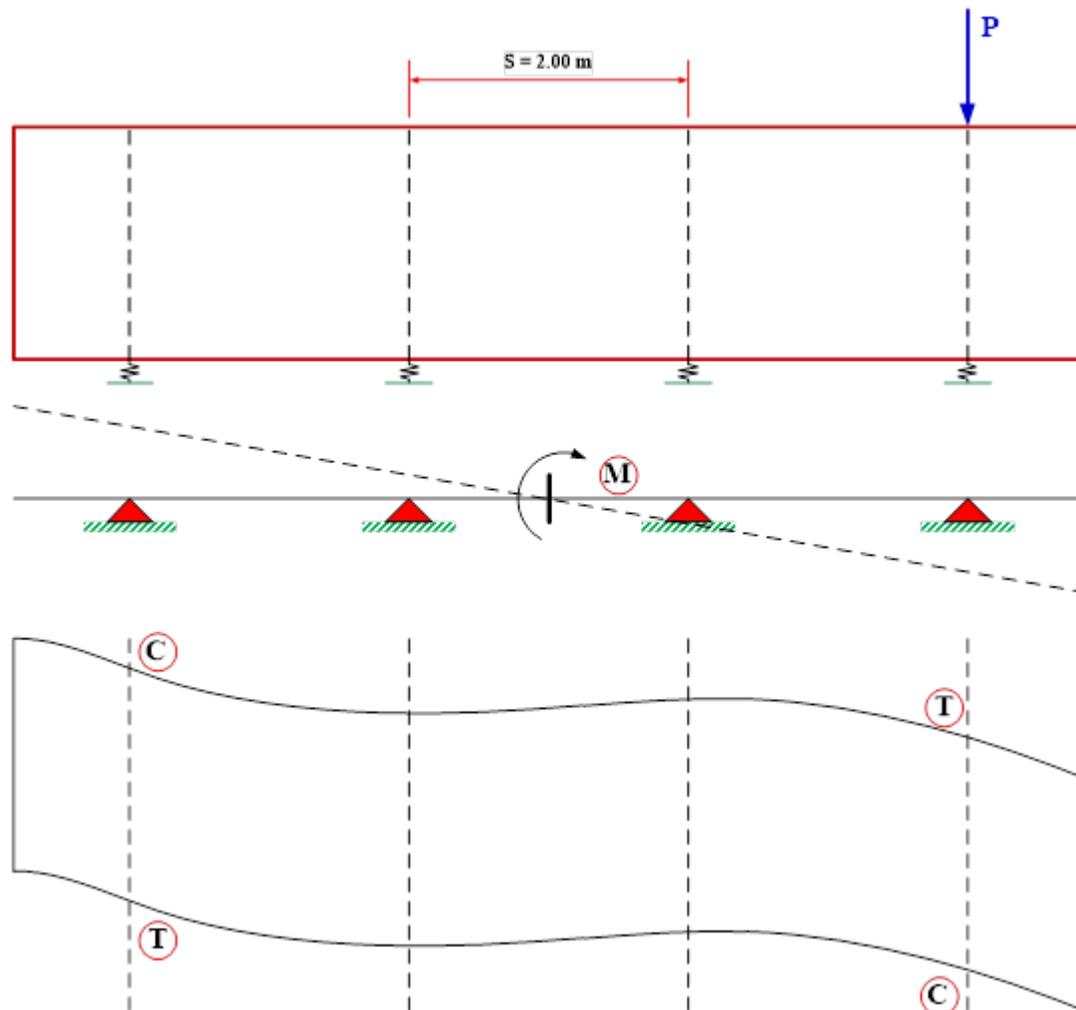
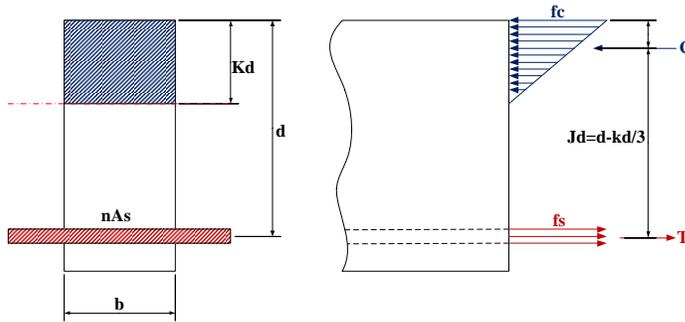


FIGURA 3.79 Diagrama de la viga diafragma y su deformación

Fuente: Elaboración propia

Armadura para resistir tracciones:



$$\begin{aligned} \text{recub} &= 2,50 \text{ cm} \\ b &= 20,00 \text{ cm} \\ d &= 122,50 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$b \cdot \frac{Kd^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (d - Kd) = 0 \quad A_s = \frac{T_d}{f_y} \quad M_d = T_d \cdot \left(d - \frac{Kd}{3} \right)$$

$$b \cdot \frac{Kd^2}{2} - \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\frac{M_d}{f_y \cdot \left(d - \frac{Kd}{3} \right)} \right) \cdot (d - Kd) = 0 \quad Kd = 30,23 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 5025360,75 \text{ Kg.cm} & T_d &= \frac{M_d}{X} & T_d &= 44700,56 \text{ Kg} \\ d - Kd/3 &= 112,42 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_{yd} = \phi \cdot f_y = 3780 \text{ Kg/cm}^2$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad A_s = 11,83 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{min} = 0,0033 \text{ Cuantía mínima}$$

$$A_{min} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d \quad A_{min} = 8,17 \text{ cm}^2$$

Como la armadura necesaria es mayor que la armadura mínima se diseñara con la necesaria.

$$A_s \text{ min} = 11,826 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{As_{min}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{Barras} = 2,4$$
$$N^{\circ} \text{Barras} = 3$$

FINALMENTE USAR:

$$3 \quad \phi \quad 25 \quad \text{mm}$$

Usamos la armadura en ambos extremos del diafragma

Armadura de distribución:

$$d = 122,50 \quad \text{cm}$$
$$bw = 20,00 \quad \text{cm}$$

El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión A_v , no debe ser menos de:

$$A_v = 0,0025 \cdot b_w \cdot S$$

Donde:

$$S \leq 30,00 \quad \text{cm}$$
$$S \leq \frac{d}{4} \quad S \leq 24,5 \quad \text{cm} \quad A_v = 1,225 \quad \text{cm}^2$$

ϕ (mm)	N° Fierros	$A\phi$ (cm ² /m)
8	3	1,508
10	2	1,571
12	2	2,262

Ok !!

As. Vertical

Usamos ϕ 10 mm c / 20 cm en ambas caras

El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión A_{vh} , no debe ser menos de:

$$A_v = 0,0015 \cdot b_w \cdot S$$

Donde:

$$S \leq 30,00 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{5} \quad S \leq 24,5 \text{ cm} \quad A_v = 0,735 \text{ cm}^2$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	$A\phi$ (cm ² /m)
8	3	1,51
8	2	1,01
10	2	1,57

Ok !!

As. Horizontal

Usamos ϕ 8 mm c / 20 cm en ambas caras

Resumen de armado:

As. Principal.-	Usamos 3 ϕ 25 mm en ambos extremos del diafragma
As. Distribución	
As. Vertica.-	Usamos ϕ 10 mm c / 20 mm en ambos extremos del diafragma
As. Distribución	
As. Horizontal.-	Usamos ϕ 8 mm c / 20 mm en ambos extremos del diafragma

3.5.11 Diseño de aparatos de apoyo

a) Área del elastómero

$$P_{CM} = 53468,72 \text{ Kg}$$

$$P_{CV} = 28126,968 \text{ Kg}$$

$$P_T = 81595,688 \text{ Kg}$$

Esfuerzo de compresión por carga total en servicio en apoyos fijos:

$$\sigma_S \leq 2. G. S. \leq 122 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego:

$$A = \frac{P_T}{\sigma_S} = 668,82 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de viga $b=65 \text{ cm}$, escogimos $W= 30 \text{ cm}$

$$L = \frac{612,23 \text{ cm}}{30 \text{ cm}}$$

$$L = 20,41 \text{ cm} \quad (\text{a lo largo de la longitud de viga})$$

El apoyo a lo largo de la longitud de viga debe ser tan corto como sea practico para permitir la rotación alrededor del eje transversal, y lo suficiente como para estabilizar la viga durante su erección.

Adoptado

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$W = 30 \text{ cm}$$

$$A = 900 \text{ cm}^2$$

$$900 \text{ cm}^2 > 668,8 \text{ cm}^2$$

b) Factor de forma S mínimo

Carga total

$$\sigma_S \leq 2. G. S. \leq 122 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_T \geq \frac{\sigma_S}{2. G} = 3,458$$

Siendo:

$$G= 12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_S = \frac{P_T}{A} = 90,66 \text{ Kg/cm}^2$$

Carga Viva

$$\sigma_L \leq G.S$$

$$S_L \geq \frac{\sigma_L}{G} = 2,604$$

Siendo:

$$G= 12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_L = \frac{P_{CV}}{A} = 31,25 \text{ Kg/cm}^2$$

De (1) y (2) el factor de forma mínima es:

$$S= 3,778$$

c) Grosor de una capa interior del elastómero (hri)

Como:

$$S_i \geq \frac{L.W}{2.h_{ri}.(L+W)} \quad h_{ri} \leq \frac{L.W}{2.S_i.(L+W)}$$

Para carga total:

$$h_{ri} \leq 1,985 \text{ cm}$$

Para carga viva:

$$h_{ri} \leq 2,88 \text{ cm}$$

Grosor de capa interior adoptado:

$$h_n = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

Con este grosor de capa interior, el factor de forma es:

$$S = 5,00 > 3,778 \quad \text{ok cumple!!!}$$

d) Número de capas interiores de elastómetro (n)

Compresión y rotación combinadas:

$$\sigma_s > G.S. \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \cdot \left(\frac{B}{h_n} \right)^2 \quad n > G.S. \left(\frac{\theta_s}{\sigma_s} \right) \cdot \left(\frac{B}{h_n} \right)^2$$

$$\theta_s = 0,007 \text{ rad}$$

$$n > 1,853$$

$$\sigma_s < 2,25.G.S. \left[1 - 0,167 \cdot \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \cdot \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right]$$

$$n > -0,167 \cdot \theta_s \cdot \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{2,25.G.S} - 1 \right)}$$

$$n = 1,424$$

Luego, adoptamos $n = 2$. Se usaran 2 capas interiores de 15 mm c/u. Así mismo, capas exteriores de 8 mm ($8 \text{ mm} < 70 \% \cdot 15 \text{ mm}$, Art. 14.7.5.1).

El grosor total es $h_{rt} = 2 \cdot (15 \text{ mm}) + 2 \cdot (8 \text{ mm}) = 46 \text{ mm}$ de elastómetro.

e) Estabilidad del elastómetro

$$A = \frac{1,92 \cdot \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2 \cdot L}{W}}}$$

$$A = 0,17$$

$$B = \frac{2,67}{(S + 2) \cdot \left(1 + \frac{L}{4 \cdot W}\right)}$$

$$B = 0,305$$

El apoyo será estable si:

$$2 \cdot A \leq B$$

$$0,34 > 0,305 \quad \text{No cumple}$$

Sin embargo, si $A - B \leq 0$, el apoyo es estable y no depende de σ_s :

$$A - B = -0,14 < 0 \quad \text{luego el apoyo es estable.}$$

f) Calculo de placas de refuerzo en el elastómetro

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_s}{F_Y}$$

Donde:

$$F_y = 2531 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_s = 0,161 \text{ cm}$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2 \cdot h_{max} \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

$$\Delta F_{TH} = 1683 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Categoría A})$$

$$h_s = 0,056 \text{ cm}$$

Adoptamos:

$$h_s = 2 \text{ mm} > 0,161 \text{ mm}$$

Se usaran 3 placas de 2 mm, y el espesor total del apoyo será:

$$46 \text{ mm} + 3 \cdot (2 \text{ mm}) = 52 \text{ mm}$$

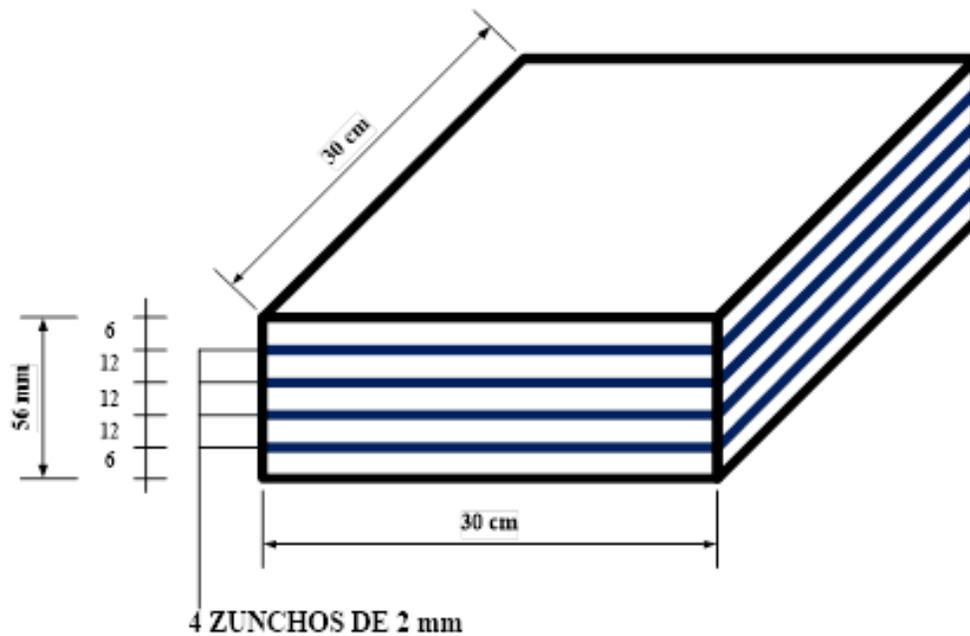


FIGURA 3.80 Diagrama del neopreno

Fuente: Elaboración propia

3.5.12 Diseño del estribo

Datos del puente

Longitud de cálculo = 29,3 m
Ancho de calzada = 7,3 m
Sobrecarga vehicular = HL - 93
Separación entre vigas = 2 m

3.5.12.1 Geometría del puente

Según la concepción del modelo estructural, el puente será de un tramo, los apoyos serán uno de los extremos será móvil y el otro apoyo será fijo.

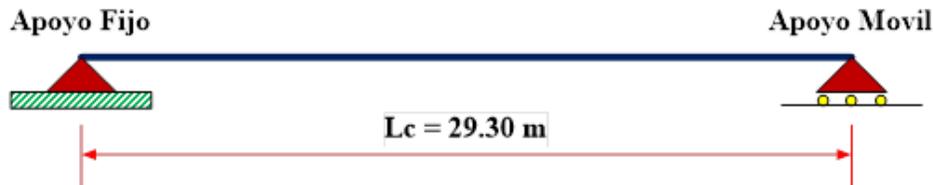


FIGURA 3.81 Diagrama de ubicación de los apoyos

Fuente: Elaboración propia

Datos del estribo

Propiedades de los materiales

Densidad del concreto [A3.5.1]	Wc= 2400 kg/m ³
Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días [A5.4.2.11]	f'c= 210 Kg/cm ²
Resistencia del refuerzo de acero [A5.4.3]	fy= 4200 Kg/cm ²

Recubrimiento de los refuerzos de acero [A5.12.3-1]

Recubrimiento de la pantalla superior	=	5	cm
Recubrimiento de la columna	=	7,5	cm
Recubrimiento de la cara superior de la fundación	=	7,5	cm
Recubrimiento de la cara inferior de la fundación	=	7,5	cm

Propiedades del suelo de fundación y suelo de relleno

Capacidad ultima del suelo lado Pirity	q_{1ult}	=	2,055	kg/cm ²
Capacidad ultima del suelo lado Camatindy	q_{2ult}	=	2,172	kg/cm ²
Densidad del suelo	γ_s	=	1925	kg/m ³
Angulo de fricción	ϕ	=	30	°
Cohesión	C	=	0	

Dimensionamiento del estribo

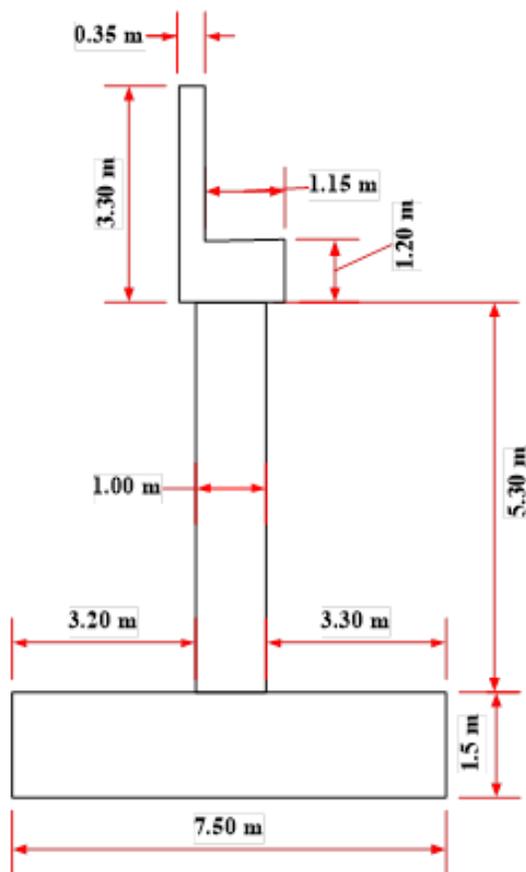


FIGURA 3.82 Vista lateral del estribo

Fuente: Elaboración propia

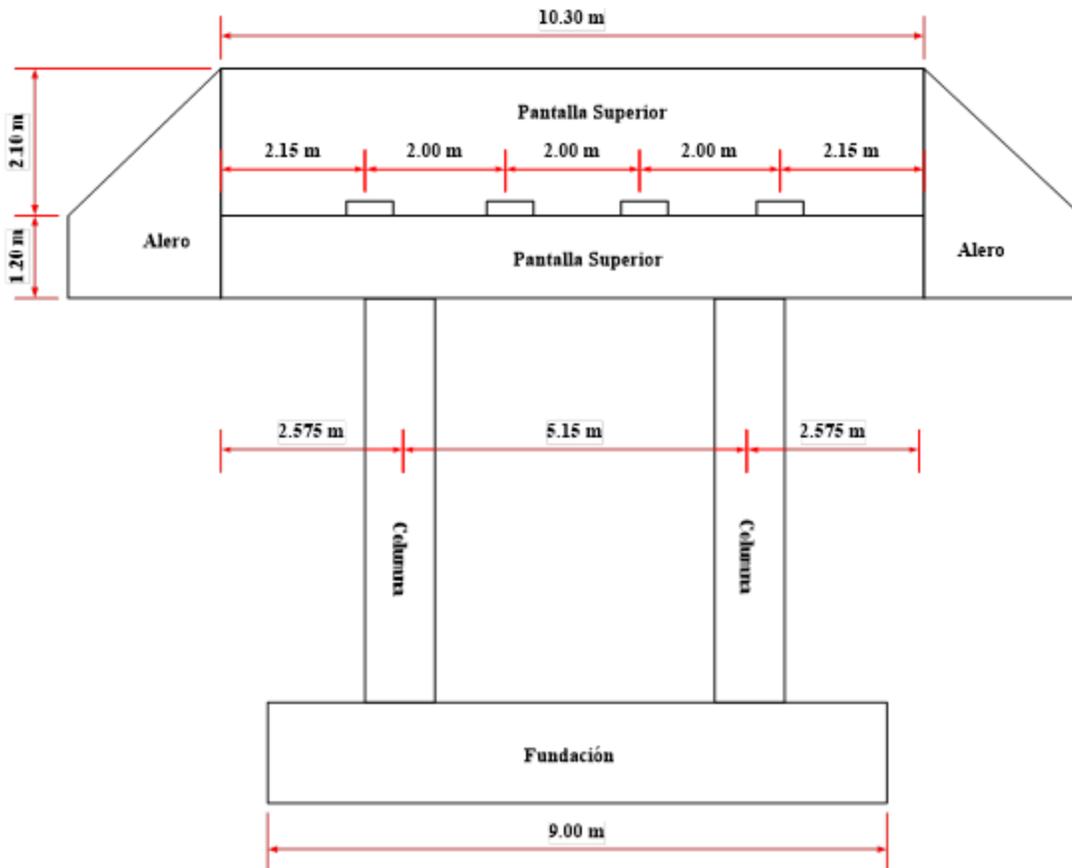


FIGURA 3.83 Vista frontal del estribo

Fuente: Elaboración propia

3.5.12.2 Peso propio de los componentes del estribo

Aleros del estribo

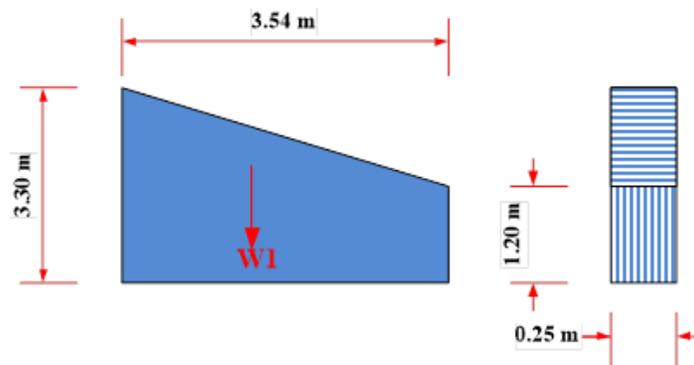


FIGURA 3.84 Diagrama del alero

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones:

$$\begin{aligned} L &= 3,54 \text{ m} \\ a &= 3,3 \text{ m} \\ h &= 1,2 \text{ m} \\ b &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

Centro de gravedad

N°	X	Área	X*A
	m	m ²	m ³
1	1,77	4,248	7,519
2	1,18	3,717	4,386
Σ		7,965	11,91

$$X = 1,495 \text{ m}$$

Peso propio:

$$\text{Área} = 7,965 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ Peso específico del concreto}$$

$$W_1 = \gamma_{H^{\circ}} * A * b$$

$$W_1 = 4779 \text{ Kg}$$

Pantalla superior:

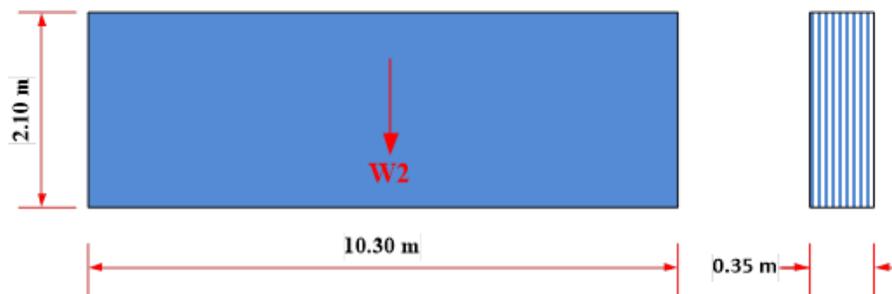


FIGURA 3.85 Diagrama de la pantalla superior

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones:

$$L= 10,3 \text{ m}$$

$$b= 0,35 \text{ m}$$

$$h= 2,1 \text{ m}$$

Peso propio:

$$\text{Área} = 0,735 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ Peso específico del concreto}$$

$$W_2 = \gamma_{H^{\circ}} * A$$

$$W_2 = 1764 \text{ Kg/m}$$

$$W_2 = 18169 \text{ Kg}$$

Cabezal del estribo:

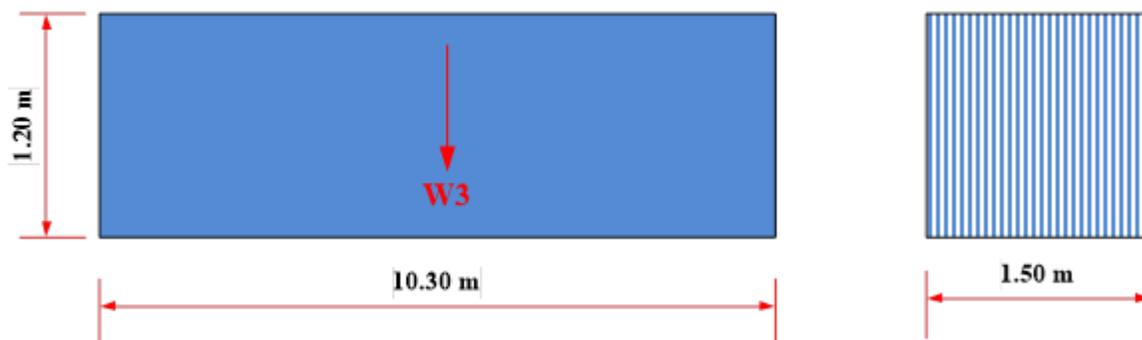


FIGURA 3.86 Diagrama del cabezal

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones:

$$L= 10,3 \text{ m}$$

$$b= 1,5 \text{ m}$$

$$h= 1,2 \text{ m}$$

Peso propio:

$$\text{Área} = 1,8 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ Peso específico del concreto}$$

$$W_3 = \gamma_{H^{\circ}} * A$$

$$W_3 = 4320 \text{ Kg/m}$$

$$W_3 = 44496 \text{ Kg}$$

Columna del estribo:

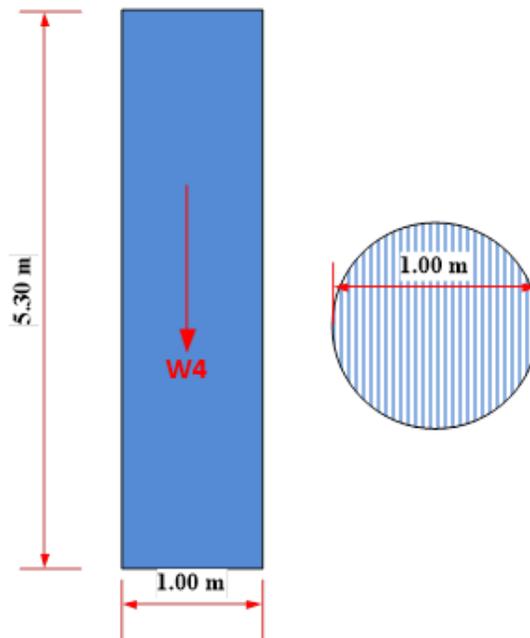


FIGURA 3.87 Diagrama de la columna

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones:

$$L = 6,1 \text{ m}$$

$$d = 1 \text{ m}$$

Peso propio:

$$\text{Área} = 0,785 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ Peso específico del concreto}$$

$$W_4 = \gamma_{H^{\circ}} * A * L$$

$$W_4 = 9990 \text{ Kg} \quad \text{Para una columna}$$

$$W_4 = 19981 \text{ Kg} \quad \text{Para dos columnas}$$

Fundación del estribo:

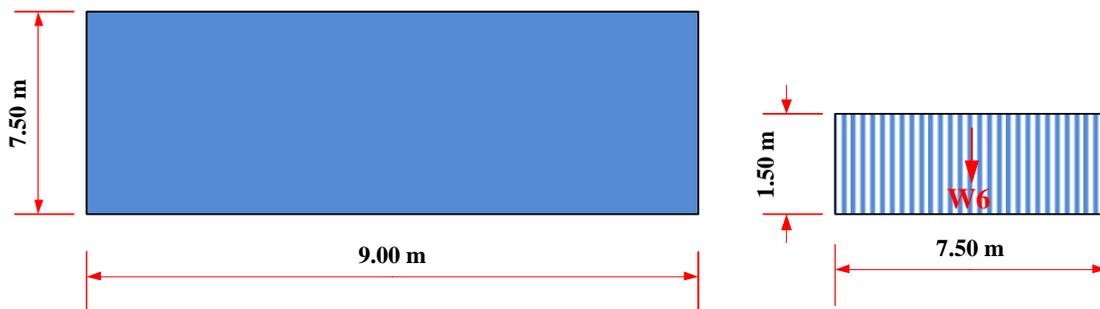


FIGURA 3.88 Diagrama de la zapata

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones:

$$L = 9 \text{ m}$$

$$b = 7,5 \text{ m}$$

$$h = 1,5 \text{ m}$$

Peso propio:

$$\text{Área} = 11,25 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ Peso específico del concreto}$$

$$W_6 = \gamma_{H^{\circ}} * A$$

$$W_6 = 27000 \text{ Kg/m}$$

$$W_6 = 243000 \text{ Kg}$$

3.5.12.3 Sobrecarga viva y muerta

Las reacciones de la carga muerta de la superestructura por apoyo.

Viga interior:

$$F_{V1} = 53468,72 \text{ Kg}$$

Viga exterior:

$$F_{V2} = 46122,96 \text{ Kg}$$

Carga muerta sobre el talón:

$$F_{V3} = L_t * h_{stem} * \gamma_s$$

$$F_{V3} = 52976 \text{ Kg/m} \quad F_{V3} = 476784 \text{ Kg}$$

Cálculos de los efectos de carga viva (LL)

$$F_{V4} = \frac{[4(72500)(1 + IM) + 2(9,3)270]}{7300}$$

$$F_{V4} = 53,52 \text{ N/mm} = 5456 \text{ Kg/m}$$

Carga Viva Vehicular:

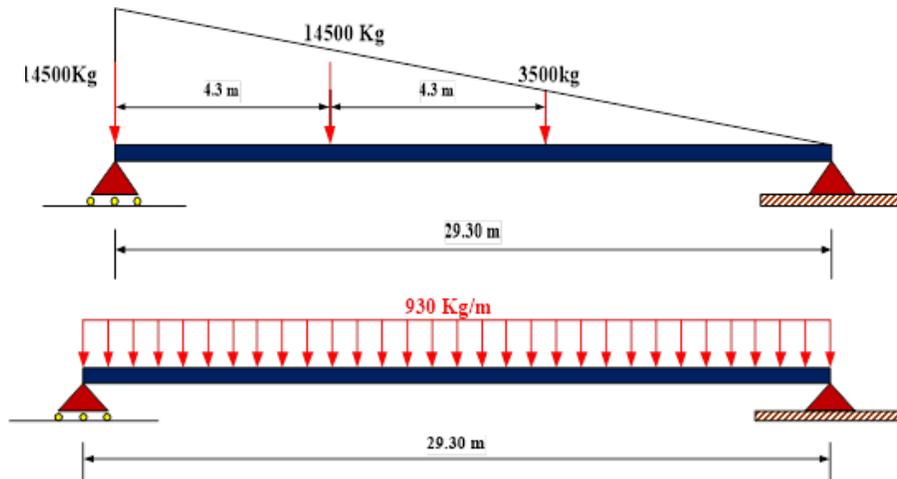


FIGURA 3.89 Diagrama de la carga vehicular y de diseño

Fuente: Elaboración propia

$$V^{truck} = 14500 \left(1 + \frac{25,25}{29,30} \right) + 3500 \left(\frac{20,95}{29,30} \right)$$

$$V^{truck} = 29498 \text{ Kg}$$

$$V^{Lane} = \frac{1}{2} (930) (29,30)$$

$$V^{Lane} = 13625 \text{ Kg}$$

Las cargas son multiplicadas por el incremento por carga dinámico y el factor de presencia múltiple. La carga viva máxima sin factorar para el diseño del cuerpo del estribo es:

$$r_{LLmax} = V^{truck} (1 + IM) + V^{lane}$$

Dónde:

$$IM = 33\%$$

$$r_{LLmax} = 52857 \text{ Kg} \quad \text{Para un carril}$$

$$F_{V5} = \frac{N^{\circ} MPF r_{LLmax}}{7,30}$$

Dónde:

$$N^{\circ} = 2 \quad \text{Numero de carriles}$$

$$MPF = 1 \quad \text{Por dos carriles}$$

$$F_{V5} = 14481,43 \text{ Kg/m}$$

La siguiente carga será aplicada al asiento de la viga o la parte superior del cuerpo del estribo para el diseño de la fundación. Las cargas no incluyen incremento por carga dinámica, pero si incluye el factor de presencia múltiple.

