

1. ANTECEDENTES

El acceso al Sector Santa Rosa es un camino de tierra que salva la Quebrada Rujero, en el periodo de precipitaciones pluviales el tránsito peatonal y vehicular son obstaculizados por las crecidas de la Quebrada Rujero.

1.1. El Problema

En la actualidad no se cuenta con la construcción de ningún tipo de puente que salva la Quebrada Rujero - Sector Santa Rosa, que permita el tránsito peatonal y vehicular continuamente.

En el periodo de precipitaciones pluviales el incremento del caudal de la Quebrada Rujero provoca que el tránsito hasta y desde el sector Santa Rosa se obstaculice temporalmente perjudicando a los pobladores de la zona.

Situación que se resume en:

- ✓ Acceso intransitable en el periodo de precipitaciones pluviales por las crecidas de la Quebrada Rujero.
- ✓ Costo de transporte elevado en el acceso al Sector Santa Rosa.

Al existir un diseño estructural del puente vehicular y con la posibilidad de la construcción del mismo existiría un cambio en el aspecto integrador que permita la circulación permanente y mejorar el nivel de ingresos de los beneficiarios.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el Diseño Estructural del puente vehicular tipo viga de H° preesforzado con armaduras postesas de 2 tramos simplemente apoyados, con viga de sección transversal I (Tipo V), con luz de cálculo de 26 m cada uno y longitud total de 52 m, sobre la Quebrada Rujero - Sector Santa Rosa.

1.2.2. Específicos

- ✓ Estimar la Socavación General por Contracción mediante los métodos empíricos de: Laursen; Lischtvan - Levediev; Straub.

- ✓ Estimar la Socavación Local en los Estribos mediante los métodos empíricos de: Artamonov; Froehlich; Laursen; Liu, Chang y Skinner; Melville.
- ✓ Estimar la Socavación Local en la Pila mediante los métodos empíricos de: Arunachalam (1.965 - 1967); Breusers, Nicollet y Shen (1.977); Carsten (1.966); Froehlich (1.991); Larras (1.963); Laursen y Toch (1.953 - 1.956); Adaptación de Neill (1.964); Maza - Sánchez (1.968); Melville y Sutherlandn (1.988); Universidad estatal de Colorado (CSU).
- ✓ Estimar la Socavación Total incluyendo sus correcciones.
- ✓ Realizar la Ingeniería Básica (El Levantamiento Topográfico, el Estudio Hidrológico e Hidráulico y el Estudio de Suelos) para el emplazamiento del puente vehicular planteado.
- ✓ Seleccionar el sistema de preesforzado para el puente vehicular planteado.
- ✓ Describir las Especificaciones Técnicas de los ítems del puente vehicular planteado.
- ✓ Determinar los Cálculos Métricos y los Precios Unitarios (PU) de los ítems del puente vehicular planteado.
- ✓ Determinar el Presupuesto General y el Cronograma de Ejecución del puente vehicular planteado.
- ✓ Elaborar la Ficha de Impacto Ambiental y la Matriz de Identificación de Impactos Ambientales que causará la construcción del puente vehicular planteado en la zona de estudio.
- ✓ Elaborar el plano de emplazamiento y los Planos Estructurales (La Subestructura y la Superestructura) del puente vehicular planteado.

1.3. Justificación

La Quebrada Rujero - Sector Santa Rosa tiene un ancho aproximado de 52 m en la zona de emplazamiento del puente vehicular estimándose un tirante máximo de 1,2 m, con caudal máximo de 178,09 m³/s para un periodo de retorno de 100 años y estimándose un tirante máximo de 1,35 m, con caudal máximo de 215,28 m³/s para un

periodo de retorno de 500 años; de acuerdo a consultas realizadas a los comunarios regularmente el caudal de llegada alcanza una altura aproximada de 1,5 m lo cual impide el tránsito por la zona.

1.4. Alcance del proyecto

La SUBGOBERNACIÓN URIONDO otorgó para el diseño del presente proyecto el croquis de ubicación del puente vehicular.

Se planteó el diseño estructural del puente vehicular tipo viga que salva la Quebrada Rujero - Sector Santa Rosa para lo cual el proyecto tiene un solo componente que consiste en el mismo puente vehicular.

Para el diseño se considera la norma AASHTO LRFD y la norma ACI 318 - 08.

- ✓ **Tipo de proyecto:** Puente vehicular
- ✓ **N° carril:** 2
- ✓ **Ancho carril:** 3,65 m
- ✓ **Ancho calzada:** 7,3 m
- ✓ **Carga tipo:** Camión HL - 93
- ✓ **Espesor capa de rodadura:** 7,5 cm
- ✓ **N° tramos:** 2
- ✓ **Luz cálculo:** 26 m
- ✓ **L_t:** 52 m
- ✓ **Sistema estructural:** Losa de H° A° (H° tipo A con resistencia característica a los 28 días de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$) sobre viga de sección transversal I (Tipo V) de H° preesforzado con armaduras postesas simplemente apoyada (H° tipo P con resistencia característica a los 28 días de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$).
- ✓ **Recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo (Límite de fluencia mínimo $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ y G - 60 ksi):** 2,5 cm
- ✓ **Recubrimiento mínimo para el acero de preesfuerzo (Torones de ½" y G - 270 ksi):** 4 cm
- ✓ **Sistema de preesforzado:** Protende

- ✓ **Vaina de acero galvanizado con coeficientes de fricción:** $K = 0,0015$ y $\mu_p = 0,2$
- ✓ **Apoyo de neopreno compuesto:** $3,5 \text{ dm} \times 3,5 \text{ dm} \times 0,05 \text{ dm}$
- ✓ **Tipo de fundación:** Directa
- ✓ **Estribo:** 2 estribos tipo ménsula de H° A° de dimensiones iguales
- ✓ **Pila:** 1 pila tipo pórtico de H° A°

1.4.1. Aporte académico del estudiante

Realizar la comparación técnica entre el diseño de una viga de sección transversal I (Tipo V) y el diseño de una viga de sección transversal doble T del puente vehicular tipo viga de H° preesforzado con armaduras postesas de 2 tramos simplemente apoyados, con luz de cálculo de 26 m cada uno y longitud total de 52 m, sobre la Quebrada Rujero - Sector Santa Rosa.

1.5. Localización

El proyecto se localiza en el Dpto. de Tarija, Prov. José María Avilés, 1° Sección (Municipio Uriondo), Quebrada Rujero - Sector Santa Rosa.

Figura 1: Localización del proyecto



(Fuente: Plan de Desarrollo Municipal (PDM) Uriondo).

✓ **Límites del proyecto:**

- **N:** Valle de La Concepción
- **S:** Sector Santa Rosa
- **E:** Comunidad Higueras
- **W:** Comunidad La Compañía

Geográficamente el puente vehicular se localiza sobre la Quebrada Rujero - Sector Santa Rosa.

Cuadro 1: Localización del puente vehicular

Pto .	Coord. UTM			Elevación (msnm)	Descripción
	Prog.	Norte	Este		
1	0 + 013,92 5	7.599.424,391	328.710,158	1.709	Inicio
2	0 + 065,92 5	7.599.388,238	328.709,056	1.709	Fin
Pto .	Coord. Geográficas			Elevación (msnm)	Descripción
	Prog.	Latitud S	Longitud W		
1	0 + 013,92 5	21° 42' 1,25226''	64° 39' 20,9702''	1.709	Inicio
2	0 + 065,92 5	21° 42' 2,42729''	64° 39' 21,022''	1.709	Fin

(Fuente: Elaboración propia).

Figura 2: Localización del puente vehicular



(Fuente: Imagen satelital (Google Earth plus)).

1.5.1. Información socioeconómica

Para la construcción del puente vehicular se evidencio que en el lugar de emplazamiento de la obra (Municipio Uriondo - Valle de La Concepción) se cuenta con mano de obra calificada y no calificada; servicios básicos como: Agua potable, alcantarillado sanitario, electricidad, telefonía, hotelería, alimentación (Restaurantes), entre otros.

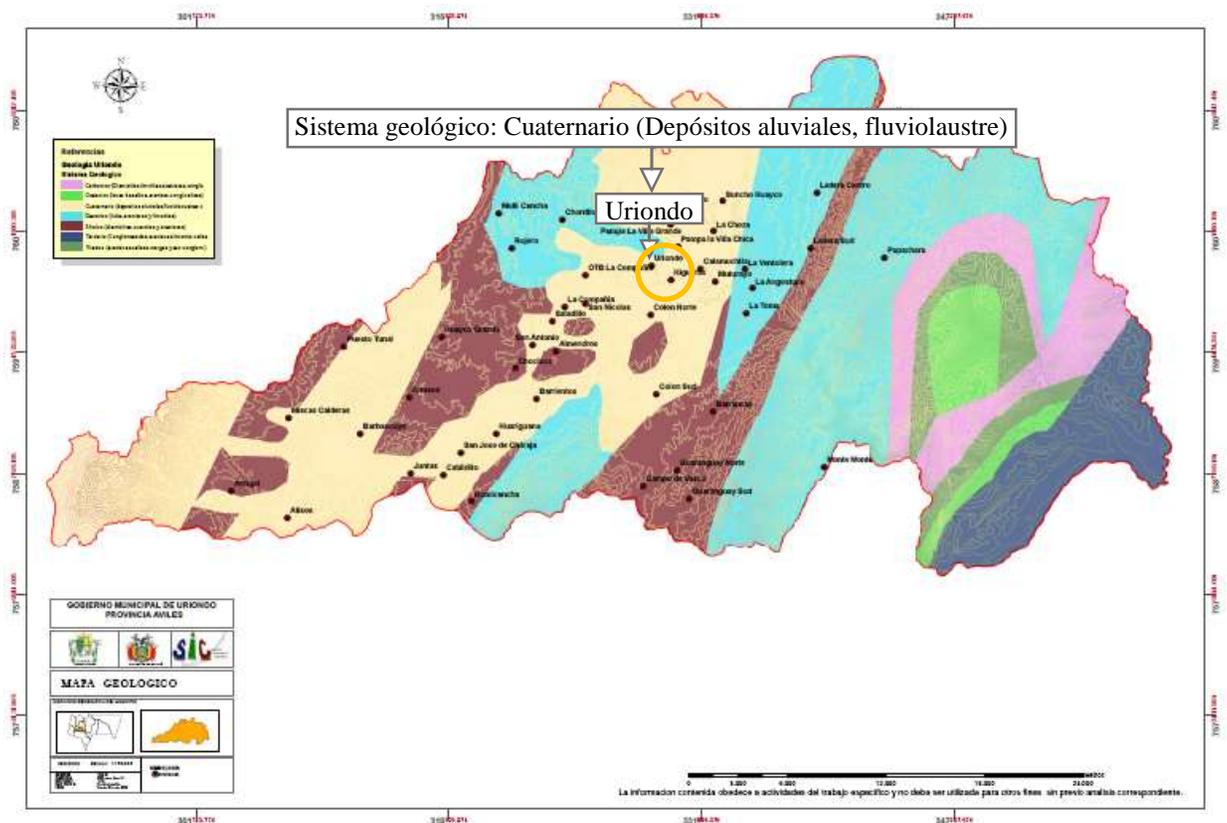
2. MARCO TEÓRICO

2.1. Ingeniería Básica

Para el emplazamiento del puente vehicular se realizó el levantamiento topográfico (100 m aguas arriba y 100 m aguas abajo) se buscó el menor ancho de la Quebrada Rujero - Sector Santa Rosa sin alejarse del trazo general del camino de tierra existente.

(Ver Anexo I: Levantamiento Topográfico).

Figura 3: Geología



(Fuente: Plan de Desarrollo Municipal (PDM) Uriondo).

2.2. Puente Tipo Viga

Este tipo de estructura constituye el esquema estructural más simple.

En este tipo de puente las cargas principales de la superestructura se transmiten a la subestructura a través de los apoyos como reacciones verticales.

Los esfuerzos primarios en el puente tipo viga son de flexión.

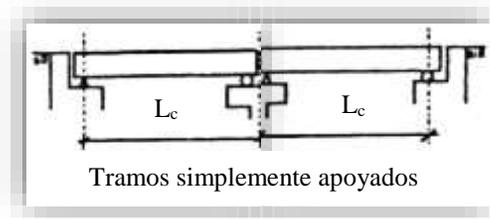
Longitudinalmente se considera el sgte. esquema estructural:

- ✓ Puente de tramos simplemente apoyados

Este tipo de esquema estructural es la solución más elemental porque tiene la ventaja en tiempo de su cálculo y construcción pero igualmente se presentan inconvenientes como por ej. un mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.

El esquema estructural del puente tipo viga es:

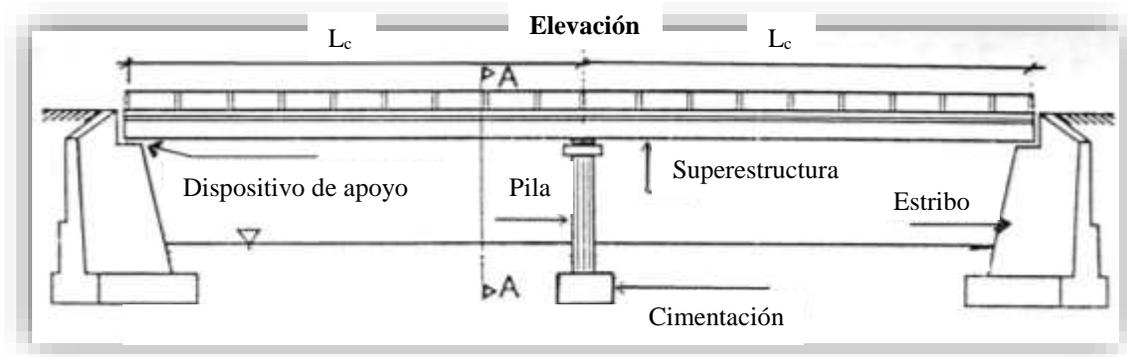
Figura 4: Esquema estructural del puente tipo viga



(Fuente: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

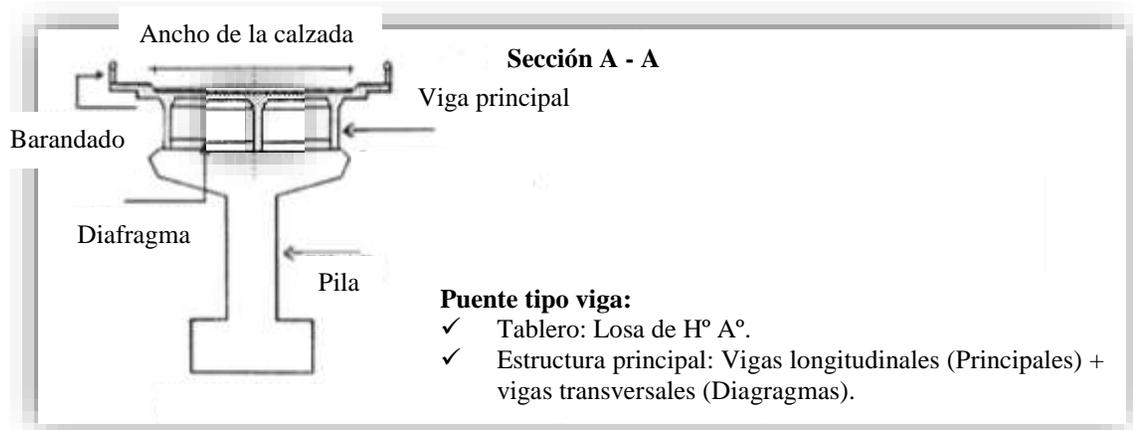
Se presenta la disposición general del puente tipo viga, la losa de $H^\circ A^\circ$ es el tablero del puente mientras que el sistema formado por las vigas longitudinales y transversales (Diafragmas) conforman la estructura principal.

Figura 5: Esquema detallado del puente tipo viga



(Fuente: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

Figura 6: Sección A - A



(Fuente: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

(Referencia: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

2.3. H° preesforzado con armaduras postesas

Los torones son preesforzados o tensionados y anclados en los extremos del elemento de H° después de que éste ha sido vaciado y ha adquirido la suficiente resistencia a la compresión.

Estos torones son ubicados a través de ductos metálicos denominados (Vainas).

En esta técnica de tesado se considera el sgte.tipo:

- ✓ H° preesforzado con armaduras postesas con tendones adheridos

Con tendones adheridos significa que el ducto (Vaina) luego del proceso de tesado es llenado con mortero semilíquido de cemento (Lechada de cemento) el mismo que al endurecerse alrededor de los torones mejora la resistencia del elemento a la compresión y reduce el riesgo de fisuración en el H° y la corrosión en el acero.

De esta manera la fuerza en el torón es transmitida al H° a través de los anclajes ubicados en los extremos (Cabezales) del elemento.

(Referencia: Texto del Ing. Alvarez Gozalvez Ernesto, página 5).

El H° preesforzado con armaduras postesas es un método de preesfuerzo en el cual se tesa el torón después de que ha endurecido el H° así el preesfuerzo se produce casi siempre contra el H° endurecido y los torones se anclan contra él inmediatamente después del preesfuerzo.

Este método puede aplicarse a miembros precolados o colados in situ.

Los torones anclados en sus extremos son adheridos al H°.

En general la adherencia de los torones de H° preesforzado con armaduras postesas se logra por la inyección subsecuente de la lechada de cemento.

(Referencia: Diseño de estructuras de concreto presforzado, T. Y. Lin, página 35).

El dimensionamiento de una viga simple de H° preesforzado está controlado por 2 secciones críticas: El momento máximo y las secciones extremas.

Después de diseñar estas secciones se pueden determinar las intermedias por inspección.

La sección del momento máximo está controlada por 2 etapas de carga la (Etapas inicial en la transferencia) con un momento mínimo que actúa en la viga y la (Etapas de carga de trabajo) con un momento máximo de diseño.

Las secciones de los extremos están controladas por el área requerida para la resistencia al esfuerzo cortante, las placas de apoyo, espaciamientos de los anclajes y espacio para los gatos hidráulicos.

(Referencia: Diseño de estructuras de concreto presforzado, T. Y. Lin, página 297).

Los cables curvados permitirán situar favorablemente el centro de gravedad del acero en el centro del claro, en los extremos de la viga y en otros puntos intermedios.

(Referencia: Diseño de estructuras de concreto presforzado, T. Y. Lin, página 300).

En el H° preesforzado con armaduras postesas la fuerza de preeforzado se aplica estirando los cables contra el H° endurecido es decir el gato hidráulico estira al cable y al mismo tiempo comprime al H° que en ese momento debe tener la resistencia especificada.

El valor de la fuerza de preeforzado se controlará mediante la medición de la presión del fluido de la bomba/gato y la medida del alargamiento del acero.

Cuando los valores previstos de presión y alargamiento son obtenidos se anclan los cables mediante cuñas.

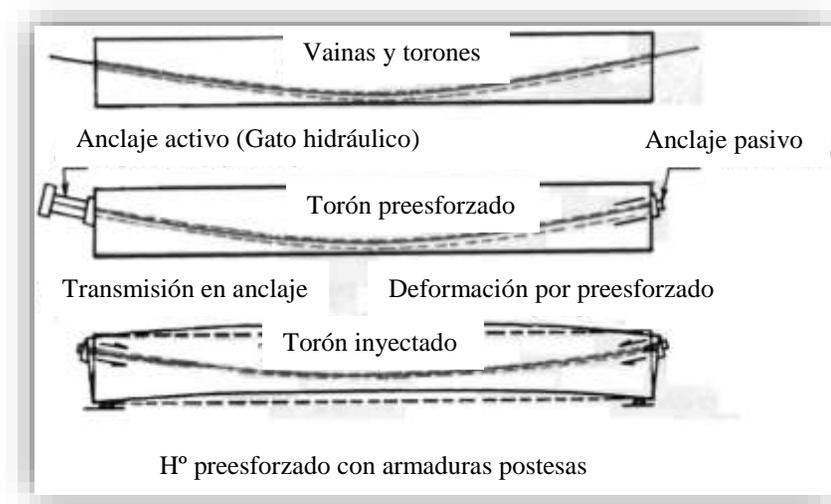
Un cable puede ser estirado de 2 lados o de 1 solo en cuyo caso el extremo pasivo o muerto debe estar previamente anclado.

Finalmente los conductos o vainas a lo largo de los cuales están los torones son llenados con mortero o lechada de cemento y un aditivo expansor según la operación denominada (Inyección) de cables.

Lo que garantizará si está bien realizada la permanencia de la fuerza de preesforzado y que el acero de los cables no se oxidará ni se romperá por oxidación o fatiga.

Clima, equipo y personal calificado serán determinantes.

Figura 7: Esquema constructivo de H° preesforzado con armaduras postesas

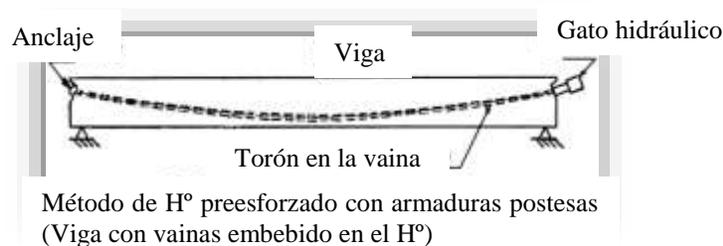


(Fuente: *Hormigón pretensado*, Subieta Alfonso, página 13).

(Referencia: *Hormigón pretensado*, Subieta Alfonso, página 13).

En el proceso de H° preesforzado con armaduras postesas generalmente se colocan en los moldes o formas de la viga conductos huecos que contienen a los torones no esforzados y que siguen un perfil deseado antes de vaciar el H°.

Figura 8: Método de H° preesforzado con armaduras postesas



(Fuente: *Diseño de estructuras de concreto presforzado*, Nilson Arthur, página 34).

El conducto se amarra con alambres al refuerzo auxiliar de la viga (Estribos sin esforzar) para así prevenir su desplazamiento accidental.

Luego se vacía el H°.

Cuando este ha adquirido suficiente resistencia se usa la viga de H° para proporcionar la reacción de esforzado en un extremo de la viga se estira con el gato hidráulico, luego se ancla en el extremo de aplicación del gato hidráulico por medio de accesorios similares retirando seguidamente el gato hidráulico.

La tensión se evalúa midiendo tanto la presión del gato hidráulico como la elongación del acero.

Los torones se tensan normalmente uno a la vez.

Normalmente se rellenan de mortero los conductos de los torones después de que estos han sido esforzados.

Se coloca el mortero al interior del conducto en uno de los extremos a alta presión y se continúa el bombeo hasta que la pasta aparece en el otro extremo de la vaina.

Cuando se endurece la pasta une al torón con la pared interior del conducto permitiendo la transmisión de fuerza.

Aunque los accesorios de anclaje permanecen en su lugar para transmitir la fuerza principal de preesforzado al H° la aplicación del mortero mejora el comportamiento del miembro por si éste fuera sobrecargado y aumenta la resistencia máxima a la flexión.

Una ventaja significativa del esquema de H° preesforzado con armaduras postesas es la facilidad con la cual puede variarse la excentricidad de los torones a lo largo del claro para proporcionar el contramomento deseado.

(Referencia: Diseño de estructuras de concreto presforzado, Nilson Arthur, página 34).

Para vigas de H° preesforzado con armaduras postesas se prevén luces de 20 m - 45 m.

(Referencia: Puentes, Belmonte Hugo, página 124).

2.4. Selección de la sección transversal

Las traveses estándar de la norma AASHTO precoladas del puente son particularmente convenientes debido a que permite el montaje de la superestructura del puente con muy poca o ninguna interferencia del tráfico que circula por debajo.

Las traveses estándar de la norma AASHTO del puente alcanzan claros de hasta 43 m siendo una práctica común colar las traveses portantes principales de una sola pieza bien sea en una planta de precolado o en un patio temporal (In situ) para luego izarlas mediante carros grúa.

Colocadas las traveses lado a lado estas proporcionan apoyo temporal para la cimbra usada para construir la losa del tablero colada (In situ).

En la dirección principal se desarrolla la acción compuesta entre las traveses precoladas y la losa colada (In situ) de tal manera que la losa proporciona la parte principal del patín a compresión para las traveses.

Se toman medidas para evitar el deslizamiento longitudinal.

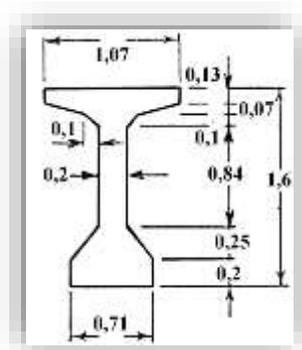
Existe una variedad de traveses estándar del puente.

Las más comunes son las de la norma AASHTO con peraltes que varían desde 0,71 m - 1,83 m.

Las dimensiones de la sección de la trabe del puente según la norma AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) es:

Figura 9: Sección transversal estandarizada de la viga según la norma AASHTO

Tipo V: 27,4 m - 36,6 m



(Fuente: *Diseño de estructuras de concreto presforzado*, Nilson Arthur, página 517).

(Referencia: *Diseño de estructuras de concreto presforzado*, Nilson Arthur, página 517).

2.5. Núcleo central de la sección transversal

Se define como los puntos límites superior e inferior de la zona dentro de la cual puede aplicarse la fuerza de preesfuerzo sin producir tensión en ninguna parte de la sección transversal.

Su localización se obtiene planteando la expresión para el esfuerzo en la fibra de tensión causada por una fuerza de preesfuerzo excéntrica que actúa sola e igualando a cero esta expresión se puede conocer la excentricidad requerida.

Para localizar la distancia del punto límite superior k_s desde el eje neutro supóngase que la resultante de la fuerza de preesfuerzo (P) que equivaldría a (P_i) actúa en ese punto. Entonces el esfuerzo en la fibra superior es:

$$\sigma_i = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i \times e \times y_i}{A_c \times r^2} = -\frac{P}{A_c} - \frac{P \times e \times y_i}{A_c \times r^2}$$

Igualando a cero:

$$-\frac{P}{A_c} - \frac{P \times e \times y_i}{A_c \times r^2} = 0 \therefore 1 + \frac{e \times y_i}{r^2} = 0$$

Se obtiene la excentricidad correspondiente:

$$e = k_s = -\frac{r^2}{y_i}$$

El signo menos indica que la dimensión límite se mide hacia arriba del centroide del H° .

Así mismo la distancia (k_i) hasta el punto límite inferior es:

$$k_i = \frac{r^2}{y_s}$$

En casos prácticos a menudo no es necesario elaborar el diagrama de la zona centroidal. Al colocar el centroide del acero de preesfuerzo en su ubicación conocida en el centro de la luz o cerca del centroide del H° en los apoyos y con una forma aproximadamente parabólica entre estos puntos de control se asegura el cumplimiento de los requisitos de esfuerzos límites.

(Referencia: *Diseño de estructuras de concreto*, Nilson Arthur - Winter G., página 648).

Si el elemento se sujeta solamente a la fuerza de preesfuerzo inicial (P_i) se demostró que la resultante de compresión actúa en el centroide del acero.

Entonces no produce tensiones en la sección transversal y está actuando dentro del núcleo central de la sección transversal.

En los casos límites se obtendrá una distribución triangular de esfuerzos de la aplicación de la fuerza de preesfuerzo con un esfuerzo cero en el H° ya sea en la parte superior o inferior del elemento.

Las dimensiones límite del núcleo central de la sección transversal se pueden hallar a partir de las ecuaciones en un estado inicial de preesfuerzo donde se superpone el efecto axial y de flexión con respecto a los esfuerzos en la superficie superior del elemento de H° (σ_s) y de la superficie inferior (σ_i) del mismo:

$$\sigma_s = -\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \times e \times y_s}{I_s}$$

$$\sigma_i = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i \times e \times y_i}{I_s}$$

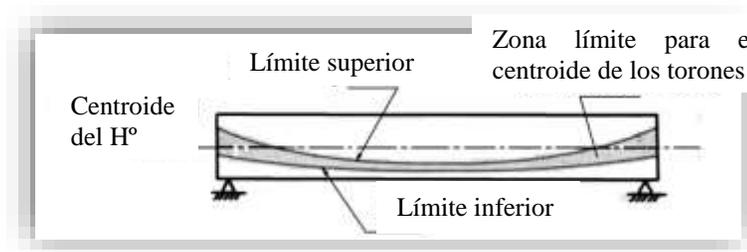
Para hallar la dimensión (k_i) inferior del núcleo central de la sección transversal el esfuerzo en el H° en la superficie superior deberá hacerse cero.

Desarrollándose el proceso expuesto anteriormente obteniéndose los valores de (k_s) y (k_i).

(Referencia: *"Diseño de estructuras de concreto presforzado"*, Nilson Arthur, página 87).

El diagrama de la zona centroidal del acero de preesfuerzo, se esquematiza en el sgte. diagrama.

Figura 10: Zona límite típica para el centroide del acero de preesfuerzo



(Fuente: *Diseño de estructuras de concreto*, Nilson Arthur - Winter G., página 668).

(Referencia: *Diseño de estructuras de concreto*, Nilson Arthur - Winter G., página 668).

2.6. Normas de diseño

2.6.1. Norma para el diseño de puentes

Bolivia no cuenta con una norma propia para el diseño de puentes.

Se permite hacer uso de las recomendaciones de la norma AASHTO LRFD.

Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

(Referencia: *Apuntes de puentes (CIV - 952)*).

2.6.2. Norma para el diseño de elementos de H° A°

Es recomendable diseñar elementos de H° A° con la norma americana ya que la norma para puentes lo es de esta manera conseguimos una mayor compatibilidad entre normas.

Es por esto que los elementos de H° se diseñan con la norma ACI 318 en combinación con la norma AASTHO LRFD.

(Referencia: *Apuntes de puentes (CIV - 952)*).

2.7. Estados de cargas

2.7.1. Estado de reposo

El elemento no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta por lo tanto tiene un momento igual a cero.

(Referencia: *Apuntes de puentes (CIV - 952)*).

2.7.2. Estado de PP o estado (t = 0)

El elemento está bajo preesfuerzo pero no está sujeto a ninguna carga externa.

(Referencia: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

2.7.3. Estado de carga balanceada

En este estado actúan todas las fuerzas que balancean el momento y permite que actúen las fuerzas de compresión.

(Referencia: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

2.7.4. Estado límite de servicio o estado (t = ∞)

Como para otros tipos de estructuras se deben considerar varias combinaciones de carga actuando sobre la estructura.

(Referencia: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

2.7.5. Estado de límite último

Estado en el que se mayoran las cargas y se minoran las resistencias.

(Referencia: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

2.8. Factores de carga y combinaciones de carga

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites.

Cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la sgte. ecuación para cada uno de los estados límites.

$$\sum (n_i \times \gamma_i \times Q_i) \leq \phi \times R_n = R_r$$

Factor de modificación de las cargas (Factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa): $n_i = 1$

Factor de carga: γ_i

Solicitud: Q_i

Factor de resistencia (Multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal) (para flexión 0,9 y para corte 0,75): ϕ

Resistencia nominal: R_n

Resistencia reducida: $R_r = \phi \times R_n$

Para el diseño de puentes se consideran los sptes. estados límites:

(Referencia: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 10).

2.8.1. Estado límite de resistencia

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

Este estado garantiza que se provee resistencia y estabilidad.

✓ Resistencia I:

Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente sin viento.

(Referencia: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 11).

✓ Resistencia III:

Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

(Referencia: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 11).

✓ Resistencia V:

Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

(Referencia: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 12).

(Referencia: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 11).

2.8.2. Estado límite de servicio

Se deben considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular para brindar confort al usuario para ello se tiene el spte. estado:

✓ Servicio I:

Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h tomando todas las cargas a sus valores nominales.

También se relaciona con el control de las deflexiones y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de H° A°.

Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

(Referencia: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 12).

2.9. Pérdidas de la fuerza de preesforzado inicial

La fuerza de preesforzado efectiva o final es menor que la fuerza de preesforzado inicial y la diferencia entre los 2 es la pérdida de fuerza de preesforzado.

La fuerza de preesforzado del gato hidráulico puede reducirse inmediatamente a una fuerza inicial debido a pérdidas por fricción (Vaina y torones), acortamiento elástico en el H°, acuñamiento, penetración de cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes y relajación instantánea del acero.

A medida que transcurre el tiempo la fuerza de preesfuerzo se reduce gradualmente primero rápidamente y luego lentamente debido a los cambios de longitud debido a pérdidas por flujo plástico o fluencia lenta en el H°, contracción en el H° y relajación diferida en el acero altamente esforzado.

(Referencia: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

2.9.1. Pérdidas Instantáneas

Ocurren el día del tesado inmediatamente durante la construcción del elemento.

(Referencia: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

2.9.2. Pérdidas Diferidas

Ocurren a través del tiempo. La fuerza se reduce gradualmente primero rápidamente y luego lentamente debido a los cambios de longitud debido a estas pérdidas.

(Referencia: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

Cuadro 2: Pérdidas de Preesforzado

Pérdidas		Etapa de ocurrencia	
		H° preesforzado con armaduras pretesas	H° preesforzado con armaduras postesas
Instantáneas	Fricción (Vaina y torones)	No	Si (Al aplicar los gatos hidráulicos)
	Acortamiento elástico en el H°	Si (Siempre) (En la transferencia)	Si (Tesado secuencial o escalonado) (Al aplicar los gatos hidráulicos) No (Tesado simultaneo)
	Acuñamiento, penetración de cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes	No	Si (En la transferencia)
Diferidas	Flujo plástico o fluencia lenta en el H°	Si (Después de la transferencia)	Si (Después de la transferencia)
	Contracción en el H°	Si (Después de la transferencia)	Si (Después de la transferencia)
	Relajación en el acero	Si (Después de la transferencia)	Si (Después de la transferencia)

(Fuente: Apuntes de puentes (CIV - 952)).

Para las propiedades promedio del acero y del concreto, curados bajo condiciones normales de aire; las pérdidas promedio son:

Cuadro 3: Pérdidas de preesforzado promedio

Pérdidas	Pretesado (%)	Postesado (%)
Acortamiento elástico y flexión del concreto	3	1
Deformación plástica del concreto	6	5
Contracción del concreto	7	6
Deformación plástica del acero	2	3
Pérdida_t	18	15

(Fuente: Diseño de estructuras de concreto presforzado, T. Y. Lin).

En este caso se supone que se ha aplicado un sobretesado apropiado para reducir la deformación plástica en el acero y para vencer las pérdidas por fricción y de anclaje.

Cuando el preesfuerzo promedio en un miembro es alto (F_e/A_c):

Cuadro 4: Pérdidas_t de preesforzado promedio

	Pretesado (%)	Postesado (%)
Pérdida_t	25	20

(Fuente: Diseño de estructuras de concreto presforzado, T. Y. Lin).

Cuando el preesfuerzo promedio es bajo:

Cuadro 5: Pérdidas_t de preesforzado promedio

	Pretesado (%)	Postesado (%)
Pérdida_t	14	12

(Fuente: Diseño de estructuras de concreto presforzado, T. Y. Lin).

(Referencia: Diseño de estructuras de concreto presforzado, T. Y. Lin).

2.10. Costos de la Construcción

El cálculo de los costos de construcción se condiciona a una serie de factores, variables, como los precios de los materiales, la mano de obra y otros, constantes, como los insumos. Que aplicados en forma correcta nos suministran los precios unitarios (PU)

los cuales multiplicados por los computos métricos o las cantidades de obra de cada ítem o actividad nos proporcionan de forma a priori el presupuesto general o precio total de la misma.

(Fuente: Apuntes de presupuesto y evaluación económica de obras (CIV - 531)).

2.10.1. Especificaciones Técnicas

Es la descripción constructiva de cada ítem o actividad con sus respectivas unidades de pago de la obra.

(Ver Anexo IV: Especificaciones Técnicas).

2.10.2. Cómputos Métricos

Este análisis se refiere a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de los diferentes ítems o actividades de la obra.

Se realizó el cómputo métrico de la subestructura y de la superestructura del puente vehicular respectivamente.

(Ver Anexo V: Cómputos Métricos).

2.10.3. Precios Unitarios

El precio unitario (PU) está compuesto por los costos directos e indirectos, impuestos y utilidades.

Los costos directos están conformados por la mano de obra, materiales, herramientas, maquinaria y equipos de construcción.

Los costos indirectos comprenden la administración y la dirección de la obra que son los gastos generales específicos necesarios para la realización de la obra.

(Ver Anexo VI: Análisis de Precios Unitarios).

2.10.4. Presupuesto General

Es el resultado del producto de los computos métricos o las cantidades de obra por los precios unitarios (PU) de cada ítem o actividad, el cual da el precio estimado de la obra que en ningún caso es exacto y definitivo.

(Ver Anexo VII: Presupuesto General).

2.10.5. Cronograma de Ejecución

Es la planificación en tiempo (Diagrama de Gantt) del desarrollo de los ítems o actividades para la ejecución de la obra.

Considerando el cumplimiento en tiempo de la ruta crítica (Actividades críticas).

(Ver Anexo VIII: Cronograma de Ejecución).

2.11. Marco Teórico del Aporte

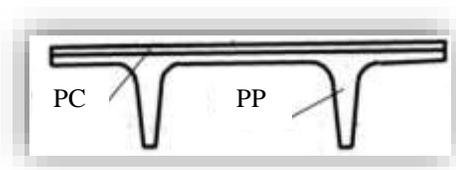
2.11.1. Sección transversal doble T

Es probablemente la sección transversal utilizada más a menudo en la construcción preesforzada en los Estados Unidos.

En ésta se suministra una superficie plana entre 1,22 m - 2,45 m (4 pies - 8 pies) de ancho.

(Referencia: "Diseño de estructuras de concreto", Nilson Arthur - Winter G., página 666).

Figura 11: Sección transversal doble T



(Fuente: "Diseño de estructuras de concreto presforzado", Nilson Arthur, página 287).

Las siglas PC corresponde a la parte colada in situ y PP es la parte precolada.

El prerrequisito esencial para la acción compuesta es una buena adherencia entre el H° precolado y el colado in situ.

El cortante por flexión produce la tendencia al deslizamiento horizontal a lo largo del plano que separa las 2 partes.

Una considerable resistencia al deslizamiento es proporcionada por la adhesión y fricción natural entre el H° colado y el precolado.

En muchos casos se deja rugosa la superficie superior del elemento precolado raspándola para aumentar la transferencia de cortante por fricción y trabazón mecánica.

(Referencia: "Diseño de estructuras de concreto presforzado", Nilson Arthur, página 287).

2.11.2. Eficiencia a la flexión de la sección transversal

El proceso global de diseño de una viga requiere la consideración de numerosos factores tales como tipo de construcción, materiales, cargas y condiciones ambientales. Sin embargo en muchos casos esta labor se reduce a la selección de una viga de forma o perfil y tamaño particular tal que los esfuerzos reales en la viga no excedan los esfuerzos permisibles.

Además de considerar los esfuerzos por flexión un diseño completo requiere también que los esfuerzos cortantes se mantengan por debajo de los valores permisibles y que se consideren los efectos de pandeo (Particularidad de las columnas) y la concentración de esfuerzos.

La fórmula de la flexión proporciona resultados precisos únicamente en las regiones de la viga donde la distribución de esfuerzos no se interrumpe por irregularidades en la forma de la viga o por discontinuidades de carga.

Tales irregularidades pueden producir esfuerzos locales llamados (Concentraciones de esfuerzos) que son mucho mayores que los esfuerzos obtenidos a partir de la fórmula de la flexión.

(Referencia: "Mecánica de materiales", Gere J. - Timoshenko S., página 231).

Con el fin de seleccionar una viga es conveniente determinar el módulo de sección requerido (S) dividiendo el momento flexionante máximo entre el esfuerzo permisible en el material:

$$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{perm}}}$$

En esta ecuación (σ_{perm}) es el esfuerzo normal máximo permisible el cual se basa en las propiedades del material y la magnitud del factor de seguridad (FS) deseado.