La carga viva máxima sin factorar para el diseño de la fundación es:

$$F'_{V5} = V^{truck} + V^{lane}$$

Dónde:

$$F'_{V5} = 43123 \text{ Kg} \quad \text{Para un carril}$$

$$F'_{V5} = \frac{N^{\circ} MPF r_{LLmax}}{7,30}$$

Dónde:

$$\begin{aligned} N^{\circ} &= 2 && \text{Numero de carriles} \\ MPF &= 1 && \text{Por dos carriles} \end{aligned}$$

$$F'_{V5} = 11814,46 \text{ Kg/m}$$

Calculo de la fuerza de frenado (BR)

Fuerza de frenado por carril:

$$BR = 8125 \text{ Kg}$$

Fuerza de frenado por dos carriles:

$$BR = 2226 \text{ Kg/m}$$

Carga de viento sobre la superestructura (WS)

$$\begin{aligned} PD &= 9E-04 \text{ Mpa} && \text{Presión de viento de diseño} \\ H_{sup} &= 3,25 \text{ m} \\ L &= 15 \text{ m} \\ \text{Área} &= 48,75 \text{ m}^2 \\ F_s &= 43875 \text{ N} &= & 4472 \text{ Kg} \\ WS &= 612,7 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Carga de viento sobre la viva (WL)

$$\begin{aligned} PD &= \text{Presión De Viento de Diseño} &= & 0,55 \text{ N/mm} &= & 56,12 \text{ Kg/m} \\ WL &= & 0,94 \text{ N/mm} &= & 95,92 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Cargas de suelo [A3.11.5] (EH) (LS)

Cargas debido a la presión lateral básica del suelo [A3.11.5.1]

$$p = k\gamma_s gz(10^{-9})$$

El coeficiente de empuje lateral activo se lo encuentra en la sección 5.6.1.3 o [A3.11.5.3], se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma[\sin^2\theta \sin(\theta + \delta)]}$$

Dónde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \delta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \delta)}} \right]^2$$

Y además:

$$\delta = 0$$

$$\beta = 0$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$\phi_f = 30^\circ$$

Carga lateral de suelo en la parte inferior de la pantalla superior.

$$k_a = 0,33$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$z = 3,3 \text{ m}$$

$$P1 = k\gamma_s z$$

$$P1 = 2096 \text{ Kg/m}^2 = 21592 \text{ Kg/m} \quad P1.1 = 7421 \text{ Kg/m}$$

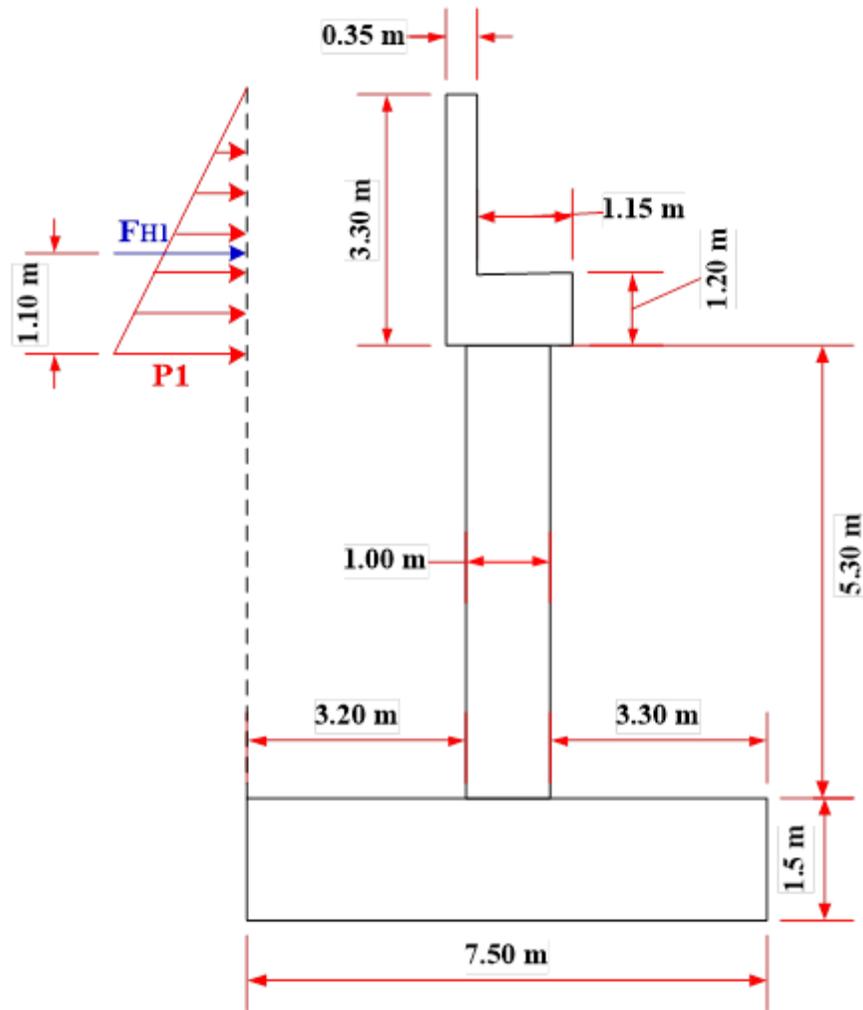


FIGURA 3.90 Diagrama de la carga lateral del suelo en la pantalla superior

Fuente: Elaboración propia

Una vez que la presión lateral de suelo ha sido calculada, se podrá calcular el empuje del suelo. Esta carga actúa a una distancia $h/3$ de la sección en estudio [A3.11.5.1]

$$h_{bw} = 3,3 \quad \text{m}$$

$$F_{H1} = \frac{1}{2} * p * h_{bw}$$

$$F_{H1} = 35627,0 \quad \text{Kg} \quad \quad F_{H1.1} = 12245 \quad \text{Kg}$$

Carga lateral de suelo en la parte inferior de la columna.

$$k_a = 0,33$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$z = 8,6 \text{ m}$$

$$p_2 = k\gamma_s z$$

$$P_2 = 5463 \text{ Kg/m}^2 = 5463 \text{ Kg/m}$$

$$P_1' = 2096 \text{ Kg/m}^2 = 2096 \text{ Kg/m}$$

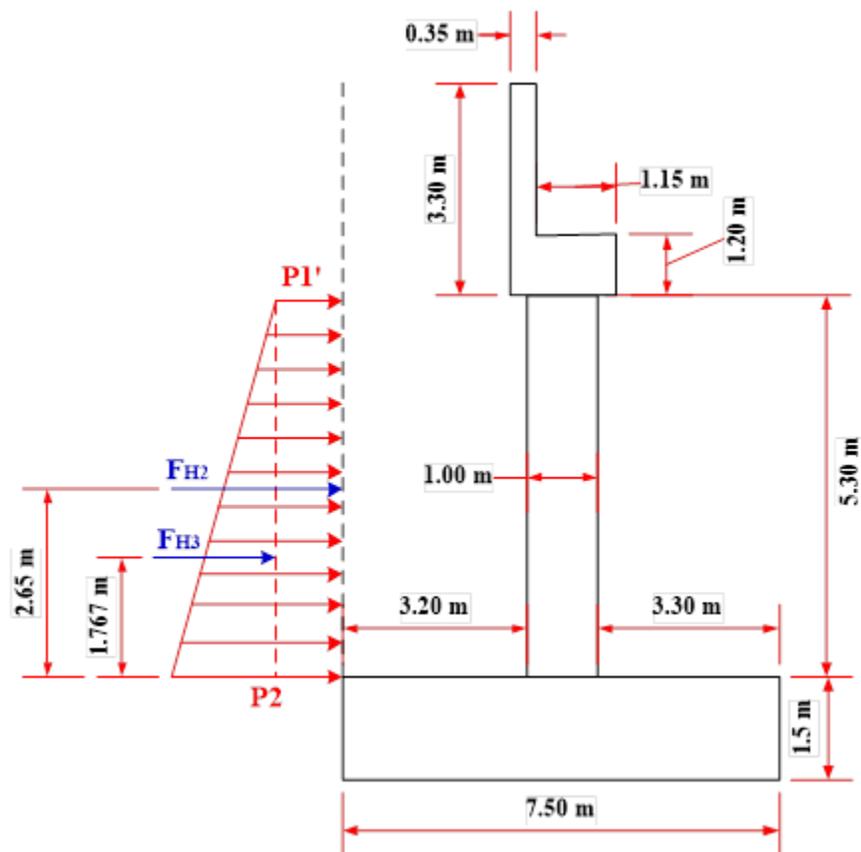


FIGURA 3.91 Diagrama de la carga lateral del suelo en la columna

Fuente: Elaboración propia

Una vez que la presión lateral de suelo ha sido calculada, se podrá calcular el empuje del suelo. Una de las cargas actúa a una distancia $h/3$ de la sección en estudio [A3.11.5.1], y la otra actúa a $h/2$ de la sección en estudio.

$$h_{bw} = 5,3 \quad \text{m}$$

$$F_{H2} = p * h_{bw}$$

$$F_{H2} = 11111 \text{ Kg}$$

Para una columna

$$F_{H2} = 22221 \text{ Kg}$$

Para dos columnas

$$F_{H3} = \frac{1}{2} * p * h_{bw}$$

$$F_{H3} = 8922 \text{ Kg}$$

Para una columna

$$F_{H3} = 17844 \text{ Kg}$$

Para dos columnas

Carga lateral de suelo en la parte inferior de la fundación.

$$k_a = 0,33$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$z = 10,1 \text{ m}$$

$$p_2 = k\gamma_s z$$

$$P_3 = 6416 \text{ Kg/m}^2 = 53253 \text{ Kg/m}$$

$$P_2' = 5463 \text{ Kg/m}^2 = 45344 \text{ Kg/m}$$

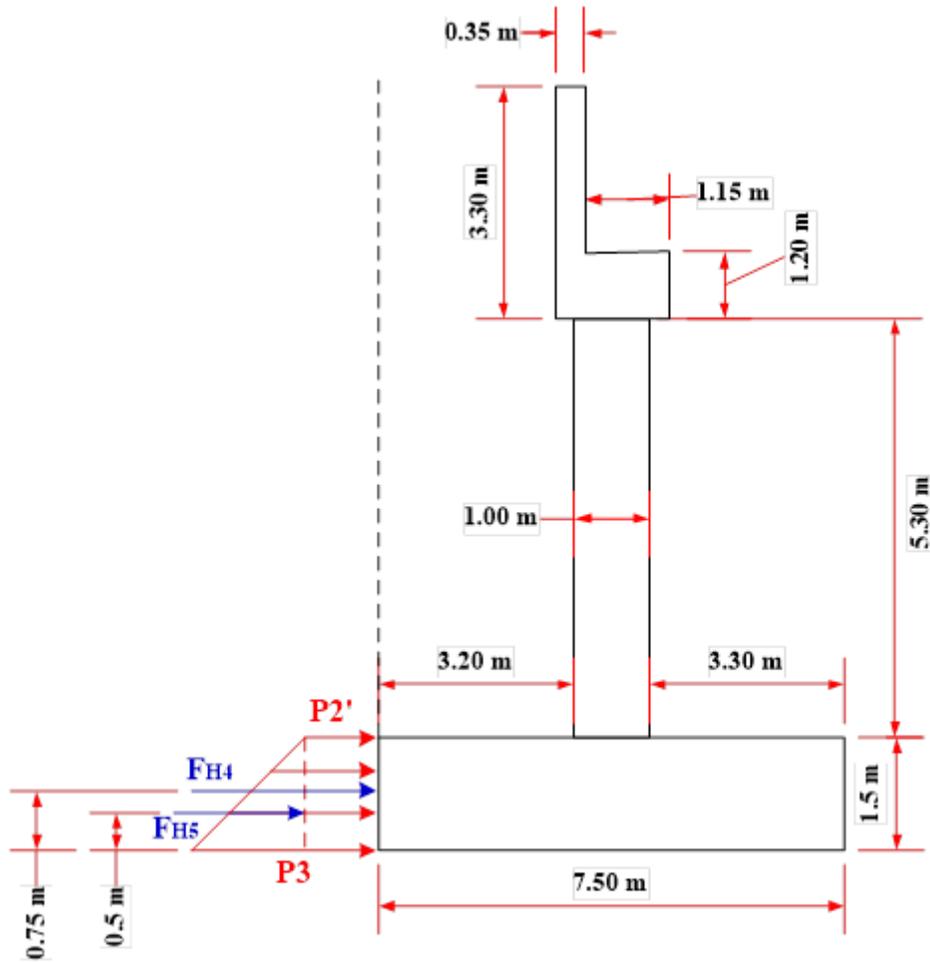


FIGURA 3.92 Diagrama de la carga lateral del suelo en la fundación

Fuente: Elaboración propia

Una vez que la presión lateral de suelo ha sido calculada, se podrá calcular el empuje del suelo. Una de las cargas actúa a una distancia $h/3$ de la sección en estudio [A3.11.5.1], y la otra actúa a $h/2$ de la sección en estudio.

$$h_{bw} = 1,5 \quad \text{m}$$

$$F_{H4} = p * h_{bw}$$

$$F_{H4} = 74343 \quad \text{Kg}$$

$$F_{H5} = \frac{1}{2} * p * h_{bw}$$

$$F_{H5} = 5931,6 \quad \text{Kg}$$

2. Cargas debido a sobre carga uniforme, (ES), Sección [A3.11.6.1]

No se aplica sobrecarga uniforme.

3. Cargas debido a sobrecarga viva, (LS), sección [A3.11.6.4]

Las cargas debido a sobrecarga viva se deben aplicar cuando una carga viva vehicular actúa en la superficie posterior del estribo. La presión horizontal de suelo incrementado debido a la sobrecarga viva, se calcula con la siguiente ecuación.

$$\Delta_P = k\gamma_S h_{eq}$$

Sobre carga viva de la parte inferior de la pantalla superior.

$$\begin{aligned} k &= k_a \\ \gamma_S &= 1925 \text{ kg/m}^3 \\ h_{eq} &= 630 \text{ mm} \quad \text{Sección [A3.11.6.4-1]} \end{aligned}$$

$$\Delta_{P1} = k\gamma_S h_{eq}$$

$$\Delta_{P1} = 400,20750 \text{ Kg/m}^2 = 4122 \text{ Kg/m}$$

La carga lateral debido a la sobre carga viva es:

$$R_1 = \Delta_P * h_{bw}$$

$$R_1 = 13603,05 \text{ Kg}$$

Sobre carga viva de la parte inferior del cuerpo del alma del estribo.

$$\begin{aligned} k &= k_a \\ \gamma_S &= 1925 \text{ kg/m}^3 \\ h_{eq} &= 600 \text{ mm} \quad \text{Sección [A3.11.6.4-1]} \end{aligned}$$

$$\Delta_P = k\gamma_S h_{eq} 10^{-9}$$

$$\Delta_P = 381,15 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Delta_{P2} = 3925,85 \text{ Kg/m} \quad \text{Para la pantalla superior}$$

$$\Delta_{D2} = 381,15 \text{ Kg/m} \quad \text{Para la columna}$$

La carga lateral debido a la sobre carga viva es:

$$R_2 = \Delta_p * h_{stem}$$

$$R_2 = 12955,29 \text{ Kg} \quad \text{Para la Pantalla}$$

$$R_3 = \Delta_p * h_{stem}$$

$$R_3 = 2325,02 \text{ Kg} \quad \text{Para la columna}$$

$$R_2 = 4650,03 \text{ Kg} \quad \text{Para dos columnas}$$

Sobre carga viva de la parte inferior de la fundación.

$$k = k_a$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$h_{eq} = 600 \text{ mm} \quad \text{Sección [A3.11.6.4-1]}$$

$$\Delta_p = k \gamma_s h_{eq} 10^{-9}$$

$$\Delta_p = 381,15000 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Delta_{p4} = 3925,84500 \text{ Kg/m} \quad \text{Para la pantalla superior}$$

$$\Delta_{p5} = 381,15000 \text{ Kg/m} \quad \text{Para la columna}$$

$$\Delta_{p6} = 3163,54500 \text{ Kg/m} \quad \text{Para la fundación}$$

La carga horizontal debido a la sobre carga viva p / excentricidad y resbalamiento es:

$$R_4 = \Delta_p * H$$

$$R_4 = 12955,29 \text{ Kg}$$

$$R_5 = \Delta_p * H$$

$$R_5 = 2325,02 \text{ Kg} \quad \text{Para una columna}$$

$$R_2 = 4650,03 \text{ Kg} \quad \text{Para dos columnas}$$

$$R_6 = \Delta_P * H$$

$$R_6 = 4745,32 \quad \mathbf{Kg}$$

La carga vertical debido a la sobre carga viva p / capacidad de apoyo es:

$$R_{V1} = \Delta_P * H$$

$$R_{V1} = 29,43 \quad \mathbf{N/mm}$$

$$R_{V1} = 2943 \quad \mathbf{Kg/m}$$

Resumen de las cargas

Peso propio:

Alero del estribo	W1=	4779	Kg	Para un alero
	W1=	9558	Kg	Para dos aleros
Pantalla superior	W2=	18169,2	Kg	
Cabezal del estribo	W3=	44496	Kg	
Columnas	W4=	19980,53	Kg	
Fundacion	W5=	243000	Kg	

Cargas muertas sobre los apoyos

Vigas interiores	Fv1=	106937,44	Kg	
Vigas exteriores	Fv2=	92245,92	Kg	
Carga muerta sobre el talon	Fv3=	476784	Kg	
Efectos por carga viva	Fv4=	39828,95	Kg	
La carga viva máxima sin factorar	Fv5=	105714,46	Kg	para el diseño del estribo
La carga viva máxima sin factorar	F'v5=	86245,59	Kg	para el diseño de la fundación

Fuerza de frenado	BR=	16250	Kg	
Carga de viento sobre la super.	WS=	4472,48	Kg	
Carga de viento sobre la C. viva	WL=	700,20	Kg	
Carga lateral de suelo	FH1=	35627,04	Kg	Parte inferior de la pantalla sup.
	FH1.1=	10494,87	Kg	Parte inferior del alero
	FH2=	22221,05	Kg	Parte inferior de la columna.
	FH3=	17844,17	Kg	Parte inferior de la columna.
	FH4=	68016,22	Kg	Parte inferior de la fundación
	FH5=	5931,65	Kg	Parte inferior de la fundación

La carga lateral debido a la sobre carga viva es:

Sobre carga viva de la parte inf. de la pantalla	R1=	13603,05	Kg	Carga en pantalla superior.
Sobre carga viva de la parte inf. de la columna	R2=	12955,29	Kg	Carga en pantalla
	R3=	4650,03	Kg	Carga en columna
Sobre carga viva de la parte inf. de la fundacion	R4=	12955,29	Kg	Carga en pantalla
	R5=	4650,03	Kg	Carga en la columna
	R6=	4745,32	Kg	Carga en la fundacion

3.5.12.4 Calcular las fuerzas de reacción en la base

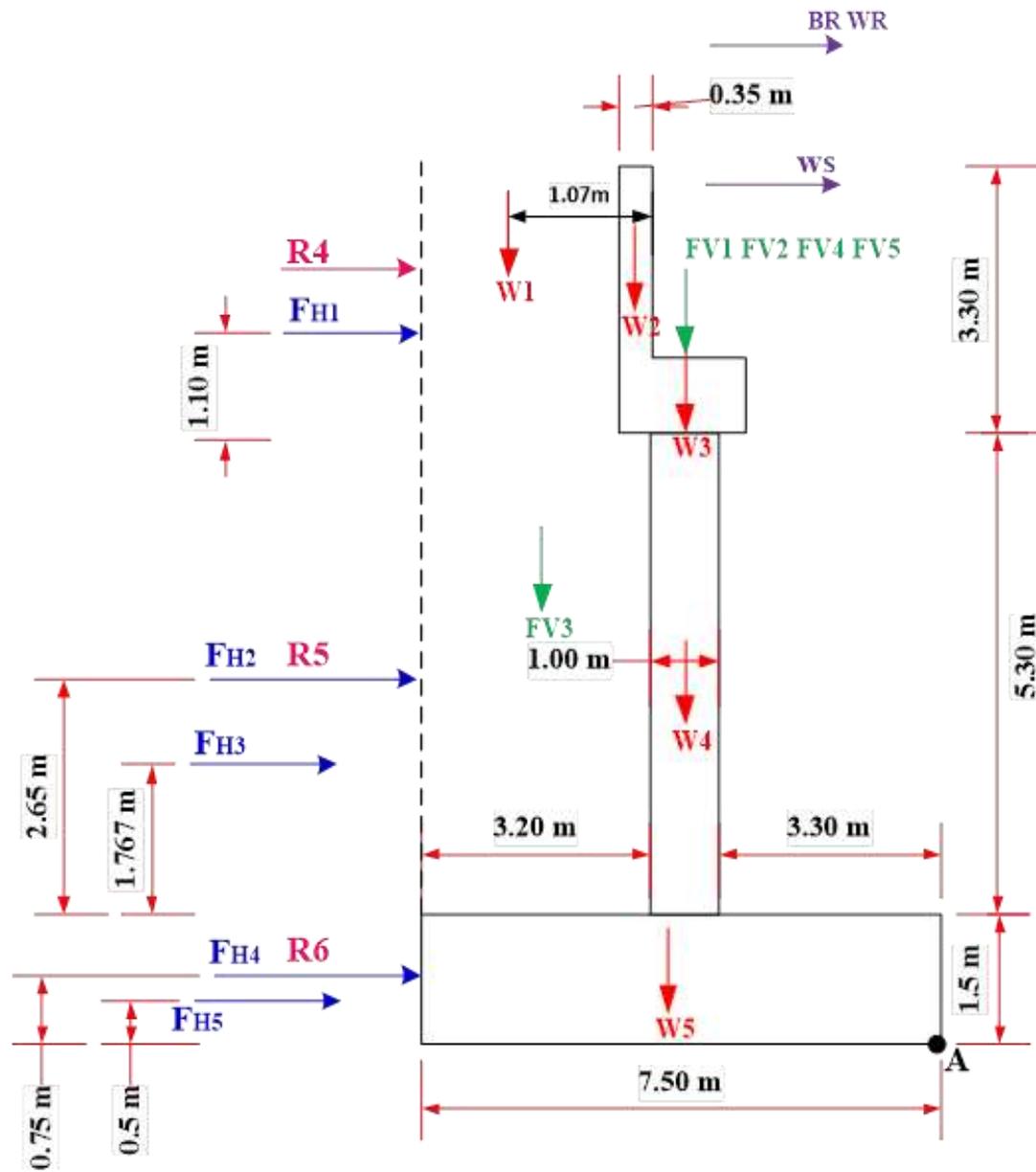


FIGURA 3.93 Diagrama de la cargas en el estribo

Fuente: Elaboración propia

TABLA 3.16Factor de carga

Cargas	Resistencia I			Resistencia III		Resistencia V			Servicio I
	γ_{max}	γ_{min}	a	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	a	γ
DC	1,25	0,90	0,90	1,25	0,90	1,25	0,90	0,90	1,00
DW	1,50	0,65	0,65	1,50	0,65	1,50	0,65	0,65	1,00
LL	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
EV	1,35	1,00	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00
EH	1,50	0,50	1,50	1,50	0,50	1,50	0,50	1,50	1,00
LS	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
BR	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
WS	-	-	-	1,40	0,00	0,40	0,00	0,40	0,30
WL	-	-	-	-	-	1,00	0,00	1,00	1,00

TABLA 3.17 Fuerzas verticales factoradas

Fuerza vertical factorada								
Ítem	W1	W2	W3	W4	W5	FV1	FV2	FV3
Notación	DC	DC	DC	DC	DC	DC	DC	EV
Vn (Kg)	9558	18169	44496	19981	243000	106937,4	92246	476784
Resistencia I max	11947,5	22711,5	55620,0	24975,7	303750,0	133671,8	115307,4	643658,4
Resistencia I min	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Resistencia I a	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Resistencia III max	11947,5	22711,5	55620,0	24975,7	303750,0	133671,8	115307,4	643658,4
Resistencia III min	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Resistencia V max	11947,5	22711,5	55620,0	24975,7	303750,0	133671,8	115307,4	643658,4
Resistencia V min	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Resistencia V a	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Servicio I	9558,0	18169,2	44496,0	19980,5	243000,0	106937,4	92245,9	476784,0

FV4	FV5	
DW	LL	Total Kg
39829	86246	
59743,4	150929,8	1522315,5
25888,8	0,0	983621,2
25888,8	150929,8	1134551,0
59743,4	0,0	1371385,7
25888,8	0,0	983621,2
59743,4	116431,5	1487817,2
25888,8	0,0	983621,2
25888,8	116431,5	1100052,7
39829,0	86245,6	1137245,6

TABLA 3.18 Fuerzas horizontales factoradas

Fuerza horizontal factorada								
Item	FH1	FH1.1	FH2	FH3	FH4	FH5	R4	R5
Notación	EH	EH	EH	EH	EH	EH	LS	LS
Vn (Kg)	35627	10495	22221	17844	68016	5932	12955,3	4650
Resistencia I max	53440,6	15742,3	33331,6	26766,3	102024,3	8897,5	22671,8	8137,6
Resistencia I min	17813,5	5247,4	11110,5	8922,1	34008,1	2965,8	0,0	0,0
Resistencia I a	53440,6	15742,3	33331,6	26766,3	102024,3	8897,5	22671,8	8137,6
Resistencia III max	53440,6	15742,3	33331,6	26766,3	102024,3	8897,5	0,0	0,0
Resistencia III min	17813,5	5247,4	11110,5	8922,1	34008,1	2965,8	0,0	0,0
Resistencia V max	53440,6	15742,3	33331,6	26766,3	102024,3	8897,5	17489,6	6277,5
Resistencia V min	17813,5	5247,4	11110,5	8922,1	34008,1	2965,8	0,0	0,0
Resistencia V a	53440,6	15742,3	33331,6	26766,3	102024,3	8897,5	17489,6	6277,5
Servicio I	35627,0	10494,9	22221,0	17844,2	68016,2	5931,6	30606,9	10985,7

R6	BR	WL	WS	
LS	BR	WL	WS	Total Kg
4745,32	16250	700	4472,48	
8304,3	28437,5	0,0	0,0	307753,6
0,0	0,0	0,0	0,0	80067,5
8304,3	28437,5	0,0	0,0	307753,6
0,0	0,0	0,0	6261,5	240202,5
0,0	0,0	0,0	0,0	80067,5
6406,2	21937,5	700,2	1789,0	293013,5
0,0	0,0	0,0	0,0	80067,5
6406,2	21937,5	700,2	1789,0	293013,5
11210,8	16250,0	700,2	1341,7	229888,6

TABLA 3.19 Momentos de volcamiento factorados

Momento de volcamiento factorado								
Item	FH1	FH1.1	FH2	FH3	FH4	FH5	R4	R5
Notación	EH	EH	EH	EH	EH	EH	LS	LS
Vn (Kg)	35627	10495	22221	17844	68016	5932	12955	4650
Brazo (m)	7,9	7,9	4,2	3,3	0,8	0,5	8,5	4,2
Momento Mv(Kg . m)	281454	82909	92217	58297	51012	2966	109472	19298
Resistencia I max	422180,5	124364,2	138326,0	87445,4	76518,2	4448,7	191576,3	33770,8
Resistencia I min	140726,8	41454,7	46108,7	29148,5	25506,1	1482,9	0,0	0,0
Resistencia I a	422180,5	124364,2	138326,0	87445,4	76518,2	4448,7	191576,3	33770,8
Resistencia III max	422180,5	124364,2	138326,0	87445,4	76518,2	4448,7	0,0	0,0
Resistencia III min	140726,8	41454,7	46108,7	29148,5	25506,1	1482,9	0,0	0,0
Resistencia V max	422180,5	124364,2	138326,0	87445,4	76518,2	4448,7	147787,5	26051,8
Resistencia V min	140726,8	41454,7	46108,7	29148,5	25506,1	1482,9	0,0	0,0
Resistencia V a	422180,5	124364,2	138326,0	87445,4	76518,2	4448,7	147787,5	26051,8
Servicio I	281453,6	82909,4	92217,3	58296,9	51012,2	2965,8	109472,2	19297,6

R6	BR	WL	WS	
LS	BR	WL	WS	Total Kg.m
4745	16250,0	700,2	4472,5	
0,8	11,9	11,9	9,1	
3559	193375	8332	40699,54	
6228,2	338406,3	0,0	0,0	1423264,6
0,0	0,0	0,0	0,0	284427,7
6228,2	338406,3	0,0	0,0	1423264,6
0,0	0,0	0,0	56979,4	910262,3
0,0	0,0	0,0	0,0	284427,7
4804,6	261056,3	8332,4	16279,8	1317595,3
0,0	0,0	0,0	0,0	284427,7
4804,6	261056,3	8332,4	16279,8	1317595,3
3559,0	193375,0	8332,4	12209,9	915101,4

TABLA 3.20 Momentos contra el volcamiento factorados

Momento contra el volcamiento factorado								
Item	W1	W2	W3	W4	W5	FV1	FV2	FV3
Notación	DC	DC	DC	DC	DC	DC	DC	EV
Vn (Kg)	9558	18169	44496	19981	243000	106937	92246	476784
Brazo (m)	5,445	4,375	3,8	3,8	3,75	3,8	3,8	5,9
MomentoMnv(Kg . m)	52043	79490	169085	75926	911250	406362	350534	2813026
Resistencia I max	65054,1	99362,8	211356,0	94907,5	1139063	507952,8	438168,1	3797585
Resistencia I min	46839,0	71541,2	152176,3	68333,4	820125	365726,0	315481,0	2813026
Resistencia I a	46839,0	71541,2	152176,3	68333,4	820125	365726,0	315481,0	2813026
Resistencia III max	65054,1	99362,8	211356,0	94907,5	1139063	507952,8	438168,1	3797585
Resistencia III min	46839,0	71541,2	152176,3	68333,4	820125	365726,0	315481,0	2813026
Resistencia V max	65054,1	99362,8	211356,0	94907,5	1139063	507952,8	438168,1	3797585
Resistencia V min	46839,0	71541,2	152176,3	68333,4	820125	365726,0	315481,0	2813026
Resistencia V a	46839,0	71541,2	152176,3	68333,4	820125	365726,0	315481,0	2813026
Servicio I	52043,3	79490,3	169084,8	75926,0	911250	406362,3	350534,5	2813026

FV4	FV5	
DW	LL	Total Kg.m
39829	86246	
3,8	3,8	
151350	327733	
227025,0	573533,2	7154006,7
98377,5	0,0	4751625,1
98377,5	573533,2	5325158,3
227025,0	0,0	6580473,5
98377,5	0,0	4751625,1
227025,0	442439,9	7022913,4
98377,5	0,0	4751625,1
98377,5	442439,9	5194065,0
151350,0	327733,2	5336800,0

Factor de equilibrio contra el vuelco

$$F_V = \frac{M_{nv}}{M_v} \geq 2$$

TABLA 3.21 Comprobación del factor de vuelco

Estado Limite	M _v	M _{nv}	F _v	F _{vmin}	Verificación
Resistencia I max	1423264,6	7154006,7	5	2	ok cumple!!!
Resistencia I min	284427,7	4751625,1	17	2	ok cumple!!!
Resistencia I a	1423264,6	5325158,3	4	2	ok cumple!!!
Resistencia III max	910262,3	6580473,5	7	2	ok cumple!!!
Resistencia III min	284427,7	4751625,1	17	2	ok cumple!!!
Resistencia V max	1317595,3	7022913,4	5	2	ok cumple!!!
Resistencia V min	284427,7	4751625,1	17	2	ok cumple!!!
Resistencia V a	1317595,3	5194065,0	4	2	ok cumple!!!
Servicio I	915101,4	5336800,0	6	2	ok cumple!!!

TABLA 3.22 Momento de equilibrio factorado

Momento de equilibrio factorado								
Item	W1	W2	W3	W4	W5	FV1	FV2	FV3
Notación	DC	DC	DC	DC	DC	DC	DC	EV
Vn (Kg)	9558	18169	44496	19981	243000	106937	92246	476784
Brazo (m)	1,695	0,625	0,05	0,05	0	0,05	0,05	2,15
MomentoMnv(Kg . m)	16201	11356	2225	999	0	5347	4612	1025086
Resistencia I max	20251,0	14194,7	2781,0	1248,8	0	6683,6	5765,4	1383866
Resistencia I min	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Resistencia I a	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Resistencia III max	20251,0	14194,7	2781,0	1248,8	0	6683,6	5765,4	1383866
Resistencia III min	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Resistencia V max	20251,0	14194,7	2781,0	1248,8	0	6683,6	5765,4	1383866
Resistencia V min	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Resistencia V a	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Servicio I	16200,8	11355,8	2224,8	999,0	0	5346,9	4612,3	1025086

TABLA 3.23 Momento factorado

Momento de equilibrio factorado										
FV4	FV5	FH1	FH1.1	FH2	FH3	FH4	FH5	R4	R5	R6
DW	LL	EH	EH	EH	EH	EH	EH	LS	LS	LS
39829	86246	-35627	-10495	-22221	-17844	-68016	-5932	-12955	-4650	-4745
0,05	0,05	7,9	7,9	4,2	3,3	0,8	0,5	8,5	4,2	0,8
1991	4312	-281454	-82909	-92217	-58297	-51012	-2966	-109472	-19298	-3559
2987,2	7546,5	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	-191576	-33770,8	-6228,2
1294,4	0,0	-140727	-41455	-46109	-29148	-25506,1	-1482,9	0	0,0	0,0
1294,4	7546,5	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	-191576	-33770,8	-6228,2
2987,2	0,0	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	0	0,0	0,0
1294,4	0,0	-140727	-41455	-46109	-29148	-25506,1	-1482,9	0	0,0	0,0
2987,2	5821,6	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	-147787	-26051,8	-4804,6
1294,4	0,0	-140727	-41455	-46109	-29148	-25506,1	-1482,9	0	0,0	0,0
1294,4	5821,6	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	-147787	-26051,8	-4804,6
1991,4	4312,3	-281454	-82909	-92217	-58297	-51012,2	-2965,8	-109472	-19297,6	-3559,0

BR	WL	WS	
BR	WL	WS	Total Kg.m
-16250	-700	-4472	
11,9	11,9	9,1	
-193375	-8332	-40700	
-338406	0,0	0	22059,0
0	0,0	0	778618,0
-338406	0,0	0	-352672,5
0	0,0	-56979	527514,8
0	0,0	0	778618,0
-261056	-8332,4	-16280	126003,4
0	0,0	0	778618,0
-261056	-8332,4	-16280	-248728,1
-193375	-8332,4	-12210	157027,5

Ubicación de la excentricidad [A11.6.3.3] (Vuelco).

TABLA 3.24 Verificación del criterio de excentricidades

Estado Limite	Momento	Cargas Verticales	e
Resistencia I max	22059,04	1522315,46	0,014490453
Resistencia I min	778617,98	983621,20	0,791583167
Resistencia I a	-352672,49	1134550,98	-0,31084764
Resistencia III max	527514,85	1371385,69	0,38465827
Resistencia III min	778617,98	983621,20	0,791583167
Resistencia V max	126003,40	1487817,23	0,08469011
Resistencia V min	778617,98	983621,20	0,791583167
Resistencia V a	-248728,13	1100052,74	-0,226105641
Servicio I	157027,48	1137245,63	0,13807701

e max	Verificación
1,875	e < e max

Seguridad frente al deslizamiento, (Resbalamiento)

TABLA 3.25 Seguridad frente al deslizamiento

Estado Limite	Cargas Verticales	tan δ	ϕ_s
Resistencia I max	1522315,46	0,577350269	0,8
Resistencia I min	983621,20	0,577350269	0,8
Resistencia I a	1134550,98	0,577350269	0,8
Resistencia III max	1371385,69	0,577350269	0,8
Resistencia III min	983621,20	0,577350269	0,8
Resistencia V max	1487817,23	0,577350269	0,8
Resistencia V min	983621,20	0,577350269	0,8
Resistencia V a	1100052,74	0,577350269	0,8
Servicio I	1137245,63	0,577350269	0,8

ϕ_{Fru}	FHu	Verificación
703127,3943	307753,60	$\phi_{Fru} > FHu$
454315,1707	80067,50	$\phi_{Fru} > FHu$
524026,6487	307753,60	$\phi_{Fru} > FHu$
633415,9163	240202,49	$\phi_{Fru} > FHu$
454315,1707	80067,50	$\phi_{Fru} > FHu$
687193,3422	293013,55	$\phi_{Fru} > FHu$
454315,1707	80067,50	$\phi_{Fru} > FHu$
508092,5966	293013,55	$\phi_{Fru} > FHu$
525271,2548	229888,57	$\phi_{Fru} > FHu$

Capacidad de apoyo

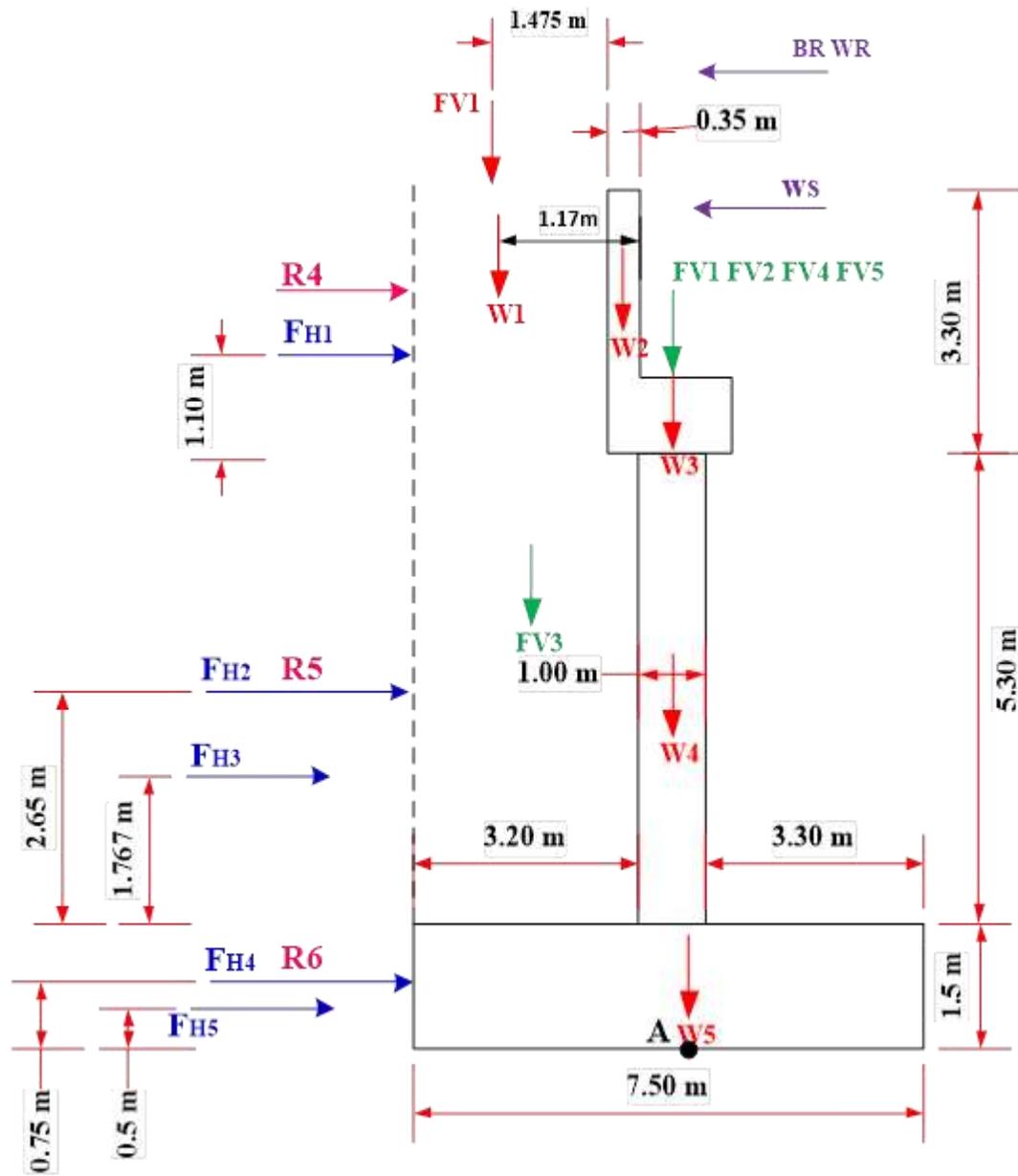


FIGURA 3.94 Diagrama de la cargas en el estribo

Fuente: Elaboración propia

TABLA 3.26 Fuerza vertical factorada

Fuerza vertical factorada								
Item	W1	W2	W3	W5	W6	FV1	FV2	FV3
Notación	DC	DC	DC	DC	DC	DC	DC	EV
Vn (Kg)	9558	18169	44496	19981	243000	106937	92246	476784
Resistencia I max	11947,5	22711,5	55620,0	24975,7	303750,0	133671,8	115307,4	643658,4
Resistencia I min	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Resistencia I a	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Resistencia III max	11947,5	22711,5	55620,0	24975,7	303750,0	133671,8	115307,4	643658,4
Resistencia III min	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Resistencia V max	11947,5	22711,5	55620,0	24975,7	303750,0	133671,8	115307,4	643658,4
Resistencia V min	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Resistencia V a	8602,2	16352,3	40046,4	17982,5	218700,0	96243,7	83021,3	476784,0
Servicio I	9558,0	18169,2	44496,0	19980,5	243000,0	106937,4	92245,9	476784,0

FV4	FV5	RV1	
DW	LL	LS	Total Kg
39829	86246	8681,9	
59743,4	150929,8	15193,2	1522315,5
25888,8	0,0	0,0	983621,2
25888,8	150929,8	15193,2	1134551,0
59743,4	0,0	0,0	1371385,7
25888,8	0,0	0,0	983621,2
59743,4	116431,5	11720,5	1487817,2
25888,8	0,0	0,0	983621,2
25888,8	116431,5	11720,5	1100052,7
39829,0	86245,6	8681,9	1137245,6

TABLA 3.27 Momento de equilibrio factorada

Momento de equilibrio factorado								
Item	W1	W2	W3	W4	W5	FV1	FV2	FV3
Notación	DC	DC	DC	DC	DC	DC	DC	EV
Vn (Kg)	9558	18169	44496	19981	243000	106937	92246	476784
Brazo (m)	1,695	0,625	0,05	0,05	0	0,05	0,05	2,15
MomentoMnv(Kg . m)	16201	11356	2225	999	0	5347	4612	1025086
Resistencia I max	20251,0	14194,7	2781,0	1248,8	0	6683,6	5765,4	1383866
Resistencia I min	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Resistencia I a	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Resistencia III max	20251,0	14194,7	2781,0	1248,8	0	6683,6	5765,4	1383866
Resistencia III min	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Resistencia V max	20251,0	14194,7	2781,0	1248,8	0	6683,6	5765,4	1383866
Resistencia V min	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Resistencia V a	14580,7	10220,2	2002,3	899,1	0	4812,2	4151,1	1025086
Servicio I	16200,8	11355,8	2224,8	999,0	0	5346,9	4612,3	1025086

Momento de equilibrio factorado										
FV4	FV5	RV1	FH1	FH1.1	FH2	FH3	FH4	FH5	R4	R5
DW	LL	LS	EH	EH	EH	EH	EH	EH	LS	LS
39829	86246	8681,9	-35627	-10495	-22221	-17844	-68016	-5932	-12955	-4650
0,05	0,05	2,275	7,9	7,9	4,2	3,3	0,8	0,5	8,5	4,2
1991	4312	19751,2	-281454	-82909	-92217	-58297	-51012	-2966	-109472	-19298
2987,2	7546,5	34564,6	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	-191576	-33770,8
1294,4	0,0	0,0	-140727	-41455	-46109	-29148	-25506,1	-1482,9	0	0,0
1294,4	7546,5	34564,6	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	-191576	-33770,8
2987,2	0,0	0,0	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	0	0,0
1294,4	0,0	0,0	-140727	-41455	-46109	-29148	-25506,1	-1482,9	0	0,0
2987,2	5821,6	26664,1	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	-147787	-26051,8
1294,4	0,0	0,0	-140727	-41455	-46109	-29148	-25506,1	-1482,9	0	0,0
1294,4	5821,6	26664,1	-422180	-124364	-138326	-87445	-76518,2	-4448,7	-147787	-26051,8
1991,4	4312,3	19751,2	-281454	-82909	-92217	-58297	-51012,2	-2965,8	-109472	-19297,6

Momento de equilibrio factorado				
R6	BR	WL	WS	
LS	BR	WL	WS	Total Kg.m
-4745	-16250	-700	-4472	
0,8	11,9	11,9	9,1	
-3559	-193375	-8332	-40700	
-6228,2	-338406	0,0	0	56623,7
0,0	0	0,0	0	778618,0
-6228,2	-338406	0,0	0	-318107,9
0,0	0	0,0	-56979	527514,8
0,0	0	0,0	0	778618,0
-4804,6	-261056	-8332,4	-16280	152667,5
0,0	0	0,0	0	778618,0
-4804,6	-261056	-8332,4	-16280	-222064,0
-3559,0	-193375	-8332,4	-12210	176778,7

Capacidad De Apoyo en la Base, [A11.6.3.2] (Capacidad de Carga)

Capacidad de carga factorada del terreno

1.- Estado límite de resistencia

$\phi_b = 0,45$ Tabla 10.5.5-1 de la Norma AASHTO - LRFD

FS= 3

$q_{adm1} = 2,055 \text{ Kg/cm}^2$ Tension admisible del pozo 1

$q_{adm2} = 2,172 \text{ Kg/cm}^2$ Tension admisible del pozo 2

$$q_R = \phi_b \cdot q_n$$

$$q_R = \phi_b \cdot (FS \cdot q_{adm})$$

$$q_{R1} = 2,774 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{R2} = 2,932 \text{ Kg/cm}^2$$

2.- Estado límite de servicio

$$q_{adm1} = 2,055 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm2} = 2,172 \text{ Kg/cm}^2$$

TABLA 3.28 Verificación a la capacidad de apoyo

Estado Limite	ϕ_{qult}	Cargas	e	B-2e
Resistencia I max	27742,5	1522315,46	0,037195744	7,425608512
Resistencia I min	27742,5	983621,20	0,791583167	5,916833666
Resistencia I a	27742,5	1134550,98	-0,280382182	6,939235636
Resistencia III max	27742,5	1371385,69	0,38465827	6,730683461
Resistencia III min	27742,5	983621,20	0,791583167	5,916833666
Resistencia V max	27742,5	1487817,23	0,102611754	7,294776491
Resistencia V min	27742,5	983621,20	0,791583167	5,916833666
Resistencia V a	27742,5	1100052,74	-0,201866683	7,096266633
Servicio I	20550	1137245,63	0,155444594	7,189110813

Area	qmax	Verificación
66,83047661	22778,7611	$\phi_{qult} > q_{max}$
53,251503	18471,2382	$\phi_{qult} > q_{max}$
62,45312072	18166,4417	$\phi_{qult} > q_{max}$
60,57615115	22639,0363	$\phi_{qult} > q_{max}$
53,251503	18471,2382	$\phi_{qult} > q_{max}$
65,65298842	22661,8356	$\phi_{qult} > q_{max}$
53,251503	18471,2382	$\phi_{qult} > q_{max}$
63,8663997	17224,2798	$\phi_{qult} > q_{max}$
64,70199731	17576,6696	$\phi_{qult} > q_{max}$

3.5.12.5 Diseño del alero del estibo

Análisis de los aleros

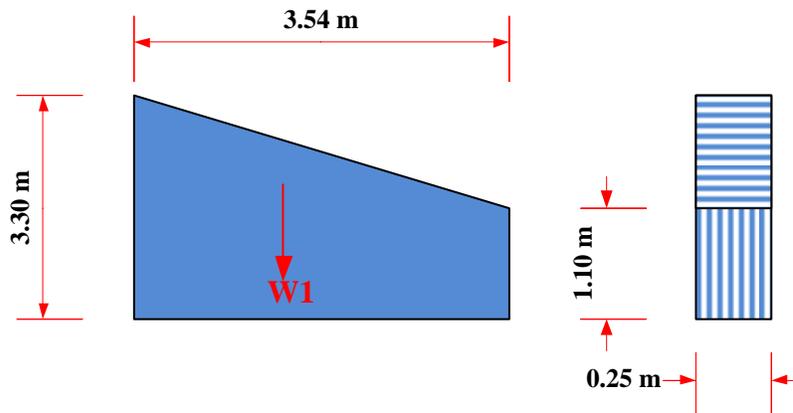


FIGURA 3.95 Diagrama de la geometría del alero

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones:

$$L= 3,5 \text{ m}$$

$$a= 3,3 \text{ m}$$

$$h= 1,2 \text{ m}$$

$$b= 0,25 \text{ m}$$

Distancia centro de gravedad.

N°	X	Y	A	X . A	Y . A
1	1,75	0,6	4,2	7,35	2,52
2	1,167	1,9	3,675	4,288	6,983
		$\Sigma=$	7,875	11,64	9,503

$$X_{cg}= 1,478 \text{ m}$$

$$Y_{cg}= 1,207 \text{ m}$$

Peso propio:

$$\text{Área}= 7,875 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ Peso específico del concreto}$$

$$W_1 = \gamma_{H^{\circ}} * A * b$$

$$W_1 = 4725 \text{ Kg}$$

Presión lateral del suelo

Datos:

$$K_a= 0,33$$

$$Z_1= 3,5 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ Kg/m}^3$$

$$P_1 = k\gamma_s z$$

$$P_1= 2223 \text{ Kg/m}^2$$

Empuje de suelo

$$F_H = \frac{1}{2} \cdot P \cdot h$$

$$F_H = 3891 \text{ Kg/m}$$

Análisis de carga

Carga del suelo

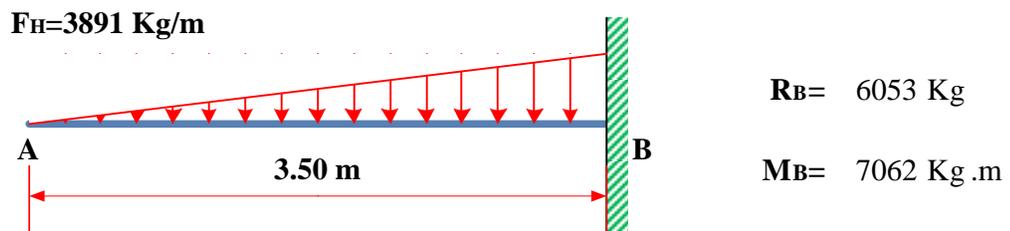


FIGURA 3.96 Diagrama de la carga de suelo en el alero

Fuente: Elaboración propia

Carga peso propio

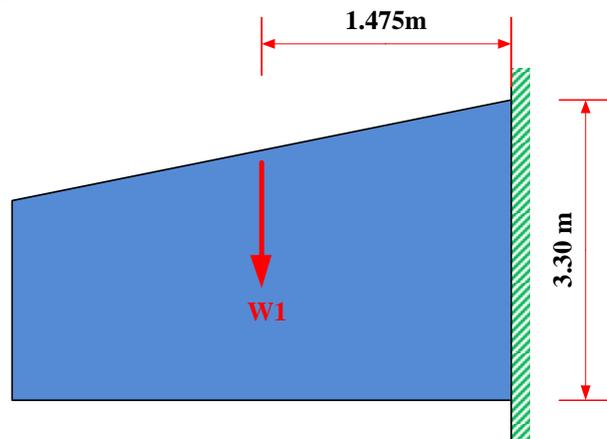


FIGURA 3.97 Diagrama de la carga del peso propio del alero

Fuente: Elaboración propia

Verificación del tipo de estructura

Según AASHTO LRFD – 2004

$a_v < d$ Diseño de mensulas o cartelas

$a_v > d$ Diseño de viga en voladizo

$a_v = 1,48$ m

$d = 3,30$ m

Por lo tanto:

1,48 < 3,30 Diseño como mensula

TABLA 3.29 Factores de carga

Cargas	Resistencia I			Resistencia III		Resistencia V			Servicio I
	γ_{max}	γ_{min}	a	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	a	γ
DC	1,25	0,90	0,90	1,25	0,90	1,25	0,90	0,90	1,00
EH	1,50	0,50	1,50	1,50	0,50	1,50	0,50	1,50	1,00

TABLA 3.30 Fuerza vertical factorada

Fuerza vertical factorada		
Item	w1	
Notación	DC	Total Kg
Vn (Kg)	4725	
Resistencia I max	5906,3	5906,3
Resistencia I min	4252,5	4252,5
Resistencia I a	4252,5	4252,5
Resistencia III max	5906,3	5906,3
Resistencia III min	4252,5	4252,5
Resistencia V max	5906,3	5906,3
Resistencia V min	4252,5	4252,5
Resistencia V a	4252,5	4252,5
Servicio I	4725,0	4725,0

TABLA 3.31 Fuerza horizontal factorada

Fuerza horizontales factorada		
Item	FH1.1	
Notación	DC	Total Kg
Vn (Kg)	6053	
Resistencia I max	9079,9	9079,9
Resistencia I min	3026,6	3026,6
Resistencia I a	9079,9	9079,9
Resistencia III max	9079,9	9079,9
Resistencia III min	3026,6	3026,6
Resistencia V max	9079,9	9079,9
Resistencia V min	3026,6	3026,6
Resistencia V a	9079,9	9079,9
Servicio I	6053,3	6053,3

TABLA 3.32 Momento vertical factorada

Momento vertical factorado		
Item	w1	
Notación	DC	Total Kg.m
Vn(Kg)	4725	
Brazo (m)	1,48	
Mv (Kg m)	6969	
Resistencia I max	8711,7	8711,7
Resistencia I min	6272,4	6272,4
Resistencia I a	6272,4	6272,4
Resistencia III max	8711,7	8711,7
Resistencia III min	6272,4	6272,4
Resistencia V max	8711,7	8711,7
Resistencia V min	6272,4	6272,4
Resistencia V a	6272,4	6272,4
Servicio I	6969,4	6969,4

TABLA 3.33 Momento horizontal factorada

Momento horizontal factorado		
Item	FH1.1	
Notación	EH	Total Kg.m
VH(Kg)	6053	
Brazo (m)	1,17	
M_H (Kg m)	7082	
Resistencia I max	10623,5	10623,5
Resistencia I min	3541,2	3541,2
Resistencia I a	10623,5	10623,5
Resistencia III max	10623,5	10623,5
Resistencia III min	3541,2	3541,2
Resistencia V max	10623,5	10623,5
Resistencia V min	3541,2	3541,2
Resistencia V a	10623,5	10623,5
Servicio I	7082,3	7082,3

Diseño del alero del estribo

Datos:

h= 3,3 m
b= 0,25 m
L= 3,54 m
 $\gamma_H = 2400 \text{ kg/m}^3$

Dónde:

L= Longitud del alero (m)
 Peso específico del hormigón
 $\gamma_H =$ (kg/m³)
b= Ancho del alero (m)
h= Alto del alero (m)

a) Diseño a flexión del momento vertical

Cálculo de armadura en el alero

M_u= 871172 kg cm
f'_c= 210 Kg/cm²
f_y= 4200 Kg/cm²

$$\begin{aligned}
 h &= 330 \text{ cm} \\
 b &= 25 \text{ cm} \\
 r &= 5 \text{ cm} \\
 \phi_v &= 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dónde:

Mu= momento último

f'c= resistencia especificada a la compresión del concreto

fy= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h= altura de la sección

b= ancho de la sección

r= recubrimiento mínimo

φv= diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 323,75 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 0,67 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy} \quad As = 0,71 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad As_{min} = 16,19 \text{ cm}^2$$

Dónde:

ρmin= cuantía mínima (0,002) para un acero fy=4200 Kg/cm²

$$As_{min} \geq As_{mec}$$

Como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la mínima.

$$A_s \text{ min} = 16,19 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{Barras} = 3,3$$
$$N^{\circ} \text{Barras} = 4$$

FINALMENTE USAR:

4 ϕ 25 mm

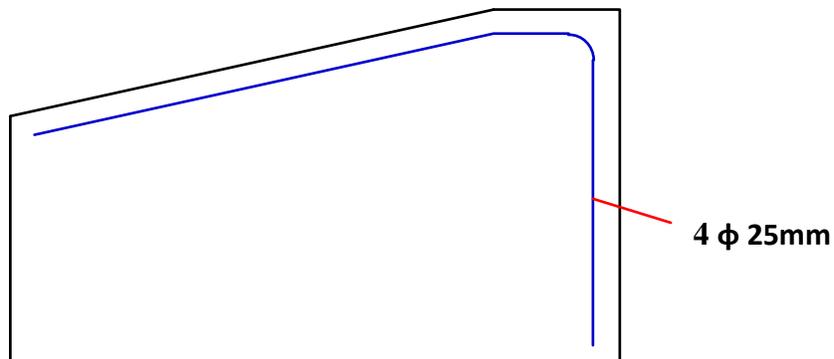


FIGURA 3.98 Diagrama de la armadura a flexión en sentido vertical del alero

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño a flexión del momento horizontal

Cálculo de armadura en el alero

Mu=	1062345	kg cm
f'c=	280	Kg/cm²
fy=	4200	Kg/cm²
h=	25,00	cm
b=	100,00	cm
r =	5	cm
φv=	20	mm

Dónde:

Mu= momento ultimo

f'c= resistencia especificada a la compresión del concreto

fy= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h= altura de la sección

b= ancho de la sección

r = recubrimiento mínimo

φv= diámetro de varilla del acero (adop)

Altura

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 19,00 \text{ cm}$$

Altura del bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 2,82 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy} \quad As = 15,98 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad As_{min} = 3,420 \text{ cm}^2$$

Dónde:

ρmin= cuantía mínima (0,0018) para un acero fy=4200 Kg/cm²

Armadura máxima

$$Es = 2E+06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_c = 0,003$$

Dónde:

Es= modulo de elasticidad del acero

ξc= deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} \quad 0,028$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0,021$$

Calculo de Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad As_{max} = 40,24 \text{ cm}^2$$
$$As_{min} \leq As_{nec} \leq As_{max}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima se diseñara con la necesaria

$$As_{nec} = 15,98 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ}Barras = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ}Barras = 5,1$$
$$N^{\circ}Barras = 6$$

FINALMENTE USAR:

ϕ 20 mm c/ 20 cm por metro

c) Armadura de contracción y temperatura

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0,75 \frac{A_g}{f_y}$$

As= 4,464 cm² (En ambas caras)

$$\frac{A_s}{2} = 2,232 \text{ cm}^2 \quad (\text{En una cara})$$

$$S_{\max} = 3.t = 0,75 \text{ m}$$

$$S_{\max} = 0,45 \text{ m}$$

$$S = 0,3 \text{ m} \quad \text{Asumimos}$$

Barras ϕ 10 mm c/ 30 cm

$$2A_s = 5,235987756 > 4,464285714 \text{ OK cumple!!!}$$

Finalmente usaremos:

Barras ϕ 10 mm c/ 30 cm

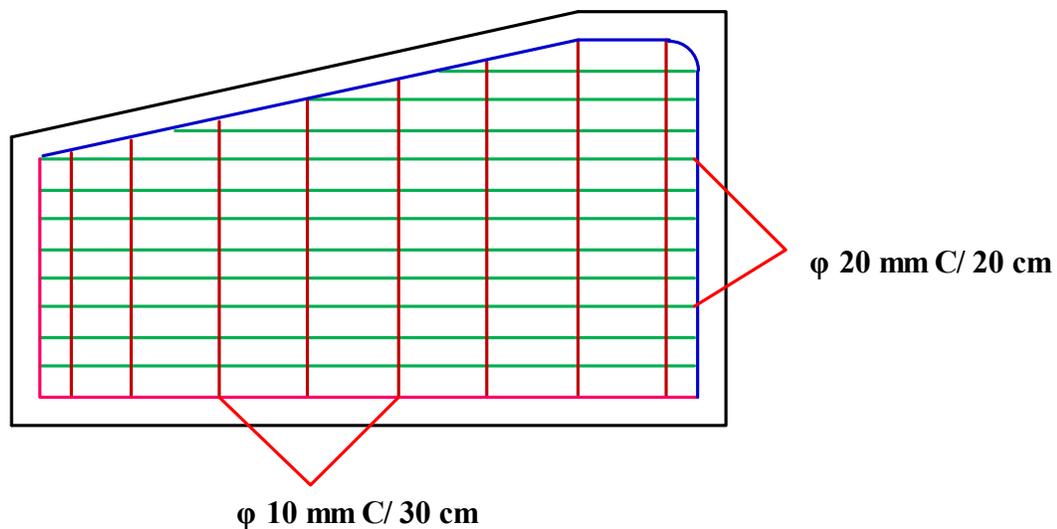


FIGURA 3.99 Diagrama de la armadura a flexión en sentido horizontal del alero

Fuente: Elaboración propia

3.5.12.6 Diseño de la pantalla superior

Pantalla superior:

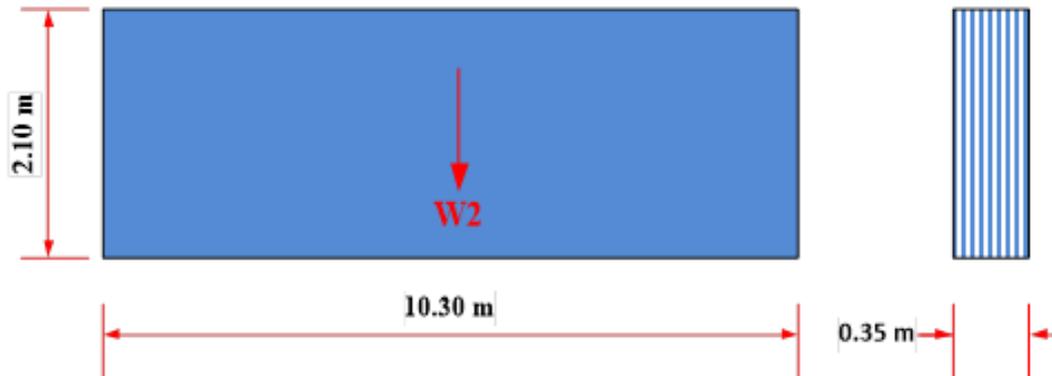


FIGURA 3.100 Diagrama de la pantalla superior

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones:

$$L= 10,3 \text{ m}$$

$$b= 0,35 \text{ m}$$

$$h= 2,1 \text{ m}$$

Peso propio:

$$\text{Área} = 0,735 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ Peso específico del concreto}$$

$$W_2 = \gamma_{H^{\circ}} * A$$

$$W_2 = 1764 \text{ Kg/m}$$

$$W_2 = 18169 \text{ Kg}$$

Cargas sobre la pantalla

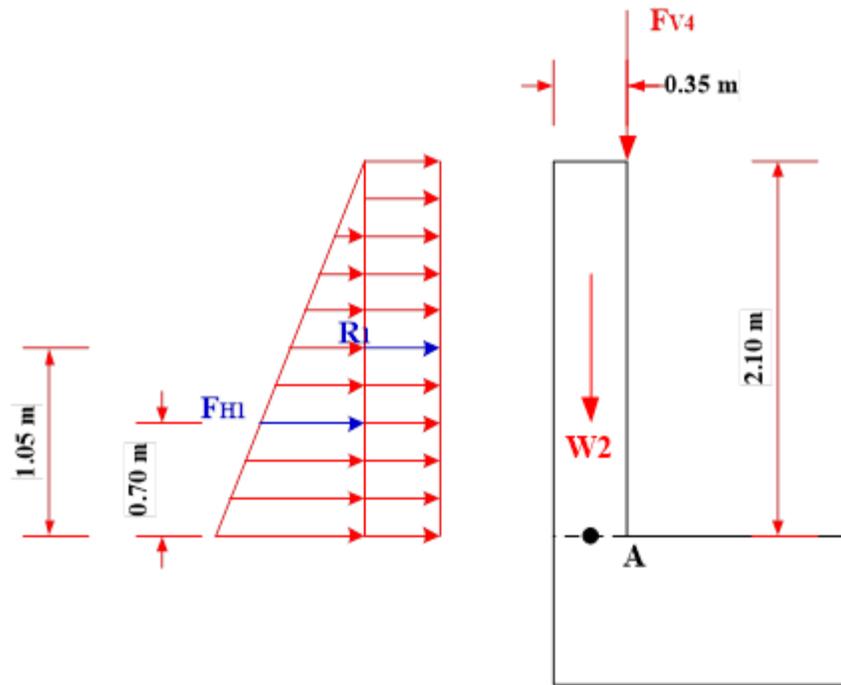


FIGURA 3.101 Diagrama de carga del suelo sobre la pantalla

Fuente: Elaboración propia

Carga lateral de suelo en la parte inferior de la pantalla superior.

$$k_a = 0,33$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$z = 2,1 \text{ m}$$

$$P1 = k\gamma_s z$$

$$P1 = 1334 \text{ Kg/m}^2$$

Una vez que la presión lateral de suelo ha sido calculada, se podrá calcular el empuje del suelo. Esta carga actúa a una distancia $h/3$ de la sección en estudio [A3.11.5.1]

$$h_{bw} = 2,1 \text{ m}$$

$$F_{H1} = \frac{1}{2} * p * h_{bw}$$

$$F_{H1} = 1400,7 \text{ Kg/m}$$

Sobre carga viva de la parte inferior de la pantalla superior.

$$k = k_a$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$h_{eq} = 510 \text{ mm} \text{ Sección [A3.11.6.4-1]}$$

$$\Delta_{p1} = k \gamma_s h_{eq}$$

$$\Delta_{p1} = 323,98 \text{ Kg/m}^2$$

La carga lateral debido a la sobre carga viva es:

$$R_1 = \Delta_p * h_{bw}$$

$$R_1 = 1069,13 \text{ Kg/m}$$

TABLA 3.34 Factores de carga

Cargas	Resistencia I		Resistencia III		Resistencia V		Servicio I
	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	γ
DC	1,25	0,90	1,25	0,90	1,25	0,90	1,00
LL	1,75	0,00	-	-	1,35	1,35	1,00
EH	1,50	0,50	1,50	0,50	1,50	0,50	1,00
LS	1,75	0,00	-	-	1,35	0,00	1,00

$$F_{v4} = 5456 \text{ Kg/m}$$

$$F_{H1} = 1401 \text{ Kg/m}$$

$$W_1 = 1764 \text{ Kg/m}$$

$$R_1 = 1069 \text{ Kg/m}$$

Las anteriores fuerzas verticales, longitudinales y momentos factorados pueden ser resumidos en las siguientes tablas:

TABLA 3.35 Fuerza vertical factorada

Fuerza Vertical Factorada			
Item	W₁	Fv₄	
Notación	DC	LL	Total (Kg)
Vn (Kg)	1764,00	5456,02	
Resistencia I max	2205,00	9548,04	11753,04
Resistencia III max	2205,00	0,00	2205,00
Resistencia V max	2205,00	7365,63	9570,63
Servicio I	1764,00	5456,02	7220,02

TABLA 3.36 Fuerza horizontal factorada

Fuerza Cortante Longitudinal Factorada			
Item	FH1	R1	
Notación	EH	LS	Total (Kg)
Hn (Kg)	1400,73	1069,13	
Resistencia I max	2101,09	1870,97	3972,06
Resistencia III max	2101,09	0,00	2101,09
Resistencia V max	2101,09	1443,32	3544,41
Servicio I	1400,73	1069,13	2469,85

TABLA 3.37 Momento factorada

Momento Factorado					
Item	W₁	FV₄	FH1	R1	
Notación	DC	LL	EH	LS	Total (Kg . m)
Fuerza (Kg)	1764,00	5456,02	1400,7	1069,13	
Brazo (m)	0	0,175	0,730	1,1	
Mn (N mm)	0,00	954,80	1022,53	1176,04	
Resistencia I max	0,00	1670,91	1533,80	2058,07	5262,77
Resistencia III max	0,00	0,00	1533,80	0,00	1533,80
Resistencia V max	0,00	1288,98	1533,80	1587,65	4410,43
Servicio I	0,00	954,80	1022,53	1176,04	3153,37

Diseño estructural de la pantalla superior del estribo

Cálculo de armadura de flexión

Mu=	526277	kg cm
f'c=	280	Kg/cm²
fy=	4200	Kg/cm²
h=	35,00	cm
b=	100,00	cm
r =	5	cm
φv=	16	mm

Donde:

Mu= momento ultimo

f'c= resistencia especificada a la compresión del concreto

fy= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h= altura de la sección

b= ancho de la sección

r = recubrimiento mínimo

φv= diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 29,20 \text{ cm}$$

Altura del bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 0,85 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy} \quad As = 4,84 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad As_{min} = 9,636 \text{ cm}^2$$

Dónde:

ρ_{min} = cuantía mínima (0,0033) para un acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$E_s = 2E+06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_c = 0,003$$

Dónde:

E_s = módulo de elasticidad del acero

ξ_c = deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} = 0,028$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0,021$$

Calculo de Armadura máxima

$$A_s \text{ max} = \rho \text{ max} \cdot b \cdot d \quad A_s \text{ max} = 61,84 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} \leq A_s \text{ nec} \leq A_s \text{ max}$$

Como la armadura necesaria no está entre la mínima y la máxima se diseñara con la mínima.

$$A_s \text{ min} = 9,64 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^\circ \text{Barras} = \frac{A_s \text{ nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^\circ \text{Barras} = 4,8$$
$$N^\circ \text{Barras} = 5$$

FINALMENTE USAR:

ϕ 16 mm c/ 25 cm por metro

Armadura de contracción y temperatura

h= 35 cm
b= 100 cm
fy= 4200 Kg/cm²

$$As = 0,75 \frac{Ag}{fy}$$

As= 6,25 cm² (En ambas caras)

$$\frac{As}{2} = 3,125 \text{ cm}^2 \quad (\text{En una cara})$$

Smax= 3.t = 1,05 m

Smax= 0,45 m

S= 0,2 m Asumimos

Barras ϕ 10 mm c/ 20 cm

2As= 7,854 > 6,250 OK cumple!!!