Para asegurar que no se rebasen los esfuerzos permisibles la viga seleccionada debe tener un área de sección transversal que presente un módulo de sección al menos tan grande como el obtenido de la anterior ecuación.

Por supuesto para minimizar el peso de una viga y con ello ahorrar material es práctica común seleccionar una viga que tenga no sólo el módulo de sección requerido sino también la menor área transversal.

(Referencia: "Mecánica de materiales", Gere J. - Timoshenko S., página 236).

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Diseño estructural de la superestructura (Viga de sección transversal I (Tipo V))

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

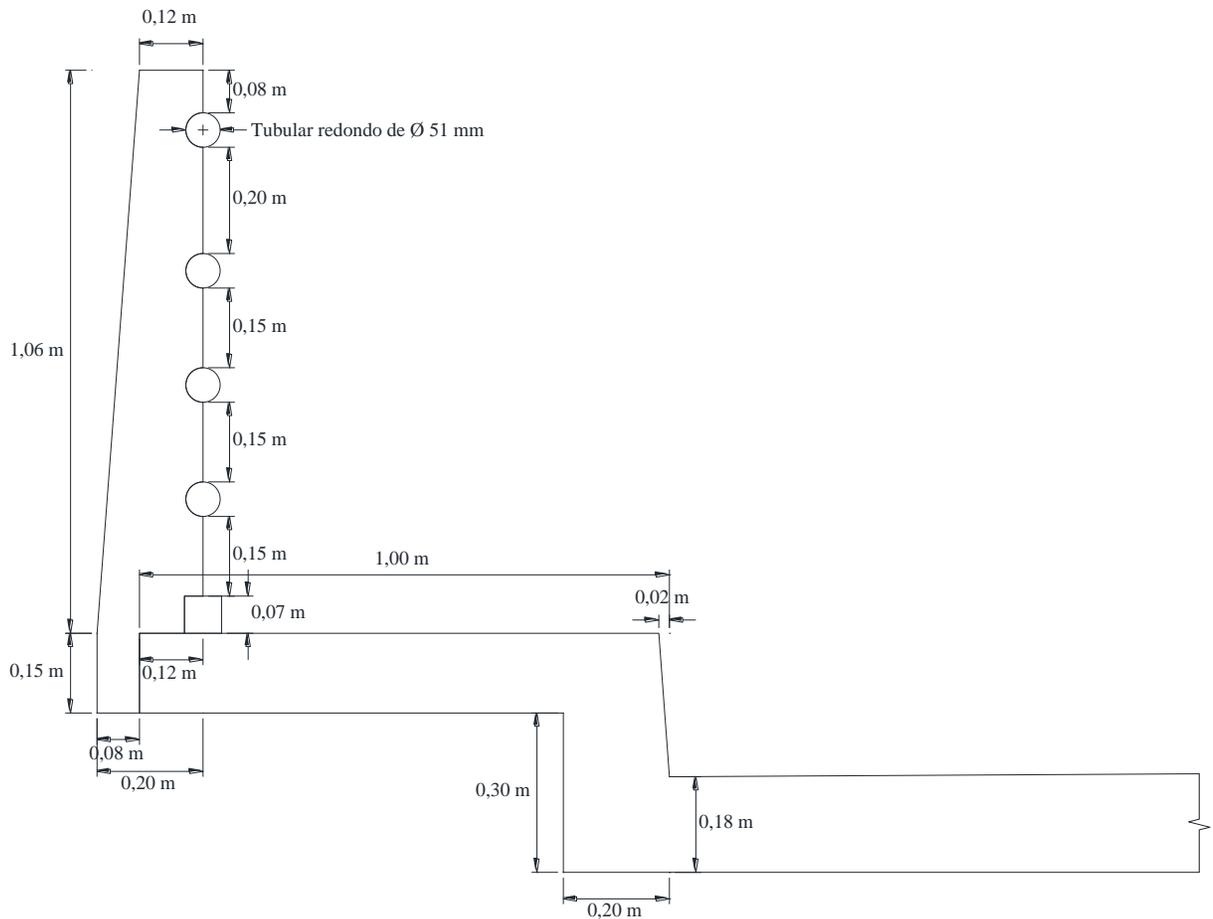
Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$

Luz_{cálculo} = 26 m

3.1.1. Diseño del barandado

Figura 12: Barandado



(Fuente: Elaboración propia).

$$\gamma_{A^{\circ}G^{\circ}} = 7.850 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi_{\text{pasamanos}} = 51 \text{ mm}$$

$$A_{\text{pasamanos}} = \frac{\pi \times (\phi_{\text{pasamanos}})^2}{4} = \frac{\pi \times (0,051 \text{ m})^2}{4} = 0,002043 \text{ m}^2$$

$$\text{Distancia}_{\text{entre postes}} = 2 \text{ m} \therefore N^{\circ}_{\text{postes}} = 14 \therefore N^{\circ}_{\text{pasamanos}} = 56$$

✓ **Combinaciones de las cargas:**

Se considera las combinaciones de las cargas establecidas por la norma AASHTO LRFD presentando la estructura las condiciones más desfavorables para asegurar la vida útil del proyecto y brindar seguridad a los usuarios.

Cuadro 6: Combinaciones de las cargas y factores de carga

Combinación de cargas Estado límite	DC	LL					TU			Usar sólo uno por vez			
	DD	IM	WA	WS	WL	FR	CR	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
Resistencia I (A menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1	-	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1,35	1	-	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1	1,4	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-

Combinación de cargas Estado límite	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Resistencia IV - Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1	-	-	1	0,5/1,2	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1,35	1	0,4	1	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-
Evento extremo II	γ_p	0,5	1	-	-	1	-	-	-	-	1	1	1
Servicio I	1	1	1	0,3	1	1	1/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio II	1	1,3	1	-	-	1	1/1,2	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1	0,8	1	-	-	1	1/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio IV	1	-	1	0,7	-	1	1/1,2	-	1.0	-	-	-	-
Fatiga - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 16).

Cuadro 7: Factores de carga para las cargas permanentes (γ_p)

Tipo de la carga	Factor de carga	
	Máx.	Mín.
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,9
DD: Fricción negativa (Downdrag)	1,8	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,5	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
✓ Activo	1,5	0,9
✓ En reposo	1,35	0,9
EL: Tensiones residuales de montaje	1	1
EV: Empuje vertical del suelo		
✓ Estabilidad global	1	N/A
✓ Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1
✓ Estructura rígida enterrada	1,3	0,9
✓ Marcos rígidos	1,35	0,9
✓ Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,9
✓ Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,5	0,9
ES: Sobrecarga de suelo	1,5	0,75

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 16).

✓ **Cálculo de las CM:**

$$A_{\text{poste}} = 0,1725 \text{ m}^2$$

$$PP_{\text{poste}} = 444,436 \text{ kg}$$

$$PP_{\text{postes}} = N^{\circ}_{\text{postes}} \times PP_{\text{poste}} = 14 \times 444,436 \text{ kg} = 6.222,104 \text{ kg}$$

$$PP_{\text{pasamanos}} = 281,442 \text{ kg}$$

$$PP_{\text{parapetos}} = 111,149 \text{ kg}$$

$$q_t = PP_{\text{postes}} + PP_{\text{pasamanos}} + PP_{\text{parapetos}} = 6.222,104 \text{ kg} + 281,442 \text{ kg} + 111,149 \text{ kg} = 6.614,695 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{distribuida}} = \frac{q_t}{Luz_{\text{cálculo}}} = \frac{6.614,905 \text{ kg}}{26 \text{ m}} = 254,419 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de las CV:**

$$PP_{\text{pasamanos}} = 5,099 \text{ kg/m}$$

Se considera la $SC_{\text{diseño}}$ del barandado para los peatones:

$$w = 0,73 \text{ N/mm} \times 100 = 73 \text{ kg/m}$$

Tanto transversal como verticalmente actuando en forma simultánea.

También cada elemento longitudinal es diseñado para una carga concentrada:

$$P = 890 \text{ N}/10 = 89 \text{ kg}$$

La cual actúa simultáneamente con las cargas previamente expresadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

$$SC_{(x-y)} = 73 \text{ kg/m}$$

$$SC_{(x)} = 89 \text{ kg}$$

$$\text{Carga horizontal}_{\text{pasamanos}} = 479,267 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga vertical}_{\text{pasamanos}} = 479,267 \text{ kg/m}$$

$$CV_{\text{distribuida}} = \text{Carga horizontal}_{\text{pasamanos}} + \text{Carga vertical}_{\text{pasamanos}} = 479,267 \text{ kg/m} + 479,267 \text{ kg/m} = 958,534 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de las CM de los postes:**

$$h_{\text{poste}} = 1,06 \text{ m}$$

$$e_{\text{poste}} = 15 \text{ cm}$$

$$PP_{\text{postes}} = 6.222,104 \text{ kg}$$

$$PP_{\text{pasamanos}} = 281,442 \text{ kg}$$

$$q_t = PP_{\text{postes}} + PP_{\text{pasamanos}} = 6.222,104 \text{ kg} + 281,442 \text{ kg} = 6.503,546 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de las CV:**

Carga en el centroide de los pasamanos:

Separación entre los postes: L (mm)

$$P_{LL} = 890 \text{ N} + (0,73 \text{ N/mm} \times L) = 89 \text{ kg} + (73 \text{ kg/m} \times 2 \text{ m}) = 235 \text{ kg}$$

$$M_u = 234,841 \text{ kgm}$$

$$V_u = 235 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: d = 1,04 m

$$M_u = 234,841 \text{ kgm}$$

Ancho de la sección de H°: b_w = 15 cm

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 104 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{23484,1 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 15 \text{ cm} \times (104 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 0,0937 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria y verificación de la resistencia a flexión:**

$$M_u \leq \phi \times M_n$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{23484,1 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(104 \text{ cm} - \frac{0,0937 \text{ m}}{2} \right)}$$

$$A_s = 0,0598 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura_{mín}:**

$$A_{s,mín} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,mín} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 15 \text{ cm} \times 104 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 15 \text{ cm} \times 104 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{mín}} = 4,306 \text{ cm}^2 < 5,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,0598 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_{ϕ}		BarrasAcero	
	(mm²)	(cm²)	Calculado	Interpretado
6	28,274	0,28274	0,2115	5
8	50,265	0,50265	0,119	3
10	78,54	0,7854	0,076	2
12	113,097	1,13097	0,053	2
16	201,062	2,01062	0,0297	1
20	314,159	3,14159	0,019	1
25	490,874	4,90874	0,012	1

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: 2 ϕ 10 mm.

- **Verificación a cortante:**

$$V_r = \phi \times V_n$$

Requiero armadura si:

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

✓ **Cálculo de la resistencia a cortante del H^o y verificación de la necesidad de la armadura:**

De la norma AASHTO LRFD 5.8.3.4 para alturas < 400 mm: $\beta = 2$

$$b_o = 12 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 0,72 \times h = 0,72 \times 15 \text{ cm} = 10,8 \text{ cm}$$

Cortante mayorado por 1,75 de la CV.

$$V_c = 0,27 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,27 \times 2 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 12 \text{ cm} \times 10,8 \text{ cm} = 1.014,165 \text{ kg}$$

$$V_u = 23,963 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

$$V_c > V_u > 0,5 \times \phi \times V_c \therefore 1.014,165 \text{ kg} > 23,963 \text{ kg} > (0,5 \times 0,75 \times 1.014,165 \text{ kg})$$

$$1.014,165 \text{ kg} > 23,963 \text{ kg} < 380,312 \text{ kg}$$

Necesito armadura_{mín} de corte.

✓ **Cálculo de la separación_{máx} de la armadura transversal:**

1°:

$$V_u < 0,125 \times f'_c$$

$$s_{máx} = 0,8 \times d' \leq 600 \text{ mm}$$

2°:

$$V_u \geq 0,125 \times f'_c$$

$$s_{máx} = 0,4 \times d' \leq 300 \text{ mm}$$

$$V_u = 23,963 \text{ kg}$$

$$V_u > 0,125 \times f'_c \therefore 23,963 \text{ kg} > 0,125 \times (21 \text{ MPa}) \therefore 234,997 \text{ N} > 2,625 \text{ N}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$d' = 0,72 \times d = 0,72 \times 13 \text{ cm} = 9,36 \text{ cm}$$

$$s_{máx} = 0,4 \times d' = 0,4 \times 9,36 \text{ cm} = 3,744 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Como se requiere la armadura_{mín} se considera la separación_{máx} = 25 cm.

✓ **Cálculo de la armadura transversal_{mín} en una distancia s:**

$$\text{Ancho}_{\text{alma}}: b_w = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Separación de la armadura transversal: } s = 25 \text{ cm}$$

$$A_{v,\min} \geq 0,2 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b_w \times s}{f_y} \geq 3,5 \times \frac{b_w \times s}{f_y}$$

$$A_{v,\min} \geq 0,2 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times \frac{12 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \geq 3,5 \times \frac{12 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_{v,\min} = 0,207 \text{ cm}^2 < 0,25 \text{ cm}^2$$

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

✓ **Cálculo del diámetro:**

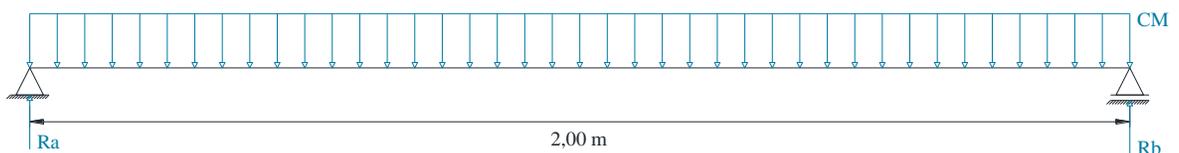
$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_{ϕ}		Barrasacero	Piernas
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado
6	28,274	0,28274	0,884	2
8	50,265	0,50265	0,497	2
10	78,54	0,7854	0,318	2
12	113,097	1,13097	0,221	2
16	201,062	2,01062	0,124	2
20	314,159	3,14159	0,0796	2
25	490,874	4,90874	0,0509	2

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 6 mm c/25 cm.

✓ **Cálculo de la reacción producida por los pasamanos:**

Figura 13: Viga biapoyada



(Fuente: Elaboración propia).

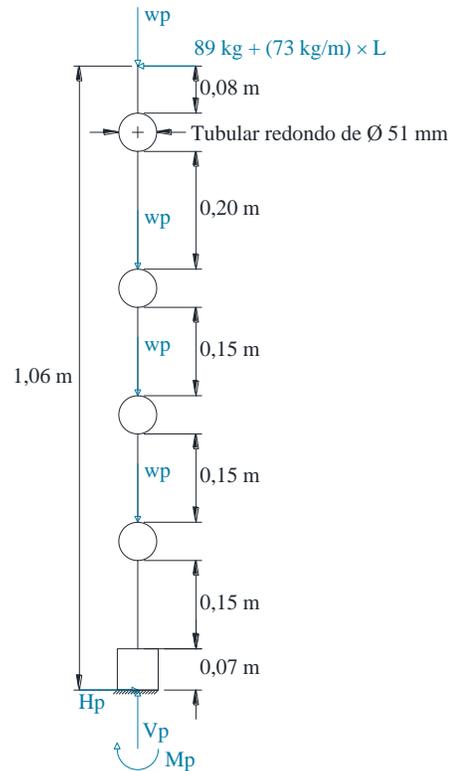
$$R_a = R_b = 136,642 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de la reacción en los postes internos:**

$$w_p = 4 \times R_a = 4 \times 136,642 \text{ kg} = 546,568 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de las reacciones producidas por los postes:**

Figura 14: Cargas y reacciones en el barandado



(Fuente: Elaboración propia).

$$h_{\text{poste}} = 1,06 \text{ m}$$

$$e_{\text{poste}} = 15 \text{ cm}$$

$$b_{\text{poste}} = 0,12 \text{ m}$$

$$PP_{\text{postes}} = 6.222,104 \text{ kg}$$

$$H_p = 23.963,331 \text{ kg}$$

$$V_p = 6.730,127 \text{ kg}$$

$$M_p = 25.401,131 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de las cargas y momentos de los pasamanos:**

$$P_u = 159,076 \text{ kg}$$

$$V_u = 216,180 \text{ kg}$$

$$Q_u = 130,524 \text{ kgm}$$

$$Q_u = 136,642 \text{ kgm}$$

$$M_u = 147,859 \text{ kgm}$$

3.1.2. Diseño de la acera_{peatonal}

✓ **Cálculo de las cargas:**

Para las cargas se considera 1 m (Ancho).

✓ **Cálculo del PP:**

$$Largo_{acera} = 1 \text{ m}$$

$$h_{acera} = 15 \text{ cm}$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$PP_{acera} = 360 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la SC:**

$$Carga_{peatonal} = 367,098 \text{ kg/m}$$

$$Peso_{llanta} = 1.784,503 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del ancho de faja equivalente:**

Distancia entre la carga y el punto de apoyo: $x = 500 \text{ mm}$

$$M_{positivo}: + M$$

$$M_{negativo}: - M$$

Separación de los elementos de apoyo: $s \text{ (mm)}$

Cuadro 8: Fajas equivalentes

Tipo de tablero		Dirección de la faja primaria en relación con el tráfico	Ancho de la faja primaria (mm)
H°	Colado in situ	Vuelo	$1.140 + 0,833 \times x$
		Paralela o perpendicular	+ M: $660 + 0,55 \times s$ - M: $1.220 + 0,25 \times s$
	Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+ M: $660 + 0,55 \times s$ - M: $1.220 + 0,25 \times s$
	Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+ M: $660 + 0,55 \times s$

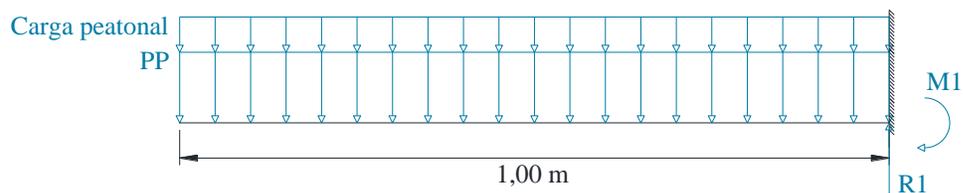
Tipo de tablero	Dirección de la faja primaria en relación con el tráfico	Ancho de la faja primaria (mm)
		- M: $1.220 + 0,25 \times s$

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 22).

$$E_v = 1.140 + 0,833 \times x = 1.140 + 0,833 \times 500 \text{ mm} = 1.556,5 \text{ mm}/1000 = 1,5565 \text{ m}$$

✓ **Cálculo de las reacciones:**

Figura 15: Alternativa 1 (Carga de la acera peatonal)



(Fuente: Elaboración propia).

$$R_1 = 548,607 \text{ kg}$$

$$M_1 = 219,239 \text{ kgm}$$

Figura 16: Alternativa 2 (Carga de la acera peatonal)



(Fuente: Elaboración propia).

$$R_2 = 1.371,518 \text{ kg}$$

$$M_2 = 659,756 \text{ kgm}$$

$$\text{Cortante: } R_2 = 1.371,518 \text{ kg}$$

$$M_{\text{flector:}} M_2 = 659,756 \text{ kgm}$$

Adiciono las solicitaciones por el PP y la SC sobre los postes y pasamanos.

✓ **Cálculo de las reacciones de los postes:**

$$H_p = 23.963,331 \text{ kg}$$

$$V_p = 6.730,127 \text{ kg}$$

$$M_p = 25.401,131 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de las reacciones transmitidas por los postes:**

$$N = 29.954,164 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 10.862,017 \text{ kg}$$

$$M_u = 3.878,466 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo:**

La acera_{peatonal} es sometida a un esfuerzo de tracción \therefore se considera la verificación del esfuerzo admisible.

$$M_u = 3.878,466 \text{ kgm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$c = \frac{h}{2} = \frac{15 \text{ cm}}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b \times (h)^3}{12} = \frac{100 \text{ cm} \times (15 \text{ cm})^3}{12} = 28.125 \text{ cm}^4$$

$$T = 432,36 \text{ kg}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$A = b \times h = 100 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} = 1.500 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = -\frac{M_u \times c}{I_x} - \frac{T}{A}$$

$$\sigma = -\frac{387.846,6 \text{ kgcm} \times 7,5 \text{ cm}}{28.125 \text{ cm}^4} - \frac{432,36 \text{ kg}}{1.500 \text{ cm}^2} = -103,714 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{diseño}}$ que reemplace las solicitaciones combinadas del $M_{\text{último}}$ y el esfuerzo de tracción:**

$$\sigma \leq \frac{M_d \times c}{I_x} \therefore M_d \geq \frac{\sigma \times I_x}{c}$$

$$M_d \geq \frac{(-103,714 \text{ kg/cm}^2) \times 28.125 \text{ cm}^4}{7,5 \text{ cm}} = |-388.926 \text{ kgcm}| = 388.926 \text{ kgcm}$$

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 13 \text{ cm}$

$M_u = 388.926 \text{ kgcm}$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 13 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{388.926 \text{ kgcm}}{210 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times (13 \text{ cm})^2}} \right] = 2,019 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{388.926 \text{ kgcm}}{0,9 \times 4.200 \text{ kg/cm}^2 \times \left(13 \text{ cm} - \frac{2,019 \text{ cm}}{2} \right)} = 8,581 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 13 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 13 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{mín}} = 3,588 \text{ cm}^2 < 4,333 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,333 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	15,325	18	5,88
8	50,265	0,50265	8,6203	10	11,11
10	78,54	0,7854	5,517	7	16,67
12	113,097	1,13097	3,831	4	33,33
16	201,062	2,01062	2,155	3	50
20	314,159	3,14159	1,379	2	100
25	490,874	4,90874	0,883	2	100

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 10 mm c/15 cm.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

En la parte inferior se considera la armadura en dirección secundaria la cual cálculo como un % de la armadura principal para el momento positivo.

Longitud de tramo efectiva: $s = 1$ m.

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{1.000 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 121,431 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 4,333 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 4,333 \text{ cm}^2 = 2,903 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
8	50,265	0,50265	5,775	7	15,73

10	78,54	0,7854	3,696	5	23,75
12	113,097	1,13097	2,567	3	48,2
16	201,062	2,01062	1,444	2	96,8
20	314,159	3,14159	0,924	2	96
25	490,874	4,90874	0,591	2	95

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 8 mm c/15 cm.

3.1.3. Diseño del bordillo

Se presenta una resistencia a corte más que a flexión se considera la carga_{impacto}.

✓ Cálculo de las SC (Diseño transversal):

$$PP = 220,259 \text{ kg}$$

$$\text{Impacto} = 764,787 \text{ kg}$$

Se considera las cargas_{acera peatonal} y las cargas_{sbarandado}:

$$N = 29.954,164 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 10.862,017 \text{ kg}$$

$$M = 46.740,732 \text{ kgm}$$

- Verificación a cortante:

Resistencia al cortante mayorada: V_r

Factor de minoración de resistencia: ϕ

Resistencia nominal al cortante: V_n

$$V_r = \phi \times V_n$$

Se considera la armadura transversal si:

Fuerza cortante mayorada: V_u

Factor de minoración de resistencia: ϕ

Resistencia nominal al cortante del H^o: V_c

Componente de la fuerza de preesforzado en la dirección de la fuerza cortante: V_p

En el bordillo no existe la fuerza de preesforzado, razón por la cual se considera lo sgte.:

$$V_p = 0$$

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

✓ **Cálculo de la resistencia nominal a cortante del H°:**

$$\beta = 2$$

$$b_o = 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 0,72 \times h = 0,72 \times 45 \text{ cm} = 32,4 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,27 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,27 \times 2 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 20 \text{ cm} \times 32,4 \text{ cm} = 5.070,823 \text{ kg}$$

- **Verificación:**

$$V_u = 1.338,887 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

$$V_c = 5.070,823 \text{ kg}$$

$$V_u > 0,5 \times \phi \times V_c \therefore 1.338,887 \text{ kg} > 0,5 \times 0,75 \times 5.070,823 \text{ kg}$$

$$1.338,887 \text{ kg} < 1.901,559 \text{ kg}$$

Necesito armadura de corte.

✓ **Cálculo de la armadura transversal:**

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0,25 \times f'_c \times b_v \times d_v + V_p = 0,25 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times 32,4 \text{ cm} + 0 = 34.020 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d \times [\cot(\theta) + \cot(\alpha)] \times \text{sen}(\alpha)}{s}$$

Si: $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d \times \cot(\theta)}{s}$$

$$A_v = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$d = 32,4 \text{ cm}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\cot(\theta) = 1/\tan(\theta) = 1/\tan(45^\circ) = 1$$

$$V_n = 34.020 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

$$V_c = 5.070,823 \text{ kg}$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

Piernas = 2

$$s \leq \frac{A_v \times f_y \times d \times \cot(\theta)}{\frac{V_n}{\phi} - V_c}$$

$$s \leq \frac{0,79 \text{ cm}^2 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times 32,4 \text{ cm} \times 1}{\frac{34.020 \text{ kg}}{0,75} - 5.070,823 \text{ kg}} \therefore s = 2,668 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo de la separación_{máx} de la armadura transversal:**

1°:

$$V_u < 0,125 \times f'_c$$

$$s_{máx} = 0,8 \times d \leq 600 \text{ mm}$$

2°:

$$V_u \geq 0,125 \times f'_c$$

$$s_{máx} = 0,4 \times d \leq 300 \text{ mm}$$

$$V_u = 1.338,887 \text{ kg}$$

$$V_u \geq 0,125 \times f'_c \therefore 13.129,996 \text{ N} > 0,125 \times (21 \text{ MPa}) \therefore 13.129,996 \text{ N} > 2,625 \text{ N}$$

$$s_{máx} = 0,4 \times d \leq 300 \text{ mm} \therefore s_{máx} = 0,4 \times 32,4 \text{ cm} \leq 300 \text{ mm} \therefore s_{máx} = 12,96 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Se considera: ϕ 10 mm c/15 cm.

✓ **Cálculo de las SC (Diseño longitudinal):**

$$M_u = 0,1 \times P \times L_c = 3.726,043 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 43 \text{ cm}$

$M_u = 3.726,043 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de Hº: $b_w = 20 \text{ cm}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 43 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 \times \frac{372.604,3 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 20 \text{ cm} \times (43 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 2,787 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo de la sección de armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{372.604,3 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(43 \text{ cm} - \frac{2,787 \text{ cm}}{2} \right)} = 2,369 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 20 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 20 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{mín}} = 0,828 \text{ cm}^2 < 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,369 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_{ϕ}		BarrasAcero	
	(mm^2)	(cm^2)	Calculado	Interpretado
6	28,274	0,28274	8,379	9
8	50,265	0,50265	4,713	6
10	78,54	0,7854	3,016	3
12	113,097	1,13097	2,095	3
16	201,062	2,01062	1,178	2
20	314,159	3,14159	0,754	1
25	490,874	4,90874	0,483	1

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: 6 ϕ 8 mm.

3.1.4. Diseño del vuelo del tablero

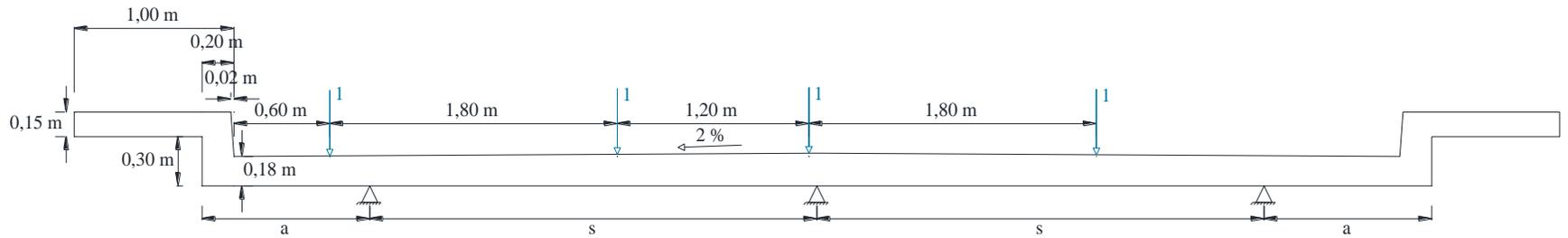
Se considera 2 o más carriles de tráfico:

- **Fracción de la carga interior establecida por la norma AASHTO standard:**

$$F_i = 0,569 \times s$$

- **Fracción de la carga exterior:**

Figura 17: Separación entre las vigas



(Fuente: Elaboración propia).

$$\sum (M_{\text{apoyo interno}}) = 0$$

$$F_e \times s - 1 \times (s + a - 0,6) - 1 \times (s + a - 0,6 - 1,8) = 0$$

$$F_e s - s - a + 0,6 - s - a + 0,6 + 1,8 = 0$$

$$F_e s - 2s - 2a + 3 = 0$$

$$F_e s = 2s + 2a - 3$$

- **Ecuación 1:**

$$F_i = F_e$$

$$F_i = 0,569 s$$

$$F_e = \frac{2s + 2a - 3}{s}$$

$$0,569 s = \frac{2 s + 2 a - 3}{s}$$

$$F_e = \frac{2 \times s + 2 \times a - 3}{s}$$

$$0,569 s^2 = 2 s + 2 a - 3$$

$$0,569 s^2 - 2 s - 2 a + 3 = 0$$

- **Ecuación 2:**

$$\text{Ancho}_{\text{calzada}}: w = 7,3 \text{ m}$$

$$2 \times s + 2 \times a = w$$

$$2 s + 2 a = 7,3 \text{ m}$$

$$2 s + 2 a - 7,3 \text{ m} = 0$$

$$a = \frac{7,3 \text{ m} - 2 s}{2}$$

- **Ecuación 2 en 1:**

$$0,569 s^2 - 2 s - 2 \times \left(\frac{7,3 - 2 s}{2} \right) + 3 = 0$$

$$0,569 s^2 - 2 s - (7,3 - 2 s) + 3 = 0$$

$$0,569 s^2 - 2 s - 7,3 + 2 s + 3 = 0$$

$$0,569 s^2 - 4,3 = 0$$

$$0,569 s^2 = 4,3$$

$$s^2 = \frac{4,3}{0,569} \therefore s = \sqrt{\frac{4,3}{0,569}} = 2,749 \text{ m}$$

- **s en ecuación 2:**

$$a = \frac{7,3 \text{ m} - 2 s}{2} = \frac{7,3 \text{ m} - 2 \times 2,749}{2} = 0,901 \text{ m}$$

$$h_{\text{losa}} = 18 \text{ cm}$$

$$0,03 \times L > 175 \text{ mm}$$

✓ **Cálculo de la fracción de la carga interior:**

$$F_i = 0,569 \times s = 0,569 \times 2,794 \text{ m} = 1,564$$

✓ **Cálculo de la fracción de carga exterior:**

$$F_e = \frac{2 \times s + 2 \times a - 3}{s} = \frac{2 \times 2,749 \text{ m} + 2 \times 0,901 \text{ m} - 3}{2,749 \text{ m}} = 1,564$$

✓ **Cálculo del ancho de faja equivalente para la principal dirección perpendicular al tráfico:**

Distancia entre la carga y el punto de apoyo: $x = 550 \text{ mm}$

$M_{\text{positivo}}: + M$

$M_{\text{negativo}}: - M$

Separación de los elementos de apoyo: $s \text{ (mm)}$

Cuadro 9: Fajas equivalentes

Tipo de tablero		Dirección de la faja primaria en relación con el tráfico	Ancho de la faja primaria (mm)
H°	Colado in situ	Vuelo	1.140 + 0,833 × x
		Paralela o perpendicular	+ M: 660 + 0,55 × s - M: 1.220 + 0,25 × s
	Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+ M: 660 + 0,55 × s - M: 1.220 + 0,25 × s
	Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+ M: 660 + 0,55 × s - M: 1.220 + 0,25 × s

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 22).

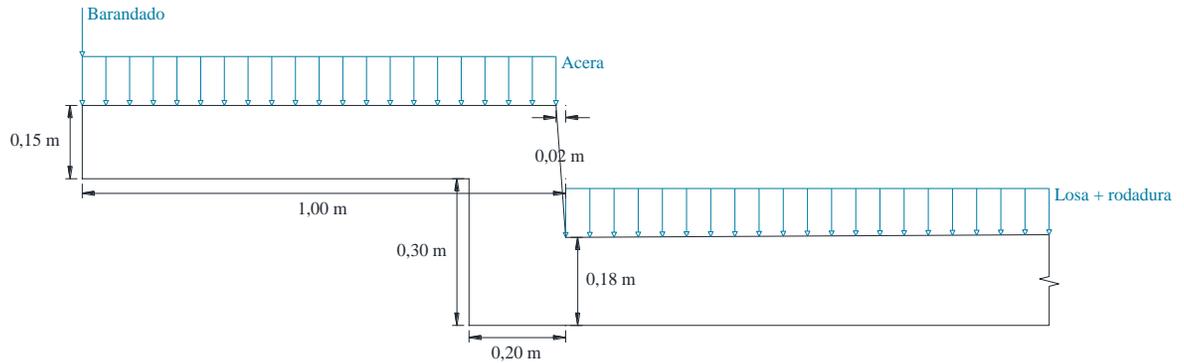
$$E_v = 1.140 + 0,833 \times x = 1.140 + 0,833 \times 550 \text{ mm} = 1.598,15 \text{ mm}/1000 = 1,59815 \text{ m}$$

✓ **Cálculo de las cargas:**

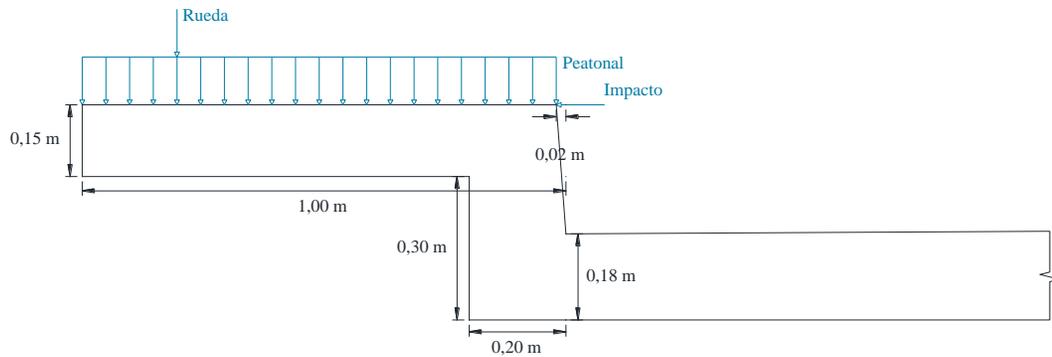
Ancho_{ala} = 1 m

$1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}} = 1/3 \times 1.000 \text{ mm} = 333,333 \text{ mm} < 380 \text{ mm} \therefore 0,333 \text{ m}$ a partir del eje del apoyo.

1°:

Figura 18: Alternativa 1 (Cargas del vuelo del tablero)*(Fuente: Elaboración propia).*

2°:

Figura 19: Alternativa 2 (Cargas del vuelo del tablero)*(Fuente: Elaboración propia).*

- ✓ **Cálculo de las cargas permanentes:**
- ✓ **Cálculo de la carga losa:**

Factor = 1,25

 $\gamma_{H^o} = 2.400 \text{ kg/m}^3$ Ancho_{losa} = 1 mh_{losa} = 18 cmCarga_{losa} = $\gamma_{H^o} \times \text{Ancho}_{\text{losa}} \times h_{\text{losa}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 0,18 \text{ m} = 432 \text{ kg/m}$

✓ **Cálculo del M_{losa} :**

$$\text{Brazo} = 0,43 \text{ m}$$

$$1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}} = 1/3 \times 1 \text{ m} = 0,333 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_t = \text{Brazo} + (1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}}) = 0,43 \text{ m} + 0,333 \text{ m} = 0,763 \text{ m}$$

$$M_{losa} = \text{Factor} \times \text{Carga}_{losa} \times \text{Brazo}_t = 1,25 \times 432 \text{ kg/m} \times 0,763 \text{ m} = 412,02 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de la carga_{capa de rodadura}:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$\gamma_{\text{capa de rodadura}} = 2.200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{capa de rodadura}} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Alto}_{\text{capa de rodadura}} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{capa de rodadura}} = \gamma_{\text{superficie de rodamiento bituminosa}} \times \text{Ancho}_{\text{capa de rodadura}}$$

$$\times \text{Alto}_{\text{capa de rodadura}} = 2.200 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 0,075 \text{ m} = 165 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{capa de rodadura}}$:**

$$\text{Brazo} = 0,43 \text{ m}$$

$$1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}} = 1/3 \times 1 \text{ m} = 0,333 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_t = \text{Brazo} + (1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}}) = 0,43 \text{ m} + 0,333 \text{ m} = 0,763 \text{ m}$$

$$M_{\text{capa de rodadura}} = \text{Factor} \times \text{Carga}_{\text{capa de rodadura}} \times \text{Brazo}_t = 1,25 \times 165 \text{ kg/m} \times 0,763 \text{ m} = 157,369 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de la carga_{acera}:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{acera}} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Alto}_{\text{acera}} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{acera}} = \gamma_{H^{\circ}} \times \text{Ancho}_{\text{acera}} \times \text{Alto}_{\text{acera}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} = 360 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo del M_{acera} :**

$$\text{Brazo} = 0,95 \text{ m}$$

$$1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}} = 1/3 \times 1 \text{ m} = 0,333 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_t = \text{Brazo} + (1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}}) = 0,95 \text{ m} + 0,333 \text{ m} = 1,283 \text{ m}$$

$$M_{\text{acera}} = \text{Factor} \times \text{Carga}_{\text{acera}} \times \text{Brazo}_t = 1,25 \times 360 \text{ kg/m} \times 1,283 \text{ m} = 577,35 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de la carga_{bordillo}:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{bordillo}} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Alto}_{\text{bordillo}} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{bordillo}} = \gamma_{H^{\circ}} \times \text{Ancho}_{\text{bordillo}} \times \text{Alto}_{\text{bordillo}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,2 \text{ m} \times 0,45 \text{ m} = 216 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo del M_{bordillo} :**

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

$$1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}} = 1/3 \times 1 \text{ m} = 0,333 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_t = \text{Brazo} + (1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}}) = 0,45 \text{ m} + 0,333 \text{ m} = 0,783 \text{ m}$$

$$M_{\text{bordillo}} = \text{Factor} \times \text{Carga}_{\text{bordillo}} \times \text{Brazo}_t = 1,25 \times 216 \text{ kg/m} \times 0,783 \text{ m} = 211,41 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de la carga_{poste}:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{poste}} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Alto}_{\text{poste}} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{poste}} = \gamma_{H^{\circ}} \times \text{Ancho}_{\text{poste}} \times \text{Alto}_{\text{poste}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,12 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} = 43,2 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo del M_{poste} :**

$$\text{Brazo} = 1,15 \text{ m}$$

$$1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}} = 1/3 \times 1 \text{ m} = 0,333 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_t = \text{Brazo} + (1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}}) = 1,15 \text{ m} + 0,333 \text{ m} = 1,483 \text{ m}$$

$$M_{\text{poste}} = \text{Factor} \times \text{Carga}_{\text{poste}} \times \text{Brazo}_t = 1,25 \times 43,2 \text{ kg/m} \times 1,483 \text{ m} = 80,082 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de la carga_{pasamanos}:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$\gamma_{A^{\circ}G^{\circ}} = 7.850 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi_{\text{pasamanos}} = 51 \text{ mm}$$

$$A_{\text{pasamanos}} = \frac{\pi \times (\phi_{\text{pasamanos}})^2}{4} = \frac{\pi \times (0,051 \text{ m})^2}{4} = 0,002043 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga}_{\text{t pasamanos}} = 324,27 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{pasamanos}}$:**

$$\text{Brazo} = 1,15 \text{ m}$$

$$1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}} = 1/3 \times 1 \text{ m} = 0,333 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_{\text{t}} = \text{Brazo} + (1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}}) = 1,15 \text{ m} + 0,333 \text{ m} = 1,483 \text{ m}$$

$$M_{\text{pasamanos}} = \text{Factor} \times \text{Carga}_{\text{t pasamanos}} \times \text{Brazo}_{\text{t}} = 1,25 \times 324,27 \text{ kg/m} \times 1,483 \text{ m} = 601,116 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{t cargas permanentes}}$:**

$$\begin{aligned} M_{\text{t cargas permanentes}} &= M_{\text{losa}} + M_{\text{capa de rodadura}} + M_{\text{acera}} + M_{\text{bordillo}} + M_{\text{poste}} + M_{\text{pasamanos}} = \\ &412,02 \text{ kgm} + 157,369 \text{ kgm} + 577,35 \text{ kgm} + 211,41 \text{ kgm} + 80,082 \text{ kgm} \\ &+ 601,116 \text{ kgm} = 2.039,347 \text{ kgm/m} \end{aligned}$$

✓ **Cálculo de la SC:**

$$E_v = 1.140 + 0,833 \times x = 1.140 + 0,833 \times 550 \text{ mm} = 1.598,15 \text{ mm}/1000 = 1,59815 \text{ m}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{SC peatonal}}$:**

$$\text{Factor} = 1,75$$

$$SC_{\text{peatonal}} = 367,098 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 0,95 \text{ m}$$

$$1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}} = 1/3 \times 1 \text{ m} = 0,333 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_{\text{t}} = \text{Brazo} + (1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}}) = 0,95 \text{ m} + 0,333 \text{ m} = 1,283 \text{ m}$$

$$M_{\text{SC peatonal}} = \text{Factor} \times SC_{\text{peatonal}} \times \text{Brazo}_{\text{t}} = 1,75 \times 367,098 \text{ kg/m} \times 1,283 \text{ m} = 824,227 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{SC vehicular}}$:**

$$\text{Factor} = 1,75$$

$$SC_{\text{vehicular}} = 1.784,503 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 1,05 \text{ m}$$

$$1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}} = 1/3 \times 1 \text{ m} = 0,333 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_t = \text{Brazo} + (1/3 \times \text{ancho}_{\text{ala}}) = 1,05 \text{ m} + 0,333 \text{ m} = 1,383 \text{ m}$$

$$M_{\text{SC vehicular}} = \text{Factor} \times SC_{\text{vehicular}} \times \text{Brazo}_t = 1,75 \times 1.784,503 \text{ kg} \times 1,383 \text{ m} = 4.318,943 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del M_{SC} :**

La carga vehicular está a 0,333 m de la cara del bordillo.