Finalmente usaremos:

Barras ϕ 10 mm c/ 20 cm

3.5.12.7 Diseño del cabezal del estribo

Cabezal del estribo:

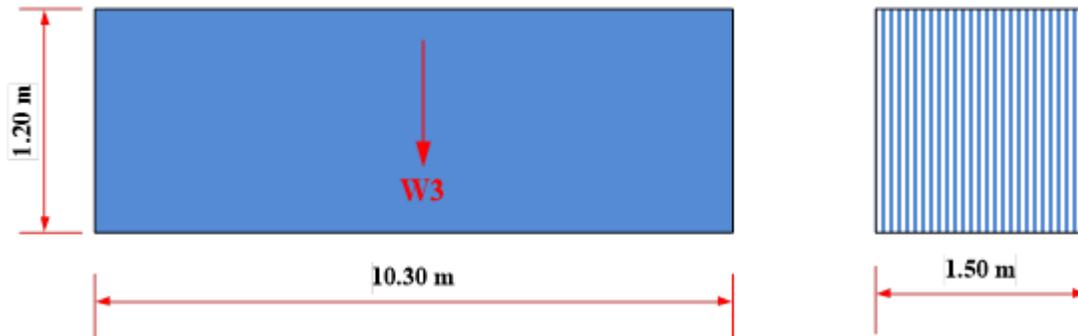


FIGURA 3.102 Diagrama del cabezal del estribo

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones:

$$L= 10,3 \text{ m}$$

$$b= 1,5 \text{ m}$$

$$h= 1,2 \text{ m}$$

Peso propio:

$$\text{Área} = 1,8 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ Peso específico del concreto}$$

$$W_3 = \gamma_{H^{\circ}} * A$$

$$W_3 = 4320 \text{ Kg/m}$$

Las reacciones de la carga muerta de la superestructura por apoyo.

Viga interior:

$$F_{V1} = 53469 \text{ Kg}$$

Viga exterior:

$$F_{V2} = 46123 \text{ Kg}$$

Cálculos de los efectos de carga viva (LL)

$$F_{V4} = 53,52 \text{ N/mm} = 5456 \text{ Kg/m}$$

La carga viva máxima sin factorar para el diseño del cuerpo del estribo es:

$$F_{V5} = 14481,43 \text{ Kg/m}$$

Calculo de la fuerza de frenado (BR)

Fuerza de frenado por carril:

$$BR = 8125 \text{ Kg}$$

Fuerza de frenado por dos carriles:

$$BR = 2226 \text{ Kg/m}$$

Carga de viento sobre la superestructura (WS)

$$\begin{aligned} PD &= 9E-04 \text{ Mpa} && \text{Presión de viento de diseño} \\ H_{sup} &= 3,25 \text{ m} \\ L &= 15 \text{ m} \\ \text{Área} &= 48,75 \text{ m}^2 \\ F_s &= 43875 \text{ N} && = 4472 \text{ Kg} \\ WS &= 612,7 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Carga de viento sobre la viva (WL)

$$\begin{aligned} PD &= \text{Presión De Viento de Diseño} && = 0,55 \text{ N/mm} && = 56,12 \text{ Kg/m} \\ WL &= 0,94 \text{ N/mm} && = 95,92 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Carga lateral de suelo en la parte inferior del cabezal.

$$k_a = 0,33$$

$$\gamma_S = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$z = 3,3 \text{ m}$$

$$P1 = k\gamma_S z$$

$$P1 = 2096 \text{ Kg/m}^2$$

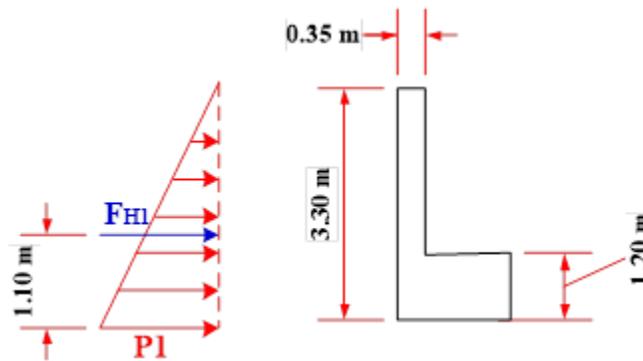


FIGURA 3.103 Diagrama de carga del suelo sobre la viga de coronamiento

Fuente: Elaboración propia

Una vez que la presión lateral de suelo ha sido calculada, se podrá calcular el empuje del suelo. Esta carga actúa a una distancia $h/3$ de la sección en estudio [A3.11.5.1]

$$h_{bw} = 3,3 \text{ m}$$

$$F_{H1} = \frac{1}{2} * p * h_{bw}$$

$$F_{H1} = 3458,9 \text{ Kg/m}$$

Sobre carga viva de la parte inferior de la pantalla superior.

$$k = k_a$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$h_{eq} = 630 \text{ mm} \quad \text{Sección [A3.11.6.4-1]}$$

$$\Delta_{P1} = k\gamma_s h_{eq}$$

$$\Delta_{P1} = 400,20750 \text{ Kg/m}^2$$

La carga lateral debido a la sobre carga viva es:

$$R_1 = \Delta_P * h_{bw}$$

$$R_1 = 1320,68 \text{ Kg/m}$$

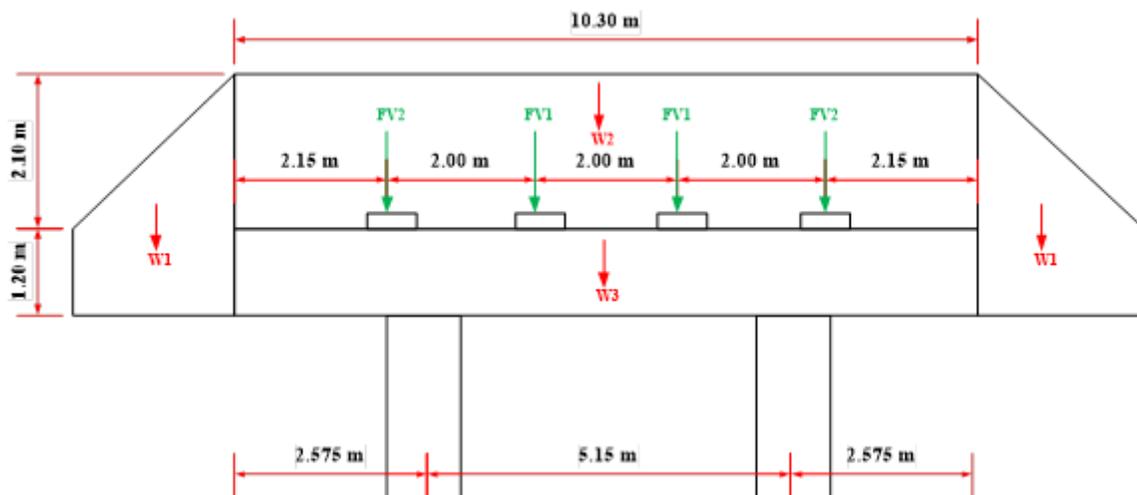


FIGURA 3.104 Diagrama de carga sobre la viga de coronamiento vista frontal

Fuente: Elaboración propia

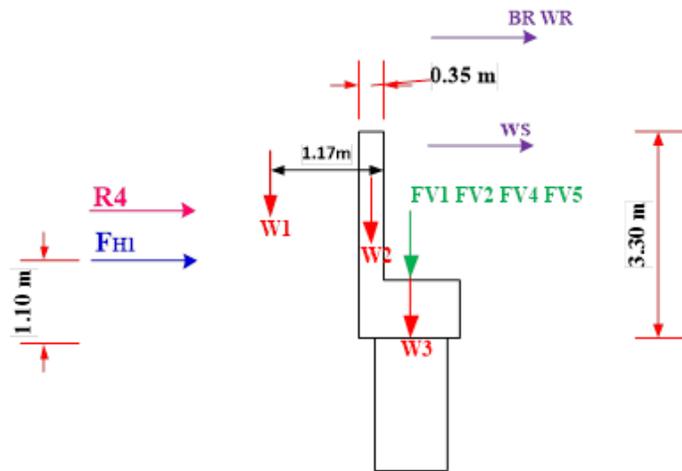


FIGURA 3.105 Diagrama de carga sobre la viga de coronamiento vista lateral

Fuente: Elaboración propia

Análisis de la viga en sentido vertical.

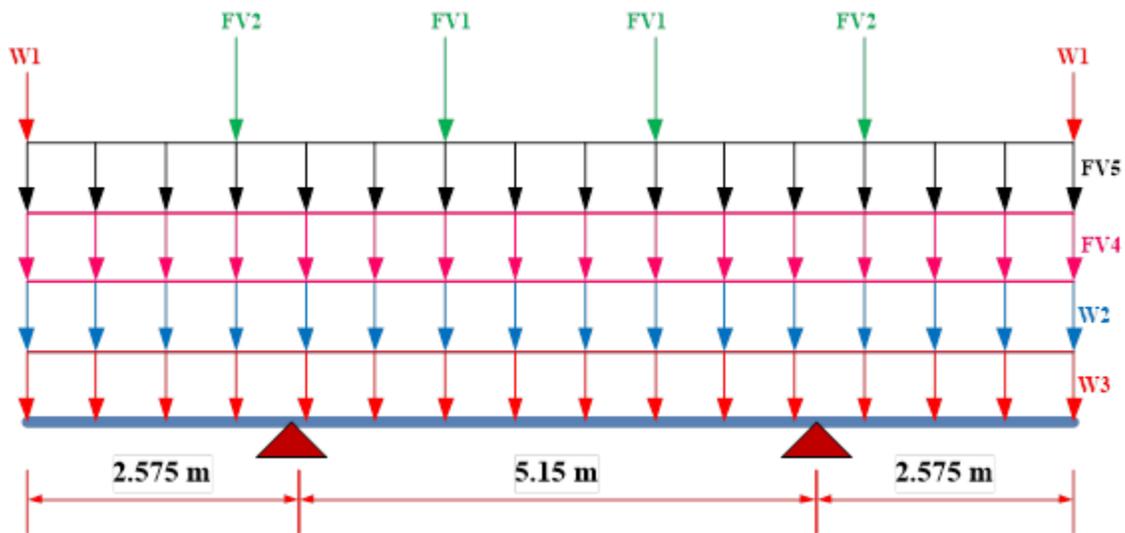


FIGURA 3.106 Análisis de la viga en sentido vertical

Fuente: Elaboración propia

$$W_1 = 4725 \text{ Kg}$$

$$F_{v2} = 46123 \text{ Kg}$$

$$W_2 = 1764 \text{ Kg/m}$$

$$F_{v4} = 5456 \text{ Kg/m}$$

$$W_3 = 4320 \text{ Kg/m}$$

$$F_{v5} = 14481 \text{ Kg/m}$$

$$F_{v1} = 53469 \text{ Kg}$$

TABLA 3.38 Factores de carga

Cargas	Resistencia I			Resistencia III		Resistencia V			Servicio I
	γ_{max}	γ_{min}	a	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	a	γ
DC	1,25	0,90	0,90	1,25	0,90	1,25	0,90	0,90	1,00
DW	1,50	0,65	0,65	1,50	0,65	1,50	0,65	0,65	1,00
LL	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00

TABLA 3.39 Fuerza vertical factorado

Cargas Vertical Factorada								
Item	W2	W3	FV4	FV5		W1	FV1	FV2
Notación	DC	DC	DW	LL	Total Kg/m	DC	DC	DC
Vn (Kg)	1764	4320	5456	14481		4725	53468,7	46123
Resistencia I max	2205,0	5400,0	8184,0	25343	41131,5	5906,3	66835,9	57653,7
Resistencia I min	1587,6	3888,0	3546,4	0,0	9022,0	4252,5	48121,8	41510,7
Resistencia I a	1587,6	3888,0	3546,4	25343	34364,5	4252,5	48121,8	41510,7
Resistencia III max	2205,0	5400,0	8184,0	0,0	15789,0	5906,3	66835,9	57653,7
Resistencia III min	1587,6	3888,0	3546,4	0,0	9022,0	4252,5	48121,8	41510,7
Resistencia V max	2205,0	5400,0	8184,0	19550	35339,0	5906,3	66835,9	57653,7
Resistencia V min	1587,6	3888,0	3546,4	0,0	9022,0	4252,5	48121,8	41510,7
Resistencia V a	1587,6	3888,0	3546,4	19550	28571,9	4252,5	48121,8	41510,7
Servicio I	1764,0	4320,0	5456,0	14481,4	26021,5	4725,0	53468,7	46123,0

Momento positivo y negativo

TABLA 3.40 Momento positivo factorado

Momento Positivo Factorada		
Item		Distancia
Notación	Total Kg m	m
Mn (Kg)		
Resistencia I max	65555,0	5,15
Resistencia I min	47199,6	5,15
Resistencia I a	47199,6	5,15
Resistencia III max	65555,0	5,15
Resistencia III min	47199,6	5,15
Resistencia V max	65555,0	5,15
Resistencia V min	47199,6	5,15
Resistencia V a	47199,6	5,15
Servicio I	52444,1	5,15

TABLA 3.41 Momento negativo factorado

Momento negativo factorada		
Item		Distancia
Notación	Total Kg m	m
Vn (Kg)		
Resistencia I max	176075,3	2,575
Resistencia I min	58503,0	2,575
Resistencia I a	142521,3	2,575
Resistencia III max	92057,0	2,575
Resistencia III min	58503,0	2,575
Resistencia V max	156871,4	2,575
Resistencia V min	58503,0	2,575
Resistencia V a	123317,0	2,575
Servicio I	118038,6	2,575

Reacciones en los apoyos

TABLA 3.42 Reacciones en los apoyos

Reacciones de los apoyos factorados		
Item		
Notación	Total Kg	Total Kg
Vn (Kg)	Ra	Rb
Resistencia I max	342223,1	342223,1
Resistencia I min	140348,3	140348,3
Resistencia I a	270862,2	270862,2
Resistencia III max	211709,3	211709,3
Resistencia III min	140348,3	140348,3
Resistencia V max	312391,8	312391,8
Resistencia V min	140348,3	140348,3
Resistencia V a	241030,3	241030,3
Servicio I	238327,4	238327,4

Análisis de la viga en sentido horizontal

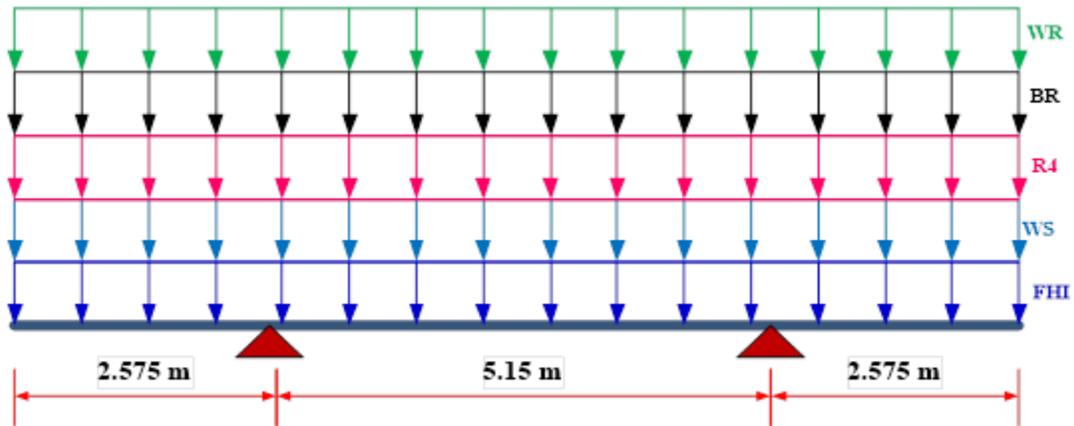


FIGURA 3.107 Análisis de la viga en sentido horizontal

Fuente: Elaboración propia

$W_R = 95,92 \text{ Kg/m}$

$R_4 = 1320,7 \text{ Kg/m}$

$B_R = 2226 \text{ Kg/m}$

$F_{H1} = 3458,9 \text{ Kg/m}$

$W_S = 612,7 \text{ Kg/m}$

$R_B = 4994 \text{ Kg}$

TABLA 3.43 Factor de carga

Cargas	Resistencia I			Resistencia III		Resistencia V			Servicio I
	γ_{max}	γ_{min}	a	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	a	γ
EH	1,50	0,50	1,50	1,50	0,50	1,50	0,50	1,50	1,00
LS	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
BR	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
WS	-	-	-	1,40	0,00	0,40	0,00	0,40	0,30
WL	-	-	-	-	-	1,00	0,00	1,00	1,00

Fuerza horizontal factorado.

TABLA 3.44 Fuerza horizontal factorado

Fuerza horizontal factorada							
Item	FH1	R4	WR	BR	WS		RB
Notación	EH	LS	WL	BR	WS	Total Kg/m	EH
Vn (Kg)	3459	1321	96	2226,0	613		4993,68
Resistencia I max	5188,4	2311,2	0,0	3895,5	0,0	11395,2	7490,51
Resistencia I min	1729,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1729,5	2496,84
Resistencia I a	5188,4	2311,2	0,0	3895,5	0,0	11395,2	7490,51
Resistencia III max	5188,4	0,0	0,0	0,0	857,7	6046,1	7490,51
Resistencia III min	1729,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1729,5	2496,84
Resistencia V max	5188,4	1782,9	95,9	3005,1	245,1	10317,5	7490,51
Resistencia V min	1729,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1729,5	2496,84
Resistencia V a	5188,4	1782,9	95,9	3005,1	245,1	10317,5	7490,51
Servicio I	3458,9	1320,7	95,9	2226,0	183,8	7285,4	4993,68

Momento positivo y negativo

TABLA 3.45 Momento positivo factorado

Momento positivo factorado		
Item		Distancia
Notación	Total Kg m	m
Vn (Kg)		
Resistencia I max	0,0	10,30
Resistencia I min	0,0	10,30
Resistencia I a	0,0	10,30
Resistencia III max	0,0	10,30
Resistencia III min	0,0	10,30
Resistencia V max	0,0	10,30
Resistencia V min	0,0	10,30
Resistencia V a	0,0	10,30
Servicio I	0,0	10,30

TABLA 3.46 Momento negativo factorado

Momento negativo factorado		
Item		Distancia
Notación	Total Kg m	m
Vn (Kg)		
Resistencia I max	57066,7	2,575
Resistencia I min	12163,2	2,575
Resistencia I a	57066,7	2,575
Resistencia III max	39332,8	2,575
Resistencia III min	12163,2	2,575
Resistencia V max	53493,8	2,575
Resistencia V min	12163,2	2,575
Resistencia V a	53493,8	2,575
Servicio I	37012,1	2,575

Reacciones en los apoyos

TABLA 3.47 Reacciones en los apoyos factorados

Reacciones de los apoyos factorados		
Item		
Notación	Total Kg	Total Kg
Vn (Kg)	Ra	Rb
Resistencia I max	66175,8	66175,8
Resistencia I min	11403,8	11403,8
Resistencia I a	66175,8	66175,8
Resistencia III max	38627,9	38627,9
Resistencia III min	11403,8	11403,8
Resistencia V max	60625,6	60625,6
Resistencia V min	11403,8	11403,8
Resistencia V a	60625,6	60625,6
Servicio I	42513,5	42513,5

Viga de coronamiento.-

Para cargas verticales

Según con el análisis de carga para la viga e momento negativo es mayor que el positivo por lo tanto diseñaremos con el momento ultimo negativo.

Datos:

Muv=	17607532,11	Kg . cm
f'c=	210	Kg / cm²
fy=	4200	Kg / cm²
h=	120	cm
b=	150	cm
r=	5	cm
φv=	25	mm

Dónde:

Muv= momento ultimo

f'c= resistencia especificada a la compresión del concreto

fy= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h= altura de la sección

b= ancho de la sección

r= recubrimiento mínimo

φv= diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 102,5 \text{ cm}$$

Altura de bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 7,40 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 47,15 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad A_s \text{ min} = 50,74 \text{ cm}^2$$

Dónde:

ρ_{min} = cuantía mínima (0,0033) para un acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\xi_c = 0,003$$

Dónde:

E_s = modulo de elasticidad del acero
 ξ_c = deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} \quad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$A_s \text{ max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad A_s \text{ max} = 244,2 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ min} \leq A_s \text{ nec} \leq A_s \text{ max}$$

Como la armadura necesaria está por debajo de la mínima se diseñara con la mínima.

$$A_s \text{ min} = 50,74 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 10,3$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 11$$

FINALMENTE USAR:

$$11 \quad \phi \quad 25 \text{ mm}$$

Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte inferior del mismo diámetro.

Para cargas horizontales

Según con el análisis de carga para la viga e momento negativo es mayor que el positivo por lo tanto diseñaremos con el momento ultimo negativo.

Datos:

M_{uh} =	5706671,225	Kg . cm
f'_c =	280	Kg / cm²
f_y =	4200	Kg / cm²
h =	150	cm
b =	120	cm
r =	5	cm
φ_v =	16	mm

Dónde:

M_{uv}= momento ultimo

f'_c= resistencia especificada a la compresión del concreto

f_y= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h= altura de la sección

b= ancho de la sección

r= recubrimiento mínimo

φ_v= diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 137 \text{ cm}$$

Altura del bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 2,18 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy} \quad As = 11,11 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad As_{min} = 54,25 \text{ cm}^2$$

Dónde:

ρ_{min} = cuantía mínima (0,0033) para un acero $fy=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$Es = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_c = 0,003$$

Donde:

Es = modulo de elasticidad del acero

ξ_c = deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{fy}{Es}} \quad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$As_{max} = 261,1 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \leq As_{nec} \leq As_{max}$$

Como la armadura necesaria no está entre la mínima y la máxima, pero la viga en este sentido no debe resistir su propio peso sino solo las cargas por lo tanto se diseñara por la armadura necesaria.

$$As_{nec} = 11,11 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 5,5$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 6$$

FINALMENTE USAR:

$$6 \phi 16 \text{ mm}$$

Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte opuesta de la viga del mismo diámetro.

Verificación a corte

La resistencia al corte mayorada, V_r , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n$$

Dónde:

V_n = resistencia nominal al corte

ϕ = factor de resistencia

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

$$V_u > 0,5\phi(V_c + V_p)$$

V_u = fuerza de corte mayorada (N)

V_c = resistencia nominal al corte del hormigón (N)

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte (N)

φ = factor de resistencia

En este elemento (bordillo) no existe la fuerza de pretensado por lo que se tomara $V_p = 0$

Calculando V_c

$$V_c = 0,53\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

Dónde:

$$V_u = 331864 \text{ Kg}$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_v = 150 \text{ cm}$$

$$d_v = 0,72h$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$0,72h = 86,4 \text{ cm}$$

$$B = 2 \dots$$

$$V_c = 199076,74 \text{ Kg}$$

Comprobando

$$\begin{array}{rclcl} V_u & \text{Kg} & > & 0,5*\Phi*V_c & \text{Kg} \\ 331864 & \text{Kg} & > & 89585 & \text{Kg} \end{array}$$

Necesita armadura de corte

Cálculo de A_v :

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{S}$$

Si $\alpha = 90^\circ$ la Ecuación se reduce a:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{S}$$

Sabiendo que:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{ó} \quad V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p$$

Según: 5.8.3.3 Resistencia Nominal al Corte

Despejando S:

$$S = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{\frac{V_n}{\phi} - V_c}$$

Datos:

diam=	25 mm	
piernas=	4 ...	S = 39 cm
Av=	19,63 cm	
fy =	4200 kg/cm ²	S = 30 cm
dv =	86,4 cm	
θ =	45 °	
Cot θ =	1	

Separación máxima de la armadura transversal

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

$V_u =$	342223,13	Kg
$s_{max} = 0,8 d_v \leq 600$ mm	$f_c =$	210 Kg/cm²
- Si $v_u \geq 0,125 f'_c$:

V_u	$>$	0,125 f c
$s_{max} = 0,4 d_v \leq 300$ mm	3E+05	$>$ 26,25 caso Obedece al 2°

Elegimos $\text{Ø } 25\text{mm c}/30\text{cm}$

3.5.12.8 Diseño de columnas

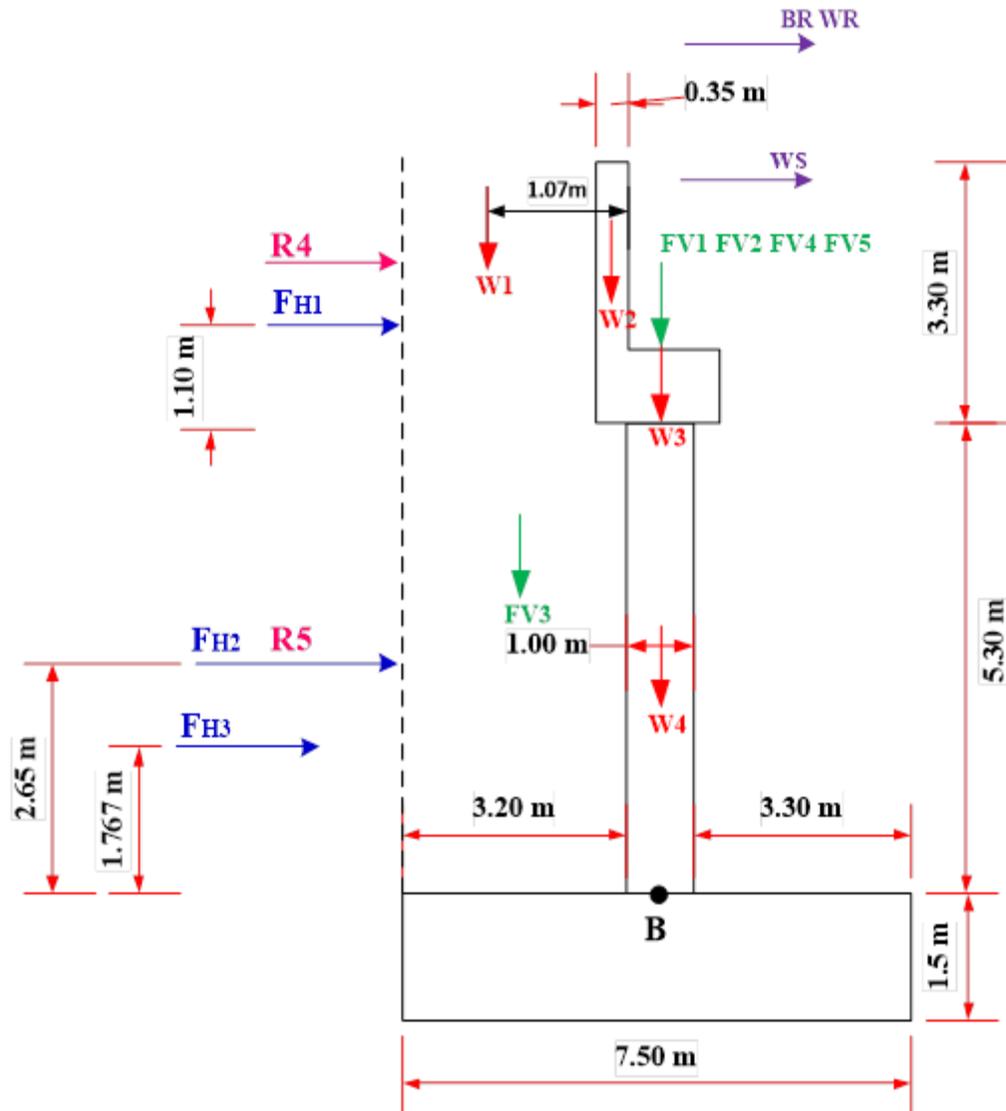


FIGURA 3.108 Diagrama de cargas sobre la columna

Fuente: Elaboración propia

Resumen de las cargas

Alero del estribo	W1=	4779	Kg	Para un alero
Pantalla superior	W2=	9084,6	Kg	
Cabezal del estribo	W3=	22248	Kg	

Columnas	W4=	9990,26	Kg	
Cargas muertas sobre los apoyos				
Vigas interiores	Fv1=	53468,72	Kg	
Vigas exteriores	Fv2=	46122,96	Kg	
Efectos por carga viva	Fv4=	19914,48	Kg	
La carga viva máxima sin factor	Fv5=	52857,23	Kg	para el diseño del estribo
Fuerza de frenado	BR=	8125	Kg	
Carga de viento sobre la super.	WS=	2236,24	Kg	
Carga de viento sobre la C. viva	WL=	350,10	Kg	
Carga lateral de suelo	FH1=	17813,52	Kg	Parte inferior de la pantalla sup.
	FH1.1=	3710,50	Kg	Parte inferior del alero
	FH2=	11110,52	Kg	Parte inferior de la columna.
	FH3=	8922,09	Kg	Parte inferior de la columna.
La carga lateral debido a la sobre carga viva es:				
Sobre carga viva de la parte inf. de la columna	R2=	6477,64	Kg	Carga en pantalla
	R3=	2325,015	Kg	Carga en columna

Parte Inferior de la columna

TABLA 3.48 Factor de carga

Cargas	Resistencia I			Resistencia III		Resistencia V			Servicio I
	γ_{max}	γ_{min}	a	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	a	γ
DC	1,25	0,90	0,90	1,25	0,90	1,25	0,90	0,90	1,00
DW	1,50	0,65	0,65	1,50	0,65	1,50	0,65	0,65	1,00
LL	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
EV	1,35	1,00	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00
EH	1,50	0,50	1,50	1,50	0,50	1,50	0,50	1,50	1,00
LS	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
BR	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
WS	-	-	-	1,40	0,00	0,40	0,00	0,40	0,30
WL	-	-	-	-	-	1,00	0,00	1,00	1,00

TABLA 3.49 Fuerza vertical factorada

Fuerza Vertical Factorada									
Item	W1	W2	W3	W4	FV1	FV2	FV4	FV5	
Notación	DC	DC	DC	DC	DC	DC	DW	LL	Total Kg
Vn (Kg)	4779	9085	22248	9990	53468,7	46123	19914	52857	
Resistencia I max	5973,8	11355,8	27810,0	12487,8	66835,9	57653,7	29871,7	92500,2	304488,8
Resistencia I min	4301,1	8176,1	20023,2	8991,2	48121,8	41510,7	12944,4	0,0	144068,6
Resistencia I a	4301,1	8176,1	20023,2	8991,2	48121,8	41510,7	12944,4	92500,2	236568,8
Resistencia III max	5973,8	11355,8	27810,0	12487,8	66835,9	57653,7	29871,7	0,0	211988,6
Resistencia III min	4301,1	8176,1	20023,2	8991,2	48121,8	41510,7	12944,4	0,0	144068,6
Resistencia V max	5973,8	11355,8	27810,0	12487,8	66835,9	57653,7	29871,7	71357,3	283345,9
Resistencia V min	4301,1	8176,1	20023,2	8991,2	48121,8	41510,7	12944,4	0,0	144068,6
Resistencia V a	4301,1	8176,1	20023,2	8991,2	48121,8	41510,7	12944,4	71357,3	215425,9
Servicio I	4779,0	9084,6	22248,0	9990,3	53468,7	46123,0	19914,5	52857,2	218465,3

TABLA 3.50 Fuerza horizontal factorada

Fuerza horizonta factorada										
Ítem	FH1	FH1.1	FH2	FH3	R2	R3	BR	WS	WL	
Notación	EH	EH	EH	EH	LS	LS	BR	WS	WL	Total Kg
Vn (Kg)	17814	3710	11111	8922	6477,6	2325	8125	2236,24	350,10	
Resistencia I max	26720,3	5565,7	16665,8	13383,1	11335,9	4068,8	14218,8	0,0	0,0	77739,6
Resistencia I min	8906,8	1855,2	5555,3	4461,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	20778,3
Resistencia I a	26720,3	5565,7	16665,8	13383,1	11335,9	4068,8	14218,8	0,0	0,0	77739,6
Resistencia III max	26720,3	5565,7	16665,8	13383,1	0,0	0,0	0,0	3130,7	0,0	62334,9
Resistencia III min	8906,8	1855,2	5555,3	4461,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	20778,3
Resistencia V max	22266,9	4638,1	13888,2	11152,6	8744,8	3138,8	10968,8	894,5	350,1	63829,4
Resistencia V min	8906,8	1855,2	5555,3	4461,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	20778,3
Resistencia V a	26720,3	5565,7	16665,8	13383,1	8744,8	3138,8	10968,8	894,5	140,0	74218,5
Servicio I	17813,5	3710,5	11110,5	8922,1	6477,6	2325,0	8125,0	670,9	350,1	50359,3

TABLA 3.51 Momento factorado

Momento contra el volcamiento factorado								
Ítem	W1	W2	W3	W4	FV1	FV2	FV4	FV5
Notación	DC	DC	DC	DC	DC	DC	DW	LL
Vn (Kg)	4779	9085	22248	9990	53469	46123	19914	52857
Brazo (m)	1,645	0,575	0	0	0	0	0	0
Mn(Kg . m)	7861	5224	0	0	0	0	0	0
Resistencia I max	9826,8	6529,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Resistencia I min	7075,3	4701,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Resistencia I a	7075,3	4701,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Resistencia III max	9826,8	6529,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Resistencia III min	7075,3	4701,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Resistencia V max	9826,8	6529,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Resistencia V min	7075,3	4701,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Resistencia V a	7075,3	4701,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Servicio I	7861,5	5223,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

TABLA 3.51 Momento factorado

Momento contra el volcamiento factorado									
FH1	FH1.1	FH2	FH3	R4	R5	BR	WL	WS	
EH	EH	EH	EH	LS	LS	BR	WL	WS	Total Kg.m
17814	3710	11111	8922	6478	2325	8125	2236	350	
6,4	6,4	2,7	1,8	7,0	2,7	10,4	10,4	7,6	
114007	23747	29443	15765	45020	6161	84500	23257	2661	
171010	35620,8	44164,3	23648,0	78784,3	10782,3	147875	0,0	0,0	495528,1
57003	11873,6	14721,4	7882,7	0,0	0,0	0	0,0	0,0	79704,4
171010	35620,8	44164,3	23648,0	78784,3	10782,3	147875	0,0	0,0	500107,9
171010	35620,8	44164,3	23648,0	0,0	0,0	0	32559,6	0,0	290646,1
57003	11873,6	14721,4	7882,7	0,0	0,0	0	0,0	0,0	79704,4
142508	29684,0	36803,6	19706,7	60776,5	8317,7	114075	9302,8	2660,8	407478,8
57003	11873,6	14721,4	7882,7	0,0	0,0	0	0,0	0,0	79704,4
171010	35620,8	44164,3	23648,0	60776,5	8317,7	114075	9302,8	1064,3	456202,6
114007	23747,2	29442,9	15765,3	45019,6	6161,3	84500	6977,1	2660,8	315195,6

Diseño de la columna

Pu= 304488,80 Kg

Vu= 77739,6 Kg

Mu= 500107,9 Kg m

Diseño del elemento

f'c= 210 Kg/cm²

fy= 4200 Kg/cm²

φ= 0,90

Ag= 0,79 m²

β= 0,65

Carga nominal requerida para columnas con detallado especial y utilizando estribos como refuerzo transversal tenemos:

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}$$

$$P_n = 338320,88 \text{ Kg}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = 555675,44 \text{ Kg m}$$

Para el cálculo de la cantidad de acero, será necesario utilizar el diagrama de iteración para columnas el valor de p_n .

$$\phi \frac{P_n}{A_g} = 387687,18 \text{ Kg/m}^2 = 3,802 \text{ Mpa}$$

$$\phi \frac{M_n}{A_g h} = 115984,91 \text{ Kg/m}^2 = 1,137 \text{ Mpa}$$

Analizando la gráfica de interacción y suponiendo el área de una varilla de acero 25 mm tenemos.

$$\gamma = \frac{h - rec - 2dv - dv}{h}$$

$$\gamma = 0,825$$

Analizando el diagrama de interacción tenemos que los resultados para la fuerza nominal entre el área gruesa y el momento nominal ultimo dividido entre el área gruesa por la altura no se logra obtener el porcentaje de acero ρ , por tanto se utilizara el porcentaje de acero mínimo para columnas que es igual al 1%.

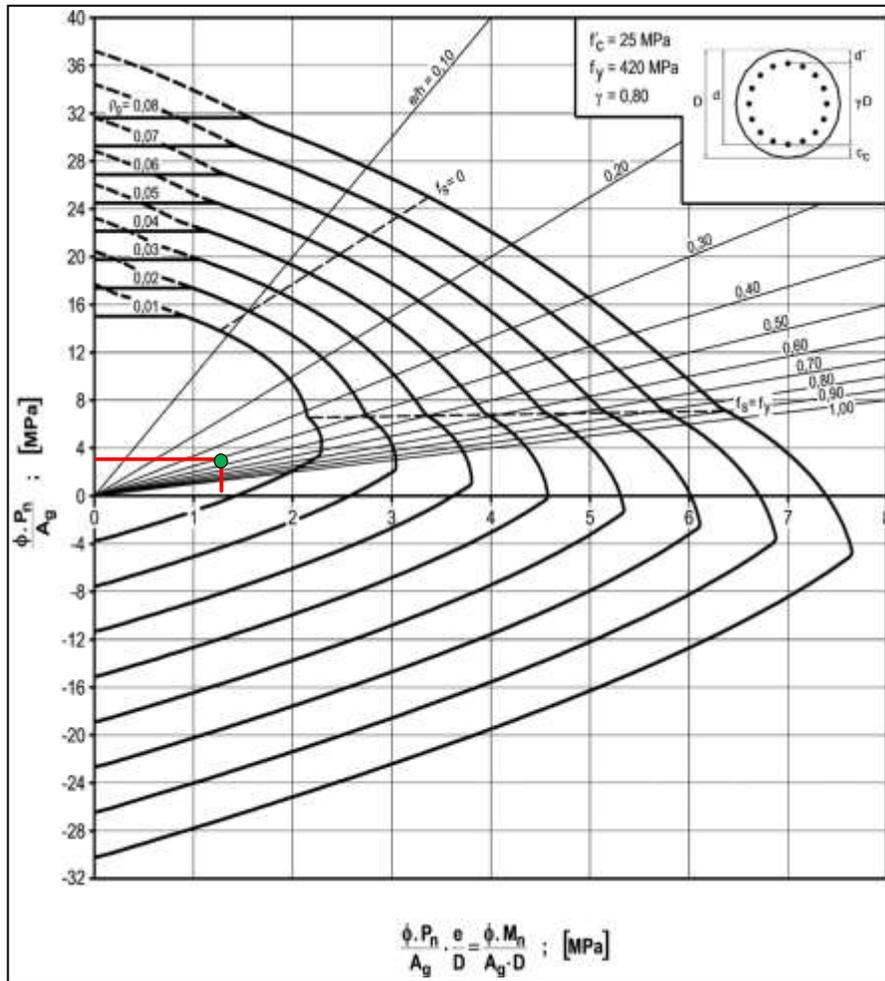


FIGURA 3.109 Diagrama de interacción de la resistencia de sección circular

Elaboración: Reglamento CIRSOC 201-2005-310

$$\rho = 1,0\%$$

Calculando el área de acero.

$$As = \rho_{min} Ag$$

$$As = 78,54 \text{ cm}^2$$

Diámetro	mm	6	8	10	12	16	20	25
Área	mm ²	28,27	50,27	78,54	113,10	201,06	314,16	490,88
Barras	...	277,78	156,25	100,00	69,44	39,06	25,00	16,00
Barras	...	278	157	100	70	40	25	16

Usar 16 barras de Ø 25mm distribuidas uniformemente en la columna

Verificación a corte

La resistencia al corte mayorada, V_r , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n$$

Dónde:

V_n = resistencia nominal al corte

ϕ = factor de resistencia

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

$$V_u > 0,5\phi(V_c + V_p)$$

V_u = fuerza de corte mayorada (Kg)

V_c = resistencia nominal al corte del hormigón (Kg)

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte (Kg)

ϕ = factor de resistencia

En este elemento (bordillo) no existe la fuerza de pretensado por lo que se tomara $V_p = 0$

Calculando V_c

$$V_c = 0,53\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

Dónde:

$$V_u = 77740 \text{ Kg}$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_v = 100 \text{ cm}$$

$$d_v = 0,72h$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$0,72h = 72 \text{ cm}$$

$$B = 2 \dots$$

$$V_c = 110598,19 \text{ Kg}$$

Comprobando

$$\begin{array}{l} \phi * V_c \text{ Kg} > V_u \text{ Kg} > 0,5 * \phi * V_c \text{ Kg} \\ 99538 \text{ Kg} > 77740 \text{ Kg} > 49769 \text{ Kg} \end{array}$$

Necesita armadura minima

Armadura de corte

$$V_u = 77740 \text{ Kg}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 72,000 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

Dónde:

V_u = cortante último

f'_c = Resistencia característica del hormigón

f_y = Resistencia característica del Acero

b = Altura de la sección

b = Ancho de la sección

r = recubrimiento

d = Altura útil

S = espaciamiento entre barras

Armadura mínima

$$A_{v_{min}} = 3,5 \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{v_{min}} = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \frac{A_{v_{min}}}{2} \quad A_v = 1,25 \text{ cm}^2 \quad \text{para una pierna}$$

$$\phi = 1,26 \text{ cm}$$

$$a_{s_{min}} = 16 \text{ mm}$$

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 16 \text{ mm} \quad c/ 30 \text{ cm}$$

3.5.12.9 Diseño de la fundación

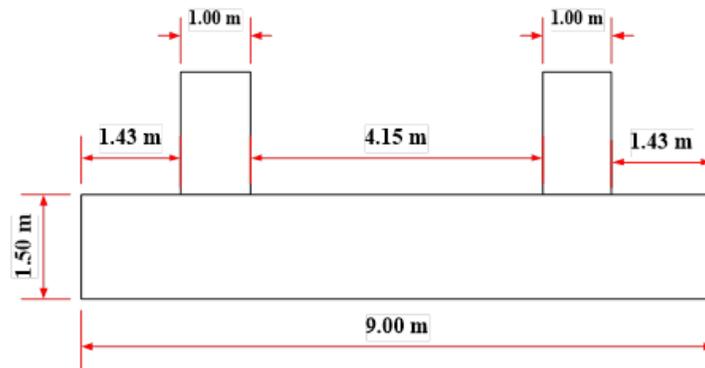


FIGURA 3.110 Diagrama de la zapata en vista frontal

Fuente: Elaboración propia

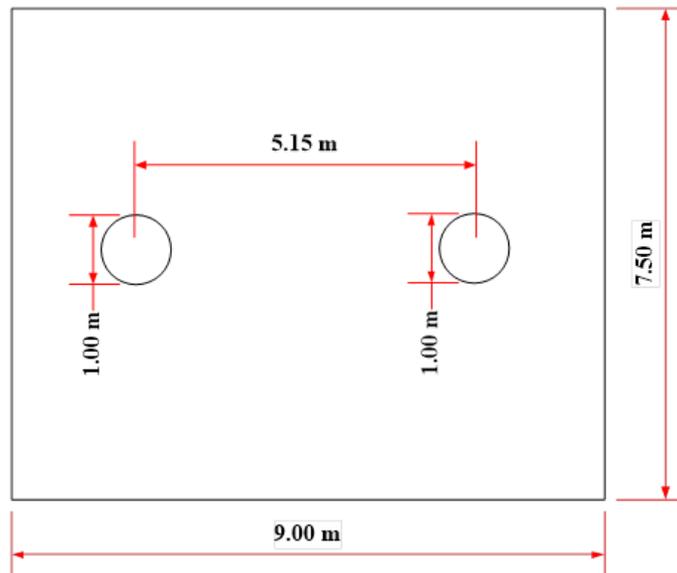


FIGURA 3.111 Diagrama de la zapata en vista en planta

Fuente: Elaboración propia

Datos:

Dcol=	1,00	m	
a=	9,00	m	
b=	7,50	m	
h=	1,50	m	
S=	5,15	m	
P_U=	1522315	Kg	
ϕ_{qult}=	27742,5	Kg/m²	= 27742,5 Kg/m

Análisis estructural de la zapata sentido longitud

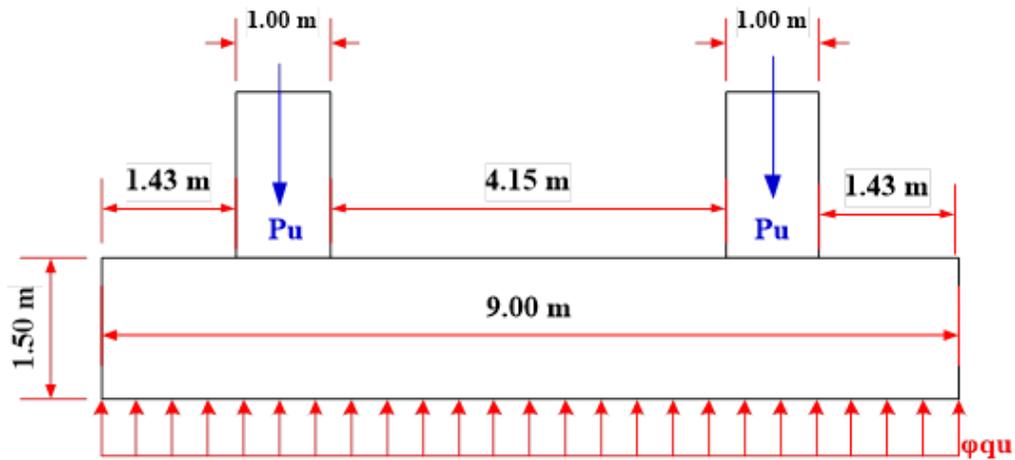


FIGURA 3.112 Diagrama de las cargas sobre la zapata

Fuente: Elaboración propia

Cortante V_u :

Cargando al programa Viga G de la calculadora HP se tienen los siguientes diagramas.

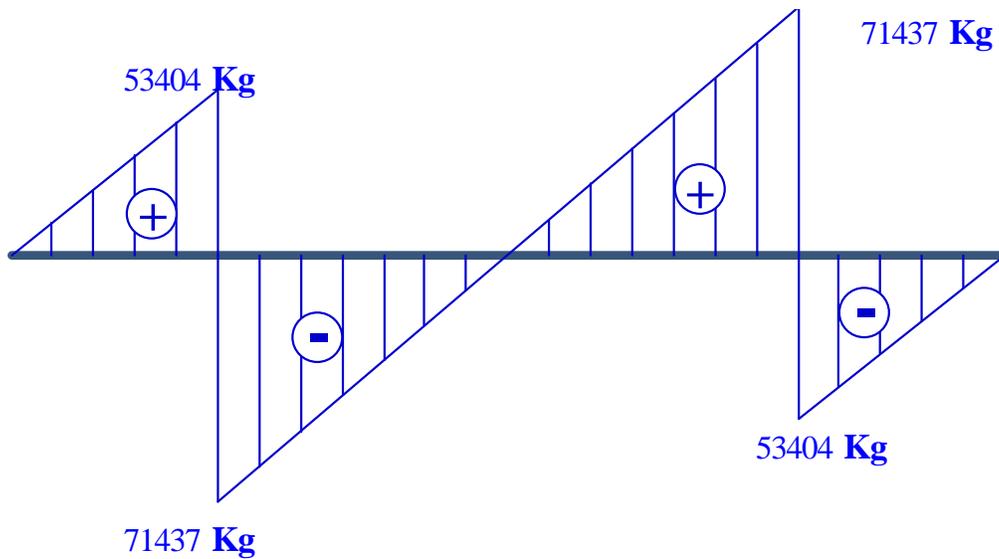


FIGURA 3.113 Diagrama de corte en la zapata

Fuente: Elaboración propia

Momento ultimo Mu:

Cargando al programa Viga G de la calculadora HP se tienen los siguientes diagramas.

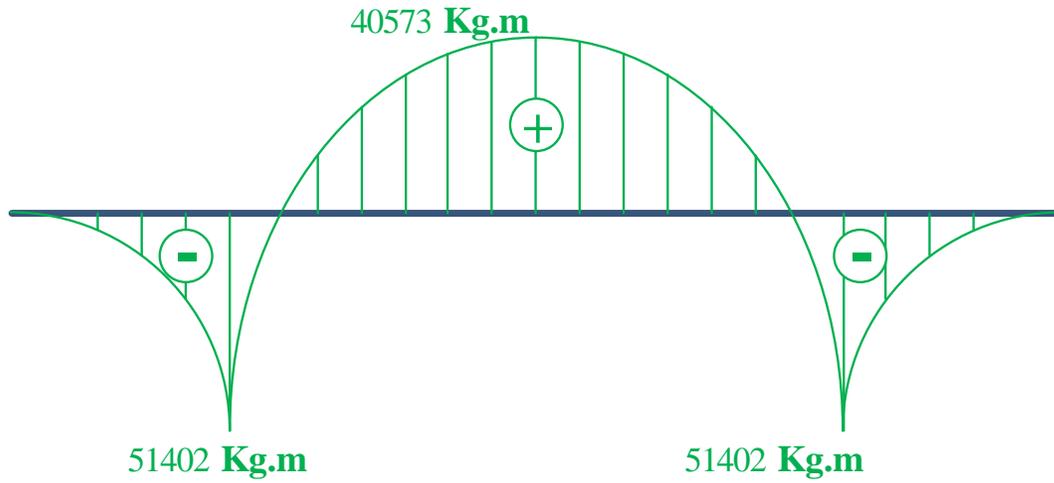


FIGURA 3.114 Diagrama de momento en la zapata

Fuente: Elaboración propia

Verificación:

$$\begin{aligned} V_u &= 71436,94 \text{ Kg} \\ \phi &= 0,9 \\ b &= 900,00 \text{ cm} \\ d &= 140 \text{ cm} \\ f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$
$$v_u = 0,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c > v_u$$

$$7,68 > 0,63 \quad \text{ok!!!! Cumple}$$

Diseño a flexión

Para momento positivo.

Datos:

$$\begin{aligned} M_u(+)&= 4057340,62 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \\ f'c &= 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ h &= 150 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ r &= 5 \text{ cm} \\ \phi v &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dónde:

M_u = momento último

$f'c$ = resistencia especificada a la compresión del concreto

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h = altura de la sección

b = ancho de la sección

r = recubrimiento mínimo

ϕv = diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 132,5 \text{ cm}$$

Altura del bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 1,92 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 8,16 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \qquad A_{s_{min}} = 23,85 \text{ cm}^2$$

Dónde:

ρ_{min} = cuantía mínima (0,0018) para un acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\xi_c = 0,003$$

Dónde:

E_s = módulo de elasticidad del acero

ξ_c = deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} \qquad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \qquad \rho_{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \qquad A_{s_{max}} = 210,4 \text{ cm}^2$$
$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

Como la armadura necesaria está por debajo de la armadura mínima, por lo tanto se diseña con la armadura mínima.

$$A_{s_{min}} = 23,85 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 4,9$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 5$$

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 25 \text{ mm} \quad c/ 25 \text{ cm}$$

Para momento negativo

Datos:

$$M_u(-) = 5140165,082 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$h = 150 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$\phi_v = 25 \text{ mm}$$

Dónde:

M_u= momento último

f'_c= resistencia especificada a la compresión del concreto

f_y= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h= altura de la sección

b= ancho de la sección

r= recubrimiento mínimo

φ_v= diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 132,5 \text{ cm}$$

Altura del bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 2,44 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy} \quad As = 10,36 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad As_{min} = 23,85 \text{ cm}^2$$

Dónde:

ρ_{min} = cuantía mínima (0,0018) para un acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$Es = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\xi_c = 0,003$$

Dónde:

Es = módulo de elasticidad del acero

ξ_c = deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{fy}{Es}} \quad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad As_{max} = 210,4 \text{ cm}^2$$
$$As_{min} \leq As_{nec} \leq As_{max}$$

Como la armadura necesaria está por debajo de la armadura mínima, por lo tanto se diseña con la armadura mínima.

$$As_{min} = 23,85 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Barras} = 4,9$$
$$N^{\circ} \text{ Barras} = 5$$

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 25 \text{ mm} \quad c/ 25 \text{ cm}$$

Análisis estructural de la zapata sentido transversal

Para el estado de resistencia I:

Dcol=	1,00	m		
a=	9,00	m		
b=	7,50	m		
h=	1,50	m		
S=	5,15	m		
P_U=	1522315	Kg		
M_U=	495528,11	Kg.m		
ϕ_{qult}=	27742,5	Kg/m²	=	27742,5 Kg/m

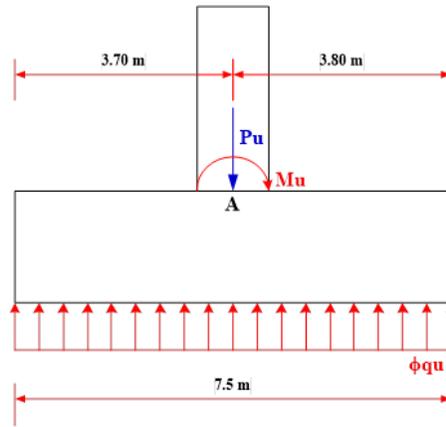


FIGURA 3.115 Diagrama de las cargas sobre la zapata
Fuente: Elaboración propia

Tomando como si fuera un empotramiento en el punto A:

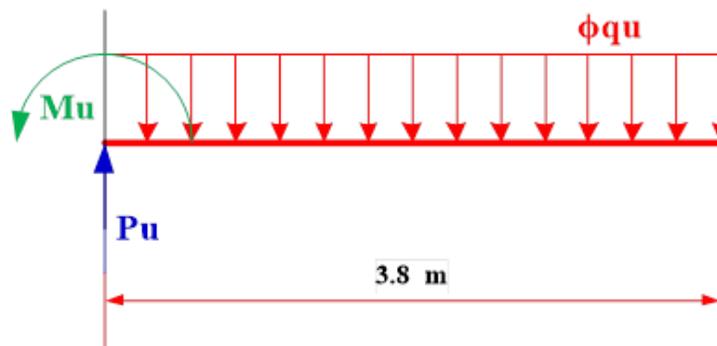


FIGURA 3.116 Diagrama de las cargas sobre la zapata
Fuente: Elaboración propia

Momento ultimo Mu:

Cargando al programa Viga G de la calculadora HP se tienen los siguientes diagramas.

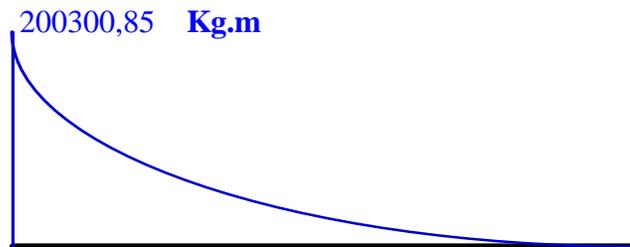


FIGURA 3.117 Diagrama de momento en la zapata
Fuente: Elaboración propia

Para momento negativo

Datos:

$M_u(-)$	= 20030085	Kg . cm
$f'c$	= 210	Kg / cm²
f_y	= 4200	Kg / cm²
h	= 150	cm
b	= 100	cm
r	= 5	cm
ϕv	= 25	mm

Dónde:

M_{uv} = momento último

$f'c$ = resistencia especificada a la compresión del concreto

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

h = altura de la sección

b = ancho de la sección

r = recubrimiento mínimo

ϕv = diámetro de varilla del acero (adop)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 132,5 \text{ cm}$$

Altura del bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 9,8 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 41,52 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \qquad A_{s_{min}} = 23,85 \text{ cm}^2$$

Dónde:

ρ_{min} = cuantía mínima (0,0018) para un acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\xi_c = 0,003$$

Dónde:

E_s = módulo de elasticidad del acero

ξ_c = deformación unitaria del concreto

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} \qquad \rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \qquad \rho_{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \qquad A_{s_{max}} = 210,4 \text{ cm}^2$$
$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima, por lo tanto se diseña con la armadura necesaria.

$$A_{s_{nec}} = 41,52 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 8,5$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 9$$

FINALMENTE USAR:

ϕ 25 mm c/ 12,5 cm para un metro

Armadura de contracción y temperatura en cargas laterales

$$A_{s_{min}} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{F_y}$$

Donde:

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_g = 15000 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$A_{s_{min}} = 0,0018 \cdot A_g$$

$$A_{s_{min}} = 27 \text{ cm}^2 \text{ Para las dos caras}$$

$$A_{s_{min}} = 13,5 \text{ cm}^2 \text{ Para una cara}$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_{s_{min}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 4,3$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 5$$

FINALMENTE USAR:

ϕ 20 mm C/ 25 cm por metro

3.5.12.10 Datos de Apoyo

a) Verificación por fuerza de agotamiento de compresión

Datos:

$$A_{co} = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 2500 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_u = A_{co} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{co}}} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \cdot A_{co}$$

$$N_u = 210000 \text{ Kg} \leq 415800 \text{ Kg}$$

$$N_u = 210000 \text{ Kg}$$

Verificando:

$$N_d \leq N_u$$

$$89090,3 \text{ Kg} \leq 210000 \text{ Kg} \text{ Si cumple}$$

b) Armadura transversal en los dados

$$N_d = 89090 \text{ Kg}$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

$$a_o = 30 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{sa} = \frac{0,3 \cdot N \cdot \frac{a - a_o}{a}}{f_y}$$

$$A_{sa} = 2,545 \text{ cm}^2 \quad \text{Para dos direcciones}$$

$$A_{sa} = 1,273 \text{ cm}^2 \quad \text{Para una direccion}$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{As_{min}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{Barras} = 4,5$$
$$N^{\circ} \text{Barras} = 5$$

FINALMENTE USAR:

5 ϕ 6 mm

Como el dado es simétrico el número de fierros será el mismo para la otra dirección.

3.5.12.11 Resumen de armado

ALERO DEL ESTRIBO

<i>As. De Flexion Vertical</i>	Usamos 4 ϕ 25 mm
<i>As. De Flexion Horizontal</i>	Usamos ϕ 20 mm c / 20 cm
<i>As. De Contr. y Temp.</i>	Usamos ϕ 10 mm c / 30 cm

PANTALLA SUPERIOR

<i>As. De Flexion</i>	Usamos ϕ 16 mm c / 25 cm
<i>As. De Contr. y Temp.</i>	Usamos ϕ 10 mm c / 20 cm

VIGA DE CORONAMIENTO

<i>As. De Flexion de la carga Vertical</i>	Usamos 11 ϕ 25 mm en ambos extremos de la viga
<i>As. De Flexion de la carga Horizontal</i>	Usamos 6 ϕ 16 mm en ambos extremos de la viga
<i>As. De Corte</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 30 cm estribos de cuatro piernas

COLUMNA

<i>As. De Flexion</i>	Usamos 16 ϕ 25 mm distribuidas uniformemente en la columna
<i>As. De Corte</i>	Usamos ϕ 16 mm c / 30 cm

FUNDACION

<i>As. De Flexion M+ transversal</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 25 cm
<i>As. De Flexion M- transversal</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 25 cm
<i>As. De Flexion M+ longitudinal</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 12,5 cm
<i>As. De contr. y temp.</i>	Usamos ϕ 20 mm c / 25 cm

DADOS DE APOYO

<i>As. Transversal</i>	Usamos 5 ϕ 6 mm el mismo para la otra dirección
------------------------	--

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas del diseño están escritas en el ANEXO 4 del presente proyecto.