La posición más desfavorable es la 2° (Una rueda delantera sobre la acera).

$$M_{\text{SC}} = M_{\text{SC peatonal}} + M_{\text{SC vehicular}} = 824,227 \text{ kgm} + 4.318,943 \text{ kgm} = 5.143,17 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{sc}} = 5.143,17 \text{ kgm}/1,6 = 3.214,481 \text{ kgm/m}$$

✓ **Cálculo del M_{choque} :**

$$\text{Factor} = 1,75$$

$$\text{Fuerza} = 764,787 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 0,35 \text{ m}$$

$$M_{\text{choque}} = \text{Factor} \times \text{Fuerza} \times \text{Brazo} = 1,75 \times 764,787 \text{ kg} \times 0,35 \text{ m} = 468,432 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{choque}} = 468,432 \text{ kgm}/1,6 = 292,77 \text{ kgm/m}$$

✓ **Cálculo del M_{impacto} :**

Se considera 33 % de la $SC_{\text{vehicular}}$.

$$33 \% / 100 = 0,33$$

$$M_{\text{SC vehicular}} = 4.318,943 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{impacto}} = 33 \% \times M_{\text{SC vehicular}} = 0,33 \times 4.318,943 \text{ kgm} = 1.425,251 \text{ kgm/m}$$

✓ **Cálculo del M_t diseño:**

$$M_t = M_t \text{ cargas permanentes} + M_{\text{SC}} + M_{\text{choque}} + M_{\text{impacto}} = 2.039,347 \text{ kgm/m}$$

$$+ 3.214,481 \text{ kgm/m} + 292,77 \text{ kgm/m} + 1.425,251 \text{ kgm/m} = 6.971,849 \text{ kgm/m}$$

- ✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 15,5 \text{ cm}$

$M_u = 6.971,849 \text{ kgm/m}$

Ancho de la sección de Hº: $b_w = 1 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 15,5 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{697.184,9 \text{ kgcm/m}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (15,5 \text{ cm})^2}} \right]$$

$a = 3,112 \text{ cm}$

- ✓ **Cálculo de la armadura principal necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{697.184,9 \text{ kgcm/m}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(15,5 \text{ cm} - \frac{3,112 \text{ cm}}{2} \right)} = 13,227 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 18 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 18 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{mín}} = 4,968 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,227 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho libre = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		BarrasAcero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	46,781	42	1,82
8	50,265	0,50265	26,3145	24	3,51
10	78,54	0,7854	16,841	16	5,6
12	113,097	1,13097	11,695	11	8,68
16	201,062	2,01062	6,579	6	18,08
20	314,159	3,14159	4,2103	4	30,67
25	490,874	4,90874	2,695	3	46,25

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 16 mm c/15 cm.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

Longitud de tramo efectiva: $s = 85$ cm.

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{850 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 131,711 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 13,227 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 13,227 \text{ cm}^2 = 8,862 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		BarrasAcero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	31,343	28	3,08
8	50,265	0,50265	17,6306	16	5,81
10	78,54	0,7854	11,283	11	8,9
12	113,097	1,13097	7,836	7	15,27
16	201,062	2,01062	4,408	4	31,2
20	314,159	3,14159	2,8209	3	47

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_{ϕ}		BarrasAcero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
25	490,874	4,90874	1,805	2	95

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 12 mm c/15 cm.

3.1.5. Diseño del tablero

Se considera el método de análisis aproximado que consiste en dividir el tablero en fajas normales a los apoyos.

Se considera que el momento máximo positivo actúa en todas las zonas del momento positivo al igual que el momento negativo.

- ✓ **Cálculo de las cargas permanentes:**
- ✓ **Cálculo del PP_{losa} :**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{losa}} = 1 \text{ m}$$

$$h_{\text{losa}} = 18 \text{ cm}$$

$$PP_{\text{losa}} = \gamma_{H^{\circ}} \times \text{Ancho}_{\text{losa}} \times h_{\text{losa}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 0,18 \text{ m} = 432 \text{ kg/m}$$

- ✓ **Cálculo del M_{losa} :**

$$M_{\text{losa}} = \text{Factor} \times PP_{\text{losa}} = 1,25 \times 432 \text{ kg/m} = 540 \text{ kgm}$$

$$+ M = 303,875 \text{ kgm}$$

$$- M = 501,7 \text{ kgm}$$

- ✓ **Cálculo del $PP_{\text{capa de rodadura}}$:**

$$\text{Factor} = 1,5$$

$$\gamma_{\text{capa de rodadura}} = 2.200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{capa de rodadura}} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Alto}_{\text{capa de rodadura}} = 7,5 \text{ cm}$$

$$PP_{\text{capa de rodadura}} = \gamma_{\text{superficie de rodamiento bituminosa}} \times \text{Ancho}_{\text{capa de rodadura}} \times \text{Alto}_{\text{capa de rodadura}} =$$

$$2.200 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 0,075 \text{ m} = 165 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{capa de rodadura}}$:**

$$M_{\text{capa de rodadura}} = \text{Factor} \times \text{Carga}_{\text{capa de rodadura}} \times \text{Brazo}_t = 1,5 \times 165 \text{ kg/m} = 247,5 \text{ kgm}$$

$$+ M = 139,701 \text{ kgm}$$

$$- M = 230,456 \text{ kgm}$$

- **$SC_{\text{vehicular}}$:**

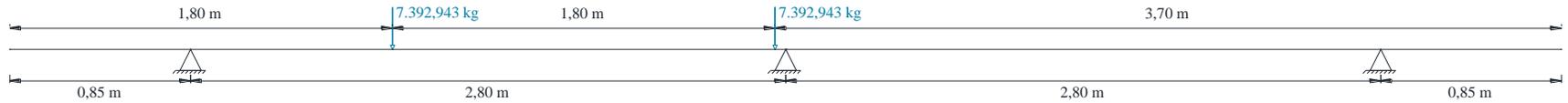
Este análisis tiene el objetivo de localizar el máximo momento positivo y negativo causado por la $SC_{\text{vehicular}}$.

Para el diseño del tablero se considera las solicitaciones causadas por 2 alternativas:

1°: Que 1 camión transite por el tablero.

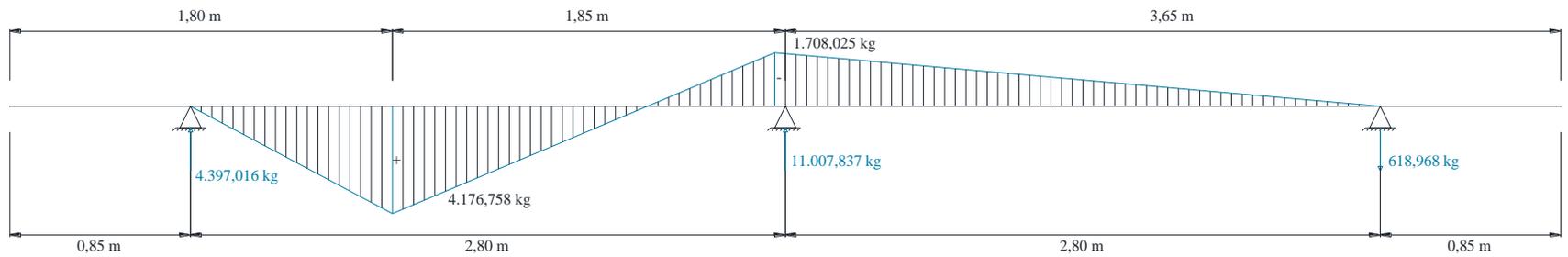
2°: Que 2 camiones transiten por el tablero simultáneamente.

Figura 20: Localización del máximo momento positivo causado por la SC_{vehicular}



(Fuente: Elaboración propia).

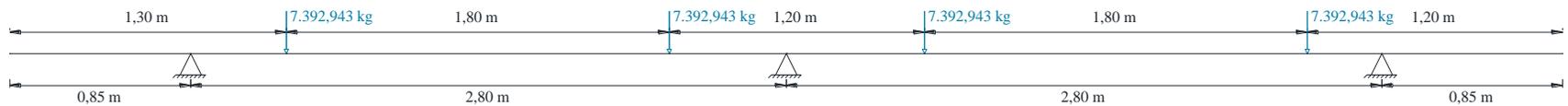
Figura 21: Diagrama de momento



(Fuente: Elaboración propia).

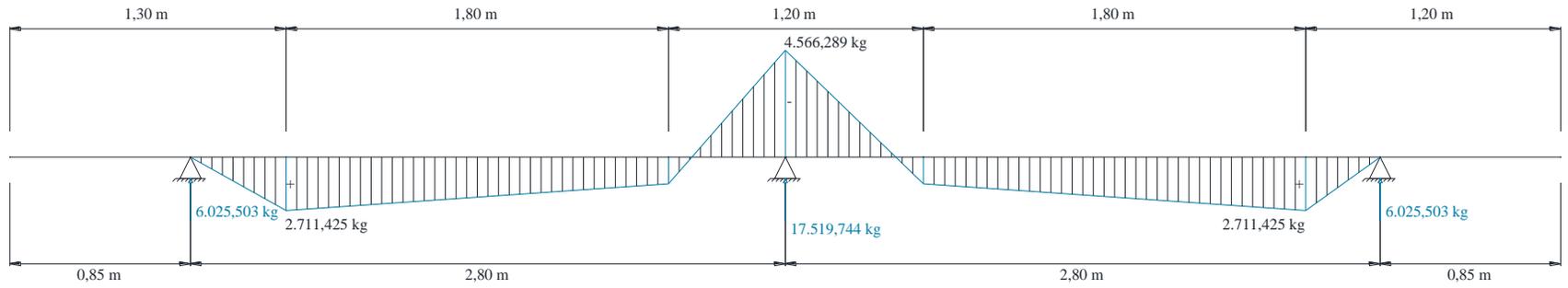
$$+ M = 4.176,758 \text{ kgm}$$

Figura 22: Localización del máximo momento negativo causado por la SC_{vehicular}



(Fuente: Elaboración propia).

Figura 23: Diagrama de momento



(Fuente: Elaboración propia).

$$- M = 4.566,289 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del M_{mayorado} :**

$$+ M = 1,75 \times 4.176,758 \text{ kgm} = 7.309,327 \text{ kgm}$$

$$- M = 1,75 \times 4.566,289 \text{ kgm} = 7.991,006 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del ancho de faja para el momento positivo:**

$$s = 2,8 \text{ m}$$

$$E_{+M} = 660 + 0,55 \times s = 660 + 0,55 \times 2.800 \text{ mm} = 2.200 \text{ mm}/1000 = 2,2 \text{ m}$$

✓ **Cálculo del momento positivo por c/m de ancho:**

$$+ M = 7.309,327 \text{ kgm}$$

$$E_{+M} = 2,2 \text{ m}$$

$$\frac{+ M}{E_{+M}} = \frac{7.309,327 \text{ kgm}}{2,2 \text{ m}} = 3.322,421 \text{ kgm/m}$$

✓ **Cálculo del ancho de faja para el momento negativo:**

$$s = 2,8 \text{ m}$$

$$E_{-M} = 1.220 + 0,25 \times s = 1.220 + 0,25 \times 2.800 \text{ mm} = 1.920 \text{ mm}/1000 = 1,92 \text{ m}$$

✓ **Cálculo del momento negativo por c/m de ancho:**

$$- M = 7.991,006 \text{ kgm}$$

$$E_{-M} = 1,92 \text{ m}$$

$$\frac{- M}{E_{-M}} = \frac{7.991,006 \text{ kgm}}{1,92 \text{ m}} = 4.161,982 \text{ kgm/m}$$

✓ **Cálculo del momento positivo debido a la carga_{permanente} + SC + Impacto:**

$$+ M = \text{Carga}_{\text{permanente}} + \text{SC} + \text{Impacto} = 554,726 \text{ kgm} + 5.814,218 \text{ kgm}$$

$$+ 1.919,106 \text{ kgm} = 8.288,05 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del momento negativo debido a la carga_{permanente} + SC + Impacto:**

$$- M = \text{Carga}_{\text{permanente}} + \text{SC} + \text{Impacto} = 915,705 \text{ kgm} + 7.283,425 \text{ kgm}$$

$$+ 2.403,471 \text{ kgm} = 10.602,601 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

$h_{losa}: h = 18 \text{ cm}$

Altura efectiva: $d = 15,5 \text{ cm}$

$M_u = 8.288,05 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

Recubrimiento: $r = 2,5 \text{ cm}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 15,5 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{828.805 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (15,5 \text{ cm}^2)}} \right]$$

$a = 3,792 \text{ cm}$

✓ **Cálculo de la armadura necesaria principal debido al momento positivo:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{828.805 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(15,5 \text{ cm} - \frac{3,792 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 16,117 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 15,5 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 15,5 \text{ cm} = 4,278 \text{ cm}^2 < 5,167 \text{ cm}^2$$

$A_s = 16,117 \text{ cm}^2$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	57,0029	77	0,71
8	50,265	0,50265	32,064	43	1,56
10	78,54	0,7854	20,521	28	2,67
12	113,097	1,13097	14,2506	20	4
16	201,062	2,01062	8,016	10	9,53
20	314,159	3,14159	5,1302	7	14,33
25	490,874	4,90874	3,283	5	21,88

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 20 mm c/15 cm.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

Longitud de tramo efectiva: $s = 1$ m.

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{1.000 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 121,431 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 16,117 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 16,117 \text{ cm}^2 = 10,798 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	38,1906	38	2,09
8	50,265	0,50265	21,482	22	3,92
10	78,54	0,7854	13,748	14	6,62
12	113,097	1,13097	9,548	10	10,78

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_{ϕ}		BarrasAcero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
16	201,062	2,01062	5,3705	6	18,08
20	314,159	3,14159	3,437	4	30,67
25	490,874	4,90874	2,1997	3	46,25

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 12 mm c/10 cm.

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

$h_{\text{losa}}: h = 18 \text{ cm}$

Altura efectiva: $d = 15,5 \text{ cm}$

$M_u = 10.602,601 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de Hº: $b_w = 1 \text{ m}$

Recubrimiento: $r = 2,5 \text{ cm}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 15,5 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{1.060.260,1 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (15,5 \text{ cm}^2)}} \right]$$

$a = 5,096 \text{ cm}$

✓ **Cálculo de la armadura necesaria principal debido al momento negativo:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{1.060.260,1 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(15,5 \text{ cm} - \frac{5,096 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 21,656 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura_{mín}:**

$$A_{s,mín} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,mín} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 15,5 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 15,5 \text{ cm} = 4,278 \text{ cm}^2 < 5,167 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 21,656 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

$$\text{Ancho}_{\text{libre}} = 1 \text{ m}$$

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	76,593	52	1,35
8	50,265	0,50265	43,084	29	2,74
10	78,54	0,7854	27,573	19	4,5
12	113,097	1,13097	19,148	13	7,03
16	201,062	2,01062	10,771	8	16,46
20	314,159	3,14159	6,893	5	22,5
25	490,874	4,90874	4,412	4	30

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 20 mm c/20 cm.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

Longitud de tramo efectiva: $s = 1 \text{ m}$.

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{1.000 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 121,431 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 21,656 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 21,656 \text{ cm}^2 = 14,5095 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	51,317	31	2,71
8	50,265	0,50265	28,866	18	5,04
10	78,54	0,7854	18,474	12	8
12	113,097	1,13097	12,829	8	15,91
16	201,062	2,01062	7,216	5	23
20	314,159	3,14159	4,6185	3	47
25	490,874	4,90874	2,956	2	95

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 12 mm c/15 cm.

3.1.6. Esfuerzos en las vigas

✓ **Cálculo del ancho de ala efectivo de exteriores:**

1°:

$$b_e = \frac{1}{8} \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}}) = \frac{1}{8} \times 26 \text{ m} = 3,25 \text{ m}$$

2°:

Espesor promedio de la losa: $h_f = 18 \text{ cm}$

Espesor_{alma}: $b_w = 20 \text{ cm}$

$$b_e = 12 \times e = 6 \times h_f + \frac{1}{2} \times b_w = (6 \times 0,18 \text{ m}) + \frac{1}{2} \times 0,2 \text{ m} = 1,18 \text{ m}$$

3°:

Vuelo: $b_e = 85 \text{ cm}$

Se considera: $b_e = 0,85 \text{ m}$

✓ **Cálculo del ancho de ala efectivo de interiores:**

1°:

$$b_e = \frac{1}{4} \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}}) = \frac{1}{4} \times 26 \text{ m} = 6,5 \text{ m}$$

2°:

Espesor promedio de la losa: $h_f = 18 \text{ cm}$

Espesor_{alma}: $b_w = 20 \text{ cm}$

$$b_e = 12 \times e = 12 \times h_f + b_w = (12 \times 0,18 \text{ m}) + 0,2 \text{ m} = 2,36 \text{ m}$$

3°:

Separación entre las vigas: $s = 2,8 \text{ m}$

$$b_e \leq s$$

$$b_e = 2,8 \text{ m}$$

Se considera: $b_e = 2,8 \text{ m}$

- ✓ Cálculo de la distribución de la SC por carril para corte en las vigas interiores (2 o más carriles de diseño cargados):

Cuadro 10: Distribución de la SC por carril para corte en las vigas interiores

Tipo de la superestructura	Un carril de diseño cargado	2 o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de H°, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de H° A° sobre vigas de acero u H°; vigas Te de H°, secciones Te y doble Te de H°.	$0,36 + \frac{S}{7.600}$	$0,2 + \frac{S}{3.600} - \left(\frac{S}{10.700}\right)^2$	$1.100 \leq S \leq 4.900$ $6.000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
	Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 43).

Separación de los elementos de apoyo entre las vigas: S = 2,8 m

$$g_{\text{corte interior}} = 0,2 + \frac{S}{3.600} - \left(\frac{S}{10.700}\right)^2 = 0,2 + \frac{2.800 \text{ mm}}{3.600} - \left(\frac{2.800 \text{ mm}}{10.700}\right)^2 = 0,909$$

- ✓ Cálculo de la distribución de la SC por carril para corte en las vigas exteriores (2 o más carriles de diseño cargados):

Cuadro 11: Distribución de la SC por carril para corte en las vigas exteriores

Tipo de la superestructura	Un carril de diseño cargado	2 o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de H°, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de H° A° sobre vigas de acero u H°; vigas Te de H°, secciones Te y doble Te de H°.	Ley de momentos	$g = e \times g_{\text{interior}}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3.000}$	- 300 ≤ d _e ≤ 1.700
		Ley de momentos	N _b = 3

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 45).

Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior cordón o barrera para el tráfico: d_e = 85 cm

$$e = 0,6 + \frac{d_e}{3.000} = 0,6 + \frac{850 \text{ mm}}{3.000} = 0,883$$

$$g_{\text{corte interior}} = 0,909$$

$$g_{\text{corte exterior}} = e \times g_{\text{corte interior}} = 0,883 \times 0,909 = 0,803$$

- ✓ **Cálculo de la distribución de la SC por carril para momento en las vigas interiores (2 o más carriles de diseño cargados):**

Cuadro 12: Distribución de la SC por carril para momento en las vigas interiores

Tipo de vigas	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de H°, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de H° A° sobre vigas de acero u H°; vigas Te de H°, secciones Te y doble Te de H°.	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4.300}\right)^{0,4} \times \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \times \left(\frac{K_g}{L_{t_s}^3}\right)^{0,1}$ 2 o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2.900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \times \left(\frac{K_g}{L_{t_s}^3}\right)^{0,1}$	$1.100 \leq S \leq 4.900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6.000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
	Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor.	$N_b = 3$

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 36).

Separación de los elementos de apoyo entre las vigas: $S = 2,8$ m

- ✓ **Cálculo de la relación de los módulos de los materiales de la viga y el tablero:**

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350$ kg/cm²

$$E_{c \text{ viga}} = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} = 282.495,133 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$E_{c \text{ losa}} = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} = 238.751,963 \text{ kg/cm}^2$$

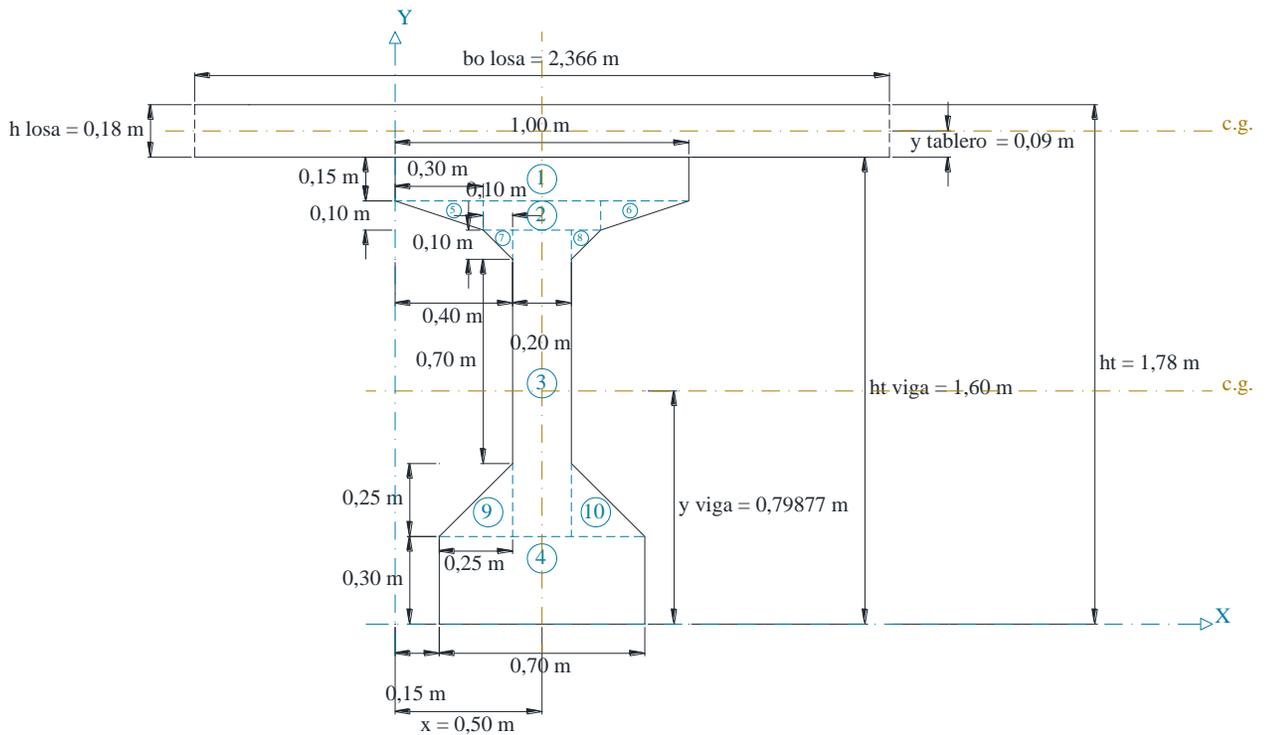
$$n = \frac{E_{c \text{ viga}}}{E_{c \text{ losa}}} = \frac{282.495,133 \text{ kg/cm}^2}{238.751,963 \text{ kg/cm}^2} = 1,183$$

Momento de inercia de las vigas: $I_0 = 22.845.029,83 \text{ cm}^4 = I$

$$A_0 = 7.125 \text{ cm}^2 = A$$

✓ **Cálculo de la distancia de los centros de gravedad entre la viga y el tablero:**

Figura 24: Centro de gravedad de la viga I (Tipo V)



(Fuente: Elaboración propia).

$$c.g. \cdot \text{tablero} = (\bar{x} ; \bar{y}) = (118,3 \text{ cm} ; 9 \text{ cm})$$

Cuadro 13: Centro de gravedad de la viga I (Tipo V)

N°	Sección (cm)	A_i (cm ²)	\bar{x}_i (cm)	\bar{y}_i (cm)	$A_i \times \bar{x}_i$ (cm ³)	$A_i \times \bar{y}_i$ (cm ³)
	(b × h)					
1	100 × 15	1.500	50	152,5	75.000	228.750
2	40 × 10	400	50	140	20.000	56.000
3	20 × 105	2.100	50	82,5	105.000	173.250
4	70 × 30	2.100	50	15	105.000	31.500
	$\frac{b \times h}{2}$					
5	$\frac{30 \times 10}{2}$	150	20	141,667	3.000	21.250,05
6	$\frac{30 \times 10}{2}$	150	80	141,667	12.000	21.250,05
7	$\frac{10 \times 10}{2}$	50	36,667	131,667	1.833,35	6.583,35
8	$\frac{10 \times 10}{2}$	50	63,333	131,667	3.166,65	6.583,35
9	$\frac{25 \times 25}{2}$	312,5	31,667	38,333	9.895,938	11.979,063
10	$\frac{25 \times 25}{2}$	312,5	68,333	38,333	21.354,063	11.979,063
		$\Sigma (A_i) = 7.125 \text{ cm}^2$			$\Sigma (A_i \times \bar{x}_i) = 356.250,001 \text{ cm}^3$	$\Sigma (A_i \times \bar{y}_i) = 569.124,926 \text{ cm}^3$

(Fuente: Elaboración propia).

$$\bar{x} = \frac{\sum(A_i \times \bar{x}_i)}{\sum(A_i)} = \frac{356.250,001 \text{ cm}^3}{7.125 \text{ cm}^2} = 50 \text{ cm}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum(A_i \times \bar{y}_i)}{\sum(A_i)} = \frac{569.124,926 \text{ cm}^3}{7.125 \text{ cm}^2} = 79,877 \text{ cm}$$

c.g.viga = $(\bar{x} ; \bar{y}) = (50 \text{ cm} ; 79,877 \text{ cm})$

$h_t - \bar{y} = 160 \text{ cm} - 79,877 \text{ cm} = 80,123 \text{ cm}$

$e = \bar{y}_{\text{tablero}} + (h_t - \bar{y}) = 9 \text{ cm} + 80,123 \text{ cm} = 89,123 \text{ cm}$

Parámetro de rigidez longitudinal: $k_g = n \times (I + A \times e^2) = 1,183 \times \{22.845.029,83 \text{ cm}^4 + [7.125 \text{ cm}^2 \times (89,123 \text{ cm})^2]\} = 93.975.458,474 \text{ cm}^4 \times 10.000 = 939.754.584.740 \text{ mm}^4$

$h_{\text{losa}}: L_{ts} = 18 \text{ cm}$

$$g_{\text{mto. interior}} = 0,075 + \left(\frac{S}{2.900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \times \left(\frac{K_g}{L_{ts}^3}\right)^{0,1}$$

$$g_{\text{mto. interior}} = 0,075 + \left(\frac{2.800 \text{ mm}}{2.900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{2.800 \text{ mm}}{26.000 \text{ mm}}\right)^{0,2} \times \left[\frac{939.754.584.740 \text{ mm}^4}{(180 \text{ mm})^3}\right]^{0,1} = 2,155$$

- ✓ **Cálculo de la distribución de la SC por carril para momento en las vigas longitudinales exteriores (2 o más carriles de diseño cargados):**

Cuadro 14: Distribución de la SC por carril para momento en las vigas longitudinales exteriores

Tipo de la superestructura	Un carril de diseño cargado	2 o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de H°, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de H° A° sobre vigas de acero u H°; vigas Te de H°, secciones Te y doble Te de H°.	Ley de momentos	$g = e \times g_{\text{interior}}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2.800}$	$- 300 \leq d_e \leq 1.700$
		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: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 40.)

Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico: $d_e = 85 \text{ cm}$

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2.800} = 0,77 + \frac{850 \text{ mm}}{2.800} = 1,074$$

$$g_{\text{mto. interior}} = 2,155$$

$$g_{\text{mto. exterior}} = e \times g_{\text{mto. interior}} = 1,074 \times 2,155 = 2,314$$

- ✓ **Cálculo de las cargas permanentes ($t = 0$):**

- ✓ **Cálculo de la carga losa:**

$$\gamma_{H^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{losa}} = 7,3 \text{ m}$$

$$h_{\text{losa}} = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{losa}} = \gamma_{\text{H}^\circ} \times \text{Ancho}_{\text{losa}} \times h_{\text{losa}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 7,3 \text{ m} \times 0,18 \text{ m} = 3.153,6 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo del PP_{viga}:**

$$\gamma_{\text{H}^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{\text{viga}} = 0,7125 \text{ m}^2$$

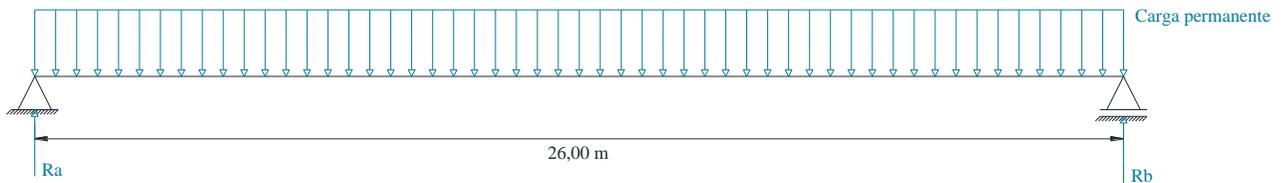
$$\text{PP}_{\text{viga}} = \gamma_{\text{H}^\circ} \times A_{\text{viga}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,7125 \text{ m}^2 = 1.710 \text{ kg/m} = q_0$$

$$N^\circ_{\text{vigas}} = 3$$

$$\text{Carga}_{\text{permanente}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{losa}})}{N^\circ_{\text{vigas}}} + (\text{PP}_{\text{viga}})$$

$$\text{Carga}_{\text{permanente}} = \frac{(3.153,6 \text{ kg/m})}{3} + (1.710 \text{ kg/m}) = 2.761,2 \text{ kg/m} = q_0$$

Figura 25: Carga_{permanente} (t = 0)



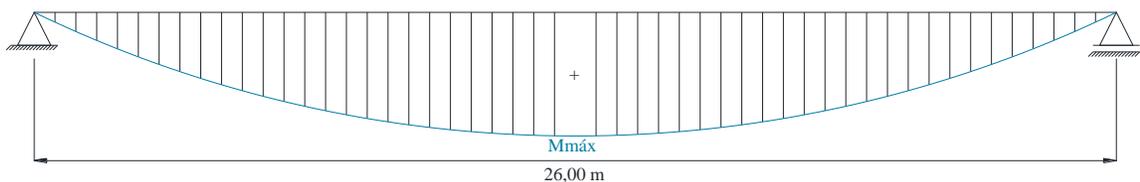
(Fuente: Elaboración propia).

$$R_a = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(2.761,2 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2} = 35.895,6 \text{ kg}$$

$$= R_b$$

✓ **Cálculo del M_{máx}:**

Figura 26: Diagrama del M_{máx} (t = 0)



(Fuente: Elaboración propia).

$$M_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{(2.761,2 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 233.321,4 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de las cargas permanentes ($t = \infty$):**

✓ **Cálculo de la carga losa:**

$$\gamma_{\text{H}^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{losa}} = 7,3 \text{ m}$$

$$h_{\text{losa}} = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{losa}} = \gamma_{\text{H}^\circ} \times \text{Ancho}_{\text{losa}} \times h_{\text{losa}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 7,3 \text{ m} \times 0,18 \text{ m} = 3.153,6 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga capa de rodadura:**

$$\gamma_{\text{capa de rodadura}} = 2.200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{capa de rodadura}} = 7,3 \text{ m}$$

$$\text{Alto}_{\text{capa de rodadura}} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{capa de rodadura}} = \gamma_{\text{superficie de rodamiento bituminosa}} \times \text{Ancho}_{\text{capa de rodadura}} \times \text{Alto}_{\text{capa de rodadura}} = 2.200 \text{ kg/m}^3 \times 7,3 \text{ m} \times 0,075 \text{ m} = 1.204,5 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga acera:**

$$\gamma_{\text{H}^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{acera}} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Alto}_{\text{acera}} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{acera}} = \gamma_{\text{H}^\circ} \times \text{Ancho}_{\text{acera}} \times \text{Alto}_{\text{acera}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} = 720 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga bordillo:**

$$\gamma_{\text{H}^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{bordillo}} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Alto}_{\text{bordillo}} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{bordillo}} = \gamma_{\text{H}^\circ} \times \text{Ancho}_{\text{bordillo}} \times \text{Alto}_{\text{bordillo}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,4 \text{ m} \times 0,45 \text{ m} = 432 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga_{barandado}:**

$$\text{Carga}_{\text{barandado}} = 251,87 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga_{permanente accesorios}:**

$$\begin{aligned} \text{Carga}_{\text{permanente accesorios}} &= \text{Carga}_{\text{losa}} + \text{Carga}_{\text{capa de rodadura}} + \text{Carga}_{\text{acera}} + \text{Carga}_{\text{bordillo}} \\ &+ \text{Carga}_{\text{barandado}} = 3.153,6 \text{ kg/m} + 1.204,5 \text{ kg/m} + 720 \text{ kg/m} + 432 \text{ kg/m} \\ &+ 251,87 \text{ kg/m} = 5.761,97 \text{ kg/m} = q_D \end{aligned}$$

✓ **Cálculo del PP_{viga}:**

$$\gamma_{A^\circ G^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{\text{viga}} = 0,7125 \text{ m}^2$$

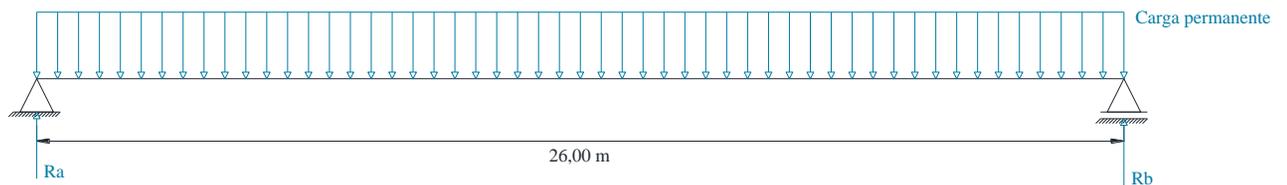
$$\text{PP}_{\text{viga}} = \gamma_{H^\circ} \times A_{\text{viga}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,7125 \text{ m}^2 = 1.710 \text{ kg/m}$$

$$N^\circ_{\text{vigas}} = 3$$

$$\text{Carga}_{\text{permanente}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente accesorios}})}{N^\circ_{\text{vigas}}} + (\text{PP}_{\text{viga}})$$

$$\text{Carga}_{\text{permanente}} = \frac{(5.761,97 \text{ kg/m})}{3} + (1.710 \text{ kg/m}) = 3.630,657 \text{ kg/m} = q_T$$

Figura 27: Carga_{permanente} ($t = \infty$)



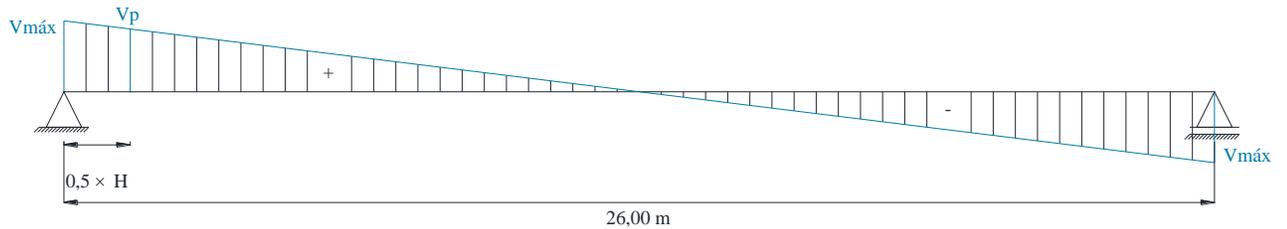
(Fuente: Elaboración propia).

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(3.630,657 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2} \\ &= 47.198,541 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$R_b = R_a$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx}:**

Figura 28: Diagrama del cortante_{máx} ($t = \infty$)



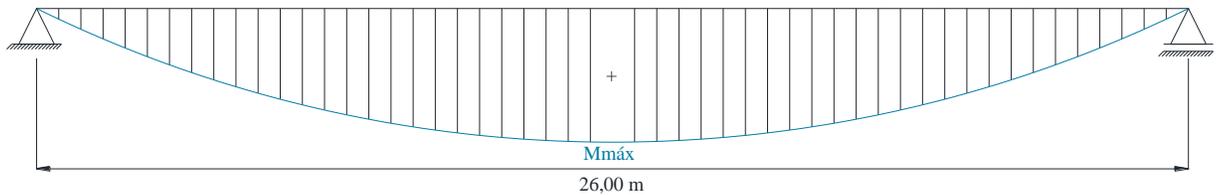
(Fuente: Elaboración propia).

$$V_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(3.630,657 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2}$$

$$= 47.198,541 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$:**

Figura 29: Diagrama del $M_{\text{máx}}$ ($t = \infty$)



(Fuente: Elaboración propia).

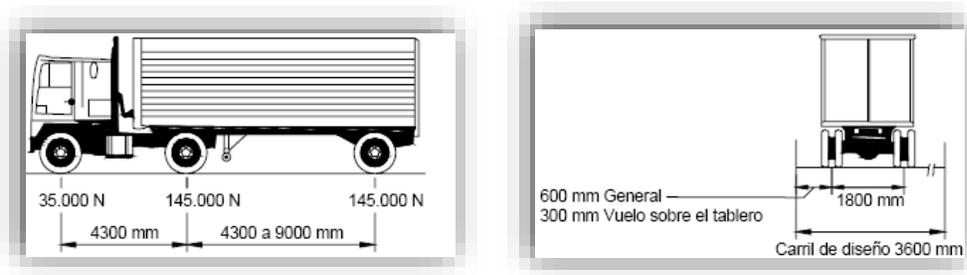
$$M_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{(3.630,657 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 306.790,517 \text{ kgm}$$

- **SC_{vehicular}:**

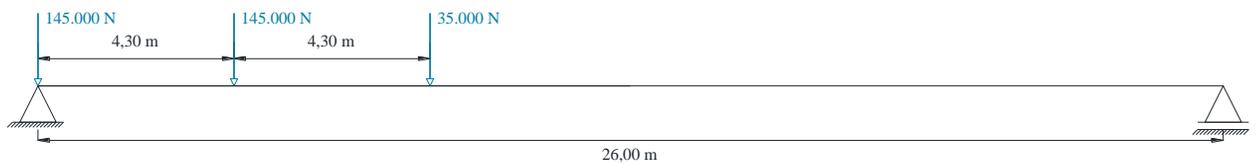
Se considera el tren de cargas del camión de diseño porque esta condición es más desfavorable que el tándem:

Figura 30: Características del camión_{diseño}



(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 26).