3.6.2 Precios unitarios

Los Precios unitarios para el diseño de un puente sobre la quebrada Taiguatimi son:

ITEM	DESCRIPCION	UNID.	PU
00. TRABAJOS PRELIMINARES			
1	Instalación de faenas	GL	12566,30
2	Letrero de obras	Pza	1196,24
3	Limpieza y desbroce	Ha	874,68
4	Replanteo y trazado del puente	MI	4,42
5	Excavación con retroexcavadora	M3	34,88
01. INFRAESTRUCTURA			
6	Hormigón ciclópeo Fc=200 Kg/cm ² (Empedrado nivelación)	m3	1105,56
7	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm ² (Infraestructura)	m3	4035

8	Acero estructural $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (Infraestructura)	Kg	11,96
9	Apoyos de neopreno compuestos	DM3	89
02. SUPERESTRUCTURA			
10	Hormigón tipo P $F_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (Vigas Pretensadas)	m3	2779
11	Cables pretensado	ML	27
12	Vainas de chapa corrugada	ML	81
13	Conos de anclaje C/ Accesorios	Pza	3545
14	Tesados de cables	ML	164
15	Inyección de lechada de cemento	ML	72
16	Lanzamiento de las vigas de $H^\circ P^\circ$	ML	35997
17	Hormigón simple tipo A $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (Superestructura)	m3	4034,83
18	Acero estructural $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (Superestructura)	Kg	12
19	Tubos para drenaje P. V. C.	ML	28,70
20	Juntas de dilatación	ML	1253,99
03. TRABAJOS COMPLEMENTARIOS			
21	Relleno y compactado	M3	91,87
22	limpieza general	GL	2380,23
23	Prov. Y coloc. Colchoneta renno de 6X2X0,25 M	m3	487,16
24	Prov. Y coloc. Gaviones de 2X1X1	m3	523,76

3.6.3 Cómputos Métricos

ITEM	DESCRIPCION	UNID.	CANT.
00. TRABAJOS PRELIMINARES			
1	Instalación de faenas	GL	1,00
2	Letrero de obras	Pza	1,00
3	Limpieza y desbroce	Ha	1,40
4	Replanteo y trazado del puente	MI	130,00
5	Excavación con retroexcavadora	M3	915,45
01. INFRAESTRUCTURA			
6	Hormigón ciclópeo $F_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ (Empedrado nivelación)	m3	27,00
7	Hormigón simple tipo A $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (Infraestructura)	m3	282
8	Acero estructural $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (Infraestructura)	Kg	22395,24
9	Apoyos de neopreno compuestos	DM3	37
02. SUPERESTRUCTURA			
10	Hormigón tipo P $F_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (Vigas Pretensadas)	m3	82
11	Cables pretensado	ML	357

12	Vainas de chapa corrugada	ML	357
13	Conos de anclaje C/ Accesorios	Pza	24
14	Tesados de cables	ML	357
15	Inyección de lechada de cemento	ML	357
16	Lanzamiento de las vigas de H° P°	ML	1
17	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm2 (Superestructura)	m3	69,24
18	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm2(Superestructura)	Kg	25939
19	Tubos para drenaje P. V. C.	ML	8,8
20	Juntas de dilatación	ML	14,6
03. TRABAJOS COMPLEMENTARIOS			
21	Relleno y compactado	M3	1073,849
22	limpieza general	GL	1
23	Prov. Y coloc. Colchoneta renno de 6X2X0,25 M	m3	150
24	Prov. Y coloc. Gaviones de 2X1X1	m3	600

3.6.4 Presupuesto

ITEM	DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PU	Costo Parcial	Costo Total
00. TRABAJOS PRELIMINARES						
1	Instalación de faenas	GL	1,00	12566,	12566,3	
2	Letrero de obras	Pza	1,00	1196,2	1196,24	
3	Limpieza y desbroce	Ha	1,40	874,68	1224,55	
4	Replanteo y trazado del puente	Ml	130,00	4,42	574,88	
5	Excavación con retroexcavadora	M3	915,45	34,88	31927,7	
Sub. total trabajos preliminares						47489,72
01. INFRAESTRUCTURA						
6	Hormigón ciclópeo Fc=200 Kg/cm2 (Empedrado nivelación)	m3	27,00	1106	29850,2	
7	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm2 (Infraestructura)	m3	282,35	4034,	1139234	
8	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm2(Infraestructura)	Kg	22395,24	11,96	267902,1	
9	Apoyos de neopreno compuestos	DM3	37,44	89,12	3336,80	
Sub. Total infraestructura						1440323,
02. SUPERESTRUCTURA						
10	Hormigón tipo P Fc= 350 Kg/cm2 (Vigas Pretensadas)	m3	82,08	2779,5	228137,	
11	Cables pretensado	ML	356,78	26,75	9544,18	
12	Vainas de chapa corrugada	ML	357,00	81,11	28957,5	

13	Conos de anclaje C/ Accesorios	Pza	24,00	3544,8	85077,4
14	Tesados de cables	ML	357,00	163,60	58404,4
15	Inyección de lechada de cemento	ML	357,00	72,11	25743,5
16	Lanzamiento de las vigas de H° P°	ML	1,00	35997,	35997,0
17	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm2 (Superestructura)	m3	69,24	4034,8	279386,
18	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm2(Superestructura)	Kg	25939,38	11,96	310298,
19	Tubos para drenaje P. V. C.	ML	8,80	28,70	252,56
20	Juntas de dilatación	ML	14,60	1253,9	18308,24
Sub. Total superestructura					1080106,
03. TRABAJOS COMPLEMENTARIOS					
21	Relleno y compactado	M3	1073,8493	91,87	98650,9
22	limpieza general	GL	1	2380,2	2380,23
23	Prov. Y coloc. Colchoneta renno de 6X2X0,25 M	m3	150	487,16	73073,6
24	Prov. Y coloc. Gaviones de 2X1X1	m3	600	523,76	314258,
Sub. total trabajos complementarios					488362,89
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					3056282,5

Costo de la obra:

Tres millones cincuenta y seis mil doscientos ochenta y dos 55/100 Bs.

4. APOORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE

4.1 Marco conceptual del aporte

Se realizara el diseño estructural del puente con vigas de hormigón armado para realizar una comparación técnica y económica con el diseño estructural del puente con vigas de hormigón postesado y de esta forma demostrar cuál de las dos alternativas es más viable construir.

4.2 Marco teórico

PUENTE VIGA-LOSA (12000 mm – 18000 mm)

Los puentes Viga-loosa pueden ser analizados estáticamente y dinámicamente, dentro del análisis estático se encuentran los Métodos de Análisis Aproximados, los Métodos de Análisis Refinados, las cuales forman parte de las Especificaciones AASHTO LRFD.

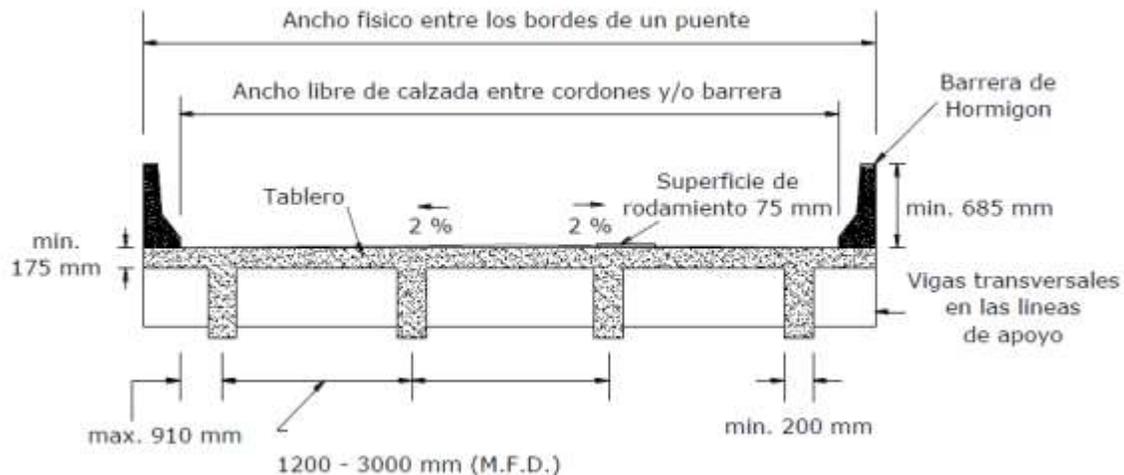


FIGURA 4.1 Puente viga – losa, vista transversal

Fuente: Elaboración Propia

Dentro los Métodos de Análisis Aproximados se encuentra el Método de los Factores de Distribución para Momento y para Corte el cual consiste en asignar porcentajes de las solicitaciones de la sobrecarga vehicular HL-93 a las vigas interiores y a las vigas exteriores.

Es importante notar que se proveerán diafragmas o vigas transversales en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.

Cuando utilizamos el Método de los Factores de Distribución los puentes tendrán como mínimo cuatro vigas paralelas de aproximadamente la misma rigidez, la parte del vuelo correspondiente no será mayor que 910 mm, la separación entre las almas de las vigas será de 1200 mm a 3000 mm, caso contrario se deberá utilizar un análisis refinado.

El ancho de una viga es controlado por el momento positivo del tramo generalmente varía entre 350 a 550 mm pero nunca deberá ser menor 200 mm.

La altura mínima del tablero sobre las vigas longitudinales, excluyendo cualquier superficie sacrificable deberá ser mayor a igual a 175 mm. Para las vigas la profundidad mínima (incluyendo tablero) se deberá tomar como:

Tramos Simples	Tramos Continuos
$0.065L$	$0.070L$

Donde, L es la longitud de tramo, ambos en mm.

Las losas se deberán diseñar para sobrecarga vehicular HL-93 para uno o más carriles de diseño cargados, cuando se desee controlar las deflexiones se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

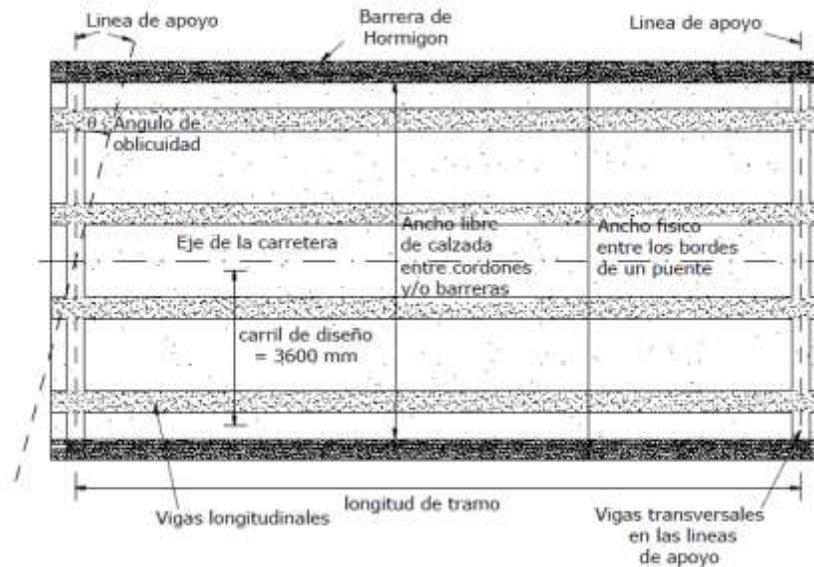
- Carga vehicular, general.....Longitud/800
- Carga vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000

Este tipo de estructuras son usualmente construidas sobre andamiajes apoyados en el suelo. Son más convenientes o adecuados para pequeñas longitudes de tramo.

Refuerzo.- Debido al ancho estrecho del alma se requiere múltiples capas de refuerzo en la región de momento positivo. Esto hace dificultoso la colocación del hormigón que a menudo ocasiona cangrejeras en las almas de las vigas. La anchura seleccionada deberá acomodar el refuerzo para permitir la fácil colocación del hormigón.

Juntas de construcción.- Usualmente la superestructura de las vigas son construidas en dos etapas separadas, las almas y las losas. Para minimizar las fisuras en la parte superior de las almas debido a la temperatura y esfuerzo de contracción , así como posibles asentamientos

diferenciales en el andamiaje se debe colocar refuerzo longitudinal extra en las almas justo debajo las juntas de construcción.



Nota:

Las tablas para el cálculo estructural se encuentran escritas en el capítulo dos del proyecto.

FIGURA 4.2 Puente viga – losa, vista planta

Fuente: Elaboración Propia

4.3 Producto del aporte académico

4.3.1 Ancho de la calzada

El ancho de la calzada es propuesto en base al manual de la ABC corresponde a dos vías de tráfico igual a:

$$B= 7,3 \text{ m}$$

La longitud del puente es:

$$L= 30 \text{ m}$$

Elección de la viga

Las dimensiones de la viga es propuesto en base a la normativa: "Diseño de vigas de H° A° para puentes en base a las normas AASHTO - LRFD".

4.3.2 Determinación del número y la separación de las vigas

Se realizó una estimación de la separación de las vigas con el método AASHTO – ESTANDAR.

$$S = 2.0 \text{ m}$$

$$a = 0.65 \text{ m}$$

4.3.3 Selección del número de carriles

El número de carriles que tendrá el puente será:

$$W = 2 \text{ carriles}$$

4.3.4 Espesor de la capa de rodadura

Se utiliza un espesor de capa de rodadura de:

$$h_{CR} = 5 \text{ cm}$$

4.3.5 Calculo de barandado

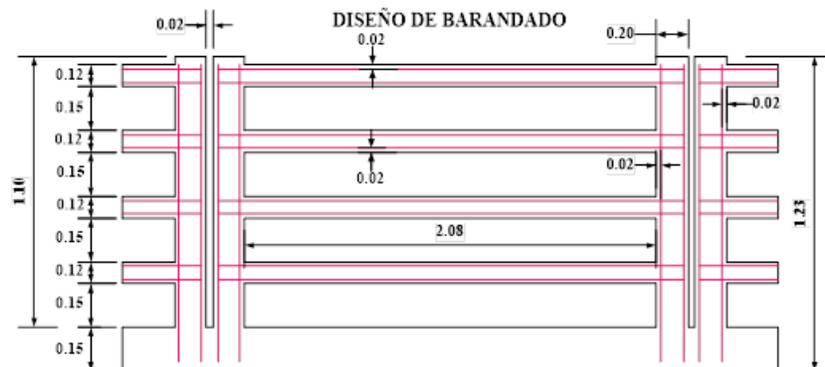


FIGURA 4.3 Diagrama de barandado

Elaboración: Propia

Datos:

$h = 0,12 \text{ m}$
 $b = 0,12 \text{ m}$
 $L = 2,08 \text{ m}$
 $\gamma H^3 = 2400 \text{ Kg/m}^3$
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Resumen de armado:

PASAMANOS

As. De Flexión	Usamos $2 \phi 8 \text{ mm}$ en ambos extremos del pasamanos
As. De corte	Usamos $\phi 6 \text{ mm c / 25 cm}$ en ambos extremos del pasamanos

4.3.6 Diseño de los postes

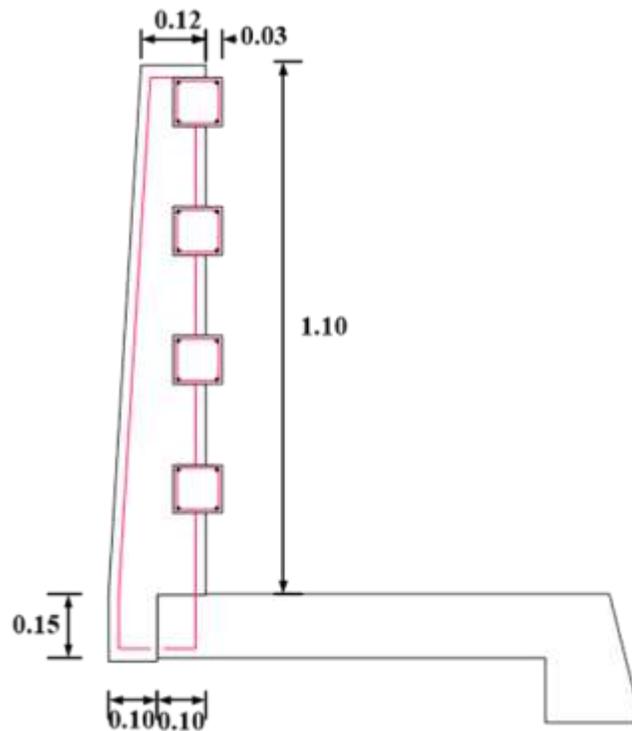


FIGURA 4.4 Diagrama del Poste

Elaboración: Propia

Datos:

b= 0,12 m
h= 0,2 m
c= 0,2 m
h= 1,1 m
L= 2,48 m
 $\gamma H^{\circ}= 2400 \text{ Kg/m}^3$
f c= 210 Kg/cm²
f y= 4200 Kg/cm²

POSTES

As. De Flexión	Usamos 2 ϕ 10 mm en ambos extremos del postes
As. De corte	Usamos ϕ 6 mm c / 25 cm en ambos extremos del poste

4.3.7 Diseño de la acera

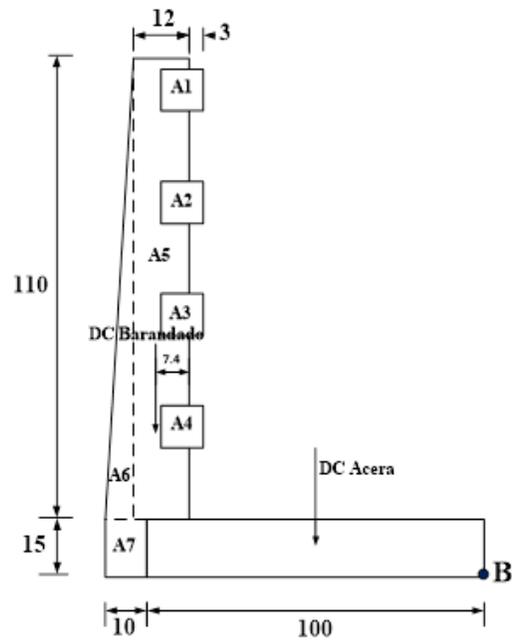


FIGURA 4.5 Diagrama de la acera

Elaboración: Propia

Datos:

Mu= 199038,05 **Kg.cm**
f_c= 210 **Kg/cm²**
f_y= 4200 **Kg/cm²**
h= 15 **cm**
b= 100 **cm**
r= 2,5 **cm**
φ_v= 10 **mm**

Resumen de armado:

ACERA

As. De Flexión	Usamos ϕ 12 mm c / 20 cm por metro de acera
As. De Distribución	Usamos ϕ 10 mm c / 20 cm por metro de acera

4.3.8 Diseño del bordillo

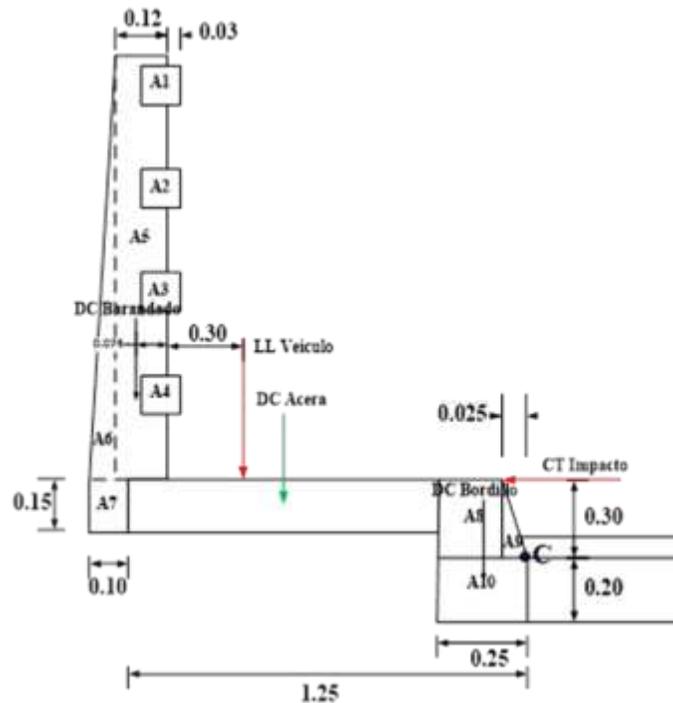


FIGURA 4.6 Diagrama del bordillo

Elaboración: Propia

Datos:

Vu=	1312,5	Kg
f c=	210	Kg/cm2
fy=	4200	Kg/cm2
h=	50	cm
b=	25	cm
d=	47,5	cm
r=	2,5	cm
S=	20	cm

Resumen de armado:

BORDILLO

As. De Corte	Usamos ϕ 12 mm c / 20 cm por metro del bordillo
As. Longitudinal	Usamos 2 ϕ 16 mm en ambos extremos dd el bordillo

4.3.9 Diseño de la losa del puente

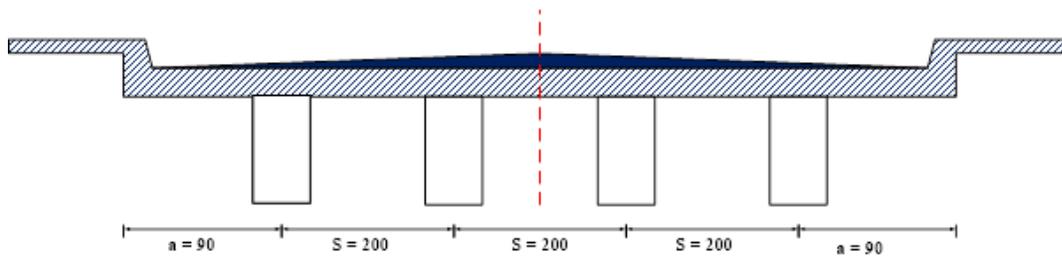


FIGURA 4.7 Diagrama de la losa interna

Elaboración: Propia

Armadura para el momento positivo de la losa

Datos:

Mu=	336193,9	Kg.cm
f c=	210	Kg/cm2
fy=	4200	Kg/cm2
h=	20	cm
b=	100	cm
r=	2,5	cm
ϕv=	10	mm

Armadura para el momento negativo de la losa

Datos:

Mu= 1152326,67 **Kg.cm**
f c= 210 **Kg/cm2**
f y= 4200 **Kg/cm2**
h= 20 **cm**
b= 100 **cm**
r= 2,5 **cm**
φv= 20 **mm**

Resumen del armado

LOSA DEL PUENTE

<i>As. Principal (Perpendicular al tráfico).</i> - (+)	Usamos ϕ 12 mm c / 15 cm
<i>As. Secundaria (Paralela al tráfico).</i> - (+)	Usamos ϕ 12 mm c / 25 cm
<i>As. Principal (Perpendicular al tráfico).</i> - (-)	Usamos ϕ 20 mm c / 15 cm
<i>As. Secundaria (Paralela al tráfico).</i> - (-)	Usamos ϕ 20 mm c / 25 cm

4.3.10 Diseño de Vigas de hormigón armado

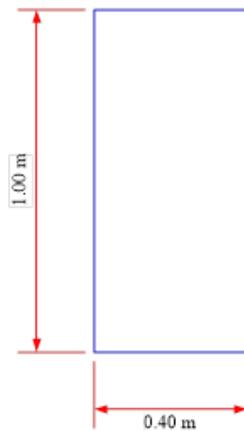


FIGURA 4.8 Diagrama de la viga

Elaboración: Propia

Datos:

Mu= 21522562 **Kg.cm**
f_c= 210 **Kg/cm²**
f_y= 4200 **Kg/cm²**
h= 100 **cm**
b= 40 **cm**
r= 3 **cm**
φ_v= 25 **cm**

Armadura a flexion	Armadura de corte
As= 78,3 cm ²	Av= 8,043 cm ² P/4 piernas
Numero de barras	Finalmente usar
16 φ 25 mm	φ 16 mm c/30 cm

Armadura de contrac. y temp.
As= 7,2 cm ² P/dos caras
As= 3,6 cm ² P/una cara
Numero de barras
4 φ 12 mm

4.3.11 Diseño de diafragmas

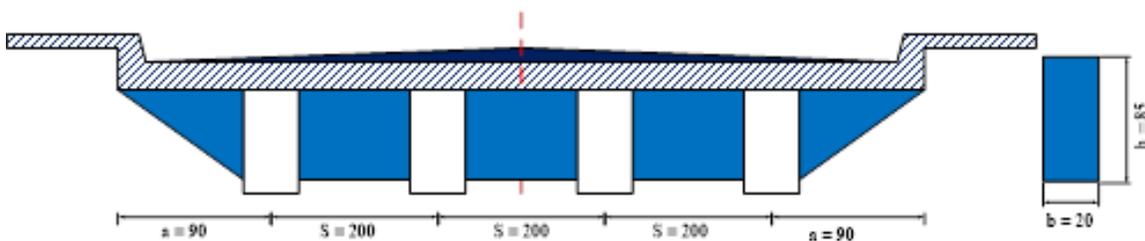


FIGURA 4.9 Diagrama del diafragma

Elaboración: Propia

Datos:

$M_u(-) = 2079254 \text{ Kg.cm}$
 $M_u(+) = 2003291 \text{ Kg.cm}$
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $h = 85 \text{ cm}$
 $b = 20 \text{ cm}$
 $r = 5 \text{ cm}$
 $\phi_v = 20 \text{ cm}$

Armadura a flexion (-)	Armadura a flexion (+)
As= 7,367 cm ²	As= 7,624 cm ²
Numero de barras	Finalmente usar
3 ϕ 20 mm	3 ϕ 20 mm

Armadura de contrac. y temp.	Armadura de corte
As= 2,88 cm ² P/dos caras	Av= 6,283 cm ² P/dos piernas
As= 1,44 cm ² P/una cara	S= 20 cm
Numero de barras	Finalmente usar
3 ϕ 8 mm	ϕ 20 mm c/20 cm

4.3.12 Diseño de aparatos de apoyo

Datos

$B = 30 \text{ cm}$
 $L = 30 \text{ cm}$
 $H = 5,2 \text{ cm}$

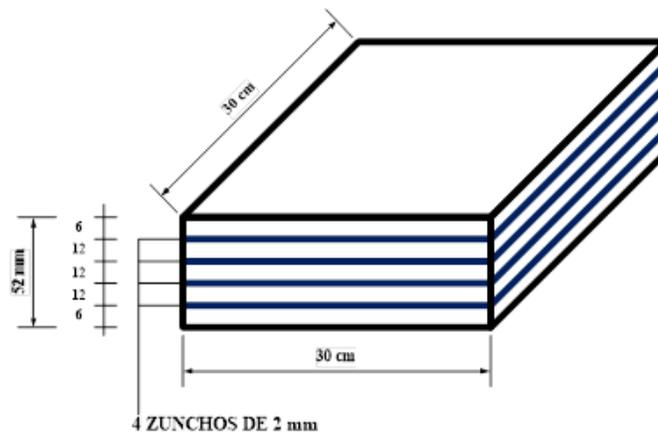


FIGURA 4.10 Diagrama del aparato de apoyo

Elaboración: Propia

4.3.13 Diseño de los estribos

Datos del puente

Longitud de cálculo = 14,3 m
Ancho de calzada = 7,3 m
Sobrecarga vehicular = HL - 93
Separación entre vigas = 2 m

Geometría del puente

Según la concepción del modelo estructural, el puente será de un tramo, los apoyos serán uno de los extremos será móvil y el otro apoyo será fijo.

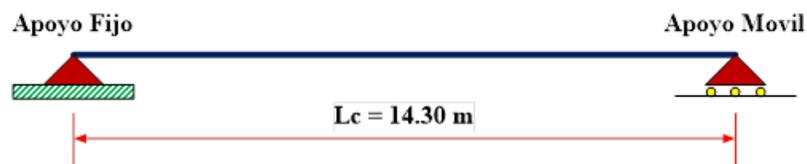


FIGURA 4.11 Geometría del tramo del puente

Elaboración: Propia

Dimensionamiento del estribo

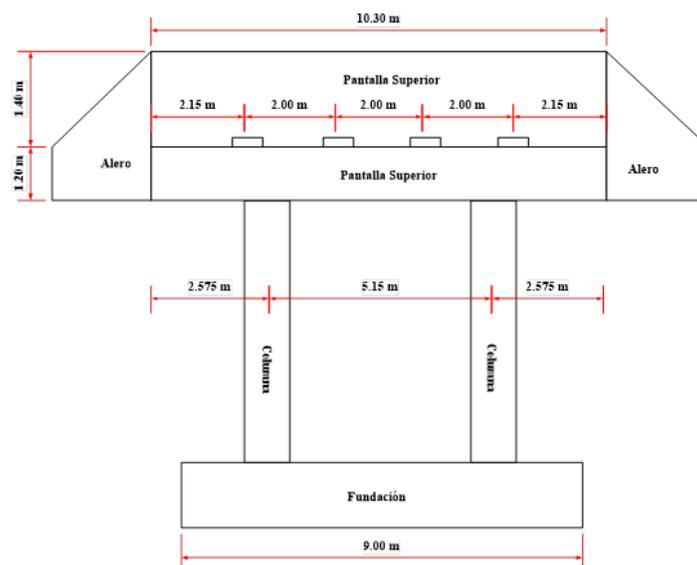


FIGURA 4.12 Vista frontal del estribo

Elaboración: Propia

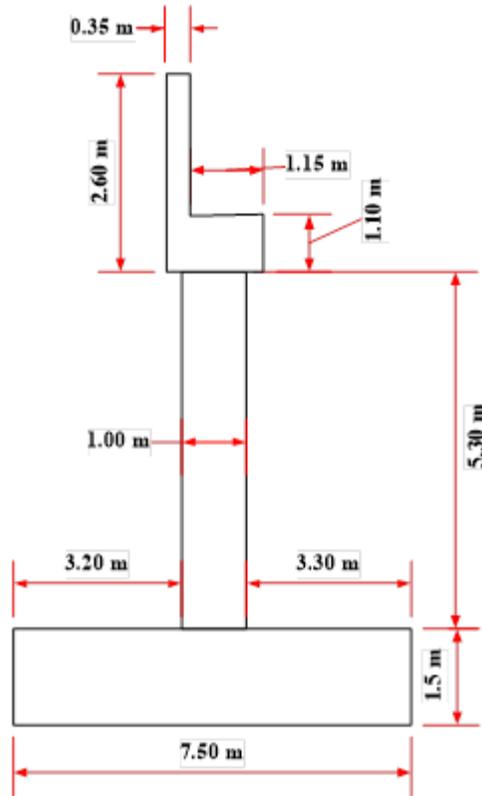


FIGURA 4.13 Vista lateral del estribo

Elaboración: Propia

Resumen de armado

ALERO DEL ESTRIBO

<i>As. De Flexion Vertical</i>	Usamos 4 ϕ 25 mm
<i>As. De Flexion Horizontal</i>	Usamos ϕ 20 mm c / 20 cm
<i>As. De Contr. y Temp.</i>	Usamos ϕ 10 mm c / 30 cm

PANTALLA SUPERIOR

<i>As. De Flexion</i>	Usamos ϕ 16 mm c / 25 cm
<i>As. De Contr. y Temp.</i>	Usamos ϕ 10 mm c / 20 cm

VIGA DE CORONAMIENTO

<i>As. De Flexion de la carga Vertical</i>	Usamos 11 ϕ 25 mm en ambos extremos de la viga
<i>As. De Flexion de la carga Horizontal</i>	Usamos 6 ϕ 16 mm en ambos extremos de la viga
<i>As. De Corte</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 30 cm estribos de cuatro piernas

COLUMNA

<i>As. De Flexion</i>	Usamos 16 ϕ 25 mm distribuidas uniformemente en la columna
<i>As. De Corte</i>	Usamos ϕ 16 mm c / 30 cm

FUNDACION

<i>As. De Flexion M+ transversal</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 25 cm
<i>As. De Flexion M- transversal</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 25 cm
<i>As. De Flexion M+ longitudinal</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 12,5 cm
<i>As. De contr. y temp.</i>	Usamos ϕ 20 mm c / 25 cm

DADOS DE APOYO

<i>As. Transversal</i>	Usamos 5 ϕ 6 mm el mismo para la otra direcci3n
------------------------	--

4.3.14 Dise1o de la pila

Datos generales

Longitud Del Puente=	14,30	m
Ancho de Calzada=	7,30	m
Sobrecarga Vehicular=	HL - 93	
Separacion entre Vigas=	2,00	m
Numero De Vigas=	4	
Volado=	0,65	m
Espesor Del Tablero=	0,2	m
Altura Total De La Estructura=		m

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Capacidad ultima del suelo lado Pirity $q_{1ult} = 2,055 \text{ kg/cm}^2$
 Capacidad ultima del suelo lado Camatindy $q_{2ult} = 2,172 \text{ kg/cm}^2$

Geometría Del Puente

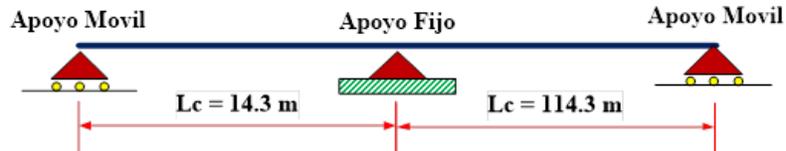


FIGURA 4.14 Geometría del puente

Elaboración: Propia

Dimensionamiento de la pila

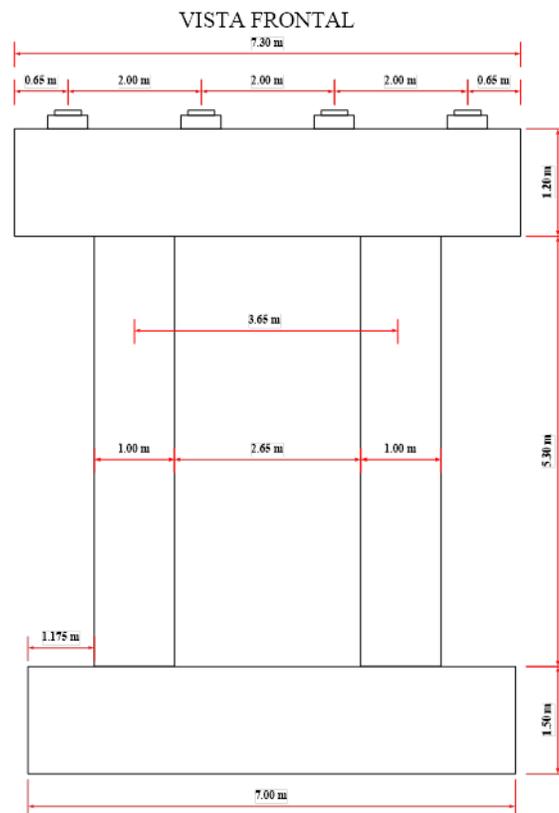


FIGURA 4.15 Dimensionamiento de la pila vista frontal

Elaboración: Propia

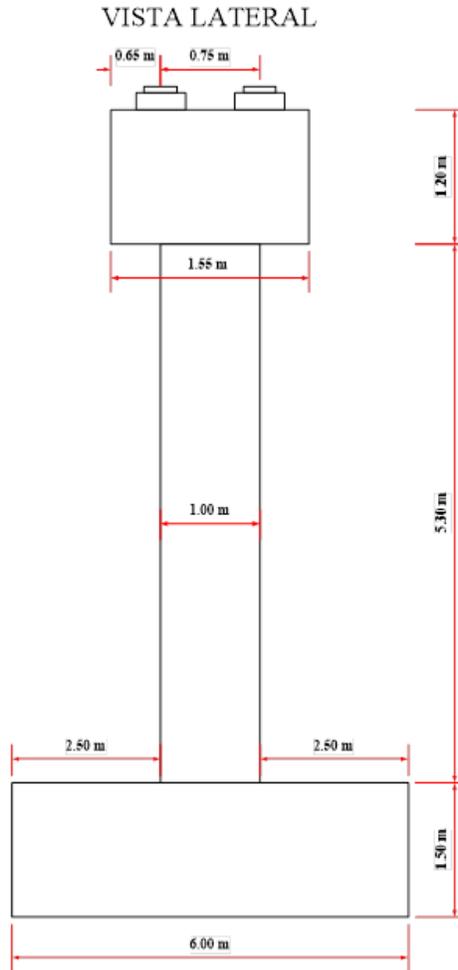


FIGURA 4.16 Dimensionamiento de la pila vista lateral

Elaboración: Propia

Resumen de armado

VIGA DE CORONAMIENTO

<i>As. De Flexion de la carga Vertical</i>	Usamos 11 ϕ 25 mm en ambos extremos de la viga
<i>As. De contra. Tempe.</i>	Usamos 6 ϕ 25 mm en ambos extremos de la viga
<i>As. De Corte</i>	Usamos ϕ 8 mm c / 30 cm