Figura 31: Cortante_{máx} causado por la SC_{vehicular}



(Fuente: Elaboración propia).

$$V_{\text{máx}} = 14.613,553 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} interior:**

$$g_{\text{corte interior}} = 0,909$$

$$V_{\text{máx}} = 14.613,553 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx interior}} = g_{\text{corte interior}} \times V_{\text{máx}} = 0,909 \times 14.613,553 \text{ kg} = 13.283,72 \text{ kg}$$

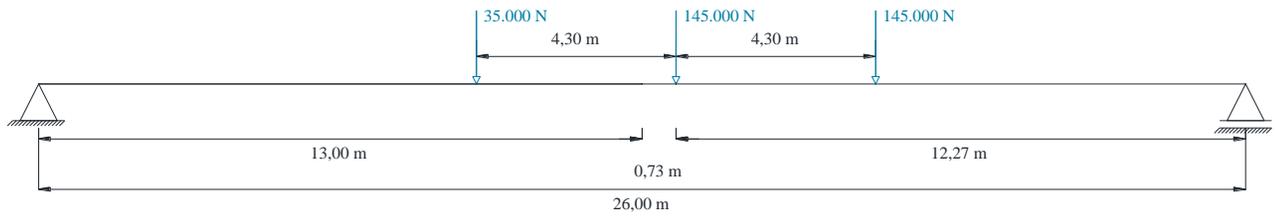
✓ **Cálculo del cortante_{máx} exterior:**

$$g_{\text{corte exterior}} = 0,803$$

$$V_{\text{máx}} = 14.613,553 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx exterior}} = g_{\text{corte exterior}} \times V_{\text{máx}} = 0,803 \times 14.613,553 \text{ kg} = 11.734,683 \text{ kg}$$

Figura 32: M_{máx} causado por la SC_{vehicular}



(Fuente: Elaboración propia).

$$M_{\text{máx}} = 170.020,343 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ interior:**

$$g_{\text{mto. interior}} = 2,155$$

$$M_{\text{máx}} = 170.020,343 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx interior}} = g_{\text{mto. interior}} \times M_{\text{máx}} = 2,155 \times 170.020,343 \text{ kgm} = 366.393,839 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ exterior:**

$$g_{\text{mto. exterior}} = 2,314$$

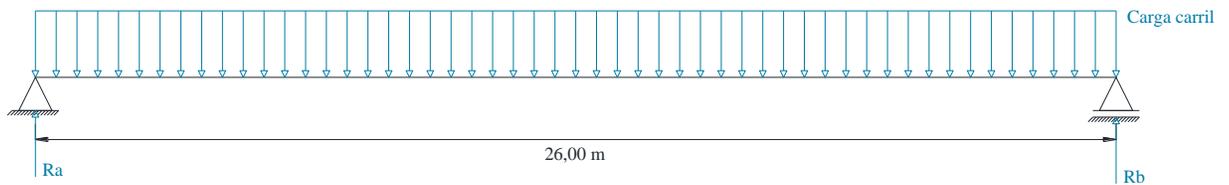
$$M_{\text{máx}} = 170.020,343 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx exterior}} = g_{\text{mto. exterior}} \times M_{\text{máx}} = 2,314 \times 170.020,343 \text{ kgm} = 393.427,074 \text{ kgm}$$

- **Carga de carril:**

$$\text{Carga}_{\text{carril}} = 948,336 \text{ kg/m}$$

Figura 33: Carga_{carril}



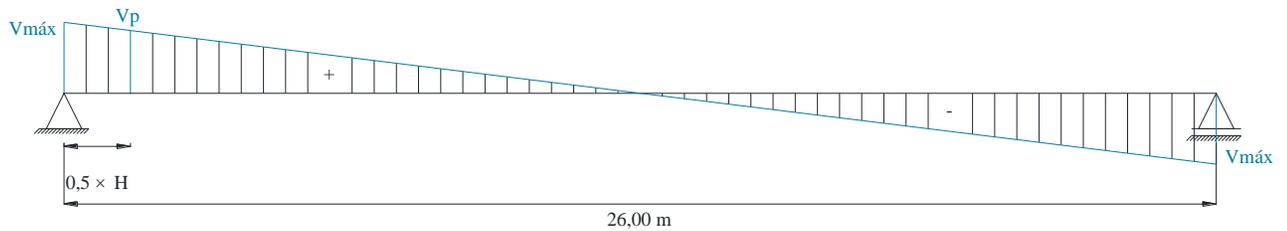
(Fuente: Elaboración propia).

$$R_a = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(948,336 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2}$$

$$= 12.328,368 \text{ kg}$$

$$R_b = R_a$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx}:**

Figura 34: Diagrama del cortante_{máx} causado por la carga de carril

(Fuente: Elaboración propia).

$$V_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{carril}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(948,336 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2} = 12.328,368 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} mayorado:**

$$\text{Factor} = 1,75$$

$$V_{\text{máx}} = 12.328,368 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx mayorado}} = \text{Factor} \times V_{\text{máx}} = 1,75 \times 12.328,368 \text{ kg} = 21.574,644 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} mayorado interior:**

$$g_{\text{corte interior}} = 0,909$$

$$V_{\text{máx mayorado}} = 21.574,644 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx interior}} = g_{\text{corte interior}} \times V_{\text{máx mayorado}} = 0,909 \times 21.574,644 \text{ kg} = 19.611,351 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} mayorado exterior:**

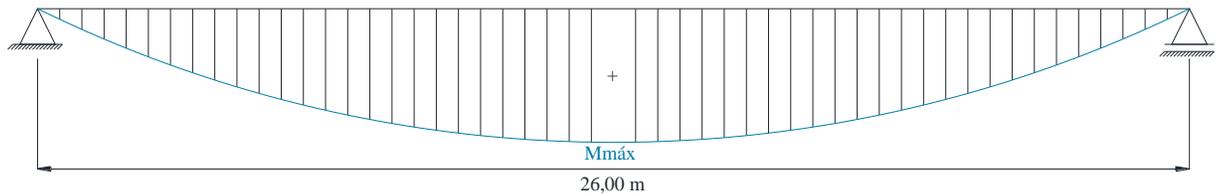
$$g_{\text{corte exterior}} = 0,803$$

$$V_{\text{máx mayorado}} = 21.574,644 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx exterior}} = g_{\text{corte exterior}} \times V_{\text{máx mayorado}} = 0,803 \times 21.574,644 \text{ kg} = 17.324,439 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$:**

Figura 35: Diagrama del $M_{\text{máx}}$ causado por la carga de carril



(Fuente: Elaboración propia).

$$M_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{carril}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8} = \frac{(948,336 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8}$$

$$= 80.134,392 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ mayorado:**

$$\text{Factor} = 1,75$$

$$M_{\text{máx}} = 80.134,392 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ mayorado} = \text{Factor} \times M_{\text{máx}} = 1,75 \times 80.134,392 \text{ kgm} = 140.235,186 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ mayorado interior:**

$$g_{\text{mto. interior}} = 2,155$$

$$M_{\text{máx}} \text{ mayorado} = 140.235,186 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ interior} = g_{\text{mto. interior}} \times M_{\text{máx}} = 2,155 \times 140.235,186 \text{ kgm} = 302.206,826 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ mayorado exterior:**

$$g_{\text{mto. exterior}} = 2,314$$

$$M_{\text{máx}} \text{ mayorado} = 170.020,343 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ exterior} = g_{\text{mto. exterior}} \times M_{\text{máx}} \text{ mayorado} = 2,314 \times 170.020,343 \text{ kgm} =$$

$$393.427,074 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de las cargas t ($t = 0$):**

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$M_{\text{máx}} = 277.734,6 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx}} = 1,25 \times 277.734,6 \text{ kgm} = 347.168,25 \text{ kgm} = M_0$$

✓ **Cálculo de las cargas t ($t = \infty$):**

✓ **Cálculo del cortante_{máx} interior total de la carga más desfavorable:**

$$V_{\text{máx interior t}} = V_{\text{máx interior permanente}} + V_{\text{máx interior camión}} + V_{\text{máx interior carga de carril}} = 47.198,541 \text{ kg} + 13.283,72 \text{ kg} + 19.611,351 \text{ kg} = 80.093,612 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} interior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$V_{\text{máx interior t mayorado}} = 1,25 \times 80.093,612 \text{ kg} = 100.117,015 \text{ kg} = V_i = V_u$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} exterior total de la carga más desfavorable:**

$$V_{\text{máx exterior t}} = V_{\text{máx exterior permanente}} + V_{\text{máx exterior camión}} + V_{\text{máx exterior carga de carril}} = 47.198,541 \text{ kg} + 11.734,683 \text{ kg} + 17.324,439 \text{ kg} = 76.257,663 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} exterior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$V_{\text{máx exterior t mayorado}} = 1,25 \times 76.257,663 \text{ kg} = 95.322,079 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del M_{máx} interior total de la carga más desfavorable:**

$$M_{\text{máx interior t}} = M_{\text{máx interior permanente}} + M_{\text{máx interior camión}} + M_{\text{máx interior carga de carril}} = 306.790,517 \text{ kgm} + 366.393,839 \text{ kgm} + 302.206,826 = 975.391,182 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del M_{máx} interior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$M_{\text{máx interior t mayorado}} = 1,25 \times 975.391,182 \text{ kgm} = 1.219.238,978 \text{ kgm} = M_{\text{máx}} = M_u$$

✓ **Cálculo del M_{máx} exterior total de la carga más desfavorable:**

$$M_{\text{máx exterior t}} = M_{\text{máx exterior permanente}} + M_{\text{máx exterior camión}} + M_{\text{máx exterior carga de carril}} = 306.790,517 \text{ kgm} + 393.427,074 \text{ kgm} + 393.427,074 \text{ kgm} = 1.093.644,655 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del M_{máx} exterior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$M_{\text{máx exterior t mayorado}} = 1,25 \times 1.093.644,655 \text{ kgm} = 1.367.055,819 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de las combinaciones de las cargas:**

Solicitaciones extremas:

- **Resistencia I:**

Combinación de las cargas básica sin considerar la acción del viento.

Factor de carga máximo para cargas permanentes: $\gamma_p = 1,25$

Resistencia I = $\gamma_p \times DC + 1,75 \times LL$

$V_{\text{máx R1}} = 100.117,015 \text{ kg}$

$M_{\text{máx R1}} = 1.367.055,819 \text{ kgm}$

- **Servicio I:**

Combinación de las cargas que representa la operación normal del puente vehicular con un viento de 90 km/h.

Servicio I = $1 \times DC + 1 \times LL + 1 \times WS$

$V_{\text{máx S1}} = 47.855,282 \text{ kg}$

$M_{\text{máx S1}} = 458.212,845 \text{ kgm}$

Se considera el método de los estados límites de resistencia.

La combinación de las cargas que causa las sollicitaciones extremas máximas es el estado de Resistencia I.

$V_{\text{máx R1}} = 100.117,015 \text{ kg} = V_u$

$M_{\text{máx R1}} = 1.367.055,819 \text{ kgm}$

Se considera el método de esfuerzos admisibles para el diseño del H° preesforzado con armaduras postesas.

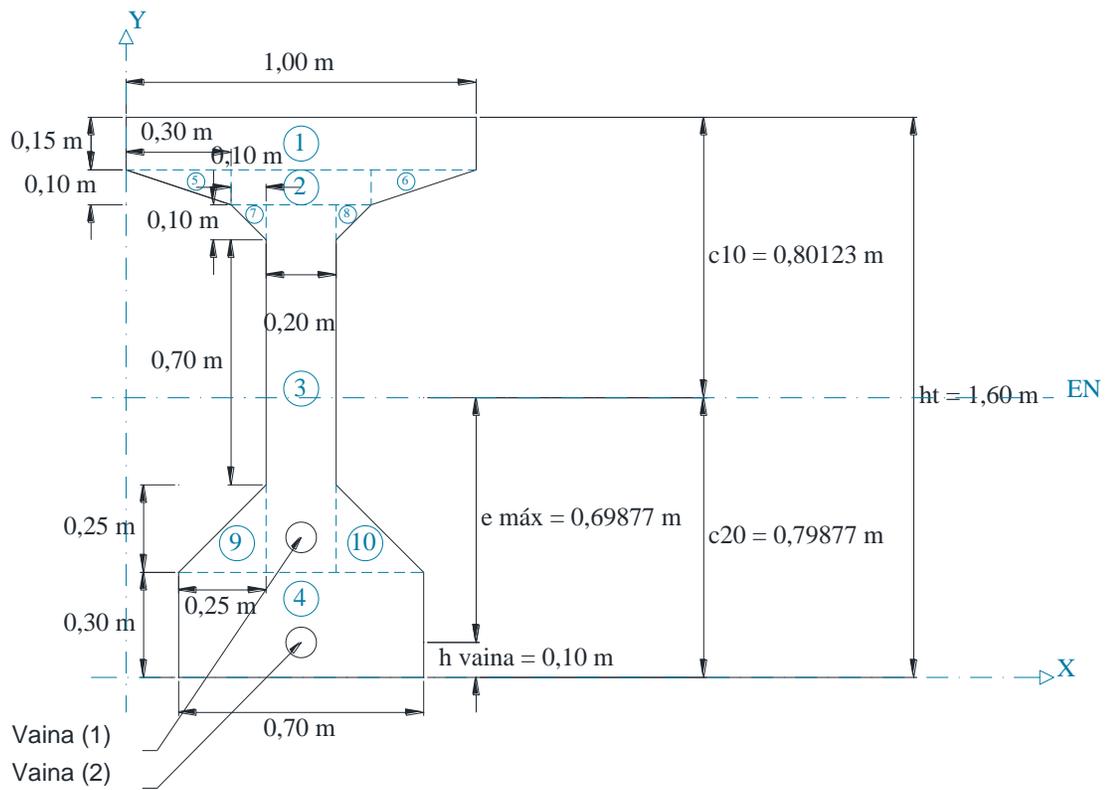
Con las sollicitaciones de la combinación de las cargas en un estado normal de servicio de la estructura.

$V_{\text{máx S1}} = 47.855,282 \text{ kg}$

$M_{\text{máx S1}} = 458.212,845 \text{ kgm} = M_T$

✓ **Cálculo de las propiedades geométricas (t = 0) de las vigas de H° preesforzado con armaduras postesas:**

Figura 36: Sección transversal de la viga I (Tipo V) (t = 0)



(Fuente: Elaboración propia).

$$A_t = 0,7125 \text{ m}^2 \times 10.000 = 7.125 \text{ cm}^2$$

✓ **Teorema de Steiner:**

$$I_0 = \Sigma (I_i + A_i \times d_i^2)$$

Cuadro 15: Sección transversal de la viga I (Tipo V) (t = 0)

N°	Sección (cm)	A _i (cm ²)	y _i (cm)	A _i × y _i (cm ³)	d _i = \bar{y} - y _i (cm)	I _i (cm ⁴)	A _i × d _i ² (cm ⁴)	I _i + A _i × d _i ² (cm ⁴)
	$\frac{b \times h}{2}$							
1	100 × 15	1.500	152,5	228.750	- 72,623	28.125	7.911.150,194	7.939.275,194
2	40 × 10	400	140	56.000	- 60,123	3.333,333	1.445.910,052	1.449.243,385
3	20 × 105	2.100	82,5	173.250	- 2,623	1.929.375	14.448,271	1.943.823,271
4	70 × 30	2.100	15	31.500	64,877	157.500	8.838.952,771	8.996.452,771
	$\frac{b \times h}{2}$							
5	$\frac{30 \times 10}{2}$	150	141,667	21.250,05	- 61,79	833,333	572.700,615	573.533,948
6	$\frac{30 \times 10}{2}$	150	141,667	21.250,05	- 61,79	833,333	572.700,615	573.533,948
7	$\frac{10 \times 10}{2}$	50	131,667	6.583,35	- 51,79	277,778	134.110,205	134.387,983
8	$\frac{10 \times 10}{2}$	50	131,667	6.583,35	- 51,79	277,778	134.110,205	134.387,983
9	$\frac{25 \times 25}{2}$	312,5	38,333	11.979,063	41,544	10.850,694	539.344,98	550.195,674
10	$\frac{25 \times 25}{2}$	312,5	38,333	11.979,063	41,544	10.850,694	539.344,98	550.195,674

N°	Sección (cm)	A _i (cm ²)	y _i (cm)	A _i × y _i (cm ³)	d _i = \bar{y} - y _i (cm)	I _i (cm ⁴)	A _i × d _i ² (cm ⁴)	I _i + A _i × d _i ² (cm ⁴)
	b × h							
		A ₀ = 7.125 cm ²		Σ (A _i × y _i) = 569.124,926 cm ³				I ₀ = 22.845.029,83 cm ⁴

(Fuente: Elaboración propia).

$$\bar{y} = \frac{\sum(A_i \times y_i)}{A_0} = \frac{569.124,926 \text{ cm}^3}{7.125 \text{ cm}^2} = 79,877 \text{ cm} = c_2 = c_{20}$$

$$c_1 = h_t - c_2 = 160 \text{ cm} - 79,877 \text{ cm} = 80,123 \text{ cm} = c_{10}$$

$$e_{\text{máx}} = c_2 - h_{\text{vaina}} = 79,877 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 69,877 \text{ cm} = e_0 \text{ (En centro luz).}$$

- ✓ **Cálculo de las propiedades geométricas ($t = \infty$) de las vigas de H° preesforzado con armaduras postesas:**
- ✓ **Cálculo del factor del ancho tributario de la sección compuesta:**

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$E_{c \text{ losa}} = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{(250 \text{ kg/cm}^2)} = 238.751,963 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del H^o a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

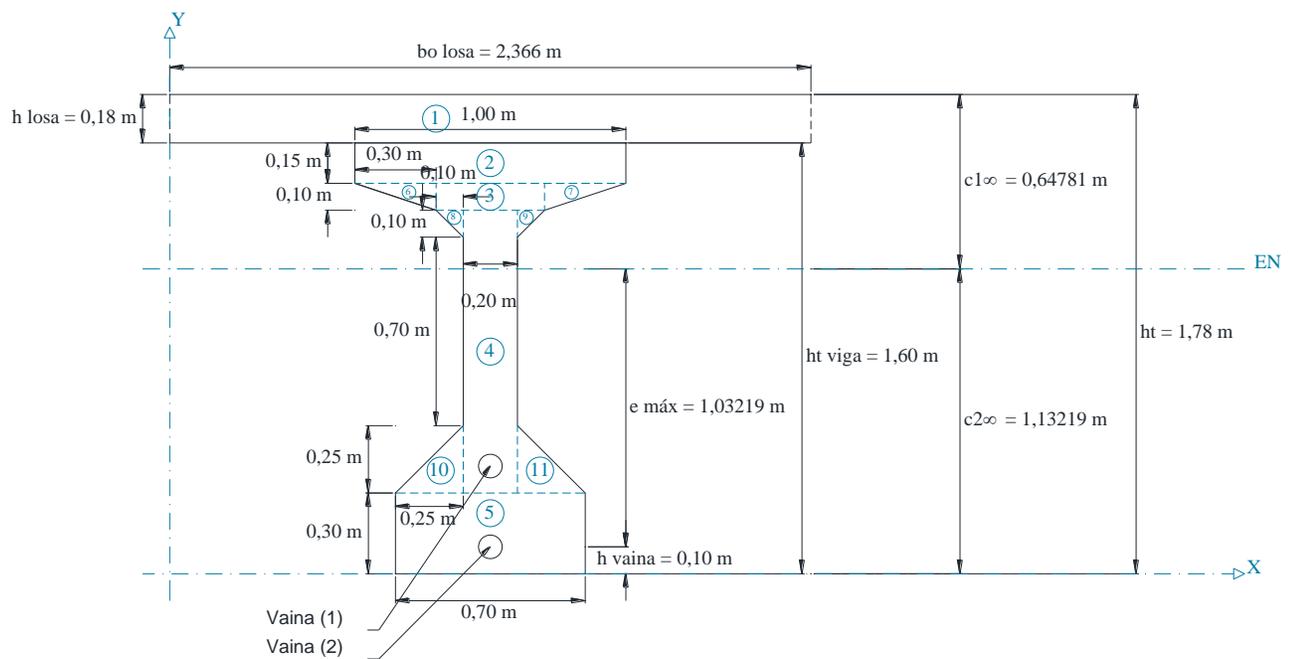
$$E_{c \text{ viga}} = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} = 282.495,133 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_{c \text{ losa}}}{E_{c \text{ viga}}} = \frac{238.751,963 \text{ kg/cm}^2}{282.495,133 \text{ kg/cm}^2} = 0,845$$

Ancho tributario de la sección simple: $b_{e \text{ losa}} = 2,8 \text{ m}$

$$b_{o \text{ losa}} = n \times b_{e \text{ losa}} = 0,845 \times 2,8 \text{ m} = 2,366 \text{ m}$$

Figura 37: Sección transversal de la viga I (Tipo V) ($t = \infty$)



(Fuente: Elaboración propia).

$$A_t = 1,13838 \text{ m}^2 \times 10.000 = 11.383,8 \text{ cm}^2$$

✓ **Teorema de Steiner:**

$$I_0 = \Sigma [I_i + A_i \times (d_i)^2]$$

Cuadro 16: Sección transversal de la viga I (Tipo V) ($t = \infty$)

Nº	Sección (cm)	A_i (cm ²)	y_i (cm)	$A_i \times y_i$ (cm ³)	$d_i = \bar{y} - y_i$ (cm)	I_i (cm ⁴)	$A_i \times (d_i)^2$ (cm ⁴)	$I_i + A_i \times (d_i)^2$ (cm ⁴)
	(b × h)							
1	236,6 × 18	4.258,8	169	719.737,2	- 55,781	114.987,6	13.251.341,21	13.366.328,81
2	100 × 15	1.500	152,5	228.750	- 39,281	28.125	2.314.495,442	2.342.620,442
3	40 × 10	400	140	56.000	- 26,781	3.333,333	286.888,784	290.222,117
4	20 × 105	2.100	82,5	173.250	30,719	1.929.375	1.981.679,618	3.911.054,618
5	70 × 30	2.100	15	31.500	98,219	157.500	20.258.641,118	20.416.141,118
	$\frac{b \times h}{2}$							
6	$\frac{30 \times 10}{2}$	150	141,667	21.250,05	- 28,448	833,333	121.393,306	122.226,639
7	$\frac{30 \times 10}{2}$	150	141,667	21.250,05	- 28,448	833,333	121.393,306	122.226,639
8	$\frac{10 \times 10}{2}$	50	131,667	6.583,35	- 18,448	277,778	17.016,435	17.294,213
9	$\frac{10 \times 10}{2}$	50	131,667	6.583,35	- 18,448	277,778	17.016,435	17.294,213
10	$\frac{25 \times 25}{2}$	312,5	38,333	11.979,063	74,886	10.850,694	1.752.472,811	1.763.323,505

Nº	Sección (cm)	A _i (cm ²)	y _i (cm)	A _i × y _i (cm ³)	d _i = \bar{y} - y _i (cm)	I _i (cm ⁴)	A _i × (d _i) ² (cm ⁴)	I _i + A _i × (d _i) ² (cm ⁴)
	(b × h)							
11	$\frac{25 \times 25}{2}$	312,5	38,333	11.979,063	74,886	10.850,694	1.752.472,811	1.763.323,505
		A _∞ = 11.383,8 cm ²		Σ (A _i × y _i) = 1.288.862,126 cm ³				I _∞ = 44.132.055,819 cm ⁴

(Fuente: Elaboración propia).

$$\bar{y} = \frac{\sum(A_i \times y_i)}{A_\infty} = \frac{1.288.862,126 \text{ cm}^3}{11.383,8 \text{ cm}^2} = 113,219 \text{ cm} = c_2 = c_{2\infty}$$

$$c_1 = h_t - c_2 = 178 \text{ cm} - 113,219 \text{ cm} = 64,781 \text{ cm} = c_{1\infty}$$

$$e_{\text{máx}} = c_2 - h_{\text{vaina}} = 113,219 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 103,219 \text{ cm} = e_\infty \text{ (En centro luz).}$$

✓ **Cálculo de la resistencia característica el día del tesado:**

Se va a tesar cuando se obtenga una resistencia de 70 %.

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$f_{ci} = 0,7 \times f'_c = 0,7 \times (350 \text{ kg/cm}^2) = 245 \text{ kg/cm}^2$ (No debe ser < a 245 kg/cm^2).

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm} a la tracción (t = 0) (El día de la transferencia):**

$$f_{ti} = 0,8 \times \sqrt{f'_{ci}} = 0,8 \times \sqrt{(245 \text{ kg/cm}^2)} = 12,522 \text{ kg/cm}^2 = f_{t0}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm} a la compresión (t = 0) (El día de la transferencia):**

$$f_{ci} = 0,6 \times f'_{ci} = 0,6 \times (245 \text{ kg/cm}^2) = 147 \text{ kg/cm}^2 = f_{c0}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm} a la compresión (t = ∞) (Servicio - cuando han ocurrido todas las pérdidas):**

$$f_{cs} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times (350 \text{ kg/cm}^2) = 157,5 \text{ kg/cm}^2 = f_{c\infty}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm} a la tracción (t = ∞) (Servicio - cuando han ocurrido todas las pérdidas):**

$$f_{ts} = 1,6 \times \sqrt{f'_c} = 1,6 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} = 29,933 \text{ kg/cm}^2 = f_{t\infty}$$

✓ **Cálculo de la fuerza de preesforzado:**

- **Esfuerzos en las fibras extremas (Inecuaciones de condición):**

- **Esfuerzo en la fibra traccionada (t = 0) (Estadio 2):**

$$f_{ti} = 12,522 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$c_{10} = 80,123 \text{ cm}$$

$$I_0 = 22.845.029,83 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 69,877 \text{ cm}$$

$$A_0 = 7.125 \text{ cm}^2$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$\begin{aligned}
& -\frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti} \\
& + \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti} + \frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} \\
& P_0 \times \left[\left(+ \frac{e_0 \times c_{10}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right] \leq f_{ti} + \frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} \\
& P_0 \leq \frac{\left[f_{ti} + \left(\frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} \right) \right]}{\left[\left(+ \frac{e_0 \times c_{10}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right]} \\
& P_0 \leq \frac{\left[(12,522 \text{ kg/cm}^2) + \left(\frac{34.716.825 \text{ kgcm} \times 80,123 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4} \right) \right]}{\left[\left(+ \frac{69,877 \text{ cm} \times 80,123 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4} \right) - \frac{1}{7.125 \text{ cm}^2} \right]} \\
& \therefore P_0 \leq 1.282.242,472 \text{ kg}
\end{aligned}$$

- **Esfuerzo en la fibra comprimida (t = 0) (Estadio 2):**

$$f_{ci} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$c_{20} = 79,877 \text{ cm}$$

$$I_0 = 22.845.029,83 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 69,877 \text{ cm}$$

$$A_0 = 7.125 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}
f_{20} & = + \frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci} \\
& + \frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci} \\
& - \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci} - \frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} \\
& P_0 \times \left[\left(- \frac{e_0 \times c_{20}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right] \geq f_{ci} - \frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} \\
& P_0 \geq \frac{\left[f_{ci} - \left(\frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} \right) \right]}{\left[\left(- \frac{e_0 \times c_{20}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right]} \therefore P_0 \leq \frac{\left[(- f_{ci}) - \left(\frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} \right) \right]}{\left[\left(- \frac{e_0 \times c_{20}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right]}
\end{aligned}$$

$$P_0 \leq \frac{\left[(-147 \text{ kg/cm}^2) - \left(\frac{34.716.825 \text{ kgcm} \times 79,877 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4}\right)\right]}{\left[\left(-\frac{69,877 \text{ cm} \times 79,877 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4}\right) - \frac{1}{7.125 \text{ cm}^2}\right]} \therefore P_0 \leq 697.698,609 \text{ kg}$$

- **Esfuerzo en la fibra comprimida (t = ∞) (Estadio 4):**

$$f_{cs} = 157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0$$

Momento por las cargas permanentes adicionales: M_d

$$M_{CV}: M_L$$

$$M_T: M_T = M_0 + M_d + M_L = 45.821.284,5 \text{ kgcm}$$

$$c_{1\infty} = 64,781 \text{ cm}$$

$$I_\infty = 44.132.055,819 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$e_\infty = 103,219 \text{ cm}$$

$$A_\infty = 11.383,8 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{1\infty} &= -\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \geq (-f_{cs}) \\ &-\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \geq (-f_{cs}) \\ &+\frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \geq (-f_{cs}) + \frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} \\ P_0 \times \left[\left(+\frac{\eta \times e_\infty \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{\eta}{A_\infty} \right] &\geq (-f_{cs}) + \frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} \\ P_0 \geq \frac{\left[(-f_{cs}) + \left(\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) \right]}{\left[\left(+\frac{\eta \times e_\infty \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{\eta}{A_\infty} \right]} &\therefore P_0 \geq \frac{\left[(-f_{cs}) + \left(\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) \right]}{\left\{ \eta \times \left[\left(+\frac{e_\infty \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{1}{A_\infty} \right] \right\}} \\ P_0 \geq \frac{\left[(-157,5 \text{ kg/cm}^2) + \left(\frac{45.821.284,5 \text{ kgcm} \times 64,781 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} \right) \right]}{\left\{ 0,75 \times \left[\left(+\frac{103,219 \text{ cm} \times 64,781 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} \right) - \frac{1}{11.383,8 \text{ cm}^2} \right] \right\}} \end{aligned}$$

$$P_0 \geq -1.889.731,375 \text{ kg}$$

- **Esfuerzo en la fibra traccionada (t = ∞) (Estadio 4):**

$$f_{ts} = 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0$$

Momento por las cargas permanentes adicionales: M_d

$$M_{CV}: M_L$$

$$M_T: M_T = M_0 + M_d + M_L = 45.821.284,5 \text{ kgcm}$$

$$c_{2\infty} = 113,219 \text{ cm}$$

$$I_\infty = 44.132.055,819 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$e_\infty = 103,219 \text{ cm}$$

$$A_\infty = 11.383,8 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{2\infty} &= + \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \leq f_{ts} \\ &+ \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \leq f_{ts} \\ &- \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \leq f_{ts} - \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} \\ &P_0 \times \left[\left(- \frac{\eta \times e_\infty \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{\eta}{A_\infty} \right] \leq f_{ts} - \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} \\ P_0 &\leq \frac{\left[f_{ts} - \left(\frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) \right]}{\left[\left(- \frac{\eta \times e_\infty \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{\eta}{A_\infty} \right]} \therefore P_0 \leq \frac{\left[f_{ts} - \left(\frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) \right]}{\left\{ \eta \times \left[\left(- \frac{e_\infty \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{1}{A_\infty} \right] \right\}} \\ P_0 &\geq \frac{\left[(29,933 \text{ kg/cm}^2) - \left(\frac{45.821.284,5 \text{ kgcm} \times 113,219 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} \right) \right]}{\left\{ 0,75 \times \left[\left(- \frac{103,219 \text{ cm} \times 113,219 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} \right) - \frac{1}{11.383,8 \text{ cm}^2} \right] \right\}} \\ &\therefore P_0 \geq 331.282,472 \text{ kg} \end{aligned}$$

✓ **Fuerza de preesforzado inicial:**

- **t = 0 (Estadio 2):**

$$P_0 \leq 1.282.242,472 \text{ kg}$$

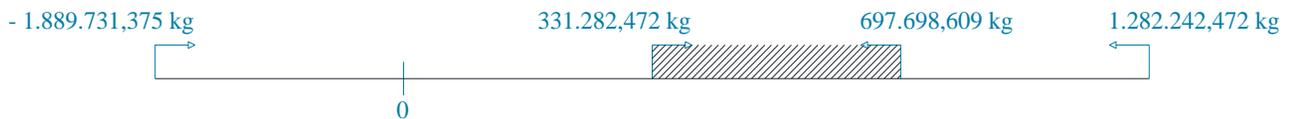
$$P_0 \leq 697.698,609 \text{ kg}$$

- $t = \infty$ (Estadio 4):

$$P_0 \geq -1.889.731,375 \text{ kg}$$

$$P_0 \geq 331.282,472 \text{ kg}$$

Figura 38: Fuerza de preesforzado inicial



(Fuente: Elaboración propia).

$$C_s: [331.282,472 \text{ kg}, 697.698,609 \text{ kg}]$$

Figura 39: Fuerza de preesforzado inicial



(Fuente: Elaboración propia).

Diámetro comercial de 1 Torón: $\phi = 0,5''$

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm}:**

Esfuerzo último del acero de preesforzado: $f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$ (G - 270 ksi)

$$\text{Esfuerzo}_{adm}: f_{adm} = 0,74 \times f_{pu} = 0,74 \times 18.980 \text{ kg/cm}^2 = 14.045,2 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de la fuerza de preesforzado por torón:**

Área de 1 Torón: $A_T = 0,987 \text{ cm}^2$

$$\text{Esfuerzo}_{adm}: f_{adm} = 14.045,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fuerza de preesforzado por Torón: } P_T = A_T \times f_{adm} = 0,987 \text{ cm}^2 \times 14.045,2 \text{ kg/cm}^2 = 13.862,6124 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del N° torones:**

$$P_{\text{mín}} = 331.282,472 \text{ kg}$$

$$P_T = 13.862,6124 \text{ kg}$$

$$N^{\circ}_{\text{torones}} = \frac{P_{\text{mín}}}{P_T} = \frac{331.282,472 \text{ kg}}{13.862,6124 \text{ kg}} = 23,898 \therefore N^{\circ}_T = 24$$

$$P_{\text{máx}} = 697.698,609 \text{ kg}$$

$$P_T = 13.862,6124 \text{ kg}$$

$$N^{\circ}_{\text{torones}} = \frac{P_{\text{máx}}}{P_T} = \frac{697.698,609 \text{ kg}}{13.862,6124 \text{ kg}} = 50,33 \therefore N^{\circ}_T = 51$$

Se considera: 38 T 0,5'' $\therefore N^{\circ}_{\text{vainas}} = 2$ de 19 Torones c/u.

✓ **Cálculo de la fuerza de peesforzado inicial:**

$$N^{\circ}_T \text{ considerado} = 38 \text{ T}$$

$$P_T = 13.862,6124 \text{ kg}$$

$$P_0 = N^{\circ}_T \text{ considerado} \times P_T = 38 \times 13.862,6124 \text{ kg} = 526.779,2712 \text{ kg}/1.000 = 526,779 \text{ ton}$$

Se considera: $P_0 = 527 \text{ ton} \times 1.000 = 527.000 \text{ kg}$

✓ **Cálculo de la fuerza de peesforzado final o efectiva:**

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 527 \text{ ton}$$

$$P_f = \eta \times P_0 = 0,75 \times 527 \text{ ton} = 395,25 \text{ ton} \times 1.000 = 395.250 \text{ kg}$$

- **Verificación:**

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$N^{\circ}_T \text{ considerado} = 38 \text{ T}$$

$$\text{Área de 1 Torón: } A_T = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$A_p = N^{\circ}_T \text{ considerado} \times A_T = 38 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 37,506 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P_0}{A_p} = \frac{527.000 \text{ kg}}{37,506 \text{ cm}^2} = 14.051,085 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo último del acero de preesforzado: $f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{\sigma}{f_{pu}} = \frac{(14.051,085 \text{ kg/cm}^2)}{(18.980 \text{ kg/cm}^2)} = 0,74 \therefore \sigma = 0,74 \times f_{pu}$$

$\sigma = 0,5 \times f_{pu} \rightarrow$ No se debe tesar a un $<$ esfuerzo porque se debe garantizar el cortante.

$$\sigma = 0,74 \times f_{pu} > 0,5 \times f_{pu}$$

✓ **Verificación de los esfuerzos_{adm}:**

- **Esfuerzos en las fibras extremas (Inecuaciones de condición):**
- **Esfuerzo en la fibra traccionada (t = 0) (Estadio 2) (Transferencia):**

$$f_{ti} = 12,522 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$c_{10} = 80,123 \text{ cm}$$

$$I_0 = 22.845.029,83 \text{ cm}^4$$

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$e_0 = 69,877 \text{ cm}$$

$$A_0 = 7.125 \text{ cm}^2$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$f_{10} = -\frac{34.716.825 \text{ kgcm} \times 80,123 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4}$$

$$+ \frac{(527.000 \text{ kg} \times 69,877 \text{ cm}) \times 80,123 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4} - \frac{527.000 \text{ kg}}{7.125 \text{ cm}^2}$$

$$\leq 12,522 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{10} = -66,57 \text{ kg/cm}^2 < 12,522 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo en la fibra comprimida (t = 0) (Estadio 2) (Transferencia):**

$$f_{ci} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$c_{20} = 79,877 \text{ cm}$$

$$I_0 = 22.845.029,83 \text{ cm}^4$$

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$e_0 = 69,877 \text{ cm}$$

$$A_0 = 7.125 \text{ cm}^2$$

$$f_{20} = +\frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq -f_{ci}$$

$$f_{20} = + \frac{34.716.825 \text{ kgcm} \times 79,877 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4} - \frac{(527.000 \text{ kg} \times 69,877 \text{ cm}) \times 79,877 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4} - \frac{527.000 \text{ kg}}{7.125 \text{ cm}^2} \geq -147 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{20} = -81,337 \text{ kg/cm}^2 > -147 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo en la fibra comprimida (t = ∞) (Estadio 4) (Servicio):**

$$f_{cs} = 157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0$$

Momento por las cargas permanentes adicionales: M_d

$$M_{CV}: M_L$$

$$M_t: M_T = M_0 + M_d + M_L = 45.821.284,5 \text{ kgcm}$$

$$c_{1\infty} = 64,781 \text{ cm}$$

$$I_{\infty} = 44.132.055,819 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$e_{\infty} = 103,219 \text{ cm}$$

$$A_{\infty} = 11.383,8 \text{ cm}^2$$

$$f_{1\infty} = - \frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{(\eta \times P_0 \times e_{\infty}) \times c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta \times P_0}{A_{\infty}} \geq -f_{cs}$$

$$f_{1\infty} = - \frac{45.821.284,5 \text{ kgcm} \times 64,781 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} + \frac{(0,75 \times 527.000 \text{ kg} \times 103,219 \text{ cm}) \times 64,781 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} - \frac{0,75 \times 527.000 \text{ kg}}{11.383,8 \text{ cm}^2} \geq -157,5 \text{ kg/cm}^2 \therefore f_{1\infty} = -42,095 \text{ kg/cm}^2 > -157,5 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo en la fibra traccionada (t = ∞) (Estadio 4) (Servicio):**

$$f_{ts} = 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0$$

Momento por las cargas permanentes adicionales: M_d

$$M_{CV}: M_L$$

$$M_T: M_T = M_0 + M_d + M_L = 45.821.284,5 \text{ kgcm}$$

$$c_{2\infty} = 113,219 \text{ cm}$$

$$I_{\infty} = 44.132.055,819 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$e_{\infty} = 103,219 \text{ cm}$$

$$A_{\infty} = 11.383,8 \text{ cm}^2$$

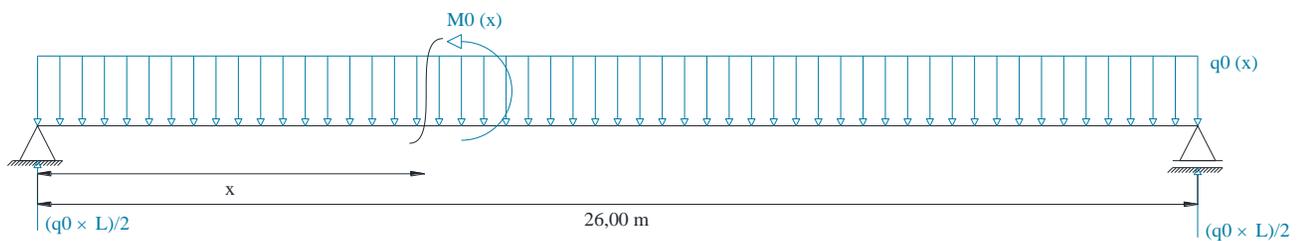
$$f_{2\infty} = + \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{(\eta \times P_0 \times e_{\infty}) \times c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta \times P_0}{A_{\infty}} \leq f_{ts}$$

$$f_{2\infty} = + \frac{45.821.284,5 \text{ kgcm} \times 113,219 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} - \frac{(0,75 \times 527.000 \text{ kg} \times 103,219 \text{ cm}) \times 113,219 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} - \frac{0,75 \times 527.000 \text{ kg}}{11.383,8 \text{ cm}^2} \leq 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{2\infty} = - 21,832 \text{ kg/cm}^2 < 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de la ecuación del $M_0(x)$:**

Figura 40: $M_0(x)$



(Fuente: Elaboración propia).

$$\text{Carga permanente: } q_0 = 2.761,2 \text{ kg/m}$$

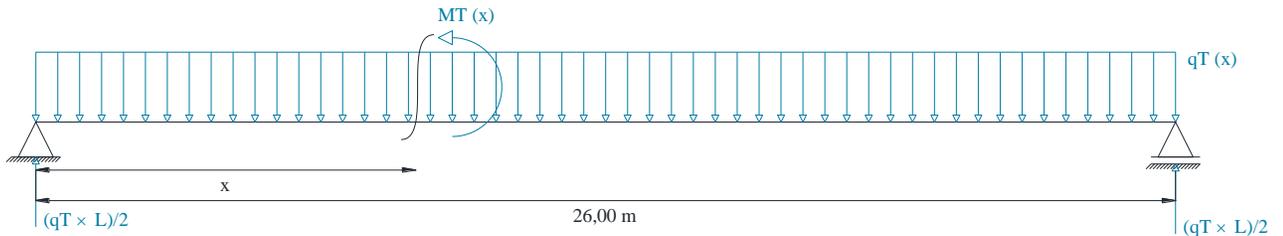
$$M_0(x) = \frac{q_0 \times L \times x}{2} - \frac{q_0 \times x^2}{2}$$

$$= \frac{27,612 \text{ kg/cm} \times 2.600 \text{ cm} \times x}{2} - \frac{27,612 \text{ kg/cm} \times x^2}{2}$$

$$M_0(x) = 35.895,6 \times x - 13,806 \times x^2$$

✓ **Cálculo de la ecuación del $M_T(x)$:**

Figura 41: $M_T(x)$



(Fuente: Elaboración propia).