COLUMNA

<i>As. De Flexion</i>	Usamos 16 ϕ 25 mm distribuidas uniformemente en la columna
<i>As. De Corte</i>	Usamos ϕ 16 mm c / 30 cm

FUNDACION

<i>As. De Flexion M+ transversal</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 25 cm
<i>As. De Flexion M- transversal</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 25 cm
<i>As. De Flexion M+ longitudinal</i>	Usamos ϕ 25 mm c / 12,5 cm
<i>As. De contr. y temp.</i>	Usamos ϕ 20 mm c / 25 cm

4.3.16 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

Precios unitarios

Los precios unitarios para el diseño de un puente sobre la quebrada Taiguatimi son:

ITEM	DESCRIPCION	UNID.	PU
00. TRABAJOS PRELIMINARES			
1	Instalación de faenas	GL	12566,30
2	Letrero de obras	Pza	1196,24
3	Limpieza y desbroce	Ha	874,68
4	Replanteo y trazado del puente	MI	4,42
5	Excavación con retroexcavadora	M3	34,88
01. INFRAESTRUCTURA			
6	Hormigón ciclópeo Fc=200 Kg/cm ² (Empedrado nivelación)	m ³	1105,56
7	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm ² (Infraestructura)	m ³	4035
8	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm ² (Infraestructura)	Kg	11,96
9	Apoyos de neopreno compuestos	DM3	89
02. SUPERESTRUCTURA			
10	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm ² (Infraestructura)	m ³	4035,48
11	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm ² (Infraestructura)	Kg	12
12	Tubos para drenaje P. V. C.	ML	28,70
13	Juntas de dilatación	ML	1253,99

03. TRABAJOS COMPLEMENTARIOS			
14	Relleno y compactado	M3	91,87
15	limpieza general	GL	2380,23
16	Prov. Y coloc. Colchoneta renno de 6X2X0,25 M	m3	487,12
17	Prov. Y coloc. Gaviones de 2X1X1	m3	523,76

Cómputos métricos

ITEM	DESCRIPCION	UNID.	CANT.
00. TRABAJOS PRELIMINARES			
1	Instalación de faenas	GL	1,00
2	Letrero de obras	Pza	1,00
3	Limpieza y desbroce	Ha	1,40
4	Replanteo y trazado del puente	MI	130,00
5	Excavación con retroexcavadora	M3	1148,00
01. INFRAESTRUCTURA			
6	Hormigón ciclópeo Fc=200 Kg/cm2 (Empedrado nivelación)	m3	35,40
7	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm2 (Infraestructura)	m3	362
8	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm2(Infraestructura)	Kg	27128,65
9	Apoyos de neopreno compuestos	DM3	75
02. SUPERESTRUCTURA			
10	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm2 (Superestructura)	m3	80,21855
11	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm2(Superestructura)	Kg	20468
12	Tubos para drenaje P. V. C.	ML	8
13	Juntas de dilatación	ML	21,9
03. TRABAJOS COMPLEMENTARIOS			
14	Relleno y compactado	M3	1194,497
15	limpieza general	GL	1
16	Prov. Y coloc. Colchoneta renno de 6X2X0,25 M	m3	150
17	Prov. Y coloc. Gaviones de 2X1X1	m3	600

Presupuesto

ITEM	DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PU	Costo Parcial	Costo Total
00. TRABAJOS PRELIMINARES						
1	Instalación de faenas	GL	1,00	12566,30	12566,296	
2	Letrero de obras	Pza	1,00	1196,24	1196,2376	
3	Limpieza y desbroce	Ha	1,40	874,68	1224,5531	
4	Replanteo y trazado del puente	MI	130,00	4,42	574,88211	
5	Excavación con retroexcavadora	M3	1148,00	34,88	40038,163	
Sub. total trabajos preliminares						55600,1323
01. INFRAESTRUCTURA						
6	Hormigón ciclópeo Fc=200 Kg/cm2 (Empedrado nivelación)	m3	35,40	1105,56	39136,931	
7	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm2 (Infraestructura)	m3	362,32	4035,48	1462148,1	
8	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm2(Infraestructura)	Kg	27128,65	11,96	324525,36	
9	Apoyos de neopreno compuestos	DM3	74,88	89,12	6673,5998	
Sub. Total infraestructura						1832484,03
02. SUPERESTRUCTURA						
10	Hormigón simple tipo A Fc= 210 Kg/cm2 (Infraestructura)	m3	80,22	4035	323720,06	
11	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm2(Infraestructura)	Kg	20467,66	12	244843,57	
12	Tubos para drenaje P. V. C.	ML	8,00	29	229,60413	
13	Juntas de dilatación	ML	21,90	1254	27462,365	
Sub. Total superestructura						596255,599
03. TRABAJOS COMPLEMENTARIOS						
14	Relleno y compactado	M3	1194,4968	91,87	109734,38	
15	Limpieza general	GL	1	2380,23	2380,2319	
16	Prov. Y coloc. Colchoneta renno de 6X2X0,25 M	m3	150	487,12	73068,547	
17	Prov. Y coloc. Gaviones de 2X1X1	m3	600	523,76	314258,2	
Sub. total trabajos preliminares						112114,61
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						2596454,37

El costo del puente de hormigón armado es:

Dos millones quinientos noventa y seis mil cuatrocientos cincuenta y cuatro 37/100 Bs

4.3.17 Comparación técnica y económica

Para realizar una comparación entre los dos tipos de puentes, a continuación mostraremos en cuadros los volúmenes, cantidades y los precios de cada uno de los componentes que toman parte de los tipos de puentes que se diseñó.

Excavación para la fundación

TABLA 4.1 Volúmenes excavación

Tipo de puente	Uni.	Estribo I	Pila central	Estribo II	Total
Puente de vigas de hormigón pretensado	m3	502,2		413,2	915,4
Puente de vigas de hormigón armado	m3	502,2	232,547	413,2	1147,947

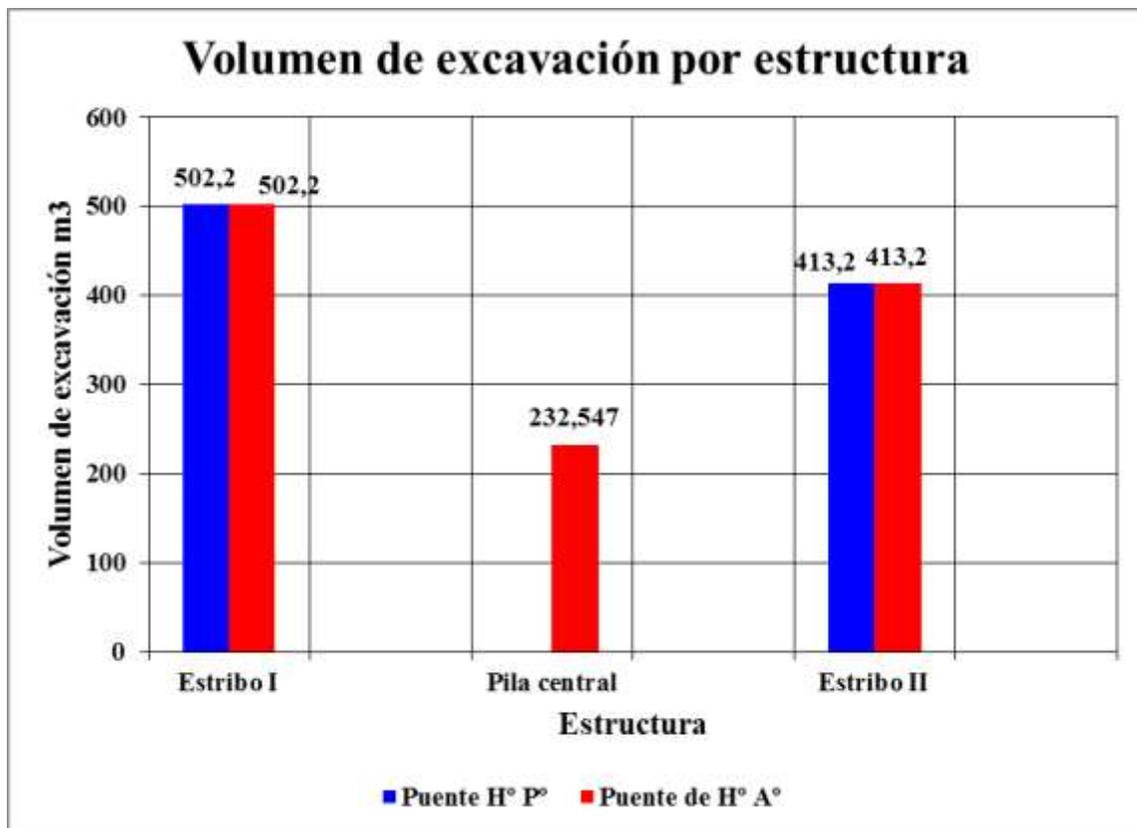


FIGURA 4.17 Volúmenes de excavación por estructura

Elaboración: Propia

Como demostramos en la tabla 4.1 y en la figura 4.18 el volumen de excavación del puente de vigas de hormigón armado es mayor al del puente de vigas de hormigón pretensado, debido a que el puente de vigas de hormigón armado está constituido por dos estribos y una pila ya que esta última incrementa en 231.7 m³ de excavación en comparación con la excavación que se realizara para el puente de vigas de hormigón pretensado.

Empedrado de nivelación

TABLA 4.2 Empedrado de nivelación para puente de H° P°

Puente de vigas de hormigon pre tensado					
Iten	Uni.	Estribo 1	Pila	Estribo 2	Total
Volumen	m3	13,5	-	13,5	27
Piedra	m3	5,4	-	5,4	10,8
Cemento	Bolsas	52	-	52	104
Arena	m3	3,68	-	3,68	7,36
Grava	m3	7,36	-	7,36	14,73

TABLA 4.3 Empedrado de nivelación para puente de H° A°

Puente de vigas de hormigon armado					
Iten	Uni.	Estribo 1	Pila	Estribo 2	Total
Volumen	m3	13,5	8,4	13,5	35,4
Piedra	m3	5,4	3,36	5,4	14,16
Cemento	Bolsas	51,55	32,07	51,55	136
Arena	m3	3,68	2,29	3,68	9,65
Grava	m3	7,36	4,58	7,36	19,31

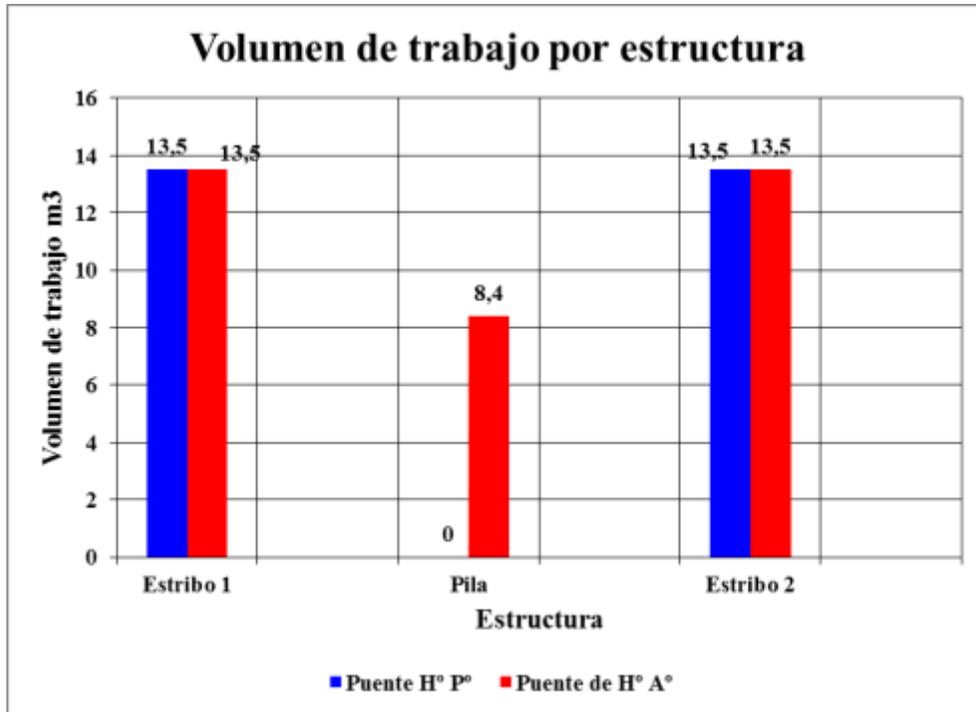


FIGURA 4.18 Volúmenes de trabajo por estructura

Elaboración: Propia

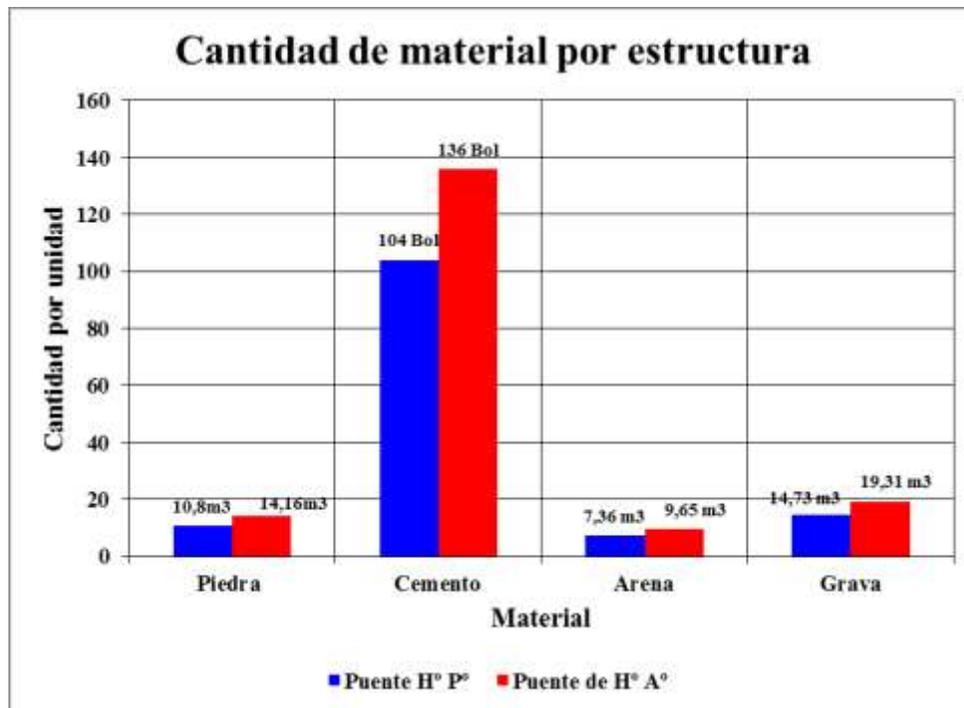


FIGURA 4.19 Cantidad de material por estructura

Elaboración: Propia

Al realizar la comparación entre la tabla 4.2 y la 4.3 se pudo obtener que el volumen de trabajo del empedrado de nivelación que se realizara para el puente de vigas de hormigón armado es mayor que la del puente de vigas de hormigón pretensado.

También se pudo observar que la cantidad de material que se utilizara en el empedrado de nivelación que se realizara para el puente de vigas de hormigón armado es mayor que la del puente de vigas de hormigón pretensado. **Sub Estructurara**

Puente de vigas de hormigón pretensado

TABLA 4.4 Sub estructura para puente de H° P°

Sub estructura del puente de vigas de hormigon pre tensado								
Iten	Uni.	Fundacion	Columnas	Vigas	Pantallas	Aleros	Dados de A.	Total
Volumen	m3	202,5	19,16	37,08	15,862	7,97	0,5	283,07
Cemento	Bolsa	1492,11	141,21	273,22	111,57	58,69	3,68	2081
Arena	m3	106,58	10,09	19,52	7,97	4,19	0,26	148,61
Grava	m3	159,87	15,13	29,27	11,95	6,29	0,40	222,90

Puente de vigas de hormigón armado

TABLA 4.5 Sub estructura para puente de H° A°

Sub estructura del puente de vigas de hormigon armado (Estribo)							
Iten	Uni.	Fundacion	Columnas	Vigas	Pantallas	Aleros	Dados de A.
Volumen	m3	202,5	19,16	37,08	10,094	6,73	0,6
Cemento	Bolsa	1492,11	141,21	273,22	74,38	49,56	4,42
Arena	m3	106,58	10,09	19,52	5,31	3,54	0,32
Grava	m3	159,87	15,13	29,27	7,97	5,31	0,47

Sub estructura del puente de vigas de hormigon armado (Pila)					
Iten	Uni.	Cabecal P.	Columna P.	Fundacion P.	Total
Volumen	m3	13,58	9,58	63	362,33
Cemento	Bolsa	100,05	70,60	464,00	2670
Arena	m3	7,15	5,04	33,16	190,70
Grava	m3	10,72	7,57	49,74	286,05

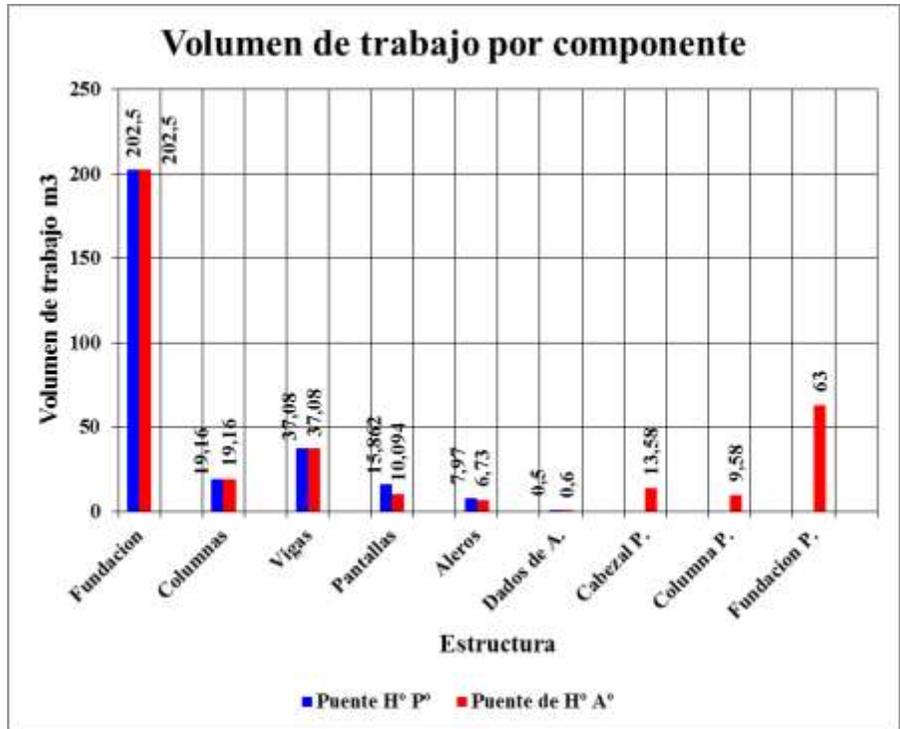


FIGURA 4.20 Volumen de trabajo por componente

Elaboración: Propia

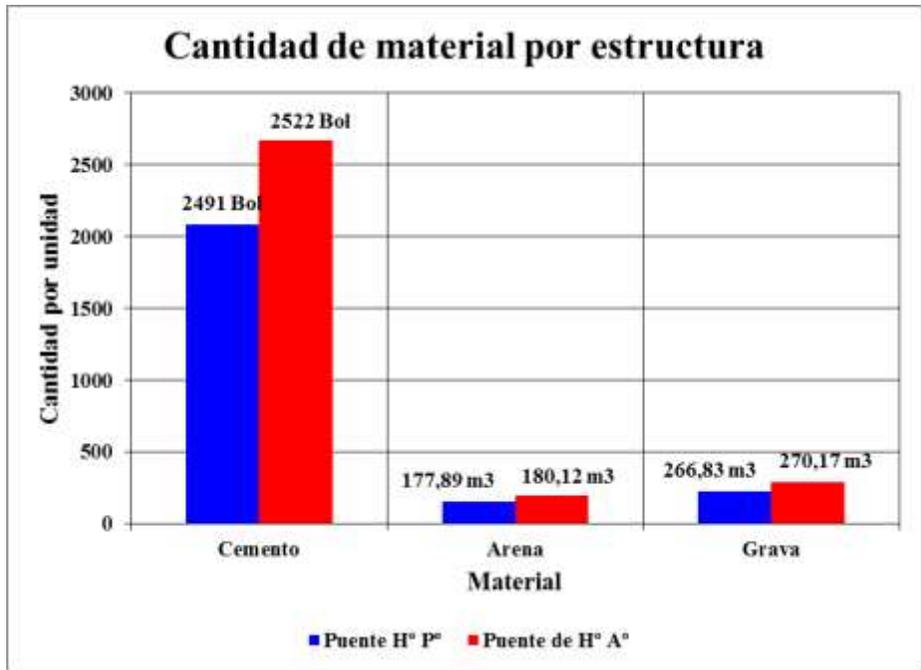


FIGURA 4.21 Cantidad de material por estructura

Elaboración: Propia

Puente de vigas de hormigón pretensado

TABLA 4.6 Planilla de fierros para la sub estructura para puente de H° P°

sub estructura del puente de vigas de hormigon pre tensado								
Diametro	Uni.	Fundacion	Columnas	Vigas	Pantallas	Aleros	Dado apoyo	Total
25 mm	Barras	124,10	50,13	92,54		31,02		298
20 mm	Barras	77,43				58,86		137
16 mm	Barras		47,15	10,20	41,93			100
12 mm	Barras							0
10 mm	Barras				37,40	39,76		78
6 mm	Barras						8,26	9

Puente de vigas de hormigón armado

TABLA 4.7 Planilla de fierros para la sub estructura para puente de H° A°

sub estructura del puente de vigas de hormigon armado (Estribo)							
Diametro	Uni.	Fundacion	Columnas	Vigas	Pantallas	Aleros	Dado apoyo
25 mm	Barras	119,99	50,13	18,7		31,22	
20 mm	Barras	129,60		72,33		52,16	
16 mm	Barras		47,15	8,50	69,13		
12 mm	Barras						
10 mm	Barras					33,58	
6 mm	Barras						16,54

sub estructura del puente de vigas de hormigon armado (Pila)					
Diametro	Uni.	Cabezal P.	Columnas P.	Funadacion P.	Total
25 mm	Barras	6,60	25,07	34,46	287
20 mm	Barras	26,83		37,35	319
16 mm	Barras	3,60	23,58		152
12 mm	Barras				0
10 mm	Barras				34
6 mm	Barras				17

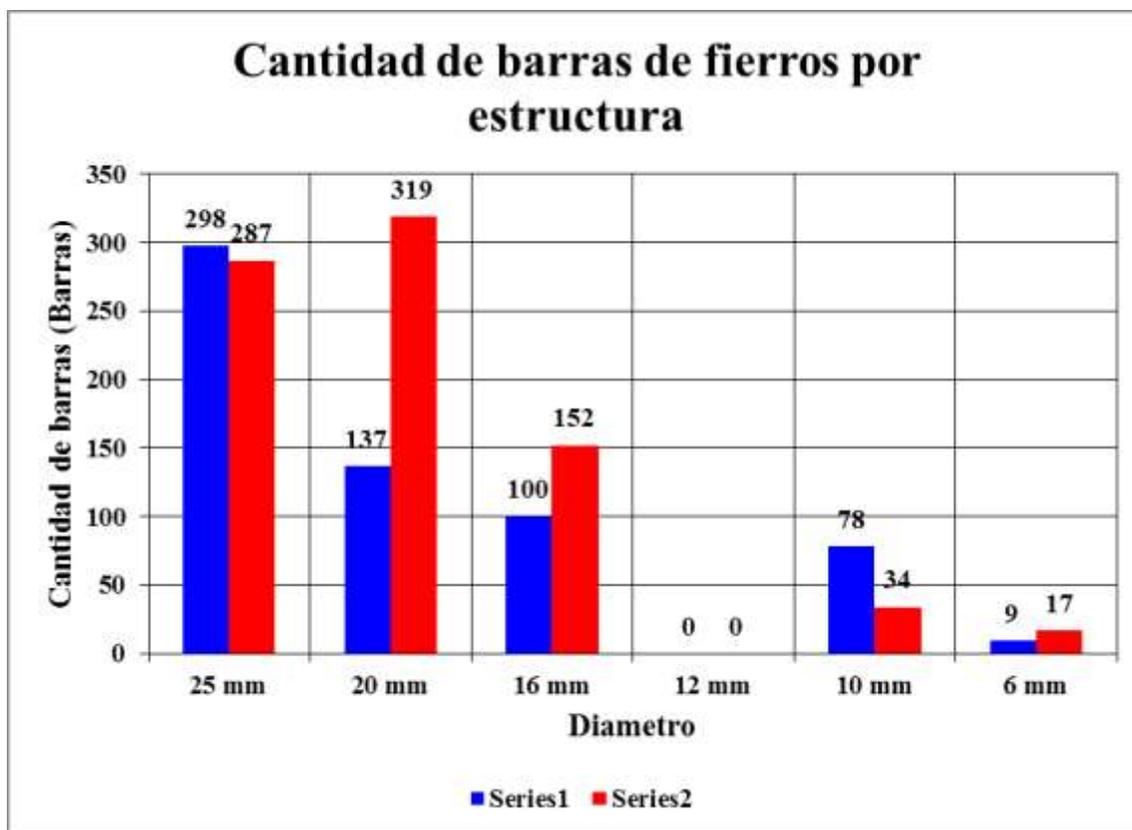


FIGURA 4.22 Cantidad de barras de fierro por estructura
Elaboración: Propia

Comparación de apoyos de neopreno para ambos puentes

TABLA 4.8 Comparación de apoyos de neopreno para ambos puentes

Apoyos de neopreno compuesto				
Puente	Uni.	Volumen	Cantidad	Total
H° P°	dm3	4,68	8,00	37,44
H° A°	dm3	4,68	16,00	74,88

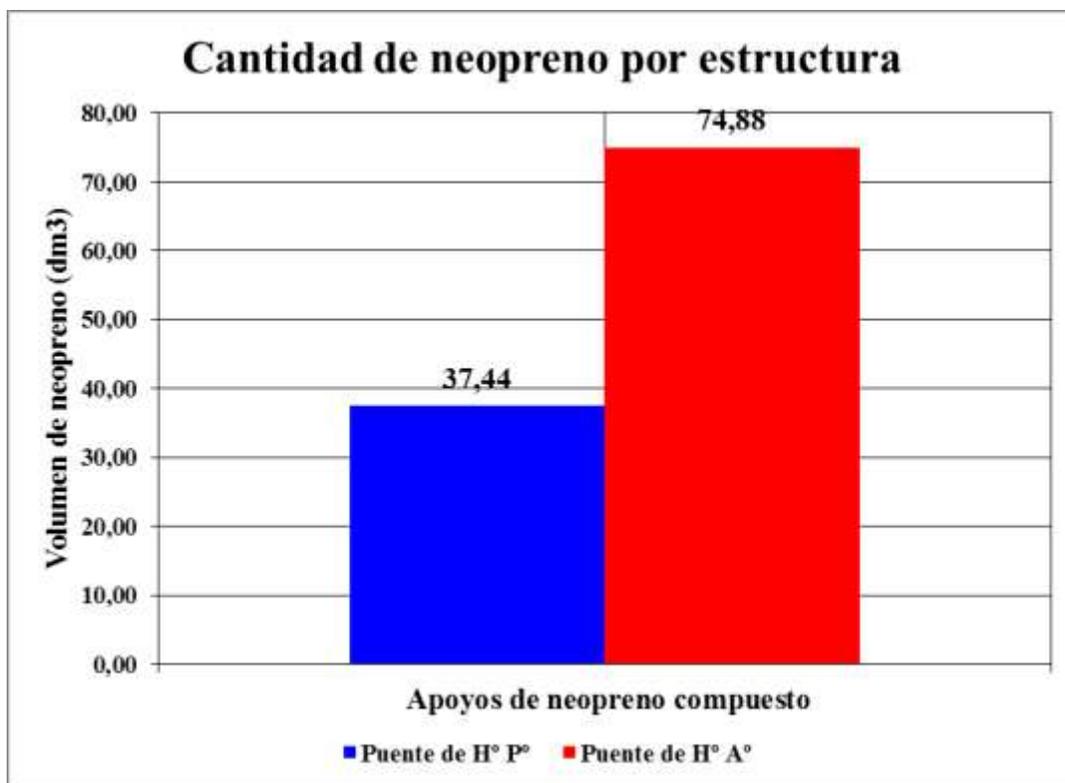


FIGURA 4.23 Cantidad de neopreno por estructura

Elaboración: Propia

Comparación del volumen de compactación para ambos puentes

TABLA 4.9 Comparación del volumen de compactación para ambos puentes

Tipo de puente	Uni.	Estribo I	Pila central	Estribo II	Total
Puente de vigas de hormigon pretensado	m3	535,21		538,64	1073,85
Puente de vigas de hormigon armado	m3	505,06	181,67	507,77	1194,50

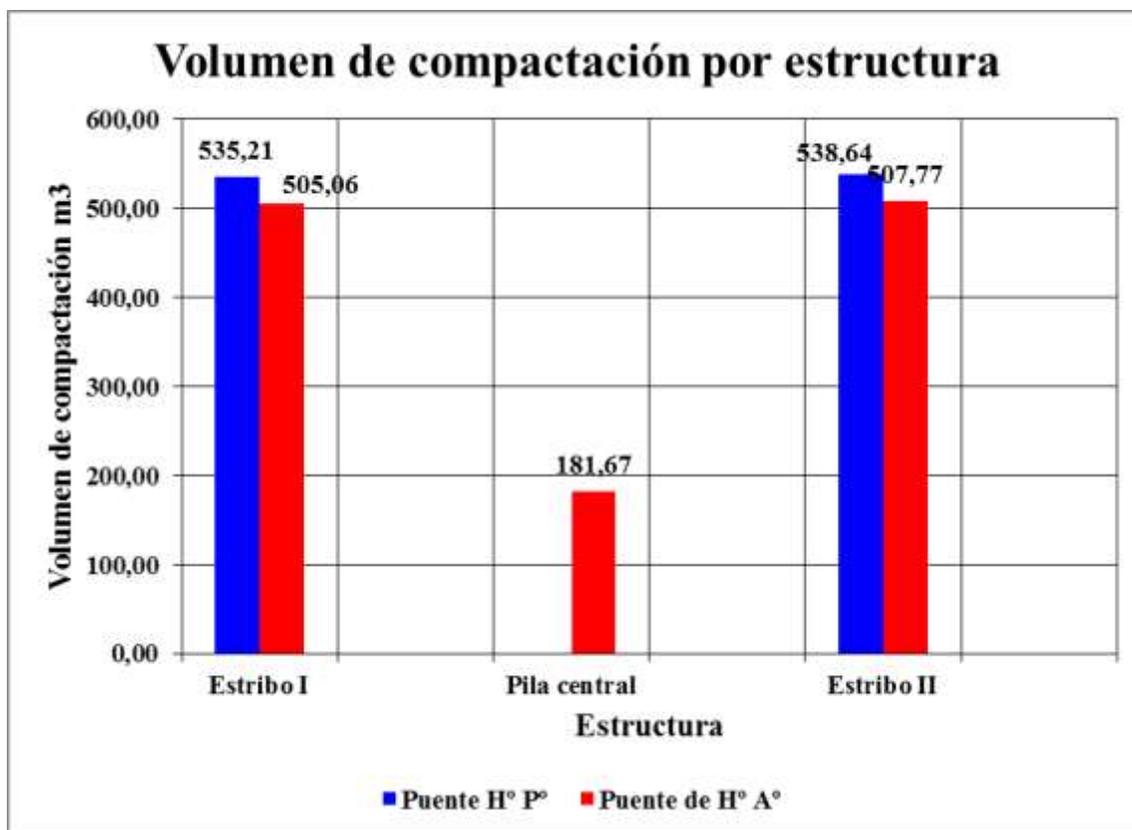


FIGURA 4.24 Volumen de compactación por estructura

Elaboración: Propia

Superestructura

Puente de hormigón pretensado

TABLA 4.10 Volúmenes de trabajo para la superestructura del puente de vigas de hormigón pretensado