Carga permanente: $q_T = 3.630,657 \text{ kg/m}$

$$M_T(x) = \frac{q_T \times L \times x}{2} - \frac{q_T \times x^2}{2}$$

$$M_T(x) = \frac{36,30657 \text{ kg/cm} \times 2.600 \text{ cm} \times x}{2} - \frac{36,30657 \text{ kg/cm} \times x^2}{2}$$

$$M_T(x) = 47.198,541 \times x - 18,153285 \times x^2$$

✓ **Cálculo de las excentricidades permisibles para definir la trayectoria del cable:**

- **t = 0 (Estadio 2):**

- **Inecuación 1:**

$$f_{ti} = 12,522 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_0 = 22.845.029,83 \text{ cm}^4$$

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$c_{10} = 80,123 \text{ cm}$$

$$A_0 = 7.125 \text{ cm}^2$$

$$M_0(x) = 35.895,6 \times x - 13,806 \times x^2$$

$$e(x) \leq \left(\frac{f_{ti} \times I_0}{P_0 \times c_{10}} \right) + \left(\frac{I_0}{c_{10} \times A_0} \right) + \left(\frac{M_0(x)}{P_0} \right)$$

$$e_{(x)} \leq \left(\frac{12,522 \text{ kg/cm}^2 \times 22.845.029,83 \text{ cm}^4}{527.000 \text{ kg} \times 80,123 \text{ cm}} \right) + \left(\frac{22.845.029,83 \text{ cm}^4}{80,123 \text{ cm} \times 7.125 \text{ cm}^2} \right) + \left[\frac{(35.895,6 \times x - 13,806 \times x^2)}{527.000 \text{ kg}} \right]$$

- **Inecuación 2:**

$$f_{ci} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_0 = 22.845.029,83 \text{ cm}^4$$

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$c_{20} = 79,877 \text{ cm}$$

$$A_0 = 7.125 \text{ cm}^2$$

$$M_{0(x)} = 35.895,6 \times x - 13,806 \times x^2$$

$$e_{(x)} \leq \left[- \left(\frac{f_{ci} \times I_0}{P_0 \times c_{20}} \right) \right] - \left(\frac{I_0}{c_{20} \times A_0} \right) + \left(\frac{M_{0(x)}}{P_0} \right)$$

$$e_{(x)} \leq \left[- \left(\frac{147 \text{ kg/cm}^2 \times 22.845.029,83 \text{ cm}^4}{527.000 \text{ kg} \times 79,877 \text{ cm}} \right) \right] - \left(\frac{22.845.029,83 \text{ cm}^4}{79,877 \text{ cm} \times 7.125 \text{ cm}^2} \right) + \left[\frac{(35.895,6 \times x - 13,806 \times x^2)}{527.000 \text{ kg}} \right]$$

- **t = ∞ (Estadio 4):**

- **Inecuación 3:**

$$f_{cs} = 157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_\infty = 44.132.055,819 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$c_{1\infty} = 64,781 \text{ cm}$$

$$A_\infty = 11.383,8 \text{ cm}^2$$

$$M_{T(x)} = 47.198,541 \times x - 18,153285 \times x^2$$

$$e_{(x)} \geq \left[\frac{f_{cs} \times I_\infty}{(\eta \times P_0) \times c_{1\infty}} \right] + \left(\frac{I_\infty}{c_{1\infty} \times A_\infty} \right) + \left[\frac{M_{T(x)}}{(\eta \times P_0)} \right]$$

$$e_{(x)} \geq \left[\frac{157,5 \text{ kg/cm}^2 \times 44.132.055,819 \text{ cm}^4}{(0,75 \times 527.000 \text{ kg}) \times 64,781 \text{ cm}} \right] + \left(\frac{44.132.055,819 \text{ cm}^4}{64,781 \text{ cm} \times 11.383,8 \text{ cm}^2} \right) \\ + \left[\frac{(47.198,541 \times x - 18,153285 \times x^2)}{(0,75 \times 527.000 \text{ kg})} \right]$$

- **Inecuación 4:**

$$f_{ts} = 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{\infty} = 44.132.055,819 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$c_{2\infty} = 113,219 \text{ cm}$$

$$A_{\infty} = 11.383,8 \text{ cm}^2$$

$$M_{T(x)} = 47.198,541 \times x - 18,153285 \times x^2$$

$$e_{(x)} \geq \left[- \left(\frac{f_{ts} \times I_{\infty}}{(\eta \times P_0) \times c_{2\infty}} \right) \right] - \left(\frac{I_{\infty}}{c_{2\infty} \times A_{\infty}} \right) + \left[\frac{M_{T(x)}}{(\eta \times P_0)} \right]$$

$$e_{(x)} \geq \left[- \left(\frac{29,933 \text{ kg/cm}^2 \times 44.132.055,819 \text{ cm}^4}{(0,75 \times 527.000 \text{ kg}) \times 113,219 \text{ cm}} \right) \right] \\ - \left(\frac{44.132.055,819 \text{ cm}^4}{113,219 \text{ cm} \times 11.383,8 \text{ cm}^2} \right) \\ + \left[\frac{(47.198,541 \times x - 18,153285 \times x^2)}{(0,75 \times 527.000 \text{ kg})} \right]$$

✓ **Estimación de las pérdidas de preesforzado instantáneas:**

✓ **Estimación de la pérdida por fricción (Vaina y torones):**

El tesado se ejecutará desde un solo extremo.

Se utilizan torones con $f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$ (Grado - 270 ksi) de 0,5'' (12,7 mm) de diámetro constituidos por 7 alambres de acero de baja relajación.

Se utilizara vainas metálicas que luego serán inyectadas.

En los torones de postesado:

Para la trayectoria del cable:

$$P_{pj} = 527 \text{ ton}$$

$$P_{pi}/2 = 263,5 \text{ ton}$$

$$K = 0,0015 \text{ rad/m}$$

$$L_{px} = \frac{\text{Luz}_{\text{cálculo}}}{2} = \frac{26 \text{ m}}{2} = 13 \text{ m}$$

$$\mu_p = 0,2$$

✓ **Cálculo de la ecuación de la trayectoria del cable:**

$$f(x) = y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$A = (0 ; 0,1276)$$

$$B = (13 ; - 0,69877)$$

$$C = (26 ; 0,1276)$$

- **A:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$0,1276 = A \times (0)^2 + B \times (0) + C \therefore C = 0,1276$$

- **B:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$- 0,69877 = A \times (13)^2 + B \times (13) + 0,1276 \Rightarrow - 0,69877 = A \times (169) + B \times (13)$$

$$+ 0,1276 \Rightarrow 169 \times A + 13 \times B + 0,82637 = 0$$

- **C:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$0,1276 = A \times (26)^2 + B \times (26) + 0,1276 \Rightarrow 0,1276 = A \times (676) + B \times (26) + 0,1276$$

$$\Rightarrow 676 \times A + 26 \times B = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 169 \times A + 13 \times B + 0,82637 = 0 \quad [\times (-2)] \\ 676 \times A + 26 \times B = 0 \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -338 \times A - 26 \times B - 1,65274 = 0 \\ 676 \times A + 26 \times B = 0 \end{array} \right\}$$

$$\hline 338 \times A - 1,65274 = 0$$

$$A = \frac{1,65274}{338} = 0,00489$$

$$676 \times A + 26 \times B = 0 \Rightarrow 676 \times 0,00489 + 26 \times B = 0 \Rightarrow 3,985696 + 26 \times B = 0$$

$$B = -\frac{3,30564}{26} = -0,12714$$

Parábola A B C: $y = 0,00489 \times x^2 - 0,12714 \times x + 0,1276$

La pendiente en algún punto x:

$$\operatorname{tg} \alpha = y' = 0,00489 \times 2 \times x - 0,12714 = 0,00978 \times x - 0,12714$$

Para \angle pequeños: $\operatorname{tg} \alpha \cong \alpha$

$$x = 0 \therefore \operatorname{tg} \alpha = 0,00978 \times x - 0,12714 = 0,00978 \times 0 - 0,12714 = -0,12714 \text{ rad} \Rightarrow \alpha_1 =$$

$$|0,12714| \text{ rad} = 0,12714 \text{ rad}$$

$$x = 13 \text{ m} \therefore \operatorname{tg} \alpha = 0,00978 \times x - 0,12714 = 0,00978 \times 13 - 0,12714 = 0,12714 \text{ rad}$$

$$-0,12714 \text{ rad} \Rightarrow \alpha_2 = 0$$

Por lo tanto el \angle entre A \wedge L_C: $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 = 0,12714 \text{ rad} + 0 = 0,12714 \text{ rad} = \alpha_{px}$

$$P_{px} = P_{pj} \times e^{-(K \times L_{px} + \mu_p \times \alpha_{px})}$$

$$P_{px} = 263,5 \text{ ton} \times e^{-[(0,0015 \text{ rad/m}) \times 13 \text{ m} + 0,2 \times (0,12714 \text{ rad})]} = 251,923 \text{ ton} = P_{tf}$$

$$\frac{P_{px}}{P_{pj}/2} = \frac{251,923 \text{ ton}}{263,5 \text{ ton}} = 0,956$$

$$\text{Pierdo} = 1 - 0,956 = 0,044 \times 100 = 4,4 \%$$

Para reducir la pérdida por fricción es posible sobretesar.

En el anclaje $\rightarrow \leq 0,8 \times f_{pu}$

Sobreteso $\rightarrow 0,74 \times f_{pu}$

Sobreteso $\rightarrow 0,75 \times f_{pu}$ (Recomendado).

Pero la pérdida por relajación es $>$.

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

La pérdida por fricción que otros autores nos presentan significan el mismo efecto que la ecuación de Zia Paul (ACI 318 - 08) y son los sgtes.:

- **Nilson Arthur:**

$$P_0 = P_x \times e^{-(K \times L_x + \mu \times \alpha)}$$

- **PROTENDE:**

$$P_x = P_{m\acute{a}x} \times e^{-(\mu \times \alpha + K \times x)}$$

- **Subieta Otálora Alfonso:**

$$f_x = f_0 \times e^{-(\mu \times \theta + K \times x)}$$

- **AASHTO LRFD:**

$$\Delta f_{pf} = f_{pj} \times [1 - e^{-(K \times x + \mu \times \alpha)}]$$

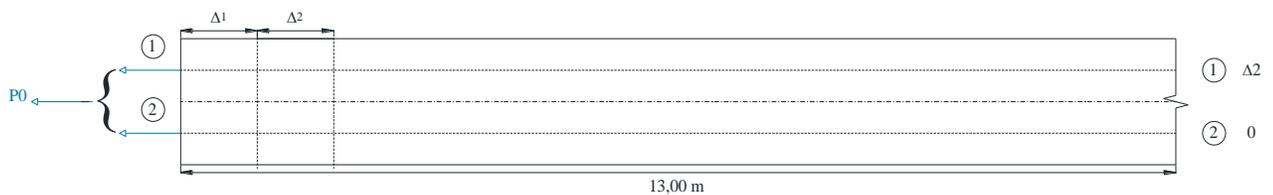
- ✓ **Estimación de la pérdida por acortamiento elástico en el H°:**

Tesado simultáneo: $\rightarrow 0$

Tesado secuencial:

Para elementos con cables adherentes:

Figura 42: Pérdida por acortamiento elástico en el H°



(Fuente: *Apuntes de puentes (CIV - 952)*).

Para elementos postesados: $K_{cir} = 1$

Tensión en el H° a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores producida por la fuerza de tesado considerando solamente las pérdidas por fricción y por acuñaamiento de los anclajes: f_{cpi}

Tensión en el H° a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debido al PP y otras cargas presentes en el momento del preesforzado: f_g

$$f_{cir} = K_{cir} \times f_{cpi} \times f_g$$

Fuerza de preesforzado en los cables en la ubicación crítica del tramo luego de efectuar las reducciones debidas a las pérdidas por fricción y en los dispositivos de los anclajes pero antes de efectuar las reducciones debidas a ES, CR, SH y RE: P_{pi}

Esfuerzo último del acero de preesforzado: $f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$ (G - 270 ksi)

$N^{\circ}_T = 38 \text{ T}$

Área de 1 Torón: $A_T = 0,987 \text{ cm}^2$

$A_{ps} = N^{\circ}_T \times A_T = 38 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 37,506 \text{ cm}^2$

$$P_{pi} = 0,74 \times f_{pu} \times A_{ps} = 0,74 \times (18.980 \text{ kg/cm}^2) \times 37,506 \text{ cm}^2 = 526.779,2412 \text{ kg} \cong 527.000 \text{ kg} = P_0$$

$$A_c = A_0 = 7.125 \text{ cm}^2$$

$$e = e_0 = 69,877 \text{ cm}$$

$$I_c = I_0 = 22.845.029,83 \text{ cm}^4$$

Momento flector debido al PP del elemento que esta siendo preesforzado y a cualquier otra carga permanente que ya esta actuando en el momento de aplicar el preesforzado:

M_d

Carga permanente del elemento: CM:

$$\gamma_{H^o} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_0 = 7.125 \text{ cm}^2$$

$$q_0 = \gamma_{H^o} \times A_0 = (2.400 \text{ kg/cm}^3 / 1.000.000) \times 7.125 \text{ cm}^2 = 17,1 \text{ kg/cm}$$

$$M_d = \frac{q_0 \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8} = \frac{(17,1 \text{ kg/cm}) \times (2.600 \text{ cm})^2}{8} = 14.449.500 \text{ kgcm}$$

Tensión de compresión neta en el H° a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del preesforzado: f_{cir}

$$f_{cir} = K_{cir} \times \left(\frac{P_{pi}}{A_c} + \frac{P_{pi} \times e^2}{I_c} \right) - \frac{M_d \times e}{I_c}$$

$$f_{cir} = 1 \times \left[\frac{527.000 \text{ kg}}{7.125 \text{ cm}^2} + \frac{527.000 \text{ kg} \times (69,877 \text{ cm})^2}{22.845.029,83 \text{ cm}^4} \right] - \frac{14.449.500 \text{ kgcm} \times 69,877 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4} = 142,406 \text{ kg/cm}^2$$

Para elementos postesados: $K_{es} = 0,5$

$$E_s = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

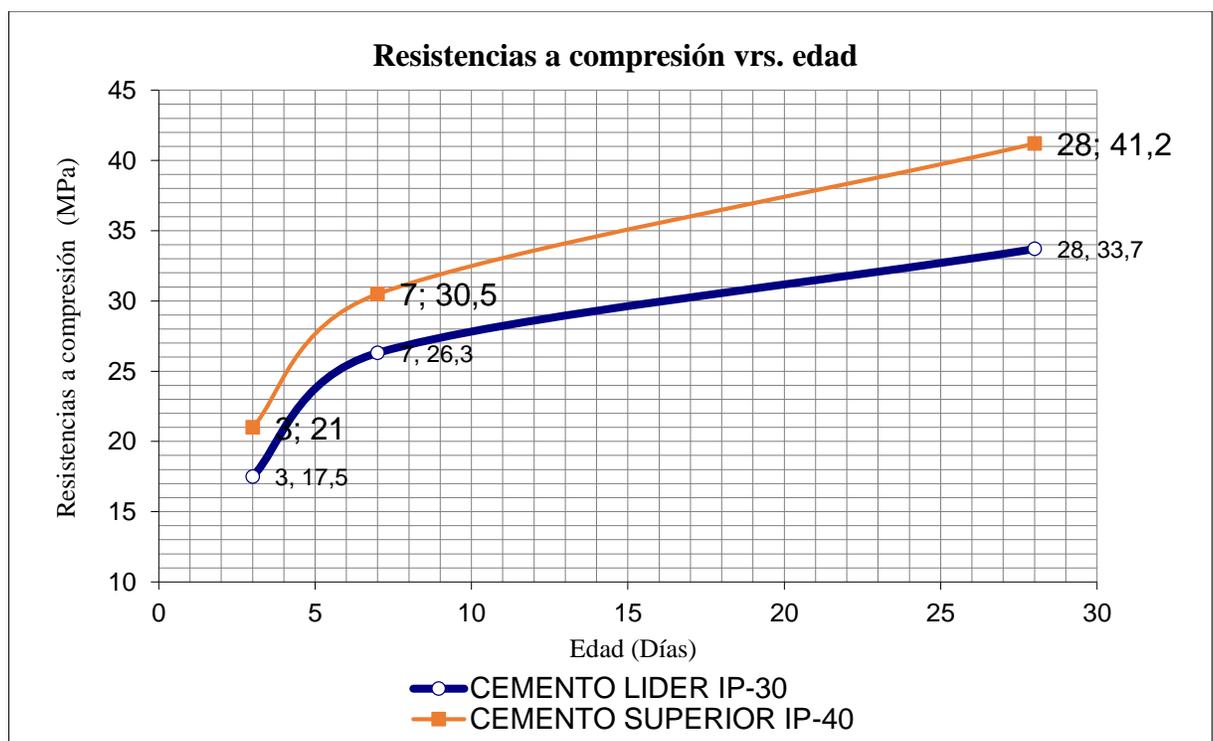
- **Cemento FANCESA:**

Cuadro 17: Cemento Portland IP - 40 Superior

Cemento Portland con Puzolana tipo IP - 40				
			CEMENTO	REQUISITOS
ENSAYOS FÍSICOS		Unid.	SUPERIOR IP - 40	Según NB 011
Tiempo inicial de fraguado (NB 063)		hrs:min	2:52	mayor a 0:45
Tiempo final de fraguado (NB 063)		hrs:min	4:48	menor a 10:00
ENSAYOS MECÁNICOS		Unid.		
NORMA NB 470 (ASTM C109)				
Resistencia a la compresión en mortero normalizado a:	3 días	MPa	21,0	mayor a 17
	7 días	MPa	30,5	mayor a 25
	28 días	MPa	41,2	mayor a 40

(Fuente: Cemento FANCESA).

Figura 43: Cemento FANCESA (Resistencias a compresión)



(Fuente: Elaboración propia).

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f_c = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia característica del H° el día del tesado (No debe ser $<$ a 245 kg/cm^2): $f_{ci} =$

$$24,5 \text{ MPa} = 0,7 \times (350 \text{ kg/cm}^2) = 245 \text{ kg/cm}^2$$

El día del tesado a los 7 días: $f'_{ci} = 30,5 \text{ MPa} = 305 \text{ kg/cm}^2$

$$E_{ci} = 15.100 \times \sqrt{f'_{ci}} = 15.100 \times \sqrt{(305 \text{ kg/cm}^2)} = 263.710,162869 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = K_{es} \times E_s \times \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

$$E_s = 0,5 \times (1.950.000 \text{ kg/cm}^2) \times \frac{142,406 \text{ kg/cm}^2}{263.710,162869 \text{ kg/cm}^2} = 526,509 \text{ kg/cm}^2$$

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

Acortamiento elástico en el H°:

$$\Delta f_{s,\text{elástico}} = E_s \times \frac{f_c}{E_c} = n \times f_c$$

$$E_s = \frac{f_c}{E_c}$$

$$\Delta L = \frac{F \times L}{E \times A} = \frac{P \times L}{E \times A}$$

$$\Delta L_2 = \frac{(P/2) \times L}{E \times A}$$

$$f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{adm} = 0,74 \times f_{pu} = 0,74 \times (18.980 \text{ kg/cm}^2) = 14.045,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{uzcálculo} = 26 \text{ m} = L$$

$$E_s = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta L = \frac{\sigma \times L}{E_s} = \frac{f_{adm} \times L}{E_s}$$

$$\Delta L = \frac{(14.045,2 \text{ kg/cm}^2) \times 2.600 \text{ cm}}{1.950.000 \text{ kg/cm}^2} = 18,727 \text{ cm (Alargamiento del acero)}$$

$$P_0 = 527.000 \text{ kg} = P$$

$$L_{uzcálculo} = 26 \text{ m} = L$$

$$E_{ci} = 263.710,162869 \text{ kg/cm}^2 = E_c$$

$$A_0 = 7.125 \text{ cm}^2 = A_c$$

$$\Delta L_1 = \frac{P \times L}{E_c \times A_c} = \frac{(527.000 \text{ kg}/2) \times 2.600 \text{ cm}}{(263.710,162869 \text{ kg/cm}^2) \times 7.125 \text{ cm}^2} = 0,365 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = \frac{P \times (L - \Delta L_1)}{E_c \times A_c} = \frac{(527.000 \text{ kg}/2) \times (2.600 \text{ cm} - 0,365 \text{ cm})}{(263.710,162869 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times 7.125 \text{ cm}^2} = 0,365 \text{ cm}$$

Long. que ha perdido el torón 1.

$$L_{f1} = L - \Delta_2 = 2.600 \text{ cm} - 0,365 \text{ cm} = 2.599,635 \text{ cm}$$

$$L_{f2} = L - 0 = 2.600 \text{ cm} - 0 = 2.600 \text{ cm}$$

La $F_o P_o$ que ha perdido el torón 1: Es lo que se ha acortado el acero.

$$\Delta L = \frac{F \times L}{E_s \times A} = \frac{P \times L}{E_s \times A}$$

$$\frac{\Delta L \times E_s}{L} = \frac{P}{A} = \sigma$$

$$\Delta f_1 = \frac{(0,365 \text{ cm} \times 1) \times (1.950.000 \text{ kg}/\text{cm}^2)}{2.600 \text{ cm}} = 273,75 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\Delta f_1 = \frac{\sigma}{f_{adm}} = \frac{273,75 \text{ kg}/\text{cm}^2}{14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2} = 1,949 \%$$

$$\Delta f_2 = \frac{(0,365 \text{ cm} \times 2) \times (1.950.000 \text{ kg}/\text{cm}^2)}{2.600 \text{ cm}} = 547,5 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\Delta f_2 - \Delta f_1 = 547,5 \text{ kg}/\text{cm}^2 - 273,75 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 273,75 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 0 \%$$
 (No ha perdido nada).

$$\Delta f_1 = f_{adm} - (273,75 \text{ kg}/\text{cm}^2) = 14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2 - 273,75 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 13.771,45 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$N^{\circ}_{\text{torones}}: N^{\circ}_T = 38 \text{ T}$$

$$\text{Área de 1 torón: } A_T = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$P_1 = (13.771,45 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times N^{\circ}_T \times A_T = (13.771,45 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times 19 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 258.256,002 \text{ kg}$$

$$\Delta f_2 = f_{adm} - 0 = (14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2) - 0 = 14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$P_2 = (14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times N^{\circ}_T \times A_T = (14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times 19 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 263.389,636 \text{ kg}$$

$$38 \text{ T } 0,5'' \therefore P_0 = 38 \times 0,987 \text{ cm}^2 \times (14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2) = 526.779,271 \text{ kg} \cong 527.000 \text{ kg}$$

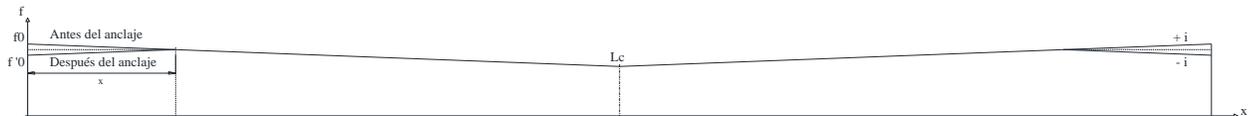
$$\frac{P}{P_0} = \frac{\sum(P_1 + P_2)}{P_0} = \frac{258.256,002 \text{ kg} + 263.389,636 \text{ kg}}{527.000 \text{ kg}} = \frac{521.645,638 \text{ kg}}{527.000 \text{ kg}} = 98,984 \%$$

Luego de la $F_o P_o$ por acortamiento elástico $\rightarrow P = 100 \% - 98,984 \% = 1,016 \%$

(Referencia: NILSON Arthur H., "Diseño de estructuras de concreto", duodécima edición, editorial McGRAW - HILL INTERAMERICANA S. A., Santafé de Bogotá - Colombia, 1999).

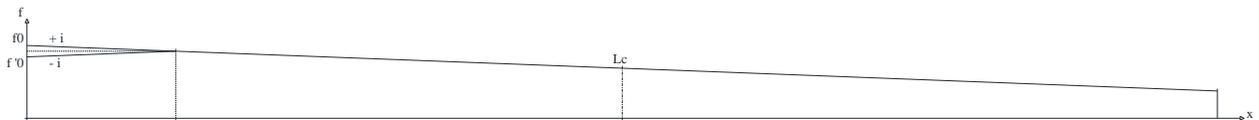
- ✓ **Estimación de la pérdida por deslizamiento de los anclajes, acunamiento, penetración de las cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes:**

Figura 44: Diagrama de tensión del acero cuando teso de los 2 lados



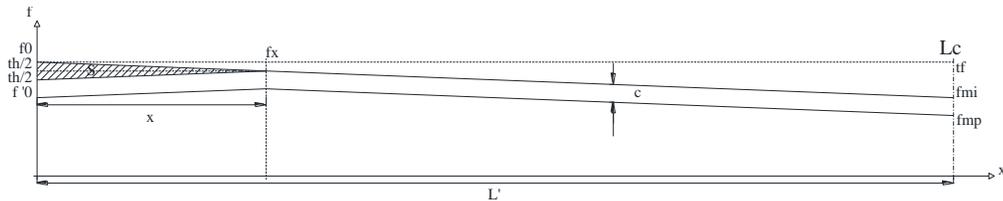
(Fuente: "Hormigón pretensado", Subieta Otálora Alfonso, Ing. civil UMSA, La Paz - Bolivia, mayo de 2000).

Figura 45: Diagrama de tensión del acero si teso por 1 solo lado



(Fuente: "Hormigón pretensado", Subieta Otálora Alfonso, Ing. civil UMSA, La Paz - Bolivia, mayo de 2000).

Figura 46: 1º caso (x < L')



(Fuente: "Hormigón pretensado", Subieta Otálora Alfonso, Ing. civil UMSA, La Paz - Bolivia, mayo de 2000).

Por la Ley de Hooke:

$$\sigma = \varepsilon \times E_s$$

$$\sigma = \frac{\Delta L}{L} \times E_s$$

- **Ecuación 1:**

$$\frac{t_h}{2} = \frac{\Delta L}{x} \times E_s$$

Por geometría (Relación de triángulos):

$$\frac{\Delta f_{pf}}{L} = \frac{t_h/2}{x}$$

- **Zia Paul (ACI 318 - 08):**

$$P_{px} = P_{pj} \times e^{-(K \times L_{px} + \mu_p \times \alpha_{px})}$$

- **AASHTO LRFD:**

$$\Delta f_{pf} = f_{pj} \times [1 - e^{-(K \times x + \mu \times \alpha)}]$$

$$\frac{P_{pj} - P_{px}}{A_p} = \frac{P_{pj}}{A_p} \times [1 - e^{-(K \times x + \mu \times \alpha)}]$$

- **De la ecuación 2:**

Pérdida por fricción: Δf_{pf}

$$\frac{t_h}{2} = \frac{x \times \Delta f_{pf}}{L}$$

Igualando con la ecuación 1:

$$\frac{\Delta L}{x} \times E_s = \frac{x \times \Delta f_{pf}}{L}$$

La profundidad de la influencia de la pérdida por acuñaamiento: x

Long. del cable: L

$$x = \sqrt{\frac{\Delta L \times L \times E_s}{\Delta f_{pf}}}$$

Pérdida por acuñaamiento: Δf_{PA}

$$\Delta f_{PA} = t_h = \frac{2 \times x \times \Delta f_{pf}}{L}$$

Pendientes iguales y opuestos: $\pm i$

Tensión a medio cable en la etapa inicial: f_{mi}

Tensión a medio cable en la etapa final o permanente: f_{mp}

Variables: $t_h \wedge x$

Según la Ley de Hooke:

$$\sigma = \varepsilon \times E_s$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

- **Ecuación 1:**

$$\frac{h}{x} = \frac{t_h/2}{E_a}$$

$$h \times E_a = \frac{t_h \times x}{2} = S$$

Por semejanza de triángulos:

- **Ecuación 2:**

$$\frac{t_h/2}{x} = \frac{t_f}{L'}$$

$$\frac{t_h}{2} = \frac{h \times E_a}{x} = \frac{x \times t_f}{L'}$$

Distancia hasta donde llega el efecto del hundimiento: x

Hundimiento en los anclajes (6 mm a 8 mm para torones): h

$$E_a = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

Distancia de un extremo al eje de simetría de una viga: L'

$$P_{tf} = 251,923 \text{ ton}$$

$$x = \sqrt{\frac{h \times E_a \times L'}{t_f}}$$

Pérdidas por hundimiento en los anclajes: t_h

$$t_h = \frac{2 \times h \times E_a}{x}$$

(Referencia: "Hormigón pretensado", Subieta Otálora Alfonso, Ing. civil UMSA, La Paz - Bolivia, mayo de 2000).

Deslizamiento en los anclajes:

$$f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{adm} = 0,74 \times f_{pu} = 0,74 \times (18.980 \text{ kg/cm}^2) = 14.045,2 \text{ kg/cm}^2 = \sigma$$

$$Luz_{cálculo} = 26 \text{ m} = L$$

$$\text{Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: } E_s = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta L = \frac{\sigma \times L}{E_s} = \frac{(14.045,2 \text{ kg/cm}^2) \times 2.600 \text{ cm}}{1.950.000 \text{ kg/cm}^2} = 18,727 \text{ cm}$$

Se considera 2 anclajes 19 MTC 12,7 $\rightarrow \Delta L = 6 \text{ mm}$ (Manual de PROTENDE)

$$\Delta L_c = - 6 \text{ mm}$$

$$\Delta L_f = \Delta L - \Delta L_c = 18,727 \text{ cm} - 0,6 \text{ cm} = 18,127 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = \frac{E \times \Delta L_f}{L}$$

$$\begin{aligned} \Delta f_{s,deslizamiento} &= \frac{\Delta L_f}{L} \times E_s = \frac{18,127 \text{ cm}}{2.600 \text{ cm}} \times (1.950.000 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 13.595,25 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta f_{s,deslizamiento} = \frac{13.595,25 \text{ kg/cm}^2}{14.045,2 \text{ kg/cm}^2} = 96,796 \%$$

$$\Delta f_{s, deslizamiento} = 100 \% - 96,796 \% = 3,204 \%$$

(Referencia: NILSON Arthur H., "Diseño de estructuras de concreto", duodécima edición, editorial McGRAW - HILL INTERAMERICANA S. A., Santafé de Bogotá - Colombia, 1999).

- ✓ **Estimación de las pérdidas de preesforzado diferidas:**
- ✓ **Estimación de la pérdida por flujo plástico o fluencia lenta en el H°:**

Para elementos postesados:

$$K_{cr} = 1,6$$

$$E_s = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

- **Cemento FANCESA:**

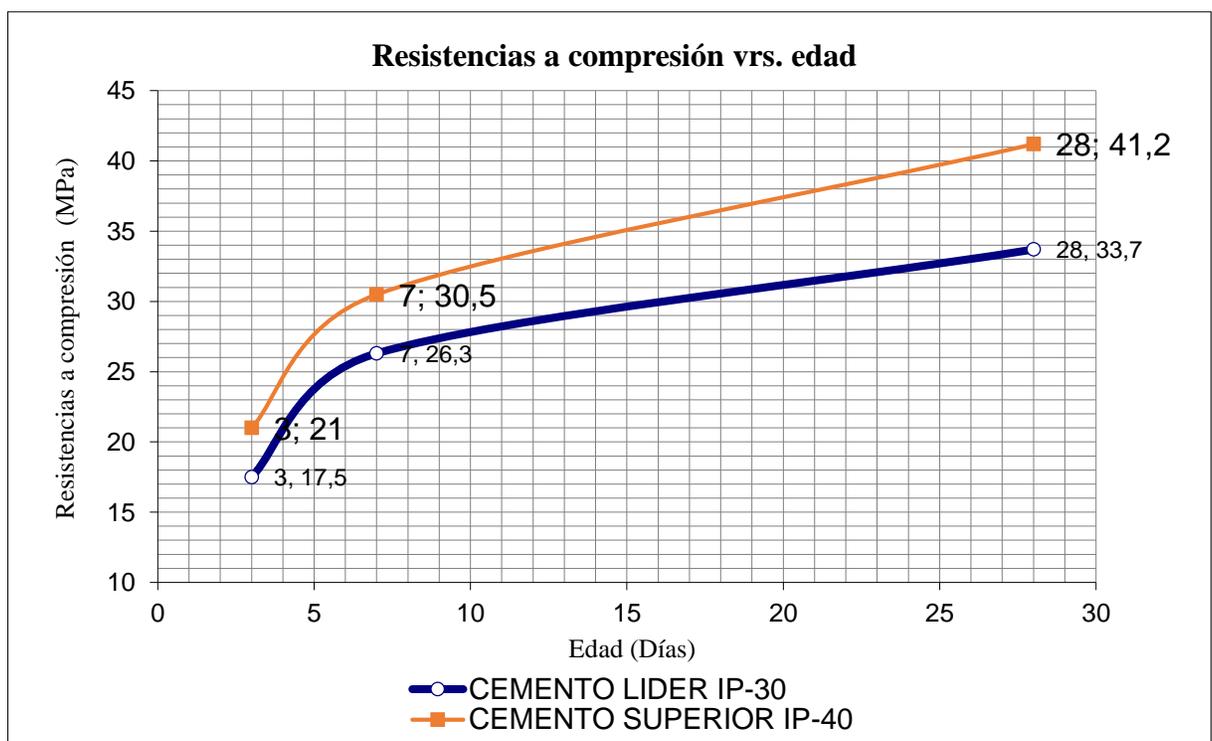
Cuadro 18: Cemento Portland IP - 40 Superior

Cemento Portland con Puzolana tipo IP - 40				
			CEMENTO	REQUISITOS
ENSAYOS FÍSICOS		Unid.	SUPERIOR IP - 40	Según NB 011

Tiempo inicial de fraguado (NB 063)		hrs:min	2:52	mayor a 0:45
Tiempo final de fraguado (NB 063)		hrs:min	4:48	menor a 10:00
ENSAYOS MECÁNICOS		Unid.		
NORMA NB 470 (ASTM C109)				
Resistencia a la compresión en mortero normalizado a:	3 días	MPa	21,0	mayor a 17
	7 días	MPa	30,5	mayor a 25
	28 días	MPa	41,2	mayor a 40

(Fuente: Cemento FANCESA).

Figura 47: Cemento FANCESA (Resistencias a compresión)



(Fuente: Elaboración propia).

Para pérdidas diferidas:

A los 28 días: $f'_{ci} = 41,2 \text{ MPa} = 412 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{(412 \text{ kg/cm}^2)} = 306.496,525 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de compresión neta en el H° a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del preesforzado: f_{cir}

$$f_{\text{cir}} = 142,406 \text{ kg/cm}^2$$

Momento flector debido a todas las cargas permanentes sobrepuestas que se aplican al elemento una vez que ha sido preesforzado: M_{ds}

✓ **Cálculo de la carga permanente accesorios:**

$$\begin{aligned} \text{Carga}_{\text{permanente accesorios}} &= \text{Carga}_{\text{losa}} + \text{Carga}_{\text{capa de rodadura}} + \text{Carga}_{\text{acera}} + \text{Carga}_{\text{bordillo}} \\ &+ \text{Carga}_{\text{barandado}} = 3.153,6 \text{ kg/m} + 1.204,5 \text{ kg/m} + 720 \text{ kg/m} + 432 \text{ kg/m} \\ &+ 251,87 \text{ kg/m} = 5.761,97 \text{ kg/m} = q_{\text{D}} \end{aligned}$$

$$\text{Luz}_{\text{cálculo}} = 26 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{ds}} &= \frac{q_{\text{D}} \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8} = M_{\text{D}} = \frac{(5.761,97 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} \\ &= 486.886,465 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$e = e_{\infty} = 103,219 \text{ cm}$$

$$I_{\text{c}} = I_{\infty} = 44.132.055,819 \text{ cm}^4$$

Tensión en el H° a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debida a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado: f_{cds}

$$f_{\text{cds}} = \frac{M_{\text{ds}} \times e}{I_{\text{c}}} = \frac{48.688.646,5 \text{ kgcm} \times 103,219 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} = 113,876 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{CR} = K_{\text{cr}} \times \frac{E_{\text{s}}}{E_{\text{c}}} \times (f_{\text{cir}} - f_{\text{cds}})$$

$$\text{CR} = 1,6 \times \frac{1.950.000 \text{ kg/cm}^2}{306.496,525 \text{ kg/cm}^2} \times [(142,406 \text{ kg/cm}^2) - (113,876 \text{ kg/cm}^2)]$$

$$\text{CR} = 290,423 \text{ kg/cm}^2$$

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

✓ **Estimación de la pérdida por contracción en el H°:**

Si tesado a los 7 días: $K_{\text{sh}} = 1$

$$E_{\text{s}} = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{SH} = 8,2 \times 10^{-6} \times K_{\text{sh}} \times E_{\text{s}} \times \left(1 - 0,06 \times \frac{V}{S}\right) \times (100 - \text{RH})$$

Relación volumen - superficie generalmente se toma como el área bruta de la sección transversal del elemento de H° dividida por su perímetro: V/S

$$A = A_0 = 7.125 \text{ cm}^2$$

$$P = 5,6224 \text{ m} \times 100 = 562,24 \text{ cm}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{A \times L}{P \times L} = \frac{7.125 \text{ cm}^2}{562,24 \text{ cm}} = 12,673 \text{ cm}$$

Humedad relativa ambiente media alrededor del elemento de H°: RH = 70 % - 75 % → Promedio (En Tarija).

$$\begin{aligned} SH &= 8,2 \times 10^{-6} \times 1 \times (1.950.000 \text{ kg/cm}^2) \times (1 - 0,06 \times 12,673 \text{ cm}) \\ &\times (100 - 72,5 \%) = 105,367 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

✓ **Estimación de la pérdida por relajación en el acero:**

Para torones de acero de baja relajación (Grado - 270 ksi):

$$K_{re} = 5.000 \text{ psi (lb}_f\text{/plg}^2) \times \left(\frac{0,07031 \text{ kg}_f\text{/cm}^2}{1 \text{ psi}} \right) = 351,55 \text{ kg}_f\text{/cm}^2$$

$$J = 0,04$$

$$SH = 105,367 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR = 290,423 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 526,509 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = 0,74$$

Torones de baja relajación: C = 0,95

$$RE = [K_{re} - J \times (SH + CR + ES)] \times C$$

$$\begin{aligned} RE &= [(351,55 \text{ kg}_f\text{/cm}^2) - 0,04 \times (105,367 \text{ kg/cm}^2 + 290,423 \text{ kg/cm}^2 \\ &+ 526,509 \text{ kg/cm}^2)] \times 0,95 = 316,503 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

La retracción del H°, la fluencia del H° y la relajación del torón ocurren juntas.