Super estructura del puente de vigas de hormigón pre tensado									
Item	Uni.	Viga	Diafragma	Losas	Bordillo	Acera	Postes	Pasamanos	Total
Volumen	m3	82,08	5,18	43,8	6	9,00	1,8336	3,43	151,32
Cemento	Bolsa	731,92	38,18	322,74	44,21	66,32	13,51	25,26	1243
Arena	m3	39,21	2,73	23,05	3,16	4,74	0,97	1,80	75,65
Grava	m3	65,35	4,09	34,58	4,74	7,11	1,45	2,71	120,02

Puente de hormigón armado

TABLA 4.11 Volúmenes de trabajo para la superestructura del puente de vigas de hormigón armado

Super estructura del puente de vigas de hormigón armado									
Item	Uni.	Viga	Diafragma	Losas	Bordillo	Acera	Postes	Pasamanos	Total
Volumen	m3	47,936	4,25	43,7416	5,992	8,99	1,8336	3,43	116,17
Cemento	Bolsa	353,21	31,32	322,31	44,15	66,23	13,51	25,26	856
Arena	m3	25,23	2,24	23,02	3,15	4,73	0,97	1,80	61,14
Grava	m3	37,84	3,36	34,53	4,73	7,10	1,45	2,71	91,71

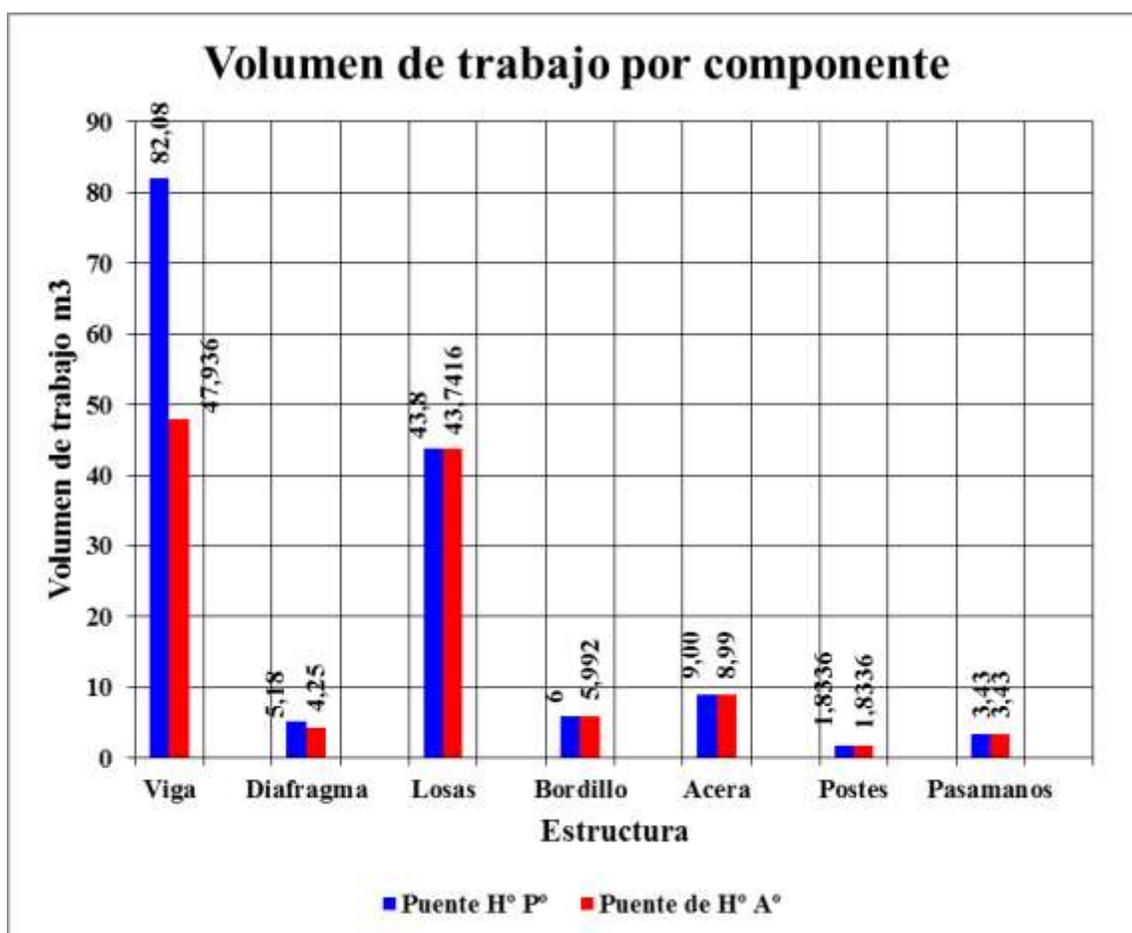


FIGURA 4.25 Volumen de trabajo para la superestructura por componente

Elaboración: Propia

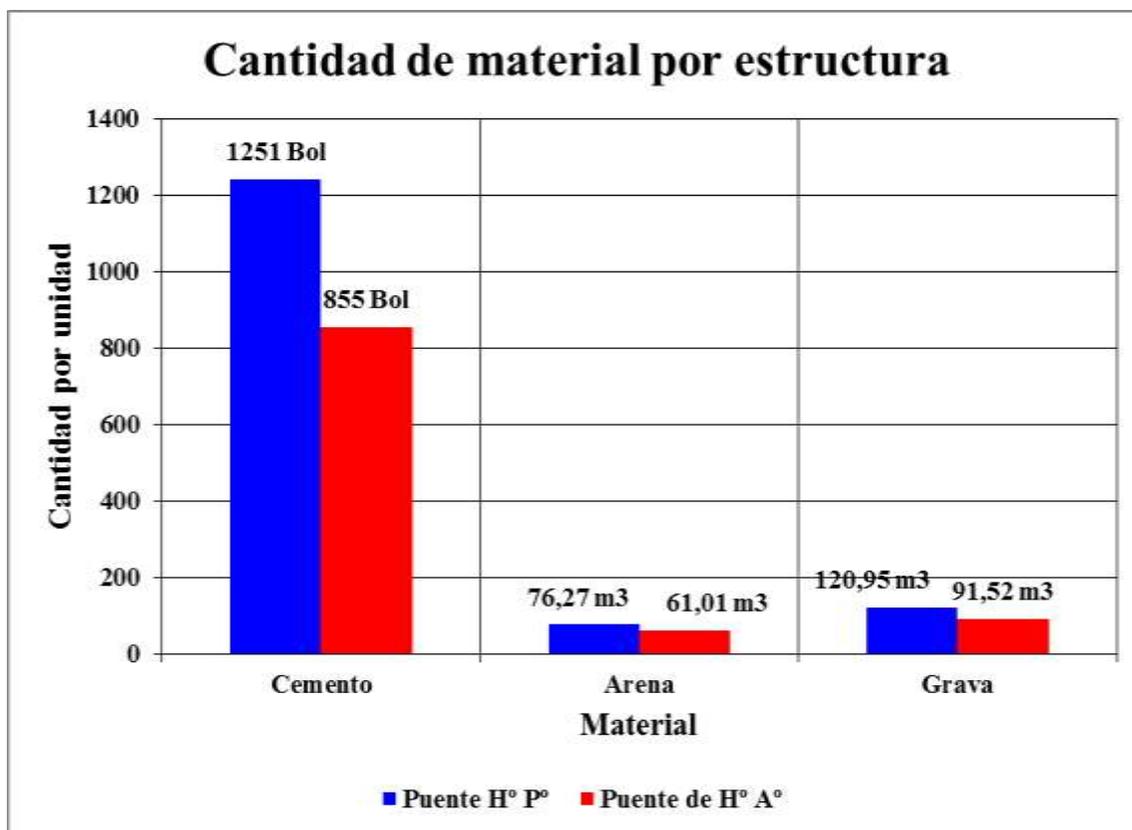


FIGURA 4.26 Cantidad de material por estructura

Elaboración: Propia

Puente de hormigón pretensado

TABLA 4.12 Cantidad de fierros para la superestructura del puente de vigas de hormigón pretensado

Super estructura del puente de vigas de hormigon pre tensado							
Diametro	Uni.	Viga H° P°	Diafragma	Losas	Bordillo Acera	Barandado	Total
25 mm	Barras		16,99				17
20 mm	Barras			132,5			133
16 mm	Barras	627,40			19,93		648
12 mm	Barras			128,10	60,40		189
10 mm	Barras		37,85		24,92	31,50	95
8 mm	Barras		15,27			77,40	93
6mm	Barras					38,00	38

Puente de hormigón armado

TABLA 4.13 Cantidad de fierros para la superestructura del puente de vigas de hormigón armado

Super estructura del puente de vigas de hormigon armado							
Diametro	Uni.	Viga H° A°	Diafragma	Losas	Bordillo Acera	Barandado	Total
25 mm	Barras	76,80					77
20 mm	Barras		25,64	237,20			263
16 mm	Barras	123,70			19,20		143
12 mm	Barras	38,40		216,30	76,67		332
10 mm	Barras				19,20	31,54	51
8 mm	Barras		10,50			77,40	88
6 mm	Barras					38,00	38

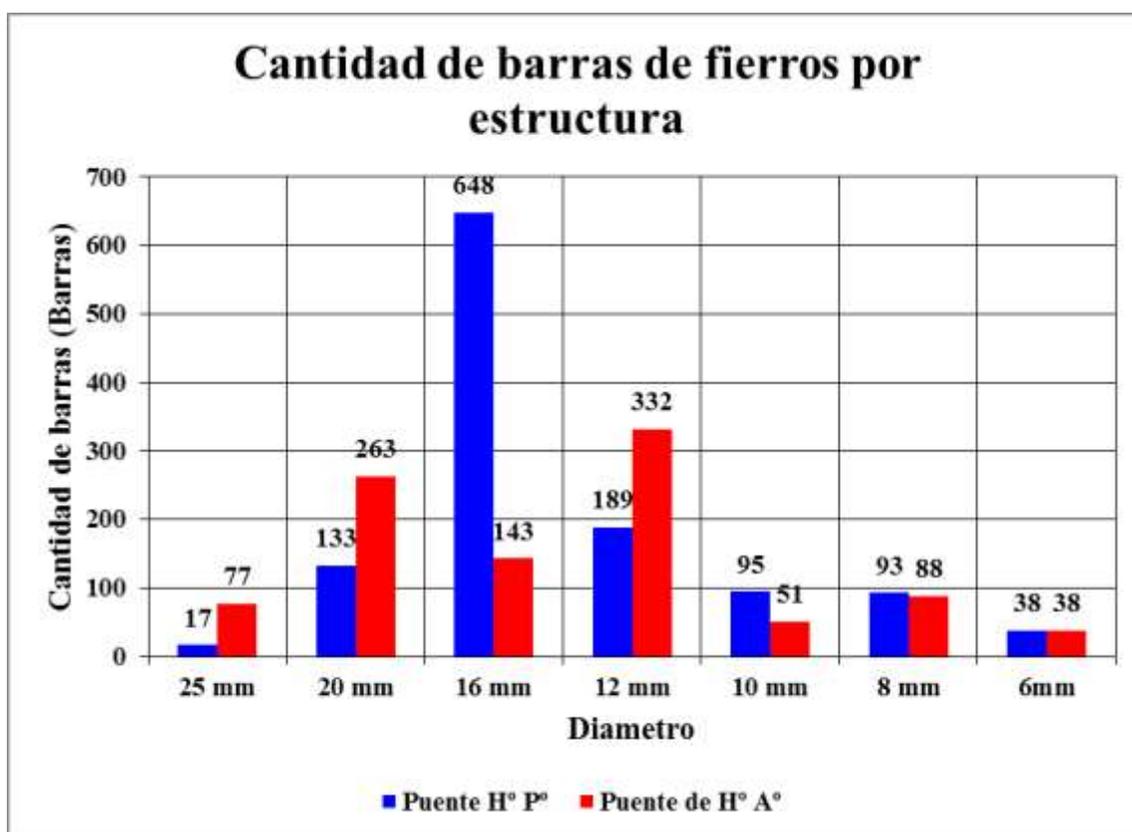


FIGURA 4.27 Cantidad de fierro para la superestructura por estructura

Elaboración: Propia

Sistema de pretensado para el puente de vigas de hormigón pretensado

TABLA 4.14 Sistema de pretensado para la superestructura del puente de vigas de hormigón armado

Sistema de pretensado del puente			
Diametro	Uni.	Puente H° P°	Puente H° A°
Acero P°	m	357,00	0,00
Vaina	m	351,00	0,00
Accesorios	Pza	24,00	0,00
Inyección	m	351,00	0,00

Para el sistema de pretensado no se realizó una comparación porque en el diseño del puente de vigas de hormigón armado no existe ningún elemento que este diseñado con el sistema de pretensado.

Comparaciones generales entre los puentes de vigas de hormigón pretensado y vigas de hormigón armado

Puente de hormigón pretensado

TABLA 4.15 Volúmenes generales de trabajo del puente de vigas de hormigón pretensado

Puente de vigas de hormigon pre tensado					
Iten	Uni.	Empedrado	Sub estruc.	Super estruc.	Total
Volumen	m3	27	283,07	151,32	461,39
Piedra	m3	10,8			10,80
Cemento	Bolsa	104	2081,00	1243,00	3428
Arena	m3	7,36	148,61	75,65	231,63
Grava	m3	14,73	222,90	120,02	357,64

Puente de hormigón armado

TABLA 4.16 Volúmenes generales de trabajo del puente de vigas de hormigón armado

Puente de vigas de hormigon armado					
Iten	Uni.	Empedrado	Sub estruc.	Super estruc.	Total
Volumen	m3	35,4	362,33	116,17	513,90
Piedra	m3	14,16			14,16
Cemento	Bolsa	136	2670,00	856,00	3662
Arena	m3	9,65	190,70	61,14	261,50
Grava	m3	19,31	286,05	91,71	397,07

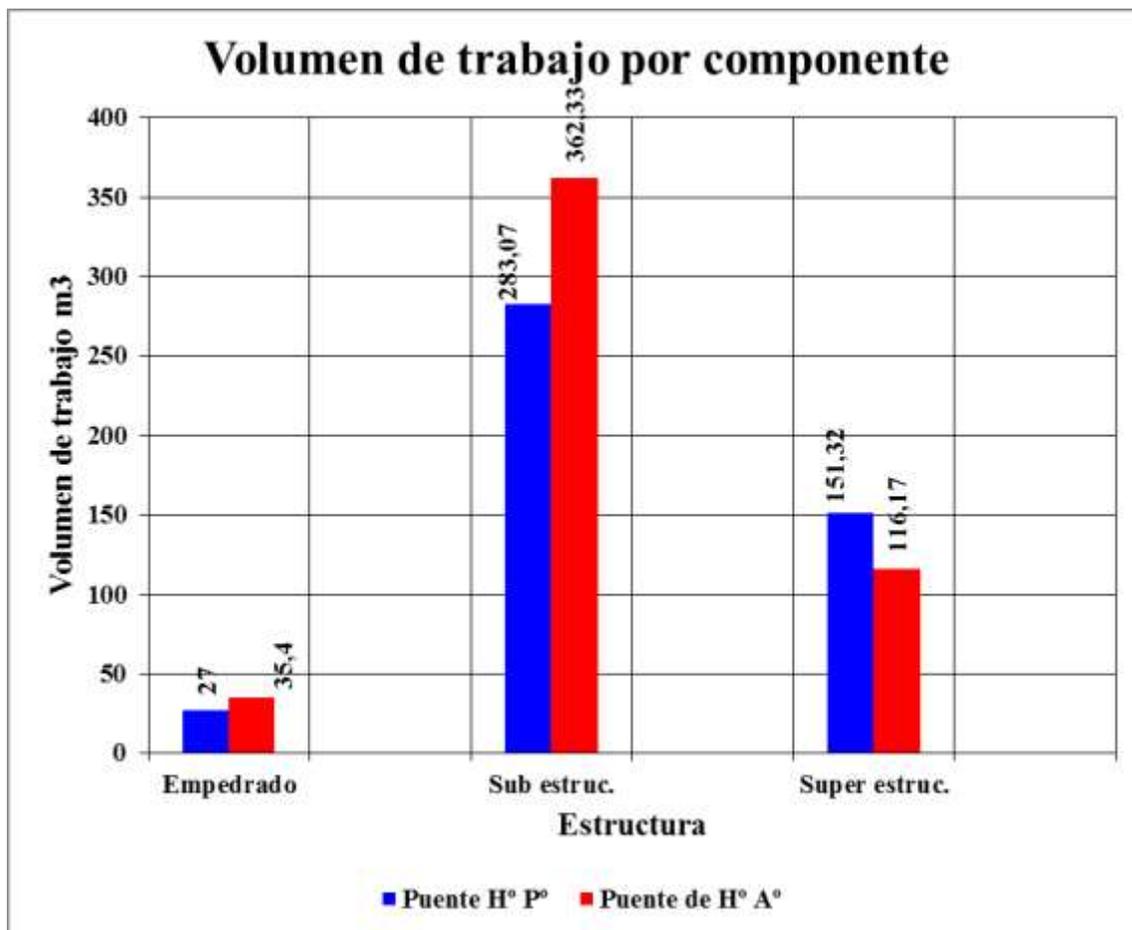


FIGURA 4.28 Volumen de trabajo para cada puente por estructura

Elaboración: Propia

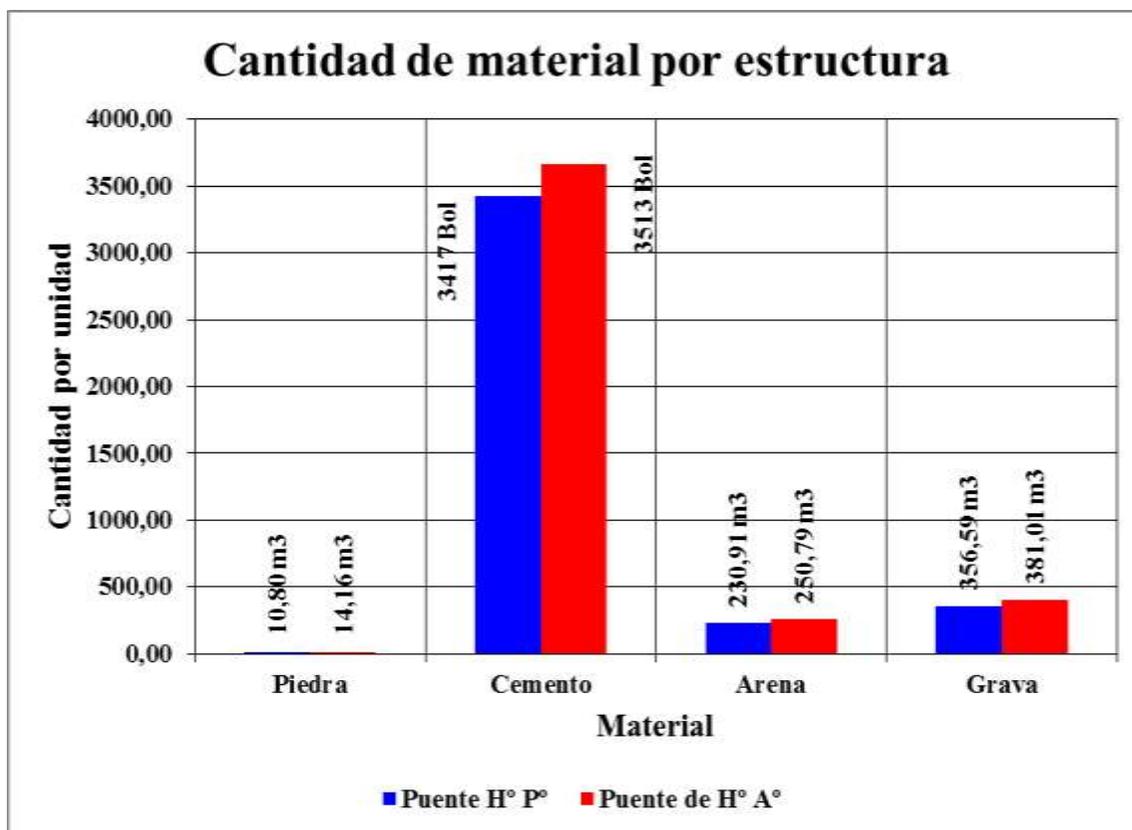


FIGURA 4.29 Cantidad de material para cada puente

Elaboración: Propia

Puente de hormigón pretensado

TABLA 4.17 Cantidad de barras de fierro del puente de vigas de hormigón pretensado

Puente de vigas de hormigon pretensado				
Diametro	Uni.	Sub. Estruct.	Super Estruct.	Total
25 mm	Barras	298,00	17,00	315
20 mm	Barras	137,00	133,00	270
16 mm	Barras	100,00	648,00	748
12 mm	Barras	0,00	189,00	189
10 mm	Barras	78,00	95,00	173
8 mm	Barras		93,00	93
6 mm	Barras		38,00	38

Puente de hormigón armado

TABLA 4.18 Cantidad de barras de fierro del puente de vigas de hormigón armado

Puente de vigas de hormigon armado				
Diametro	Uni.	Sub. Estruct.	Super Estruct.	Total
25 mm	Barras	287,00	77,00	364
20 mm	Barras	319,00	263,00	582
16 mm	Barras	152,00	143,00	295
12 mm	Barras	0,00	332,00	332
10 mm	Barras	34,00	51,00	85
8 mm	Barras		88,00	88
6 mm	Barras		38,00	38

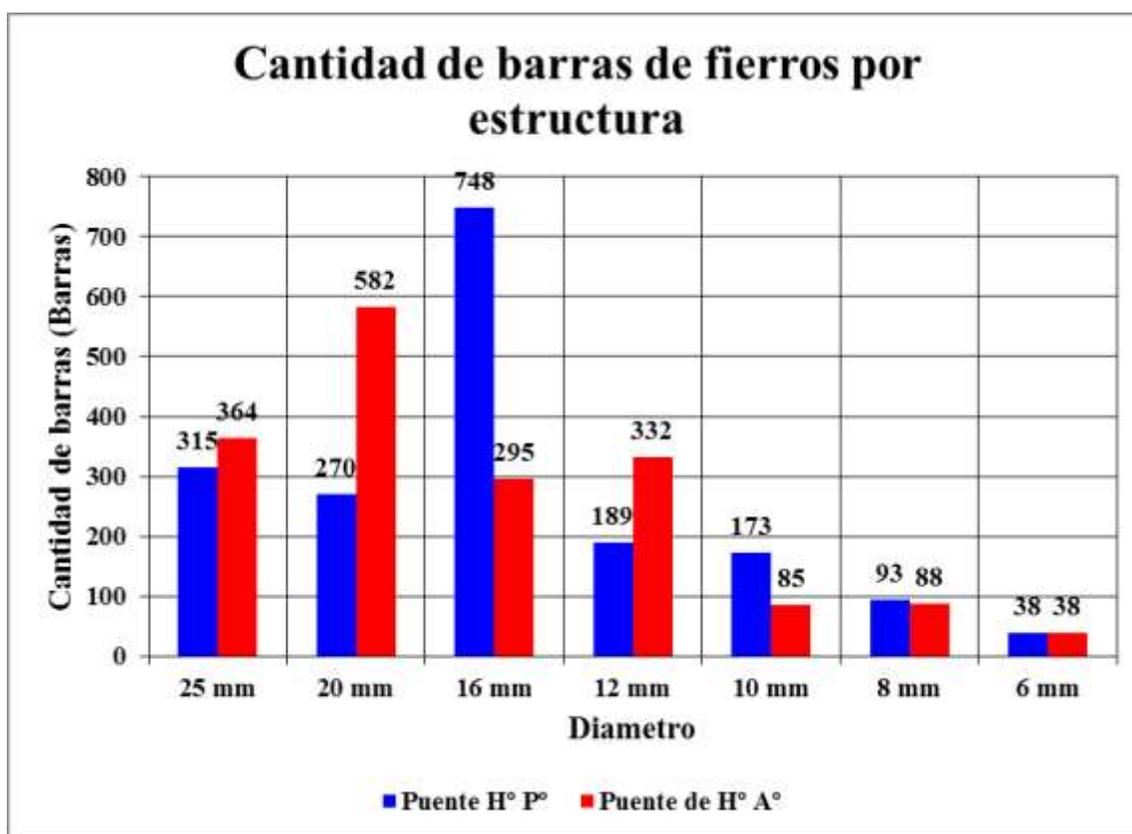


FIGURA 4.30 Cantidad de barras de fierro para cada puente

Elaboración: Propia

Comparación de los costos de los componentes para cada puente

TABLA 4.19 Comparación de costos de los componentes para cada puentes

Costo de los puentes en Bolivianos (Bs)						
Puente	Uni.	T. Prelim.	Infraestruc.	Superestruc.	T. Complem.	Total
Puente H° P°	Bs	47489,72	1440323,13	1080106,81	488362,89	3056282,55
Puente H° A°	Bs	55600,1323	1832484,03	596255,599	112114,61	2596454,37

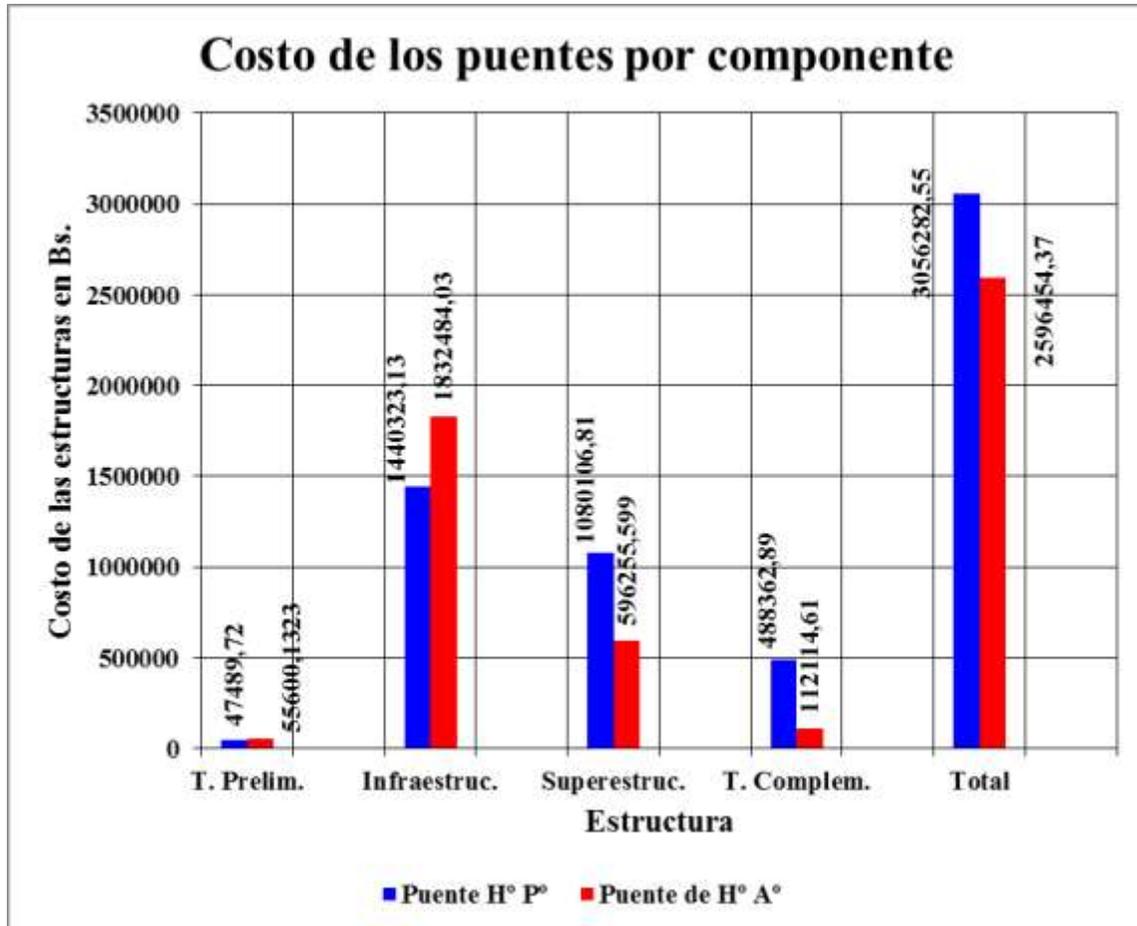


FIGURA 4.31 Costo de los puente por componente

Elaboración: Propia

Observando los cuadros y figuras se pudo observar que los volúmenes de trabajo que se realizara para la construcción del puente de vigas de hormigón armado son mayores a los del puente de vigas de hormigón pretensado.

En el cuadro de costos y en la figura se puede observar que el costo del puente de vigas de hormigón pretensado es mayor al del puente de vigas de hormigón armado, este incremento del costo es producida por el uso del sistema de pretensado en la vigas principales.

Viendo los volúmenes de trabajo y el costo que esto implica en la construcción de los puentes podemos afirmar que aunque el costo del puente de vigas de hormigón pretensado es mayor al del puente de vigas de hormigón armado es más conveniente construirlo porque evitamos construir una pila central, evitar un represamiento y un posible colapso de la estructura y de esta forma dar a los usuarios un buen servicio en el uso que estos le den.

CONCLUSIONES

- Mediante el análisis de alternativa propuesto se ha seleccionado el diseño de un puente de vigas de hormigón postesadas, como la mejor alternativa para el diseño y la construcción, el puente constara de un tramo con 4 vigas de hormigón postesadas simplemente apoyadas en sus extremos.
- Para el diseño del tablero se realizó el análisis de cargar con distintas posiciones y números de vehículos que pueden transitar por el puente para poder obtener las máximas solicitaciones para poder garantizar la vida útil de la estructura.
- Con los estudios hidrológicos e hidráulicos pudimos estimar la altura del tirante máximo de crecida que oscila entre 1.50 m de tirante máximo.
- La determinación del nivel del puente es igual a la sumatoria de la revancha adoptada de acuerdo al material de arrastre producida por la crecida, a la altura de tirante máxima estimada en los estudios hidrológico e hidráulicos, la altura de socavación producida en el lecho de la quebrada y finalmente una profundidad de seguridad por debajo de la altura de socavación.
- De acuerdo con el estudio de suelos se pudo encontrar suelo firme a los tres metros en la zona de los estribos.
- Con el estudio de suelos la fundación que se adopto es superficial, fundando a tres metros de la superficie utilizando zapatas rectangulares en ambos estribos.
- La norma AASHTO - 2004 es una excelente herramienta para el diseño de puentes, sin embargo se debe tomar en cuenta otros tipos de normativas que no se consideran a nuestro medio.
- Con el análisis técnico y económico de las alternativas diseñadas en el proyecto llegamos a la conclusión de que la alternativa más viable para construcción en el puente de vigas de hormigón postesado.
- Por lo tanto llegamos a la conclusión de que la mejor alternativa de construcción para solucionar el problema de transitabilidad de peatones y vehículos en la comunidad de Piriti es el puente de vigas de hormigón postesado.

RECOMENDACIONES

- El paquete estructural de los accesos, así como terraplenes y subrasantes mejorada debe responder a normativas aplicables en nuestro país, considerándose el método AASHTO o en su defecto los que propone el CBH, para su dimensionamiento.
- Debido a la socavación estimada de 1.9 metros y a la velocidad registrada de 1.25 m/s se recomienda un sistema de protección al puente con gaviones en ambos márgenes del río.
- En el momento de la construcción se debe verificar la capacidad portante del suelo y demás características (Clasificación, coeficiente de fricción, etc). En estructuras de esta envergadura es recomendable realizar perforaciones con diamantina, de manera que se tenga adecuado conocimiento del material sobre el cual se va a fundar.