A > tensión ocurre > relajación.

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

Cuadro 19: Estimación de las Pérdidas de Preesforzado

Pérdidas		H° preesforzado con armaduras postesas	
Instantáneas	Fricción (Vaina y torones)	4,4 %	8,62 %
	Acortamiento elástico en el H°	1,016 %	
	Acuñamiento, penetración de cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes	3,204 %	
Diferidas	Flujo plástico o fluencia lenta en el H°	5,67 %	15,97 %
	Contracción en el H°	6,5 %	
	Relajación en el acero	3,8 %	
		$\Sigma = 24,59 \% \cong 25 \%$	

(Fuente: Elaboración propia).

✓ **Diseño a cortante:**

Los esfuerzos de tensión diagonal en una viga de H° preesforzado sometida a cargas de servicio, son considerablemente < que en una viga de H° reforzado de las mismas características. Esto se debe esencialmente a 2 factores:

1. La combinación de esfuerzos longitudinales de compresión y de esfuerzos cortantes.
2. Las pendientes de los torones; esta pendiente es tal que produce un cortante V_p por las fuerzas de preesfuerzo, en dirección opuesta a la del cortante generado por la carga: “Contracortante”.

Fuerza de preesforzado efectivo en la sección considerada: P_e

Pendiente del cable en la sección considerada: θ

$$V_p = P_e \times \sin \alpha$$

Con cargas cercanas a la falla, una viga preesforzada se encuentra fisurada y se comporta en forma muy parecida a una viga corriente de H° A°, por lo tanto las metodologías de diseño son similares.

Por otra parte, es necesario observar que si se analizan los esfuerzos de tensión diagonal bajo cargas de servicio no se garantiza un factor adecuado de seguridad contra la falla

pues a una reducción pequeña de los esfuerzos de compresión y un aumento de los cortantes (Que ocurre cuando la viga se sobrecarga) producirá un incremento desproporcionado en la tensión principal resultante. Por estas razones en vigas preesforzadas es necesario basar el diseño en cargas mayoradas en vez de realizarlo con cargas de servicio.

Para cargas mayoradas y resistencia minoradas se garantiza la seguridad si:

El factor de reducción de resistencia para el cortante debe ser: $\phi = 0,75$

Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto antes de la aparición de las fisuras: V_c

Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante: V_s

✓ **Cálculo de la resistencia nominal al cortante: V_n**

Es la resistencia nominal al cortante calculado mediante: V_n

$$V_n = V_c + V_s$$

Es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada: V_u

$$\phi \times V_n \geq V_u \quad \text{o} \quad \phi \times (V_c + V_s) \geq V_u$$

Fuerza cortante que resiste el concreto:

En elementos preesforzados se presentan 2 tipos de agrietamiento inclinado:

1. Agrietamiento de cortante por flexión
2. Agrietamiento por cortante en el alma

El agrietamiento de cortante por flexión se inicia con un agrietamiento por flexión, para un esfuerzo nominal V_{ci} . Cuando se produce el agrietamiento por flexión, se incrementan los esfuerzos cortantes en el concreto arriba de la fisura. La fisura de cortante por flexión se desarrolla cuando el esfuerzo combinado de cortante y tracción excede la resistencia a la tracción del concreto. Inician, casi verticales, en la cara a tensión de la viga y luego se propagan diagonalmente hacia arriba en dirección a la cara comprimida. Son comunes en vigas con fuerzas de preesfuerzo relativamente bajas.

El agrietamiento por cortante en el alma empieza en un punto interior del elemento, para un cortante nominal V_{cw} , cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto, y luego se propagan diagonalmente tanto hacia

arriba como hacia abajo, se presentan a menudo en vigas de almas delgadas sometidas a altas fuerzas de preesfuerzo.

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal; la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto, V_c , se supone igual al menor de los valores: V_{ci} y V_{cw} .

- ✓ **Cálculo de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto antes de la aparición de las fisuras: V_c**
- ✓ **Cálculo del cortante de agrietamiento por cortante y flexión: V_{ci}**

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Ancho_{alma}: $b_w = 20 \text{ cm}$

Altura_{viga}: $h = 1,6 \text{ m}$

Canto útil (Según la norma AASHTO): $d_p = 0,72 \times h = 0,72 \times 1,6 \text{ m} = 1,152 \text{ m}$

Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada (Cortante_t producido por el PP_{viga}, sin coeficiente de carga): V_d

$$\gamma_{H^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{viga} = 0,7125 \text{ m}^2$$

$$PP_{viga} = \gamma_{H^\circ} \times A_{viga} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,7125 \text{ m}^2 = 1.710 \text{ kg/m} = q_0$$

$$V_d = \frac{q_0 \times L}{2} = \frac{(1.710 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2} = 22.230 \text{ kg}$$

Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente (Fuerza cortante mayorada debida a las cargas muertas y vivas superpuestas) que se presentan simultáneamente con $M_{m\acute{a}x}$: V_i

$$V_u = 100.117,015 \text{ kg}$$

$$V_d = 22.230 \text{ kg}$$

$$V_i = V_u - V_d = 100.117,015 \text{ kg} - 22.230 \text{ kg} = 77.887,015 \text{ kg}$$

Momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente: M_{cre}

Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide: $I_0 = 22.845.029,83 \text{ cm}^4 = I$

Distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo (En nuestro caso c_2): $y_t = c_{20} = 79,877 \text{ cm} = c_2$

Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a la fuerza efectiva del preesforzado (Después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por las cargas aplicadas externamente, (En vigas simplemente apoyadas la fibra extrema es la interior): f_{pe}

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$\eta = 0,75$$

$$e_\infty = 103,219 \text{ cm} = e$$

$$c_{2\infty} = 113,219 \text{ cm} = c_2$$

$$I_\infty = 44.132.055,819 \text{ cm}^4 = I$$

$$A_\infty = 11.383,8 \text{ cm}^2 = A$$

$$f_{pe} = \left| -\frac{P_e \times e \times c_2}{I} - \frac{P_e}{A} \right|$$

$$f_{pe} = \left| -\frac{(527.000 \text{ kg} \times 0,75) \times 103,219 \text{ cm} \times 113,219 \text{ cm}}{44.132.055,819 \text{ cm}^4} - \frac{(527.000 \text{ kg} \times 0,75)}{11.383,8 \text{ cm}^2} \right|$$

$$f_{pe} = |- 139,384 \text{ kg/cm}^2| = 139,384 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo debido a la carga muerta (PP) no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas (En vigas simplemente apoyadas, la fibra extrema es la inferior): f_d

$$\text{Momento el por PP: } M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$f_d = \left| +\frac{M_0 \times c_2}{I} \right|$$

$$f_d = \left| +\frac{(34.716.825 \text{ kgcm}) \times 79,877 \text{ cm}}{22.845.029,83 \text{ cm}^4} \right| = |121,386 \text{ kg/cm}^2|$$

$$= 121,386 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) \times [1,6 \times \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d]$$

$$M_{cre} = \left(\frac{22.845.029,83 \text{ cm}^4}{79,877 \text{ cm}} \right) \times \left[1,6 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} + (139,384 \text{ kg/cm}^2) - (121,386 \text{ kg/cm}^2) \right]$$

$$M_{cre} = 13.708.464,812 \text{ kgcm}$$

Máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente

(Máximo momento mayorado debido a las cargas muertas y vivas superpuestas): $M_{m\acute{a}x}$

$$M_u = 1.219.238,978 \text{ kgm}$$

$$\gamma_{H^o} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{viga} = 0,7125 \text{ m}^2$$

$$PP_{viga} = \gamma_{H^o} \times A_{viga} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,7125 \text{ m}^2 = 1.710 \text{ kg/m} = q_0$$

$$M_d = \frac{q_0 \times (L)^2}{8} = \frac{(1.710 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 144.495 \text{ kgm}$$

$$M_{m\acute{a}x} = M_u - M_d = 1.219.238,978 \text{ kgm} - 144.495 \text{ kgm} = 1.074.743,978 \text{ kgm}$$

$$V_{ci} = 0,16 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_p + V_d + \left(\frac{V_i \times M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}} \right) \geq 0,45 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_{ci} = 0,16 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} \times 20 \text{ cm} \times 115,2 \text{ cm} + 22.230 \text{ kg} + \left[\frac{77.887,015 \text{ kg} \times (13.708.464,812 \text{ kgcm})}{1.074.743,978 \text{ kgcm}} \right] \geq 0,45 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} \times 20 \text{ cm} \times 115,2 \text{ cm}$$

$$V_{ci} = 1.022.583,136 \text{ kg} > 19.396,752 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante de agrietamiento por cortante en el alma: V_{cw}**

Resistencia característica del H^o a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de compresión en el concreto (Después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide esta localizado dentro del ala: f_{pc}

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$\eta = 0,75$$

$$A_{\infty} = 11.383,8 \text{ cm}^2 = A_c$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_c} = \frac{527.000 \text{ kg} \times 0,75}{11.383,8 \text{ cm}^2} = 34,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ancho}_{\text{alma}}: b_w = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Altura}_{\text{viga}}: h = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Canto útil (Según la norma AASHTO): } d_p = 0,72 \times h = 0,72 \times 1,6 \text{ m} = 1,152 \text{ m}$$

Componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado (Contracortante): V_p

$$P_0 = 527.000 \text{ kg}$$

$$\eta = 0,75$$

$$\text{Altura}_{\text{viga}}: h = 1,6 \text{ m}$$

✓ **Cálculo de la ecuación de la trayectoria del cable:**

$$f_{(x)} = y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$A = (0 ; 0,1276)$$

$$B = (13 ; - 0,69877)$$

$$C = (26 ; 0,1276)$$

- **A:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$0,1276 = A \times (0)^2 + B \times (0) + C \therefore C = 0,1276$$

- **B:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$- 0,69877 = A \times (13)^2 + B \times (13) + 0,1276 \Rightarrow - 0,69877 = A \times (169) + B \times (13)$$

$$+ 0,1276 \Rightarrow 169 \times A + 13 \times B + 0,82637 = 0$$

- **C:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$0,1276 = A \times (26)^2 + B \times (26) + 0,1276 \Rightarrow 0,1276 = A \times (676) + B \times (26) + 0,1276$$

$$\Rightarrow 676 \times A + 26 \times B = 0$$

$$\begin{cases} 169 \times A + 13 \times B + 0,82637 = 0 & [\times (-2)] \\ 676 \times A + 26 \times B = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -338 \times A - 26 \times B - 1,65274 = 0 \\ 676 \times A + 26 \times B = 0 \end{cases}$$

$$\hline 338 \times A - 1,65274 = 0$$

$$A = \frac{1,65274}{338} = 0,00489$$

$$676 \times A + 26 \times B = 0 \Rightarrow 676 \times 0,00489 + 26 \times B = 0 \Rightarrow 3,985696 + 26 \times B = 0$$

$$B = -\frac{3,30564}{26} = -0,12714$$

$$\text{Parábola A B C: } y = 0,00489 \times x^2 - 0,12714 \times x + 0,1276$$

La pendiente en algún punto x:

$$\text{tg } \alpha = y' = 0,00489 \times 2 \times x - 0,12714 = 0,00978 \times x - 0,12714$$

Para \angle pequeños: $\text{tg } \alpha \cong \alpha$

$$x = h/2 = 1,6/2 = 0,8 \text{ m} \therefore \text{tg } \alpha = 0,00978 \times x - 0,12714 = 0,00978 \times (0,8 \text{ m})$$

$$- 0,12714 = - 0,119316 \text{ rad} \Rightarrow \alpha = |0,119316| \text{ rad}$$

Por lo tanto el \angle entre A \wedge h/2: $\alpha = 0,119316 \text{ rad}$

$$V_p = P_e \times \text{sen } \alpha = (527.000 \text{ kg} \times 0,75) \times \text{sen } (0,119316 \text{ rad}) = 823,091 \text{ kg}$$

$$V_{cw} = \left(0,93 \times \sqrt{f'_c} + 0,3 \times f_{pc} \right) \times b_w \times d_p + V_p \times 1,1 \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_{cw} = \left[0,93 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} + 0,3 \times (34,72 \text{ kg/cm}^2) \right] \times 20 \text{ cm} \times 115,2 \text{ cm}$$

$$+ 823,091 \text{ kg} \times 1,1 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} = 81.023,569 \text{ kg}$$

$$V_{ci} = 1.022.583,136 \text{ kg}$$

$$V_{cw} = 81.023,569 \text{ kg}$$

$$V_{ci} > V_{cw} \therefore 1.022.583,136 \text{ kg} > 81.023,569 \text{ kg}$$

$$V_c = 81.023,569 \text{ kg}$$

- Diseño del refuerzo a cortante:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo a las sgtes. prescripciones:

1. Si: $V_u < 0,5 \times (\phi \times V_c)$ No es necesario colocar refuerzo para cortante, A_v ,

mín.

2. Si: $0,5 \times (\phi \times V_c) \leq V_u \leq (\phi \times V_c)$ Teóricamente no se necesita refuerzo por cortante, a pesar de ello se debe colocar un área mínima, $A_{v, \text{mín}}$ de acuerdo a las prescripciones del código.
3. Si: $V_u > (\phi \times V_c)$ Debe calcularse el área necesario de refuerzo y no deberá ser $<$ que el $A_{v, \text{mín}}$.

Cuando se hace necesario el cálculo de armadura transversal para resistir la fuerza cortante de diseño en una sección específica su contribución a la resistencia deberá ser igual a:

Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante: V_s

Área de refuerzo de cortante: A_v

Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal: f_{yt}

Canto útil de la sección: $d \geq 0,72 \times h$

Espaciamiento entre estribos: s

Ancho_{alma}: b_w

Resistencia característica del concreto: f'_c

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \leq \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_u = 100.117,015 \text{ kg}$$

$$V_c = 81.023,569 \text{ kg}$$

$$V_u > V_c \therefore 100.117,015 \text{ kg} > 81.023,569 \text{ kg}$$

3. Si: $V_u > (\phi \times V_c)$ Debe calcularse el área necesario de refuerzo y no deberá ser $<$ que el $A_{v, \text{mín}}$.

✓ **Cálculo de la armadura_{mín}:**

$$\phi \times (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$\phi \times (V_c + V_s) = V_u$$

$$(V_c + V_s) = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_u = 100.117,015 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

$$V_c = 81.023,569 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{100.117,015 \text{ kg}}{0,75} - 81.023,569 \text{ kg} = 52.465,784 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del espaciamiento entre estribos:**

Diámetro: $\phi = 12 \text{ mm}$

$N^{\circ}_{\text{piernas}} = 2$

$A_v = 2,26 \text{ cm}^2$

$h_{\text{viga}} = 1,6 \text{ m}$

Canto útil (Según la norma AASHTO): $d_p = 0,72 \times h = 0,72 \times 1,6 \text{ m} = 1,152 \text{ m}$

$V_s = 52.465,784 \text{ kg}$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2,26 \text{ cm}^2 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times 115,2 \text{ cm}}{52.465,784 \text{ kg}} = 20,842 \text{ cm}$$

Considero la armadura: $\phi 12 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$.

✓ **Cálculo de la armadura pasiva:**

✓ **Cálculo del preesfuerzo efectivo:**

$P_0 = 527.000 \text{ kg}$

$\eta = 0,75$

Fuerza de preesfuerzo efectivo (Después de las pérdidas): $P_e = P_0 \times \eta = 527.000 \text{ kg} \times 0,75 = 395.250 \text{ kg}$

$N^{\circ}_T \text{ considerado} = 38 \text{ T}$

Área de 1 Torón: $A_T = 0,987 \text{ cm}^2$

Área de preesfuerzo: $A_p = N^{\circ}_T \text{ considerado} \times A_T = 38 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 37,506 \text{ cm}^2 = A_{ps}$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_{ps}} = \frac{395.250 \text{ kg}}{37,506 \text{ cm}^2} = 10.538,314 \text{ kg/cm}^2$$

Si: $f_{pe} < 0,5 \times f_{pu}$ No se garantiza la ruptura por alargamiento.

Si: $f_{pe} > 0,5 \times f_{pu}$ Se inicia el proceso de cálculo.

$f_{pe} = 10.538,314 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$$

$$10.538,314 \text{ kg/cm}^2 > 0,5 \times (18.980 \text{ kg/cm}^2) \therefore 10.538,314 \text{ kg/cm}^2 > 9.490 \text{ kg/cm}^2$$

Se inicia el proceso de cálculo.

✓ **Cálculo de la cuantía del acero:**

$$N^{\circ}T_{\text{considerado}} = 38 \text{ T}$$

$$\text{Área de 1 Torón: } A_T = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de preesforzado: } A_p = N^{\circ}T_{\text{considerado}} \times A_T = 38 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 37,506 \text{ cm}^2 = A_{ps}$$

Ancho de la sección en la cara de compresión (Fibra superior): $b_w = 20 \text{ cm}$

Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura de preesforzado: d_p

$$\text{Altura viga: } h = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Canto útil (Según la norma AASHTO): } d_p = 0,72 \times h = 0,72 \times 1,6 \text{ m} = 1,152 \text{ m}$$

$$\rho_e = \frac{A_{ps}}{b_w \times d_p} = \frac{37,506 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \times 115,2 \text{ cm}} = 0,01628$$

✓ **Cálculo del esfuerzo en el acero cuando la viga falla:**

$$f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$$

Define la capacidad de fluencia del acero de preesforzado: $\gamma_p = 0,4$ (Torones de preesforzado).

Coefficiente de minoración: $\beta_1 = 0,8$ ($f'_c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$ en H° P°) (Bajan 0,05 $c/70 \text{ kg/cm}^2$ que aumenta hasta un mínimo de 0,65).

$$\rho_e = 0,01628 = \rho_p$$

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{ps} = f_{pu} \times \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \rho_p \times \frac{f_{pu}}{f'_c} \right]$$

$$f_{ps} = 18.980 \text{ kg/cm}^2 \times \left[1 - \frac{0,4}{0,8} \times 0,01628 \times \frac{18.980 \text{ kg/cm}^2}{350 \text{ kg/cm}^2} \right]$$

$$f_{ps} = 10.601,838 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de a:**

N°_T considerado = 38 T

Área de 1 Torón: $A_T = 0,987 \text{ cm}^2$

Área de preesforzado: $A_p = N^{\circ}_T \text{ considerado} \times A_T = 38 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 37,506 \text{ cm}^2 = A_{ps}$

$f_{ps} = 10.601,838 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Ancho de la sección en la cara de compresión (Fibra superior): $b_w = 20 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{37,506 \text{ cm}^2 \times (10.601,838 \text{ kg/cm}^2)}{0,85 \times (350 \text{ kg/cm}^2) \times 20 \text{ cm}} = 66,829 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo del momento que resiste la armadura activa:**

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$a = 66,829 \text{ cm}$

Ancho de la sección en la cara de compresión (Fibra superior): $b_w = 20 \text{ cm}$

Altura viga: $h = 1,6 \text{ m}$

Canto útil (Según la norma AASHTO): $d_p = 0,72 \times h = 0,72 \times 1,6 \text{ m} = 1,152 \text{ m}$

$$M_{u1} = \left[0,85 \times f'_c \times a \times b_w \times \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right] \times \emptyset$$

$$M_{u1} = \left[0,85 \times (350 \text{ kg/cm}^2) \times 66,829 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} \times \left(115,2 \text{ cm} - \frac{66,829 \text{ cm}}{2} \right) \right]$$

$$M_{u1} = 32.520.576,918 \text{ kgcm}/100 = 325.205,769 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{m\acute{a}x}$ interior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$$M_u = 1.219.238,978 \text{ kgm}$$

- **Verificación de la necesidad de la armadura pasiva:**

Si: $\phi \times M_n > M_u$ Armadura_{mín}:

$$\phi \times M_{u1} < M_u$$

$$325.205,769 \text{ kgm} < 1.219.238,978 \text{ kgm}$$

Necesita armadura pasiva.

$M_{\acute{u}ltimo}$ mayorado: $M_u = 1.219.238,978 \text{ kgm}$

Momento que resiste A_{ps} : $M_{u1} = 325.205,769 \text{ kgm}$

Momento que resiste la armadura pasiva: M_{u2}

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 1.219.238,978 \text{ kgm} - 325.205,769 \text{ kgm} = 894.033,209 \text{ kgm}$$

Hay necesidad de armadura pasiva.

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

$$\text{Altura}_{\text{viga}}: h = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Altura}_{\text{efectiva}}: d = 1,152 \text{ m}$$

$$\text{Resistencia característica del H}^\circ: f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ancho de la sección de H}^\circ: b_w = 20 \text{ cm}$$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_{u2}}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 115,2 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{894.033,209 \text{ kgcm}}{(350 \text{ kg/cm}^2) \times 20 \text{ cm} \times (115,2 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$a = 1,458 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

$$\text{Factor de minoración de resistencia: } \phi = 0,9$$

$$h_{\text{viga}}: h = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Altura}_{\text{efectiva}}: d = 115,2 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento: } r = 2,5 \text{ cm}$$

$$\phi \times M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \therefore A_s = \frac{M_{u2}}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{894.033,209 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(115,2 \text{ cm} - \frac{1,458 \text{ cm}}{2} \right)} = 2,066 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A = 3.500 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mín}} = 0,004 \times A = 0,004 \times 3.500 \text{ cm}^2 = 14 \text{ cm}^2 = A_s$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Base = 70 cm

Recubrimiento = 3 cm

Ancho_{libre} = Base - (2 × Recubrimiento) = 70 cm - (2 × 3 cm) = 64 cm

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	49,515	47	0,78
8	50,265	0,50265	27,852	25	1,83
10	78,54	0,7854	17,825	15	3,5
12	113,097	1,13097	12,379	8	7,77
16	201,062	2,01062	6,963	4	19,2
20	314,159	3,14159	4,456	2	60
25	490,874	4,90874	2,852	2	59

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: 4 barras de ϕ 16 mm.

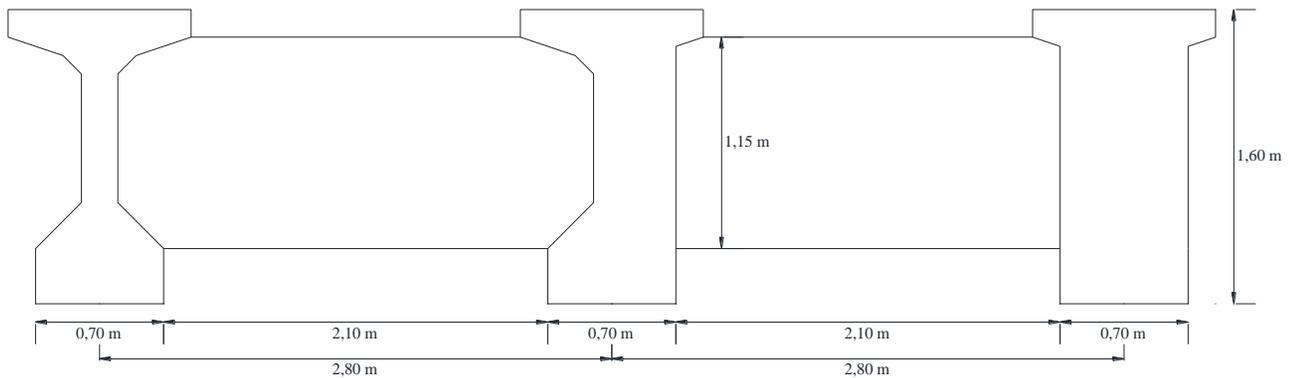
3.1.7. Diseño de los diafragmas o vigas transversales de H° A°

- **Predimensionamiento:**

Son estructuras rígidas no existiendo rotación en sus apoyos pero si deformaciones debido a los asentamientos.

Para que el diafragma responda como una viga de gran altura sus dimensiones son:

Figura 48: Diafragmas



(Fuente: Elaboración propia).

La base de los diafragmas debe ser \geq a 15 cm de ancho para que se pueda colocar doble armadura.

Se considera la altura de los diafragmas descontando la h_{losa} y una altura libre de 25 cm.

Ancho_{diafragma}: $b = 20$ cm

$h_{diafragma} = 1,3$ m

Separación de los diafragmas:

N° diafragmas = 4

Espacio = 8,4 m

La llanta más cercana está a 0,3 m del eje (Según el teorema de Barre):

Distancia de una de las filas de ruedas interiores al centro de gravedad del conjunto de las filas de ruedas: $d = 60$ cm

$$e = \frac{s}{6} - \frac{d}{2} = 20 \text{ cm}$$

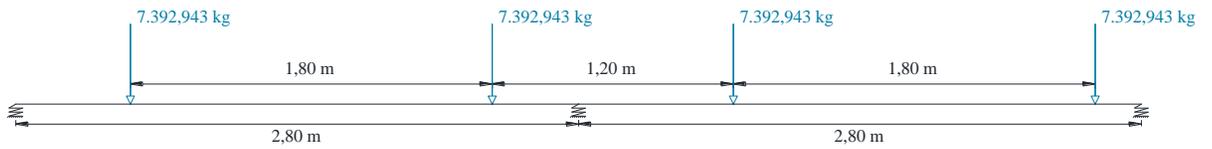
Distancia a la cual el momento es máximo (Según Courbon): x

$x = e + d = 20 \text{ cm} + 60 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$

$$-\frac{1}{6} \times (s - x) = 0,13$$

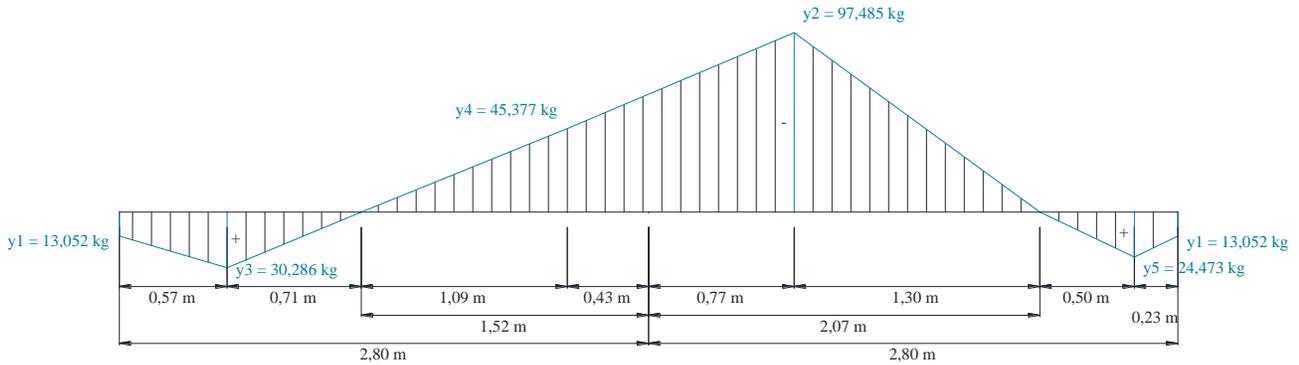
$$\frac{1}{3} \times \left(1 + \frac{3 \times x}{2 \times s}\right) \times (s - x) = 0,956$$

Figura 49: Cargas diafragmas



(Fuente: Elaboración propia).

Figura 50: Diagrama de momento



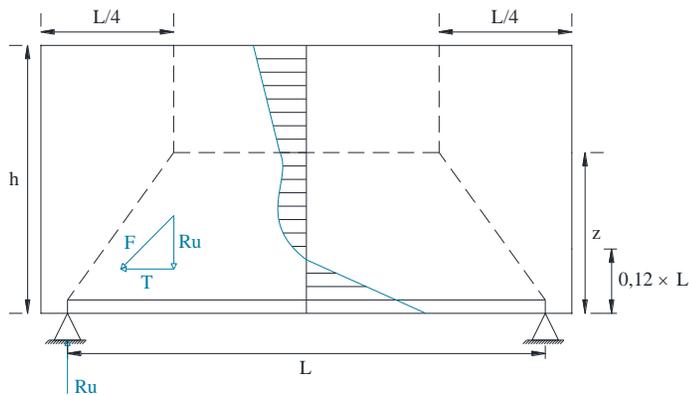
(Fuente: Elaboración propia).

$$R = 16.753,937 \text{ kg}$$

$$M = 6.387,502 \text{ kgm}$$

- **Modelo de bielas y tirantes para el cálculo de la armadura:**

Figura 51: Diagrama



(Fuente: Elaboración propia).

$$R_u = 38.983,751 \text{ kg}$$

$$\frac{T}{R_u} = \frac{L/4}{z}$$

$$z = 0,6 \times L$$

$$T = 0,42 \times R_u = 0,42 \times 38.983,751 \text{ kg} = 16.373,175 \text{ kg}$$

$$R_u = 38.983,751 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{0,42 \times R_u}{f_y} = \frac{0,42 \times 38.983,751 \text{ kg}}{4.200 \text{ kg/cm}^2} = 3,898 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_{ϕ}		BarrasAcero	
	(mm^2)	(cm^2)	Calculado	Interpretado
6	28,274	0,28274	13,787	14
8	50,265	0,50265	7,755	8
10	78,54	0,7854	4,963	5
12	113,097	1,13097	3,447	4
16	201,062	2,01062	1,939	2
20	314,159	3,14159	1,241	2
25	490,874	4,90874	0,794	1

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: 4 ϕ 12 mm.

✓ **Cálculo de la armadura secundaria en cada cara y en cada dirección de la viga (Armadura de piel):**

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} d/5 \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Se considera el A_{acero} : $A_{\text{vh}} \phi 10 \text{ mm} = 1$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$s_1 \leq \frac{A_{\text{vh}}}{0,0015 \times b_w} \therefore s_1 = \frac{1}{0,0015 \times 20 \text{ cm}} = 33,333 \text{ cm}$$

Se considera la armadura: Barras horizontales $\phi 8 \text{ mm } c/30 \text{ cm}$.

Se considera el A_{acero} : $A_v \phi 10 \text{ mm} = 1$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$s_2 \leq \frac{A_v}{0,0025 \times b_w} \therefore s_2 = \frac{1}{0,0025 \times 20 \text{ cm}} = 20 \text{ cm}$$

Se considera la armadura: Estribos verticales ϕ 8 mm c/20 cm y barras horizontales ϕ 8 mm c/30 cm.

3.2. Diseño de apoyos de neopreno

✓ Cálculo de la reacción_{máx} sobre el apoyo:

$$PP_{\text{viga}} = 21.970,806 \text{ kg}$$

$$CV = 29.399,438 \text{ kg}$$

$$SC_{\text{permanente}} (\text{Losa} + \text{diagramas}) = 30.446,687 \text{ kg}$$

$$\text{Carga}_{\text{permanente}} (\text{Aceras} + \text{bordillos}) = 12.715,861 \text{ kg}$$

$$\text{Reacción}_{\text{máx t}} = 94.532,792 \text{ kg}$$

La fuerza de frenado se deberá considerar como el > de:

- El 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.
- El 5 % del camión de diseño + la carga del carril o 5 % del tándem de diseño + la carga del carril.

$$F_{\text{frenado}} = 7.500,013 \text{ kg}$$

✓ Cálculo del A_{pedestal} :

$$\text{Reacción}_{\text{máx t}} = 94.532,792 \text{ kg}$$

$$\text{Fatiga}_{\text{adm pedestal}} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{\text{Reacción}_{\text{máx t}}}{\text{Fatiga}_{\text{adm}}} = \frac{94.532,792 \text{ kg}}{100 \text{ kg/cm}^2} = 945,328 \text{ cm}^2$$

Se considera la base_{cuadrada}:

$$A = a \times a = 945,328 \text{ cm}^2$$

$$a^2 = 945,328 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{945,328 \text{ cm}^2} = 30,746 \text{ cm}$$

Se considera: $a = 25 \text{ cm}$

Espesor de la placa de neopreno (Espesores: 0,8 cm; 1 cm; 1,2 cm y 1,5 cm): $e = 1,2 \text{ cm}$

- **Verificación:**

$$12 < \frac{a}{e} < 22 \therefore 12 < \frac{25 \text{ cm}}{1,2 \text{ cm}} < 22 \therefore 12 < 20,833 < 22$$

La fatiga_{adm} para el diseño:

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$e = 1,2 \text{ cm}$$

$$\beta_n = 0,6 \times \frac{a}{e} < 13,2 \text{ MPa} \therefore \beta_n = 0,6 \times \frac{0,25 \text{ m}}{0,012 \text{ m}} < 13,2 \text{ MPa} \therefore \beta_n = 12,5 < 13,2 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{requerida}} = 64,164 \text{ cm}^2$$

$$\text{Base: } b = 25,666 \text{ cm}$$

Se considera las dimensiones de la placa:

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

- **Verificación:**

- **Fatiga media:**

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$\beta_n = \frac{N}{a \times b} < 12,5 \text{ MPa} \therefore \beta_n = 10,59 < 12,5 \text{ MPa}$$

- **Distorsión lenta:**

$$F_{\text{frenado}} = 7.500,013 \text{ kg}$$

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

Módulo de elasticidad transversal del neopreno (Varía entre 0,8 MPa a 1 MPa): $G = 0,9 \times 10^6 \text{ N/m}^2$

$$\mu = \frac{F_{\text{frenado}}}{a \times b \times G} < 0,7 \therefore \mu = \frac{7.500,013 \text{ kg}}{25 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} \times (9 \text{ kg/cm}^2)} < 0,7 \therefore 0,0952 < 0,7$$

- **Distorsión por cargas instantáneas:**

Reacción_{máx t} = 94.532,792 kg

5 % reacción_{máx t}

a = 25 cm

b = 35 cm

Módulo de elasticidad transversal del neopreno (Varía entre 0,8 MPa a 1 MPa): G = $0,9 \times 10^6$ N/m²

$$\mu = \frac{5 \% \times \text{Reacción}_{\text{máx t}}}{a \times b \times G} < 1,2$$

$$\mu = \frac{0,05 \times 94.532,792 \text{ kg}}{25 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} \times (9 \text{ kg/cm}^2)} < 1,2 \therefore 0,6002 < 1,2$$

- **Deformaciones:**

El punto de desplazamiento nulo del tablero (Punto estacionario) esta situado en la coordenada x_{pe} :

$$x_{pe} = \frac{\sum(k_{ci}) \times x_i}{\sum(k_{ci})}$$

Es el centro de gravedad de las rigideces de las líneas de apoyo.

El desplazamiento de la línea de apoyos:

$$d_i = \varepsilon \times (x_{pe} - x_i) = 1,615 \text{ cm}$$

- **Deformación horizontal transmitida SE:**

$$\Delta L = (L \times \alpha \times \Delta T) = 1,2 \text{ cm}$$

$$\text{Deformación}_t = 2,815 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo de la altura de las placas de neopreno:**

$$h = \frac{d}{\mu} = 4,021 \text{ cm}$$

$$t > \frac{a}{5}$$

Se considera: 4 placas de 12 mm de altura_t = 4,8 cm \cong 5 cm.

$$\Omega = 3,3 \times \left(\frac{e}{\alpha}\right)^3 \times \beta_n = 0,00456 \text{ rad} \therefore \Omega \times n = 0,0219 \text{ rad}$$

- **Fricción:**

$$\mu = \frac{H}{N} \leq 0,4 \therefore 0,08 < 0,4$$

La fatiga en las placas de 2,5 mm de espesor de acero que van intercaladas en la goma es:

$$\beta_n = 0,75 \times \frac{e}{s} \times \beta_m < 140 \text{ MPa} \therefore 95,35 \text{ MPa} < 140 \text{ MPa}$$

✓ **Dimensiones de la placa de neopreno:**

$$a \times b \times h = 25 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$$

3.2.1. Diseño de los dados de apoyo

- **Verificación por agotamiento a compresión:**

$$A_n = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 4.225 \text{ cm}^2$$

$$N_u = A_n \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_c}{A_n}} \leq 3,3 \times f_{cd} \times A_c \therefore 417.573,789 \text{ kg} \leq 1.990.435,062 \text{ kg}$$

- **Verificación:**

$$94.532,792 \text{ kg} \leq 417.573,789 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de la armadura transversal en los dados:**

$$N_d = 94.532,792 \text{ kg}$$

$$a = 65 \text{ cm}$$

$$a_n = 45 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,3 \times N_d \times \left(\frac{a - a_n}{a}\right)}{f_y} = \frac{0,3 \times 94.532,792 \text{ kg} \times \left(\frac{65 \text{ cm} - 45 \text{ cm}}{65 \text{ cm}}\right)}{4.200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 2,078 \text{ cm}^2$$

Se considera la armadura: ϕ 10 mm c/ 10 cm.

3.3. Diseño estructural de la subestructura

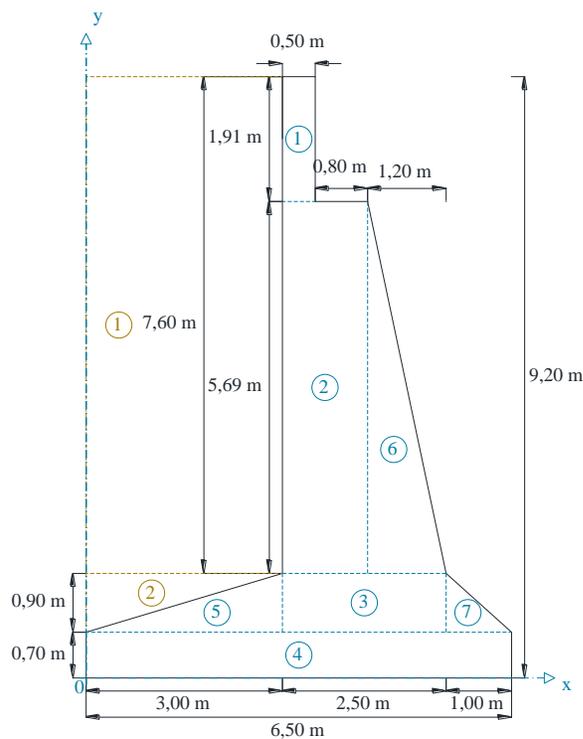
3.3.1. Diseño de los estribos

Se considera los estribos tipo ménsula.

Están constituidos por una losa sobre la que se levanta el alzado siendo de un espesor más reducido adsorbiendo las flexiones mediante armadura.

La presión que ejercen este tipo de estructura es < que los que generan los muros de gravedad.

Figura 52: Estribos



(Fuente: Elaboración propia).

$$\gamma_{H_2O} = 1.000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{húmedo terreno}} = 2.142,424 \text{ kg/m}^3$$

✓ **Cálculo del PP_{estribo}:**

$$A_{t \text{ estribo}} = 20,266 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

Cuadro 20: PP_{estribo}

N°	Sección (m)	A _i (m ²)	$\gamma_{H^{\circ}}$ (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo (m)	M _i (kgm)
	b × h					
1	0,5 × 1,91	0,955	2.400	2.292	3,25	7.449
2	1,3 × 5,69	7,397	2.400	17.752,8	3,65	64.797,72
3	2,5 × 0,9	2,25	2.400	5.400	4,25	22.950
4	6,5 × 0,7	4,55	2.400	10.920	3,25	35.490
	$\frac{b \times h}{2}$					
5	$\frac{3 \times 0,9}{2}$	1,35	2.400	3.240	2	6.480
6	$\frac{1,2 \times 5,69}{2}$	3,414	2.400	8.193,6	4,7	38.509,92
7	$\frac{1 \times 0,7}{2}$	0,35	2.400	840	5,833	4.899,72
		$\Sigma (A_{t \text{ muro}}) = 20,266 \text{ m}^2$				$\Sigma (M_{t \text{ muro}}) = 180.576,36 \text{ kgm}$

(Fuente: Elaboración propia).

✓ **Cálculo del PP_{material} :**

$$\gamma_{\text{terreno seco}} = 1,906,869 \text{ kg/m}^3$$

Cuadro 21: PP_{material}

N°	Sección	A (m ²)	γ_H° (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo (m)	M (kgm)
	$b \times h$					
1	$3 \times 7,6$	22,8	1.906,869	43.476,613	1,5	65.214,92
	$\frac{b \times h}{2}$					
3	$\frac{3 \times 0,9}{2}$	1,35	1.906,869	2.574,273	1	2.574,273
		$\Sigma (A_i) = A_{t \text{ material}} = 24,15$ m ²				$\Sigma (M_i) = M_{t \text{ material}} = 67.789,193$ kgm

(Fuente: Elaboración propia).

$$H_{t \text{ estribo}} = 9,2 \text{ m}$$

✓ **Cálculo del coeficiente de empuje lateral activo:**

Ángulo efectivo de fricción interna: $\varphi'_f = 27,7^\circ$

Ángulo de fricción entre el relleno y muro: δ

Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal: β (°)

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen } (\varphi'_f + \delta) \times \text{sen } (\varphi'_f - \beta)}{\text{sen } (\vartheta - \delta) \times \text{sen } (\vartheta + \beta)}} \right]^2$$

Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal: θ ($^{\circ}$)

Ángulo efectivo de fricción interna: $\varphi'_f = 27,7^{\circ}$

Ángulo de fricción entre el relleno y muro: δ

$$k_a = \frac{\text{sen}^2 (\theta + \varphi'_f)}{r \times \text{sen}^2 \times [\text{sen} (\theta - \delta)]} = 0,37$$

✓ **Cálculo del empuje lateral del suelo:**

Ángulo efectivo de fricción interna: $\varphi'_f = 27,7^{\circ}$

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H^2 \times \left[\frac{1 - \text{sen} (\varphi'_f)}{1 + \text{sen} (\varphi'_f)} \right] = 30.502,771 \text{ kg/m}$$

Empuje lateral del suelo: EH

Coefficiente de empuje lateral: k

γ_{suelo} : γ_s

$g = 9,80665 \text{ m/s}^2$

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

$EH = k \times \gamma_s \times g \times z (\times 10^{-9})$

$EH \times \cos (\alpha) = 30.038,8 \text{ kg/m}$

$EH \times \text{sen} (\alpha) = 5.296,406 \text{ kg/m}$

✓ **Cálculo de las cargas:**

PP: $DC_V = 43.121,759 \text{ kg}$

$a = 2,87 \text{ m}$

SC_{viva}: $LS_H = 7.500,013 \text{ kg}$

$a = 2,6 \text{ m}$

SC_{viva}: $LS_V = 41.348,473 \text{ kg}$

$a = 2,6 \text{ m}$

Carga_{superestructura}: $CMS_V = 42.318,223 \text{ kg}$

$a = 2,6 \text{ m}$

Carga hidráulica y la presión del flujo del agua: $WA_H = 2.413,668 \text{ kg}$

$a = 2,5 \text{ m}$

Carga hidráulica y la presión del flujo del agua: $WA_V = 425,222 \text{ kg}$

$$a = 6,5 \text{ m}$$

Empuje vertical debido al PP del suelo de relleno: $EV_V = 47.796,138 \text{ kg}$

$$a = 5,01 \text{ m}$$

Empuje horizontal del suelo: $EH_H = 30.038,8 \text{ kg}$

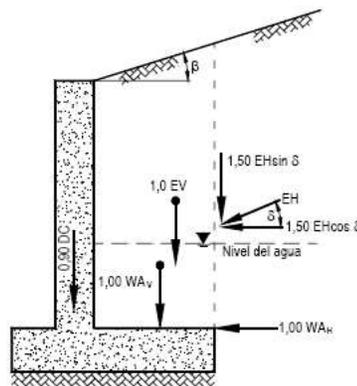
$$a = 3,1 \text{ m}$$

Empuje horizontal del suelo: $EH_V = 5.296,406 \text{ kg}$

$$a = 6,5 \text{ m}$$

- ✓ **Cálculo del deslizamiento y volteo del estribo:**
- ✓ **Cálculo del factor de seguridad contra el volteo:**

Figura 53: Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad



(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 11 - 11).

Se considera que el caso más desfavorable para verificar el volteo es la posibilidad de que exista un camión sobre el terraplén de ingreso al puente vehicular.

$$\Sigma (M_R) = 402.532,975 \text{ kgm}$$

$$H_t \text{ estribo} = 9,11 \text{ m}$$

$$M_{\text{camión}} = EH_h \times \left(\frac{H}{3}\right) = 62.071,452 \text{ kgm}$$

$$\text{Factor} = 1,5$$

$$M_{\text{camión mayorado}} = \text{Factor} \times M_{\text{camión}} = 1,5 \times 62.071,452 \text{ kgm} = 93.107,178 \text{ kgm}$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\Sigma(M_R)}{M_{\text{camión mayorado}}} > 2$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{402.532,975 \text{ kgm}}{93.107,178 \text{ kgm}} > 2 \therefore FS_{\text{volteo}} = 4,323 > 2$$

✓ **Cálculo del factor de seguridad contra el deslizamiento:**

Se considera un terraplén completamente saturado.

Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal: θ ($^{\circ}$)

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = 2,04$$

$D = 4,5 \text{ m}$

$$P_p = \frac{1}{2} \times k_p \times \gamma_2 \times (D^2) + 2 \times c'_2 \times \sqrt{k_p} \times D = 45.562,96 \text{ kg/m}$$

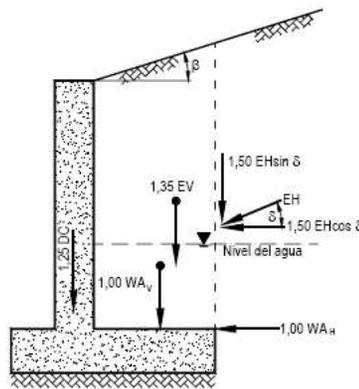
$EH \times \cos(\alpha) = 30.038,8 \text{ kg/m}$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum(V) \times \tan(k_1 \times \theta_2) + B \times k_2 \times c'_2 + P_p}{EH \times \cos(\alpha)} > 1,5$$

$FS_{\text{deslizamiento}} = 3,32 > 1,5$

✓ **Cálculo de la capacidad de carga:**

Figura 54: Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga



(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 11 - 11).

$B_t \text{ estribo} = 6,5 \text{ m}$

$\Sigma (M_R) = 786.167,55 \text{ kgm}$

$\Sigma (M_O) = 145.697,053 \text{ kgm}$

$\Sigma (V) = 210.459,229 \text{ kg}$

$$e = \frac{B_{t \text{ estribo}}}{2} - \left(\frac{\sum(M_R) - \sum(M_O)}{\sum(V)} \right) < \frac{B_{t \text{ estribo}}}{6}$$

$$e = \frac{6,5 \text{ m}}{2} - \left(\frac{786.167,55 \text{ kgm} - 145.696,937 \text{ kgm}}{210.459,113 \text{ kg}} \right) < \frac{6,5 \text{ m}}{6}$$

$$e = 0,207 < 1,083 \text{ m}$$

$$\Sigma (V) = 210.459,229 \text{ kg}$$

$$B_{t \text{ estribo}} = 6,5 \text{ m}$$

$$e = 0,207$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{\Sigma(V)}{B_{t \text{ estribo}}} \times \left[1 + \left(\frac{6 \times e}{B_{t \text{ estribo}}} \right) \right]$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{210.459,229 \text{ kg}}{6,5 \text{ m}} \times \left[1 + \left(\frac{6 \times 0,207}{6,5 \text{ m}} \right) \right] = 38.565,097 \text{ kg/m}^2$$

$$\Sigma (V) = 210.459,229 \text{ kg}$$

$$B_{t \text{ estribo}} = 6,5 \text{ m}$$

$$e = 0,207$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{\Sigma(V)}{B_{t \text{ estribo}}} \times \left[1 - \left(\frac{6 \times e}{B_{t \text{ estribo}}} \right) \right]$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{210.459,229 \text{ kg}}{6,5 \text{ m}} \times \left[1 - \left(\frac{6 \times 0,207}{6,5 \text{ m}} \right) \right] = 26.191,589 \text{ kg/m}^2$$

✓ **Cálculo de los factores de la capacidad de carga:**

$$N_q = \tan \left[45^\circ + \left(\frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \times (e)^{\pi \times \tan(\phi)} = 25,22$$

$$N_c = N_q - 1 \times \cot(\phi) = 14,24$$

$$N_q = 25,22$$

$$N_\gamma = 2 \times N_q + 1 \times \tan(\phi) = 16$$

$$q = \gamma \times D = 8.580,912 \text{ kg/m}^2$$

$$B_{t \text{ estribo}} = 6,5 \text{ m}$$

$$e = 0,207$$

$$B' = (B_{t \text{ estribo}}) - 2 \times e = 6,5 \text{ m} - 2 \times 0,207 = 6,086 \text{ m}$$

✓ **Cálculo de los factores de profundidad:**

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \times \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) = 1,38$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \times \tan(\theta) \times [1 - \sin(\theta)]^2 \times \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) = 1,28$$

$$F_{yd} = 1$$

$$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{EH \times \cos(\alpha)}{\Sigma(V)} \right] = 10,83$$

✓ **Cálculo de los factores de forma:**

Son todos = 1 porque se tratan como los de una cimentación continua.

✓ **Cálculo de los factores de inclinación:**

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\varphi}{90} \right)^2 = 0,774$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\varphi}{\theta} \right)^2 = 0,92$$

$$\sigma_u = c \times N_c \times F_{cd} \times F_{ci} + q \times N_q \times F_{qd} \times F_{qi} + \frac{1}{2} \times \gamma \times B' \times N_y \times F_{yd} \times F_{yi}$$

$$\sigma_u = 122.611,963 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{adm \text{ suelo}} = 2,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{\sigma_u}{\sigma_{adm \text{ suelo}}} > 3$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{122.611,963 \text{ kg/m}^2}{23.000 \text{ kg/m}^2} > 3 \therefore FS_{\text{capacidad de carga}} = 5,331 > 3$$

$$h_{\text{parapeto}} = 1,905 \text{ m}$$

$$\text{Empuje}_{\text{parapeto}} = 1.260,777 \text{ kg}$$

$$M_{\text{parapeto}} = 472,435 \text{ kgm}$$

$$d_{\text{parapeto}} = 40 \text{ cm}$$

$$a_{\text{parapeto}} = 0,73 \text{ cm}$$

$$A_{S_{\text{parapeto}}} = 3,45 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{parapeto}} = 10 \text{ mm c/20 cm}$$

$$\phi_d \text{ parapeto} = 10 \text{ mm c/30 cm}$$

$$h_{\text{cuerpo}} = 8,105 \text{ m}$$

$$\text{Empuje}_{\text{cuerpo}} = 22.822,269 \text{ kg}$$

$$M_{\text{cuerpo}} = 7.739,646 \text{ kgm}$$

$$d_{\text{cuerpo}} = 240 \text{ cm}$$

$$a_{\text{cuerpo}} = 1,98 \text{ cm}$$

$$A_{\text{Scuerpo}} = 29,39 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{cuerpo}} = 25 \text{ mm c/20 cm}$$

$$\phi_{\text{d cuerpo}} = 20 \text{ mm c/15 cm}$$

$$\frac{1}{2} \times h_{\text{cuerpo}} = 5,005 \text{ m}$$

$$\text{Empuje}\left(\frac{1}{2} \times h_{\text{cuerpo}}\right) = 8.702,666 \text{ kg}$$

$$M\left(\frac{1}{2} \times h_{\text{cuerpo}}\right) = 3.869,823 \text{ kgm}$$

$$d\left(\frac{1}{2} \times h_{\text{cuerpo}}\right) = 155 \text{ cm}$$

$$a\left(\frac{1}{2} \times h_{\text{cuerpo}}\right) = 1,53 \text{ cm}$$

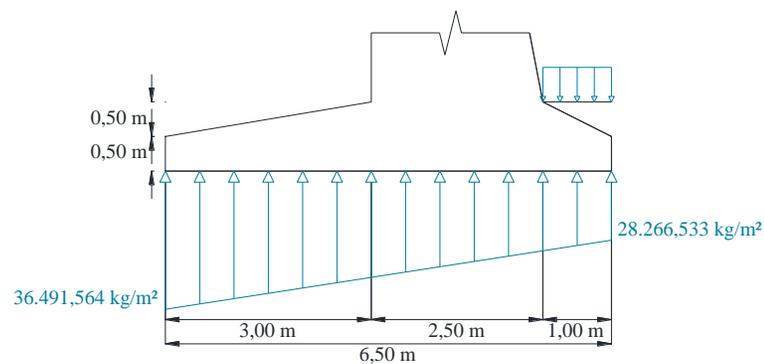
$$A_s\left(\frac{1}{2} \times h_{\text{cuerpo}}\right) = 14,7 \text{ cm}^2$$

$$\phi\left(\frac{1}{2} \times h_{\text{cuerpo}}\right) = 20 \text{ mm c/20 cm}$$

$$\phi_{\text{d}}\left(\frac{1}{2} \times h_{\text{cuerpo}}\right) = 16 \text{ mm c/15 cm}$$

- **Diseño de la zapata:**

Figura 55: Zapata



(Fuente: Elaboración propia).

- **Diseño de la punta:**

- ✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$M_u = 217.943,946 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 90 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{21.794.394,6 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (90 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 16,606 \text{ cm}$$

- ✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{21.794.394,6 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(90 \text{ cm} - \frac{16,606 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 70,574 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \therefore A_{s,\text{mín}} = 24,842 \text{ cm}^2$$

$$> 30 \text{ cm}$$

$A_s = 30 \text{ cm}^2$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	106,105	113	0,89
8	50,265	0,50265	59,684	64	1,59
10	78,54	0,7854	38,197	41	2,5
12	113,097	1,13097	26,526	29	3,57
16	201,062	2,01062	14,9208	16	6,67
20	314,159	3,14159	9,549	11	10
25	490,874	4,90874	6,112	7	16,67

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 25 mm c/20 cm.

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante unitario:**

$V_u = 14.400$ kg

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V'_u = \frac{V_u}{\phi \times b_w \times d} = \frac{14.400 \text{ kg}}{0,75 \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 2,133 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de la resistencia del H° al cortante:**

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} = 69.123,867 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante del H° unitario:**

$V_c = 69.123,867$ kg

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$$V'_c = \frac{V_c}{b_w \times d} = \frac{69.123,867 \text{ kg}}{100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u = 2,133 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u \leq \emptyset \times V'_c \therefore 2,133 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,75 \times (7,68 \text{ kg/cm}^2) \therefore 2,133 \text{ kg/cm}^2 < 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

Longitud de tramo efectiva: $s = 1 \text{ m}$

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{1.000 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 121,431 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 30 \text{ cm}^2 = 20,1 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho libre = 1 m

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_ϕ		Barrasacero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
8	50,265	0,50265	39,988	43	1,56
10	78,54	0,7854	25,592	28	2,67
12	113,097	1,13097	17,772	19	4,29
16	201,062	2,01062	9,997	11	12,24
20	314,159	3,14159	6,398	7	14,33
25	490,874	4,90874	4,095	5	21,88

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: $\phi 20 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$.

- **Diseño del talón:**

- ✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$M_u = 14.170,996 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 90 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{1.417.099,6 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (90 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 0,986 \text{ cm}$$

- ✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{1.417.099,6 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(90 \text{ cm} - \frac{0,986 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 4,188 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \therefore A_{s,\text{mín}} = 24,842 \text{ cm}^2$$

$$< 30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4,188 \text{ cm}^2$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	14,812	56	1,82
8	50,265	0,50265	8,332	32	3,23
10	78,54	0,7854	5,332	20	5,26
12	113,097	1,13097	3,703	14	7,69
16	201,062	2,01062	2,083	8	14,29
20	314,159	3,14159	1,333	5	30
25	490,874	4,90874	0,853	4	37,33

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 16 mm c/15 cm.

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante unitario:**

$V_u = 12.960$ kg

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V'_u = \frac{V_u}{\phi \times b_w \times d} = \frac{12.960 \text{ kg}}{0,75 \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 1,92 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de la resistencia del H° al cortante:**

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} = 69.123,867 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante del H° unitario:**

$V_c = 69.123,867$ kg

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$$V'_c = \frac{V_c}{b_w \times d} = \frac{69.123,867 \text{ kg}}{100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u = 1,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u \leq \emptyset \times V'_c \therefore 1,92 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,75 \times (7,68 \text{ kg/cm}^2) \therefore 1,92 \text{ kg/cm}^2 < 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

Longitud de tramo efectiva: $s = 1 \text{ m}$

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{1.000 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 121,431 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 4,188 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 4,188 \text{ cm}^2 = 2,806 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho libre = 1 m

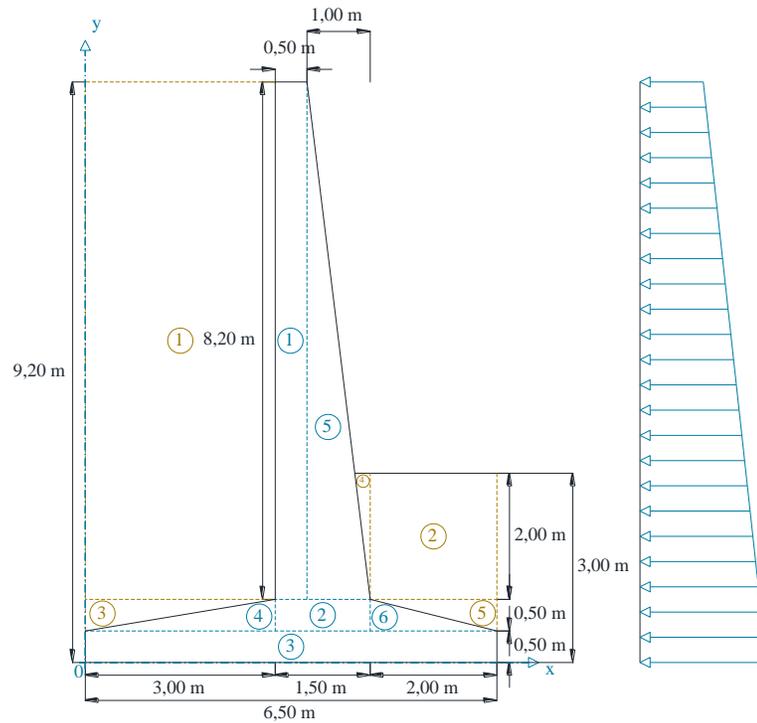
$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_ϕ		Barrasacero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
8	50,265	0,50265	5,582	21	4,16
10	78,54	0,7854	3,573	14	6,62
12	113,097	1,13097	2,481	10	9,78
16	201,062	2,01062	1,396	6	22,08
20	314,159	3,14159	0,893	4	34,67
25	490,874	4,90874	0,572	3	50,25

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: $\phi 16 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$.

- **Diseño de los aleros:**

Figura 56: Cargas que actúan en los aleros



(Fuente: Elaboración propia).

$$\gamma_{H_2O} = 1.000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{terreno húmedo}} = 2.142,424 \text{ kg/m}^3$$

✓ **Cálculo del PP_{muro} :**

$$A_{t \text{ muro}} = 13,45 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^o} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

Cuadro 22: PP_{muro}

N°	Sección (m)	A _i (m ²)	γ _{H°} (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo (m)	M _i (kgm)
	b × h					
1	0,5 × 8,2	4,1	2.400	9.840	3,25	31.980
2	1,5 × 0,5	0,75	2.400	1.800	3,75	6.750
3	6,5 × 0,5	3,25	2.400	7.800	3,25	25.350
	$\frac{b \times h}{2}$					
4	$\frac{3 \times 0,5}{2}$	0,75	2.400	1.800	2	3.600
5	$\frac{1 \times 8,2}{2}$	4,1	2.400	9.840	3,833	37.716,72
6	$\frac{2 \times 0,5}{2}$	0,5	2.400	1.200	5,167	6.200,4
		Σ (A _{t muro}) = 13,45 m ²				Σ (M _{t muro}) = 111.597,12 kgm

(Fuente: Elaboración propia).

✓ **Cálculo del PP_{material}:**

$$\gamma_{\text{terreno seco}} = 1,906,869 \text{ kg/m}^3$$

Cuadro 23: PP_{material}

N°	Sección	A (m ²)	γ_H° (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo (m)	M (kgm)
	b × h					
1	3 × 8,2	24,6	1.906,869	46.908,977	1,5	70.363,466
2	2 × 2	4	1.906,869	7.627,476	5,5	41.951,118
	$\frac{b \times h}{2}$					
3	$\frac{3 \times 0,5}{2}$	0,75	1.906,869	1.430,152	1	1.430,152
4	$\frac{0,2439 \times 2}{2}$	0,2439	1.906,869	465,085	4,4187	2.055,071
5	$\frac{2 \times 0,5}{2}$	0,5	1.906,869	953,435	5,833	5.561,386
		$\Sigma (A_i) = A_{t \text{ material}} =$ 30,094 m ²				$\Sigma (M_i) = M_{t \text{ material}} =$ 121.361,193 kgm

(Fuente: Elaboración propia).

$$H_{t \text{ alero}} = 9,2 \text{ m}$$

✓ **Cálculo del coeficiente de empuje lateral activo:**

Ángulo efectivo de fricción interna: $\varphi'_f = 27,7^\circ$

Ángulo de fricción entre el relleno y muro: δ

Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal: β ($^\circ$)

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi'_f + \delta) \times \text{sen}(\varphi'_f - \beta)}{\text{sen}(\vartheta - \delta) \times \text{sen}(\vartheta + \beta)}} \right]^2$$

Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal: θ ($^\circ$)

Ángulo efectivo de fricción interna: $\varphi'_f = 27,7^\circ$

Ángulo de fricción entre el relleno y muro: δ

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi'_f)}{r \times \text{sen}^2[\text{sen}(\theta - \delta)]} = 0,37$$

✓ **Cálculo del empuje lateral del suelo:**

Ángulo efectivo de fricción interna: $\varphi'_f = 27,7^\circ$

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H^2 \times \left[\frac{1 - \text{sen}(\varphi'_f)}{1 + \text{sen}(\varphi'_f)} \right] = 30.197,876 \text{ kg/m}$$

Empuje lateral del suelo: EH

Coefficiente de empuje lateral: k

$\gamma_{\text{suelo}}: \gamma_s$

$g = 9,80665 \text{ m/s}^2$

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

$EH = k \times \gamma_s \times g \times z (\times 10^{-9})$

$EH \times \cos(\alpha) = 29.739,004 \text{ kg/m}$

$EH \times \text{sen}(\alpha) = 5.243,381 \text{ kg/m}$

✓ **Cálculo de las cargas:**

PP: $DC_v = 32.916,439 \text{ kg}$

$a = 2,94 \text{ m}$

Carga hidráulica y la presión del flujo del agua: $WA_H = 2.544,192 \text{ kg}$

$a = 1 \text{ m}$

Carga hidráulica y la presión del flujo del agua: $WA_v = 1.233,857 \text{ kg}$

$a = 6,5 \text{ m}$

Empuje vertical debido al PP del suelo de relleno: $EV_v = 56.920,559 \text{ kg}$

$a = 4,4 \text{ m}$

Empuje horizontal del suelo: $EH_H = 29.739,004 \text{ kg}$

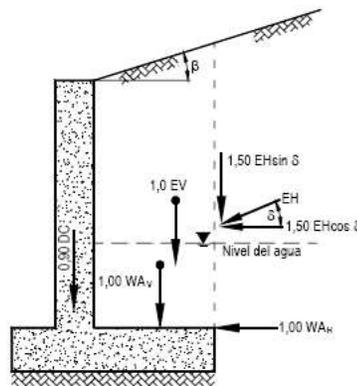
$a = 3,08 \text{ m}$

Empuje horizontal del suelo: $EH_v = 5.243,381 \text{ kg}$

$a = 5 \text{ m}$

- ✓ **Cálculo del deslizamiento y volteo del estribo:**
- ✓ **Cálculo del factor de seguridad contra el volteo:**

Figura 57: Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad



(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 11 - 11).

Se considera que el caso más desfavorable para verificar el volteo es la posibilidad de que exista un camión sobre el terraplén de ingreso al puente vehicular.

$$\Sigma (M_R) = 385.157,011 \text{ kgm}$$

$$H_{t \text{ estribo}} = 9,2 \text{ m}$$

$$M_{\text{camión}} = EH_h \times \left(\frac{H}{3}\right) = 91.715,316 \text{ kgm}$$

$$\text{Factor} = 1,5$$

$$M_{\text{camión mayorado}} = \text{Factor} \times M_{\text{camión}} = 1,5 \times 91.715,316 \text{ kgm} = 137.572,974 \text{ kgm}$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\Sigma(M_R)}{M_{\text{camión mayorado}}} > 2$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{385.157,011 \text{ kgm}}{137.572,974 \text{ kgm}} > 2 \therefore FS_{\text{volteo}} = 2,8 > 2$$

✓ **Cálculo del factor de seguridad contra el deslizamiento:**

Se considera un terraplén completamente saturado.

Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal: θ ($^\circ$)

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = 2,04$$

$D = 3 \text{ m}$

$$P_p = \frac{1}{2} \times k_p \times \gamma_2 \times (D^2) + 2 \times c'_2 \times \sqrt{k_p} \times D = 20.541,316 \text{ kg/m}$$

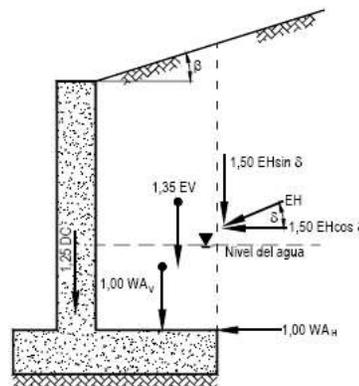
$EH \times \cos(\alpha) = 29.739,004 \text{ kg/m}$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\Sigma(V) \times \tan(k_1 \times \theta_2) + B \times k_2 \times c'_2 + P_p}{EH \times \cos(\alpha)} > 1,5$$

$FS_{\text{deslizamiento}} = 2,34 > 1,5$

✓ **Cálculo de la capacidad de carga:**

Figura 58: Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga



(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 11 - 11).

$B_{t \text{ alero}} = 6,5 \text{ m}$

$\Sigma(M_R) = 385.157,011 \text{ kgm}$

$$\Sigma (M_O) = 123.812,923 \text{ kgm}$$

$$\Sigma (V) = 114.378,509 \text{ kg}$$

$$e = \frac{B_{t \text{ alero}}}{2} - \left(\frac{\Sigma(M_R) - \Sigma(M_O)}{\Sigma(V)} \right) < \frac{B_{t \text{ alero}}}{6}$$

$$e = \frac{6,5 \text{ m}}{2} - \left(\frac{385.157,011 \text{ kgm} - 123.812,923 \text{ kgm}}{114.378,509 \text{ kg}} \right) < \frac{6,5 \text{ m}}{6}$$

$$e = 0,965 < 1,083 \text{ m}$$

$$\Sigma (V) = 114.378,509 \text{ kg}$$

$$B_{t \text{ alero}} = 6,5 \text{ m}$$

$$e = 0,965$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{\Sigma(V)}{B_{t \text{ alero}}} \times \left[1 + \left(\frac{6 \times e}{B_{t \text{ alero}}} \right) \right]$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{114.378,509 \text{ kg}}{6,5 \text{ m}} \times \left[1 + \left(\frac{6 \times 0,965}{6,5 \text{ m}} \right) \right] = 33.271,287 \text{ kg/m}^2$$

$$\Sigma (V) = 114.378,509 \text{ kg}$$

$$B_{t \text{ alero}} = 6,5 \text{ m}$$

$$e = 0,965$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{\Sigma(V)}{B_{t \text{ alero}}} \times \left[1 - \left(\frac{6 \times e}{B_{t \text{ alero}}} \right) \right]$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{114.378,509 \text{ kg}}{6,5 \text{ m}} \times \left[1 - \left(\frac{6 \times 0,965}{6,5 \text{ m}} \right) \right] = 1.922,1 \text{ kg/m}^2$$

✓ **Cálculo de los factores de la capacidad de carga:**

$$N_q = \tan \left[45^\circ + \left(\frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \times (e)^{\pi \times \tan(\phi)} = 25,22$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot(\phi) = 14,24$$

$$N_q = 25,22$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan(\phi) = 16$$

$$q = \gamma \times D = 5.720,608 \text{ kg/m}^2$$

$$B_{t \text{ alero}} = 6,5 \text{ m}$$

$$e = 0,965$$

$$B' = (B_{\text{t estribo}}) - 2 \times e = 6,5 \text{ m} - 2 \times 0,965 = 4,57 \text{ m}$$

✓ **Cálculo de los factores de profundidad:**

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \times \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) = 1,38$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \times \tan(\theta) \times [1 - \sin(\theta)]^2 \times \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) = 1,28$$

$$F_{yd} = 1$$

$$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{EH \times \cos(\alpha)}{\Sigma(V)} \right] = 10,83$$

✓ **Cálculo de los factores de forma:**

Son todos = 1 porque se tratan como los de una cimentación continua.

✓ **Cálculo de los factores de inclinación:**

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\varphi}{90} \right)^2 = 0,774$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\varphi}{\theta} \right)^2 = 0,92$$

$$\sigma_u = c \times N_c \times F_{cd} \times F_{ci} + q \times N_q \times F_{qd} \times F_{qi} + \frac{1}{2} \times \gamma \times B' \times N_y \times F_{yd} \times F_{yi}$$

$$\sigma_u = 126.977,329 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm suelo}} = 2,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{\sigma_u}{\sigma_{\text{adm suelo}}} > 3$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{(126.977,329 \text{ kg/m}^2)}{(23.000 \text{ kg/m}^2)} > 3 \therefore FS_{\text{capacidad de carga}} = 5,521 > 3$$

$$h_1 = 3,084 \text{ m}$$

$$M_{u1} = 853,502 \text{ kgm}$$

$$d_1 = 65 \text{ cm}$$

$$a_1 = 8,58 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = 3,29 \text{ cm}^2$$

$$\phi_1 = 12 \text{ mm c/30 cm}$$

$$h_2 = 6,168 \text{ m}$$

$$M_2 = 1.626,447 \text{ kgm}$$

$$d_2 = 90 \text{ cm}$$

$$a_2 = 11,8 \text{ cm}$$

$$A_{s\ 2} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$\phi_2 = 12 \text{ mm c/20 cm}$$

$$h_3 = 9,252 \text{ m}$$

$$M_3 = 3.542,494 \text{ kgm}$$

$$d_3 = 115 \text{ cm}$$

$$a_3 = 20,66 \text{ cm}$$

$$A_{s\ 3} = 9,56 \text{ cm}^2$$

$$\phi_3 = 20 \text{ mm c/30 cm}$$

$$h_4 = 12,336 \text{ m}$$

$$M_4 = 12.904,509 \text{ kgm}$$

$$d_4 = 140 \text{ cm}$$

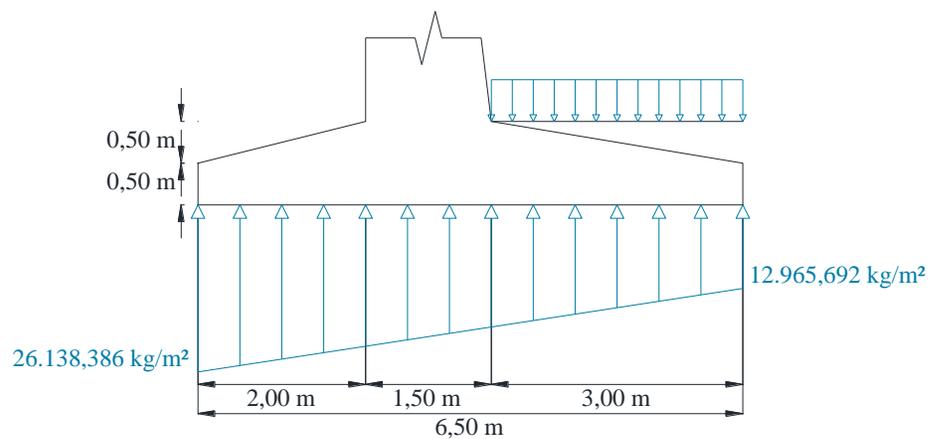
$$a_4 = 78 \text{ cm}$$

$$A_{s\ 4} = 20,15 \text{ cm}^2$$

$$\phi_4 = 25 \text{ mm c/30 cm}$$

- **Diseño de la zapata:**

Figura 59: Zapata



(Fuente: Elaboración propia).

- **Diseño de la punta:**

- ✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$M_u = 59.800,238 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 90 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{5.980.023,8 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (90 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 4,236 \text{ cm}$$

- ✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{5.980.023,8 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(90 \text{ cm} - \frac{4,236 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 18,002 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \therefore A_{s,\text{mín}} = 24,842 \text{ cm}^2$$

$$< 30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 18,002 \text{ cm}^2$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	63,6698	63	1,61
8	50,265	0,50265	35,814	36	2,86
10	78,54	0,7854	22,9208	23	4,55
12	113,097	1,13097	15,917	16	6,67
16	201,062	2,01062	8,953	9	12,5
20	314,159	3,14159	5,7302	6	25
25	490,874	4,90874	3,667	4	37,33

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 20 mm c/20 cm.

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante unitario:**

$V_u = 12.960$ kg

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V'_u = \frac{V_u}{\phi \times b_w \times d} = \frac{12.960 \text{ kg}}{0,75 \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 1,92 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de la resistencia del H° al cortante:**

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} = 69.123,867 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante del H° unitario:**

$V_c = 69.123,867$ kg

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$$V'_c = \frac{V_c}{b_w \times d} = \frac{69.123,867 \text{ kg}}{100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u = 1,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u \leq \emptyset \times V'_c \therefore 1,92 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,75 \times (7,68 \text{ kg/cm}^2) \therefore 1,92 \text{ kg/cm}^2 < 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

Longitud de tramo efectiva: $s = 1 \text{ m}$

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{1.000 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 121,431 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 18,002 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 18,002 \text{ cm}^2 = 12,061 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho libre = 1 m

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_ϕ		Barrasacero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
8	50,265	0,50265	23,995	24	3,51
10	78,54	0,7854	15,3565	16	5,6
12	113,097	1,13097	10,664	11	8,68
16	201,062	2,01062	5,999	6	22,08
20	314,159	3,14159	3,839	4	34,67
25	490,874	4,90874	2,457	3	50,25

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: $\phi 16 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$.

- **Diseño del talón:**

- ✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$M_u = 26.800,182 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 90 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{2.680.018,2 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (90 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 1,873 \text{ cm}$$

- ✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{2.680.018,2 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(90 \text{ cm} - \frac{1,873 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 7,961 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \therefore A_{s,\text{mín}} = 24,842 \text{ cm}^2$$

$$< 30 \text{ cm}$$

$A_s = 7,961 \text{ cm}^2$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	28,157	56	1,82
8	50,265	0,50265	15,838	32	3,23
10	78,54	0,7854	10,136	20	5,26
12	113,097	1,13097	7,039	14	7,69
16	201,062	2,01062	3,959	8	14,29
20	314,159	3,14159	2,534	5	30
25	490,874	4,90874	1,622	4	37,33

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 16 mm c/15 cm.

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante unitario:**

$V_u = 12.800$ kg

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V'_u = \frac{V_u}{\phi \times b_w \times d} = \frac{12.800 \text{ kg}}{0,75 \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 1,896 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de la resistencia del H° al cortante:**

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} = 69.123,867 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante del H° unitario:**

$V_c = 69.123,867$ kg

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$$V'_c = \frac{V_c}{b_w \times d} = \frac{69.123,867 \text{ kg}}{100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u = 1,896 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u \leq \emptyset \times V'_c \therefore 1,896 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,75 \times (7,68 \text{ kg/cm}^2) \therefore 1,896 \text{ kg/cm}^2 < 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

Longitud de tramo efectiva: $s = 1 \text{ m}$

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{1.000 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 121,431 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 7,961 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 7,961 \text{ cm}^2 = 5,334 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho libre = 1 m

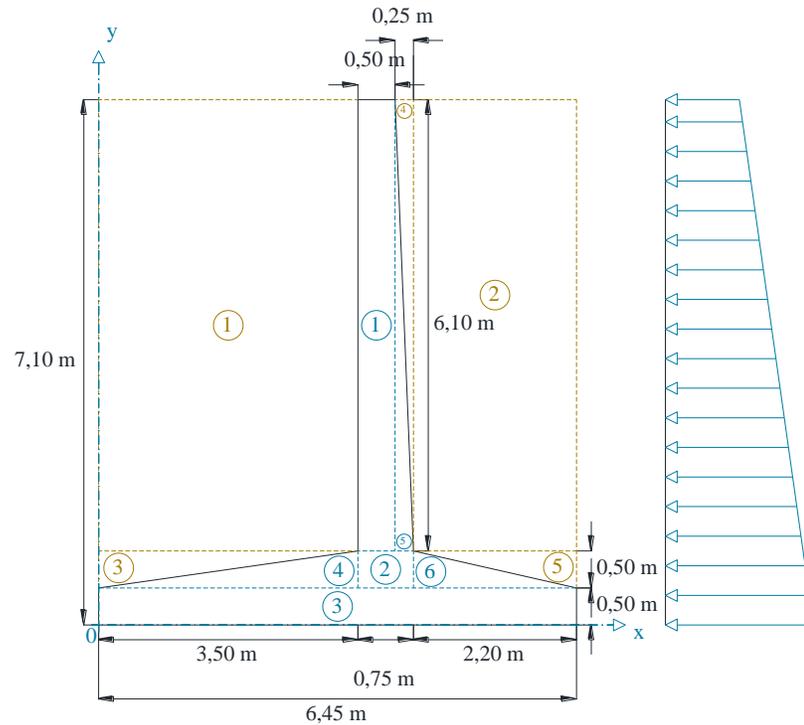
$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_ϕ		Barrasacero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
8	50,265	0,50265	10,612	21	4,16
10	78,54	0,7854	6,791	14	6,62
12	113,097	1,13097	4,716	10	9,78
16	201,062	2,01062	2,653	6	22,08
20	314,159	3,14159	1,698	4	34,67
25	490,874	4,90874	1,087	3	50,25

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: $\phi 16 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$.

- **Diseño de los aleros:**

Figura 60: Cargas que actúan en los aleros



(Fuente: Elaboración propia).

$$\gamma_{H_2O} = 1.000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{terreno húmedo}} = 2.142,424 \text{ kg/m}^3$$

✓ **Cálculo del PP_{muro} :**

$$A_{\text{t muro}} = 8,8375 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

Cuadro 24: PP_{muro}

N°	Sección (m)	A _i (m ²)	γ _{H°} (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo (m)	M _i (kgm)
	b × h					
1	0,5 × 6,1	3,05	2.400	7.320	3,75	27.450
2	0,75 × 0,5	0,375	2.400	900	3,875	3.487,5
3	6,45 × 0,5	3,225	2.400	7.740	3,225	24.961,5
	$\frac{b \times h}{2}$					
4	$\frac{3,5 \times 0,5}{2}$	0,875	2.400	2.100	2,333	4.899,3
5	$\frac{0,25 \times 6,1}{2}$	0,7625	2.400	1.830	4,083	7.471,89
6	$\frac{2,2 \times 0,5}{2}$	0,55	2.400	1.320	4,983	6.577,56
		Σ (A _{t muro}) = 8,8375 m ²				Σ (M _{t muro}) = 74.847,75 kgm

(Fuente: Elaboración propia).

✓ **Cálculo del PP_{material} :**

$$\gamma_{\text{terreno seco}} = 1,906,869 \text{ kg/m}^3$$

Cuadro 25: PP_{material}

N°	Sección	A (m ²)	γ_H° (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo (m)	M (kgm)
	$b \times h$					
1	3,5 × 6,1	21,35	1.906,869	40.711,653	1,75	71.245,393
2	2,2 × 6,1	13,42	1.906,869	25.590,182	5,35	136.907,474
	$\frac{b \times h}{2}$					
3	$\frac{3,5 \times 0,5}{2}$	0,875	1.906,869	1.668,51	1,167	1.947,151
4	$\frac{0,25 \times 6,1}{2}$	0,7625	1.906,869	1.453,988	4,167	6.058,768
5	$\frac{2,2 \times 0,5}{2}$	0,55	1.906,869	1.048,778	5,717	5.995,864
		$\Sigma (A_i) = A_{\text{t material}} = 36,9575 \text{ m}^2$				$\Sigma (M_i) = M_{\text{t material}} = 222.154,65 \text{ kgm}$

(Fuente: Elaboración propia).

$$H_{\text{t alero}} = 7,1 \text{ m}$$

✓ **Cálculo del coeficiente de empuje lateral activo:**

Ángulo efectivo de fricción interna: $\varphi'_f = 27,7^\circ$

Ángulo de fricción entre el relleno y muro: δ

Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal: β ($^\circ$)

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi'_f + \delta) \times \text{sen}(\varphi'_f - \beta)}{\text{sen}(\vartheta - \delta) \times \text{sen}(\vartheta + \beta)}} \right]^2$$

Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal: θ ($^\circ$)

Ángulo efectivo de fricción interna: $\varphi'_f = 27,7^\circ$

Ángulo de fricción entre el relleno y muro: δ

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi'_f)}{r \times \text{sen}^2[\text{sen}(\theta - \delta)]} = 0,37$$

✓ **Cálculo del empuje lateral del suelo:**

Ángulo efectivo de fricción interna: $\varphi'_f = 27,7^\circ$

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H^2 \times \left[\frac{1 - \text{sen}(\varphi'_f)}{1 + \text{sen}(\varphi'_f)} \right] = 18.088,746 \text{ kg/m}$$

Empuje lateral del suelo: EH

Coefficiente de empuje lateral: k

γ_{suelo} : γ_s

$g = 9,80665 \text{ m/s}^2$

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

$EH = k \times \gamma_s \times g \times z (\times 10^{-9})$

$EH \times \cos(\alpha) = 17.814,442 \text{ kg/m}$

$EH \times \text{sen}(\alpha) = 3.140,726 \text{ kg/m}$

✓ **Cálculo de las cargas:**

PP: $DC_v = 21.628,181 \text{ kg}$

$a = 2,914 \text{ m}$

Carga hidráulica y la presión del flujo del agua: $WA_H = 6.998,414 \text{ kg}$

$a = 1 \text{ m}$

Carga hidráulica y la presión del flujo del agua: $WA_v = 1.234,061 \text{ kg}$

$a = 6,45 \text{ m}$

Empuje vertical debido al PP del suelo de relleno: $EV_v = 76.570,49 \text{ kg}$

$a = 3,1 \text{ m}$

Empuje horizontal del suelo: $EH_H = 17.814,167 \text{ kg}$

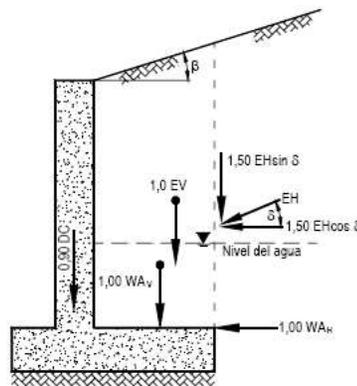
$a = 2,387 \text{ m}$

Empuje horizontal del suelo: $EH_v = 3.141,144 \text{ kg}$

$a = 4,7 \text{ m}$

- ✓ **Cálculo del deslizamiento y volteo del estribo:**
- ✓ **Cálculo del factor de seguridad contra el volteo:**

Figura 61: Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad



(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 11 - 11).

Se considera que el caso más desfavorable para verificar el volteo es la posibilidad de que exista un camión sobre el terraplén de ingreso al puente vehicular.

$$\Sigma (M_R) = 324.208,573 \text{ kgm}$$

$$H_{t \text{ estribo}} = 7,1 \text{ m}$$

$$M_{\text{camión}} = EH_h \times \left(\frac{H}{3}\right) = 42.521,146 \text{ kgm}$$

$$\text{Factor} = 1,5$$

$$M_{\text{camión mayorado}} = \text{Factor} \times M_{\text{camión}} = 1,5 \times 42.521,146 \text{ kgm} = 63.781,719 \text{ kgm}$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\Sigma(M_R)}{M_{\text{camión mayorado}}} > 2$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{324.208,573 \text{ kgm}}{63.781,719 \text{ kgm}} > 2 \therefore FS_{\text{volteo}} = 5,083 > 2$$

✓ **Cálculo del factor de seguridad contra el deslizamiento:**

Se considera un terraplén completamente saturado.

Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal: θ ($^{\circ}$)

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = 2,04$$

$D = 3 \text{ m}$

$$P_p = \frac{1}{2} \times k_p \times \gamma_2 \times (D^2) + 2 \times c'_2 \times \sqrt{k_p} \times D = 20.541,316 \text{ kg/m}$$

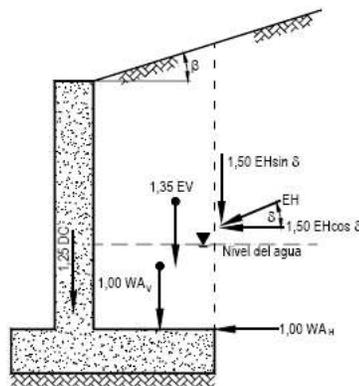
$EH \times \cos(\alpha) = 17.814,442 \text{ kg/m}$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\Sigma(V) \times \tan(k_1 \times \theta_2) + B \times k_2 \times c'_2 + P_p}{EH \times \cos(\alpha)} > 1,5$$

$FS_{\text{deslizamiento}} = 3,06 > 1,5$

✓ **Cálculo de la capacidad de carga:**

Figura 62: Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga



(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 11 - 11).

$B_{\text{t alero}} = 6,45 \text{ m}$

$\Sigma(M_R) = 429.351,511 \text{ kgm}$

$$\Sigma (M_O) = 70.779,522 \text{ kgm}$$

$$\Sigma (V) = 136.346,255 \text{ kg}$$

$$e = \frac{B_{t \text{ alero}}}{2} - \left(\frac{\Sigma(M_R) - \Sigma(M_O)}{\Sigma(V)} \right) < \frac{B_{t \text{ alero}}}{6}$$

$$e = \frac{6,45 \text{ m}}{2} - \left(\frac{429.351,511 \text{ kgm} - 70.779,522 \text{ kgm}}{136.346,255 \text{ kg}} \right) < \frac{6,45 \text{ m}}{6}$$

$$e = 0,595 < 1,075 \text{ m}$$

$$\Sigma (V) = 136.346,255 \text{ kg}$$

$$B_{t \text{ alero}} = 6,45 \text{ m}$$

$$e = 0,595$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{\Sigma(V)}{B_{t \text{ alero}}} \times \left[1 + \left(\frac{6 \times e}{B_{t \text{ alero}}} \right) \right]$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{136.346,255 \text{ kg}}{6,45 \text{ m}} \times \left[1 + \left(\frac{6 \times 0,595}{6,45 \text{ m}} \right) \right] = 32.839,12 \text{ kg/m}^2$$

$$\Sigma (V) = 136.346,255 \text{ kg}$$

$$B_{t \text{ alero}} = 6,45 \text{ m}$$

$$e = 0,595$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{\Sigma(V)}{B_{t \text{ alero}}} \times \left[1 - \left(\frac{6 \times e}{B_{t \text{ alero}}} \right) \right]$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{136.346,255 \text{ kg}}{6,45 \text{ m}} \times \left[1 - \left(\frac{6 \times 0,595}{6,45 \text{ m}} \right) \right] = 9.438,789 \text{ kg/m}^2$$

✓ **Cálculo de los factores de la capacidad de carga:**

$$N_q = \tan \left[45^\circ + \left(\frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \times (e)^{\pi \times \tan(\phi)} = 25,22$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot(\phi) = 14,24$$

$$N_q = 25,22$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan(\phi) = 16$$

$$q = \gamma \times D = 3.059,149 \text{ kg/m}^2$$

$$B_{t \text{ alero}} = 6,45 \text{ m}$$

$$e = 0,595$$

$$B' = (B_{\text{t estribo}}) - 2 \times e = 6,45 \text{ m} - 2 \times 0,595 = 5,26 \text{ m}$$

✓ **Cálculo de los factores de profundidad:**

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \times \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) = 1,38$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \times \tan(\theta) \times [1 - \sin(\theta)]^2 \times \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) = 1,28$$

$$F_{yd} = 1$$

$$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{EH \times \cos(\alpha)}{\Sigma(V)} \right] = 10,83$$

✓ **Cálculo de los factores de forma:**

Son todos = 1 porque se tratan como los de una cimentación continua.

✓ **Cálculo de los factores de inclinación:**

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\varphi}{90} \right)^2 = 0,774$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\varphi}{\theta} \right)^2 = 0,92$$

$$\sigma_u = c \times N_c \times F_{cd} \times F_{ci} + q \times N_q \times F_{qd} \times F_{qi} + \frac{1}{2} \times \gamma \times B' \times N_y \times F_{yd} \times F_{yi}$$

$$\sigma_u = 71.186,389 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm suelo}} = 2,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{\sigma_u}{\sigma_{\text{adm suelo}}} > 3$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{71.186,389 \text{ kg/m}^2}{23.000 \text{ kg/m}^2} > 3 \therefore FS_{\text{capacidad de carga}} = 3,095 > 3$$

$$h_1 = 2,387 \text{ m}$$

$$M_{u1} = 693,407 \text{ kgm}$$

$$d_1 = 46,25 \text{ cm}$$

$$a_1 = 0,92 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\phi_1 = 12 \text{ mm c/30 cm}$$

$$h_2 = 4,774 \text{ m}$$

$$M_2 = 1.305,237 \text{ kgm}$$

$$d_2 = 52,5 \text{ cm}$$

$$a_2 = 1,54 \text{ cm}$$

$$A_{s\ 2} = 6,54 \text{ cm}^2$$

$$\phi_2 = 16 \text{ mm c/30 cm}$$

$$h_3 = 7,161 \text{ m}$$

$$M_3 = 1.842,627 \text{ kgm}$$

$$d_3 = 58,75 \text{ cm}$$

$$a_3 = 1,95 \text{ cm}$$

$$A_{s\ 3} = 8,28 \text{ cm}^2$$

$$\phi_3 = 16 \text{ mm c/20 cm}$$

$$h_4 = 9,548 \text{ m}$$

$$M_4 = 2.493,206 \text{ kgm}$$

$$d_4 = 65 \text{ cm}$$

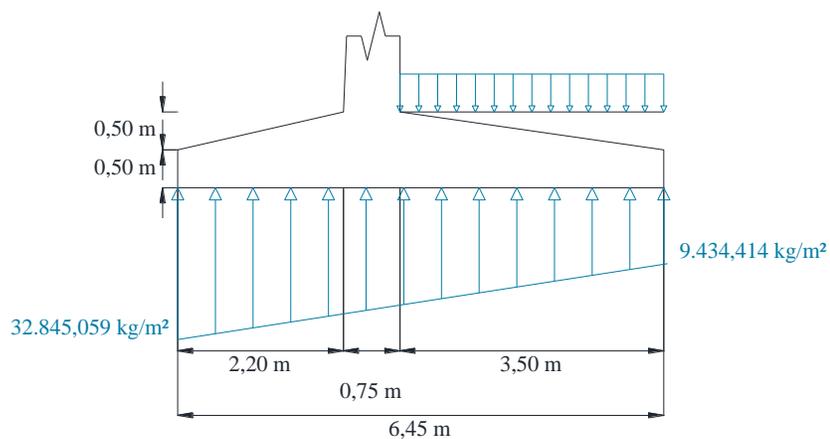
$$a_4 = 2,38 \text{ cm}$$

$$A_{s\ 4} = 10,14 \text{ cm}^2$$

$$\phi_4 = 20 \text{ mm c/30 cm}$$

- **Diseño de la zapata:**

Figura 63: Zapata



(Fuente: Elaboración propia).

- **Diseño de la punta:**

- ✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$M_u = 34.143,158 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 90 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{3.414.315,8 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (90 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 2,393 \text{ cm}$$

- ✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{3.414.315,8 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(90 \text{ cm} - \frac{2,393 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 10,171 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \therefore A_{s,\text{mín}} = 24,842 \text{ cm}^2$$

$$< 30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 10,171 \text{ cm}^2$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	35,973	61	1,67
8	50,265	0,50265	20,235	34	3,03
10	78,54	0,7854	12,95009	22	4,76
12	113,097	1,13097	8,993	16	6,67
16	201,062	2,01062	5,059	9	12,5
20	314,159	3,14159	3,238	6	25
25	490,874	4,90874	2,072	4	37,33

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 20 mm c/25 cm.

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante unitario:**

$V_u = 10.800$ kg

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V'_u = \frac{V_u}{\phi \times b_w \times d} = \frac{10.800 \text{ kg}}{0,75 \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 1,6 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de la resistencia del H° al corte:**

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} = 69.123,867 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante del H° unitario:**

$V_c = 69.123,867$ kg

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$$V'_c = \frac{V_c}{b_w \times d} = \frac{69.123,867 \text{ kg}}{100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u = 1,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u \leq \emptyset \times V'_c \therefore 1,6 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,75 \times (7,68 \text{ kg/cm}^2) \therefore 1,6 \text{ kg/cm}^2 < 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

Longitud de tramo efectiva: $s = 1 \text{ m}$

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{1.000 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 121,431 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 10,171 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 10,171 \text{ cm}^2 = 6,815 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho libre = 1 m

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_ϕ		Barrasacero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
8	50,265	0,50265	13,558	23	3,71
10	78,54	0,7854	8,677	15	6,07
12	113,097	1,13097	6,026	11	8,68
16	201,062	2,01062	3,3895	6	22,08
20	314,159	3,14159	2,169	4	34,67
25	490,874	4,90874	1,388	3	50,25

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: $\phi 16 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$.

- **Diseño del talón:**

- ✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$M_u = 11.619,666 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 90 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{1.161.966,6 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (90 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 0,807 \text{ cm}$$

- ✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{1.161.966,6 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(90 \text{ cm} - \frac{0,807 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 3,431 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \therefore A_{s,\text{mín}} = 24,842 \text{ cm}^2$$

$$< 30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,431 \text{ cm}^2$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	12,135	55	1,85
8	50,265	0,50265	6,826	31	3,33
10	78,54	0,7854	4,368	20	5,26
12	113,097	1,13097	3,034	14	7,69
16	201,062	2,01062	1,706	8	14,29
20	314,159	3,14159	1,092	5	30
25	490,874	4,90874	0,699	4	37,33

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 16 mm c/15 cm.

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante unitario:**

$V_u = 9.426,2$ kg

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V'_u = \frac{V_u}{\phi \times b_w \times d} = \frac{9.426,2 \text{ kg}}{0,75 \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 1,396 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de la resistencia del H° al corte:**

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1$ m

Altura_{efectiva}: $d = 90$ cm

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} = 69.123,867 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo cortante del H° unitario:**

$V_c = 69.123,867$ kg

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1 \text{ m}$

Altura efectiva: $d = 90 \text{ cm}$

$$V'_c = \frac{V_c}{b_w \times d} = \frac{69.123,867 \text{ kg}}{100 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}} = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u = 1,396 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_u \leq \emptyset \times V'_c \therefore 1,396 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,75 \times (7,68 \text{ kg/cm}^2) \therefore 1,396 \text{ kg/cm}^2 < 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte.

✓ **Cálculo de la armadura de distribución:**

Longitud de tramo efectiva: $s = 1 \text{ m}$

$$D = \frac{3.840}{\sqrt{s}} \leq 67 \% \therefore D = \frac{3.840}{\sqrt{1.000 \text{ mm}}} \leq 67 \% \therefore D = 121,431 \% > 67 \%$$

Se considera: $D = 67 \% / 100 = 0,67$

$$A_s = 3,431 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D \times A_{s \text{ necesaria}} = 0,67 \times 3,431 \text{ cm}^2 = 2,299 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho libre = 1 m

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_ϕ		Barrasacero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
8	50,265	0,50265	4,574	21	4,16
10	78,54	0,7854	2,927	14	6,62
12	113,097	1,13097	2,033	10	9,78
16	201,062	2,01062	1,143	6	22,08
20	314,159	3,14159	0,732	4	34,67
25	490,874	4,90874	0,468	3	50,25

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: $\phi 16 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$.

- **Diseño de la losas de aproximación:**

Para minimizar los efectos de asentamiento de los terraplenes en los extremos del puente vehicular.

Se considera las losas de aproximación apoyadas en un extremo en el estribo y el otro extremo en el terreno.

Sobre la placa se coloca relleno de la estructura de la vía en un espesor de 50 cm.

Este relleno distribuye las cargas puntuales y reduce el impacto.

- **Diseño en el sentido longitudinal:**

$$L_{\text{losa aproximación}} = 3 \text{ m}$$

$$t_{\text{losa aproximación}} = \frac{L}{20} = \frac{3 \text{ m}}{20} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Se considera: } t_{\text{losa aproximación}} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho}_{\text{losa}} = 9 \text{ m}$$

$$A_{\text{losa aproximación}} = L_{\text{losa aproximación}} \times t_{\text{losa aproximación}} = 3 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} = 0,6 \text{ m}^2$$

$$PP_{\text{losa aproximación}} = 489,464 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Relleno sobre la losa} = 953,435 \text{ kg/m}^2$$

$$t = PP_{\text{losa aproximación}} + \text{Relleno sobre la losa} = 489,464 \text{ kg/m}^2 + 953,435 \text{ kg/m}^2 = 1.442,899 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{(P + R)} = 1.623,388 \text{ kgm/m}$$

$$M/\text{m de ancho} = 489,464 \text{ kgm/m}$$

$$M_t \text{ por } SC_{\text{vehicular}} = 650,579 \text{ kgm/m}$$

$$M_{\text{diseño}} = 2.274,273 \text{ kgm/m}$$

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro del diagrama rectangular:**

$$\text{Altura}_{\text{efectiva}}: d = 18 \text{ cm}$$

$$M_u = 2.274,273 \text{ kgm/m}$$

$$\text{Ancho de la sección de } H^\circ: b_w = 1 \text{ m}$$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 18 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{227.427,3 \text{ kgcm/m}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (18 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 0,804 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{227.427,3 \text{ kgcm/m}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(18 \text{ cm} - \frac{0,804 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 3,419 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura_{mín}:**

$$A_{s,mín} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,mín} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 18 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 18 \text{ cm} \therefore A_{s,mín} = 4,968 \text{ cm}^2$$

$$< 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_ϕ		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	21,221	22	4,76
8	50,265	0,50265	11,937	12	9,09

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_{ϕ}		BarrasAcero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
10	78,54	0,7854	7,639	8	14,29
12	113,097	1,13097	5,305	6	20
16	201,062	2,01062	2,984	3	50
20	314,159	3,14159	1,9099	2	105
25	490,874	4,90874	1,222	2	104

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 10 mm c/15 cm.

- Diseño en el sentido transversal:

La losa funciona como un elemento continuo entre las llantas del camión cargado con la reacción del suelo bajo la losa.

Suponiendo la condición de la máxima carga con los 2 carriles cargados con las llantas traseras.

$$P_t = 29.571,77 \text{ kg}$$

$$w = 1.095,277 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{\text{losa aproximación}} = 3 \text{ m}$$

$$M = 0,1 \times w \times L_{\text{losa aproximación}} = 0,1 \times (1.095,277 \text{ kg/m}^2) \times 3 \text{ m} = 328,583 \text{ kgm}$$

$$\text{Factor} = 1,5$$

$$M_t = \text{Factor} \times M = 1,5 \times 328,583 \text{ kgm} = 492,875 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

$$\text{Altura}_{\text{efectiva}}: d = 18 \text{ cm}$$

$$M_u = 492,875 \text{ kgm}$$

$$\text{Ancho de la sección de H}^\circ: b_w = 1 \text{ m}$$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 18 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{49.287,5 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (18 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 0,171 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{49.287,5 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(18 \text{ cm} - \frac{0,171 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 0,728 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura_{mín}:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 18 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 18 \text{ cm} \therefore A_{s,\text{mín}} = 4,968 \text{ cm}^2$$

$$< 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_ϕ		Barrasacero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	21,221	22	4,76
8	50,265	0,50265	11,937	12	9,09
10	78,54	0,7854	7,639	8	14,29
12	113,097	1,13097	5,305	6	20

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		BarrasAcero		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
16	201,062	2,01062	2,984	3	50
20	314,159	3,14159	1,9099	2	105
25	490,874	4,90874	1,222	2	104

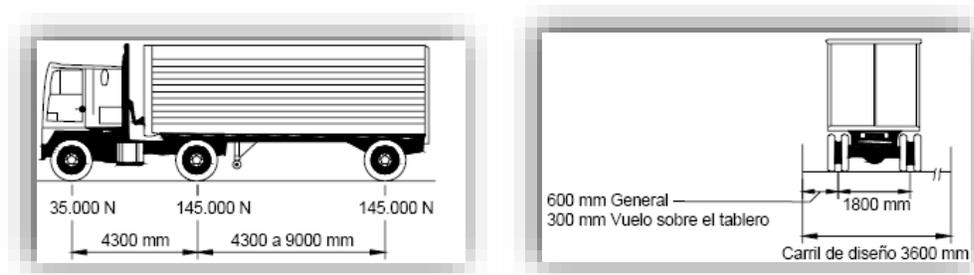
(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 10 mm c/15 cm.

- **Diseño de la ménsula apoyo en estribo:**

Para recibir la reacción de la losa de aproximación en el sentido longitudinal.

Figura 64: Características del camión diseño



(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 26).

$$Llanta_{\text{trasera}} = 145.000 \text{ N} / 2 = 72.500 \text{ N}$$

$$\text{Impacto} = 33 \%$$

$$\text{Separación entre las ruedas} = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Reacción/m de losa de aproximación transmitida a la ménsula: } PL = 5.462,518 \text{ kg/m}$$

$$PP_{\text{losa aproximación}} = 489,464 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ménsula: } P_D = 734,196 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ménsula: } P_U = 13.631,566 \text{ kg/m}$$

$$\text{Altura}_{\text{ménsula}} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho}_{\text{ménsula}} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Brazo para momento} = 10 \text{ m}$$

$$M_{\text{diseño}} = 1.363,361 \text{ kgm}$$

- ✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: $d = 35 \text{ cm}$

$M_u = 1.363,361 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de Hº: $b_w = 1 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 35 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{136.336,1 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 100 \text{ cm} \times (35 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$= 0,243 \text{ cm}$$

- ✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{136.336,1 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(35 \text{ cm} - \frac{0,243 \text{ cm}}{2} \right)}$$

$$= 1,034 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Cálculo de la armadura mín:**

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 100 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$$

$$A_{s,\text{mín}} = 9,661 \text{ cm}^2 < 11,667 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,034 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	3,657	21	6,33
8	50,265	0,50265	2,057	12	10,32
10	78,54	0,7854	1,317	8	15,38
12	113,097	1,13097	0,914	6	20,95
16	201,062	2,01062	0,514	3	50,19
20	314,159	3,14159	0,329	2	98,92
25	490,874	4,90874	0,2106	2	98,92

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 10 mm c/15 cm.

✓ **Cálculo de la resistencia nominal al cortante del H^o:**

$$\beta = 2$$

$$b_o = 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0,72 \times h = 0,72 \times 40 \text{ cm} = 28,8 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,27 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,27 \times 2 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 20 \text{ cm} \times 28,8 \text{ cm} = 4.507,398 \text{ kg}$$

- **Verificación:**

$$V_u = 3.118,955 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

$$V_c = 4.507,398 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi \times V_c \therefore 3.118,955 \text{ kg} < 0,75 \times (4.507,398 \text{ kg}) \therefore 3.118,955 \text{ kg} < 3.380,549 \text{ kg}$$

3.3.2. Diseño de la pila

✓ **Cálculo de las cargas:**

✓ **Cálculo de las cargas_{superestructuras}:**

$$\gamma_{H^o} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{capa de rodadura}} = 2.200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Viga}_{\text{interior}} = 95.084,458 \text{ kg}$$

$$\text{Viga}_{\text{exterior}} = 89.463,782 \text{ kg}$$

$$\text{Carga}_{\text{carril}} = 23.898,069 \text{ kg}$$

$$\text{SC}_{\text{carril}} = 7.169,421 \text{ kg}$$

$$\text{Tren de cargas} = 58.798,876 \text{ kg}$$

$$\text{Carga por línea de rueda} = 35.191,426 \text{ kg}$$

$$\text{F}_{\text{frenado}} = 7.500,013 \text{ kg}$$

$$\text{Carga}_{\text{pila}} = 42.361,051 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de la carga_{viento}:**

$$L_{\text{tributaria}} = 29,25 \text{ m}$$

$$\text{Viento}_{\text{dirección longitudinal}} = 3.422,168 \text{ kg}$$

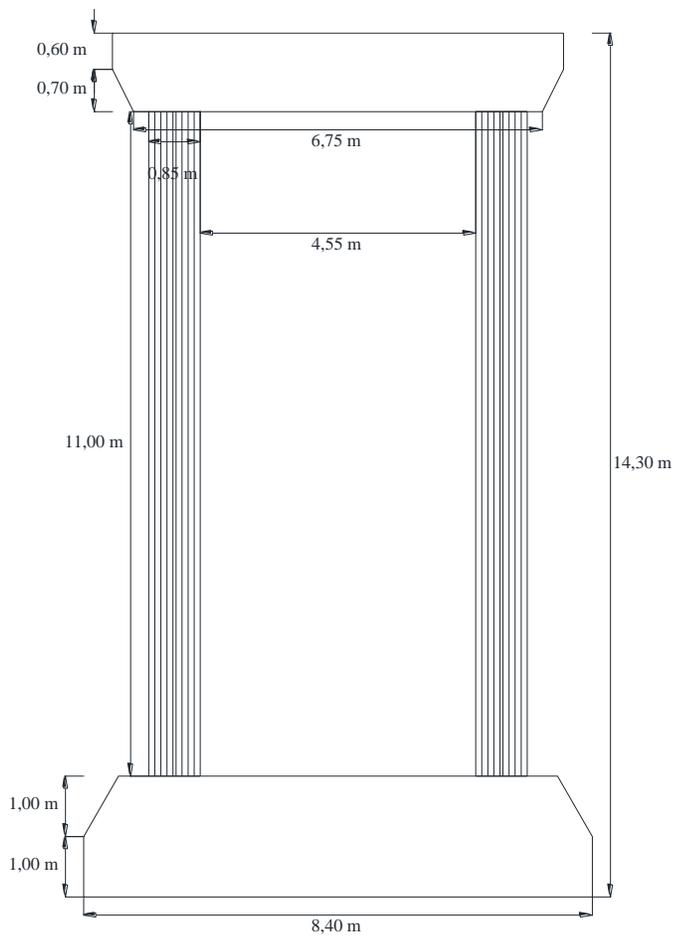
$$\text{Viento}_{\text{dirección transversal}} = 9.127,48 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de la carga_{viento} sobre vehículos:**

$$\text{Viento}_{\text{dirección longitudinal}} = 1.682,532 \text{ kg}$$

$$\text{Viento}_{\text{dirección transversal}} = 4.466,357 \text{ kg}$$

Figura 65: Pila tipo pórtico



(Fuente: Elaboración propia).

$$e_{\text{cabezal}} = 1,35 \text{ m}$$

$$e_{\text{zapata}} = 4,2 \text{ m}$$

$$d_{\text{zapata}} = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Cabezal} = 4.295,045 \text{ kg/m}$$

$$\text{Columna} = 1.388,853 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga viento:**

$$\text{Viento}_{\text{dirección longitudinal}} = 2.258,671 \text{ kg}$$

$$\text{Viento}_{\text{dirección transversal}} = 744,393 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de la carga hidráulica (Presión del flujo):**

Presión del agua que fluye: P (MPa)

Coefficiente de arrastre para la pila: C = 0,7

Velocidad del agua de diseño para la inundación de diseño: v = 3,46 m/s

$$P = 5,14 \times 10^{-4} \times C \times (v)^2 = 5,14 \times 10^{-4} \times 0,7 \times (3,46 \text{ m/s})^2 = 0,004307 \text{ MPa} = 0,004307 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 439,231 \text{ kg/m}^2$$

- **Diseño del cabezal:**

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular:**

Altura efectiva: d = 1,25 m

$M_u = 316.130,381 \text{ kgm}$

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1,35 \text{ m}$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_u}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 125 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{31.613.038,1 \text{ kgcm}}{(210 \text{ kg/cm}^2) \times 135 \text{ cm} \times (125 \text{ cm})^2}} \right]$$

a = 12,263 cm

✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria a flexión:**

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

Recubrimiento: r = 5 cm

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

$$A_s = \frac{31.613.038,1 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(125 \text{ cm} - \frac{12,263 \text{ cm}}{2} \right)} = 70,357 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura_{mín}:**

$$A_{s,mín} = \frac{0,8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{14}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s,mín} = \frac{0,8 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 135 \text{ cm} \times 125 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{14}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 135 \text{ cm} \times 125 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{mín}} = 46,579 \text{ cm}^2 < 56,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 46,579 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Ancho_{libre} = 1 m

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	164,741	103	0,37
8	50,265	0,50265	92,667	58	0,94
10	78,54	0,7854	59,306	38	1,68
12	113,097	1,13097	41,185	26	2,75
16	201,062	2,01062	23,166	15	5,43
20	314,159	3,14159	14,827	10	8,89
25	490,874	4,90874	9,489	6	17

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: ϕ 25 mm c/15 cm.

- **Diseño a cortante:**

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1,35$ m

Altura_{efectiva}: $d = 1,25$ m

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} \times 135 \text{ cm} \times 125 \text{ cm} = 129.607,251 \text{ kg}$$

$$V_u = 134.561,751 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

$$V_c = 129.607,251 \text{ kg}$$

$$V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c \therefore 134.561,751 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,5 \times 0,75 \times (129.607,251 \text{ kg/cm}^2)$$

$$134.561,751 \text{ kg/cm}^2 > 48.602,719 \text{ kg/cm}^2$$

Requiere armadura.

$$V_u = 134.561,751 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

$$V_c = 129.607,251 \text{ kg}$$

$$s = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Altura}_{\text{efectiva}}: d = 1,25 \text{ m}$$

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right) \times s}{f_y \times d}$$

$$A_v = \frac{\left(\frac{134.561,751 \text{ kg}}{0,75} - 129.607,251 \text{ kg}\right) \times 25 \text{ cm}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2) \times 125 \text{ cm}} = 2,372 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura_{mín}:**

Ancho de la sección de H°: $b_w = 1,35 \text{ m}$

$$s = 25 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{mín}} &= 0,27 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times s = 0,27 \times \frac{\sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}}{(4.200 \text{ kg/cm}^2)} \times 135 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} \\ &= 3,144 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se considera la armadura: $\phi 10 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$.

- **Diseño de las columnas en la dirección longitudinal:**

Cuadro 26: Factores de longitud efectiva (K)

Factores de longitud efectiva (K)							
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos							
Valor teórico de K	0,5	0,7	1	1	2	2	
Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1	2,1	2	
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos		Rotación impedida, traslación impedida					
		Rotación libre, traslación impedida					
		Rotación impedida, traslación libre					
		Rotación libre, traslación libre					

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 50).

Se debe considerar los efectos de esbeltez si:

$$\frac{K \times L_u}{r} \geq 22 \therefore 66,5 \geq 22$$

Se debe considerar el método de amplificación de momentos si:

$$\frac{K \times L_u}{r} \leq 100 \therefore 66,5 \leq 100$$

- **Método de amplificación de momentos:**

$$M_{\text{carga permanente}} = 13.235,916 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{carga t}} = 75.488,572 \text{ kgm}$$

$$EI = \frac{E_c \times I_g}{1 + \beta_d} = \frac{2,5}{1 + \beta_d} = 16.172.291,251 \text{ kg/m}^2 \times \text{m}^4$$

✓ **Cálculo de la carga_{pandeo} de Euler:**

Módulo de elasticidad: E

Momento de inercia respecto al eje considerado: I

Factor de longitud_{efectiva}: k

Longitud no apoyada de un elemento comprimido: L_u

$$P_e = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times L_u)^2} = 1.755.543,432 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de δ_b :**

< M_{extremo}: M_{1b} = 13.235,916 kgm

> M_{extremo}: M_{2b} = 75.488,572 kgm

$$C_m = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \geq 0,4$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{13.235,916 \text{ kgm}}{75.488,572 \text{ kgm}} \right) \geq 0,4 \therefore C_m = 0,67 > 0,4$$

Carga_{axial} mayorada: P_u = 384.147,492 kg

P_e = 1.755.543,432 kg

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\emptyset \times P_e}} \geq 1 \therefore \delta_b = 1$$

✓ **Cálculo de la carga_{pandeo} de Euler:**

Módulo de elasticidad: E

Momento de inercia respecto al eje considerado: I

Factor de longitud_{efectiva}: k

Longitud no apoyada de un elemento comprimido: L_u

$$P_e = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times L_u)^2} = 3.411.664,534 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de δ_s :**

Carga_{axial} mayorada: $P_u = 384.147,492 \text{ kg}$

Carga_{pandeo} de Euler: $P_e = 3.411.664,534 \text{ kg}$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum(P_u)}{\phi \times \sum(P_e)}} \geq 1 \therefore \delta_s = 1,14 > 1$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{magnificado}}$ en sección transversal:**

$$\delta_b = 1$$

Momento en el extremo comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provocan desplazamientos laterales apreciables: $M_{2b} = 13.235,916 \text{ kgm}$

$$\delta_s = 1,14$$

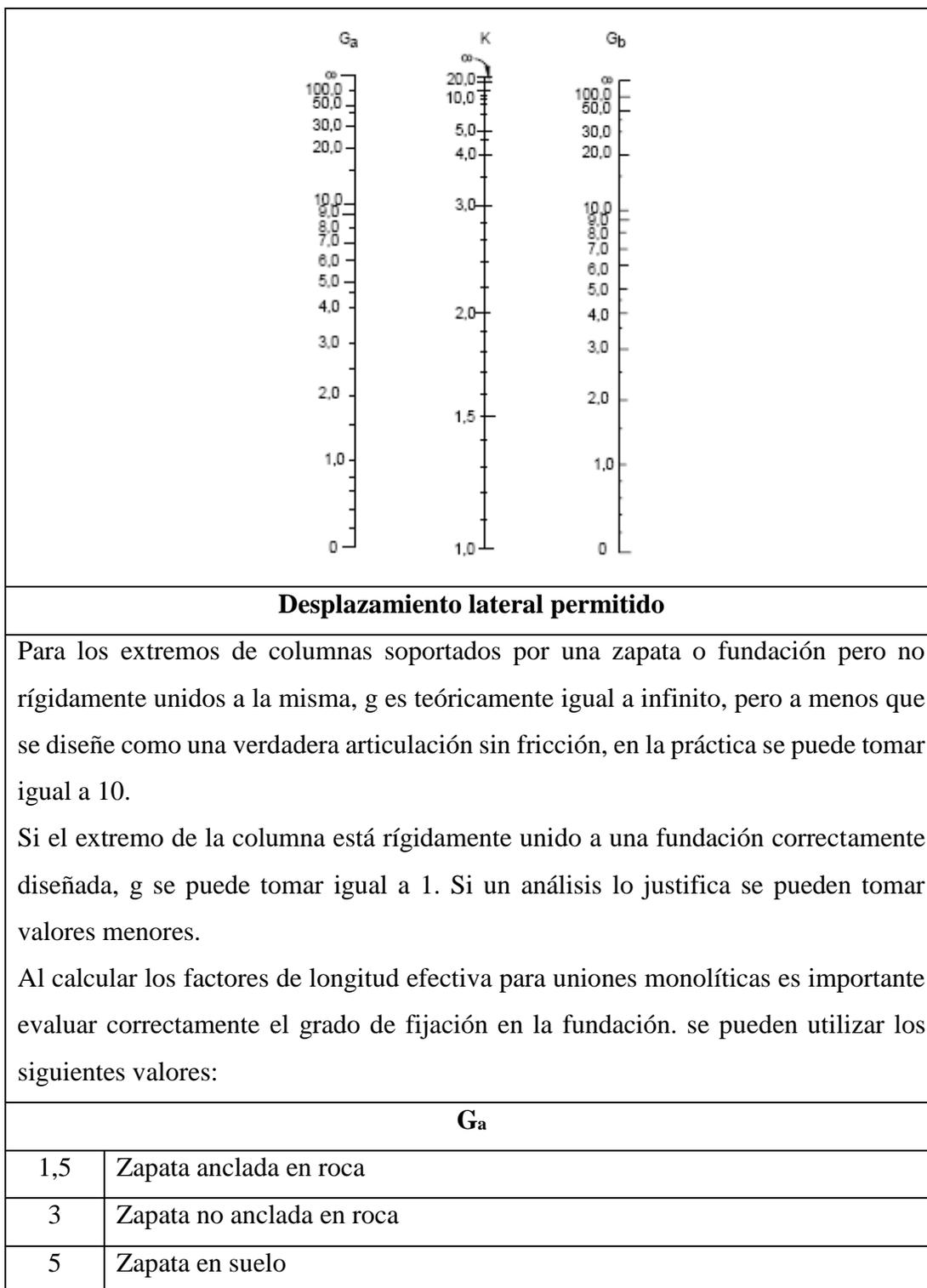
Momento en un elemento comprimido debido a las cargas laterales que provocan desplazamientos: $M_{2s} = 29.612,559 \text{ kgm}$

$$M_c = \delta_b \times M_{2b} + \delta_s \times M_{2s} = 1 \times 13.235,916 \text{ kgm} + 1,14 \times 29.612,559 \text{ kgm} = 46.994,233 \text{ kgm}$$

- **Diseño de las columnas en la dirección transversal:**

Una representación gráfica de la relación entre K , G_a y G_b que se puede utilizar para obtener k en forma directa es:

Cuadro 27: Nomograma para determinar el factor de longitud efectiva (k) para pórticos no arriostrados



1	Zapata en múltiples filas de pilotes que trabajan de punta
---	--

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 52).

Sumatoria de las propiedades de los componentes conectados rígidamente a un extremo de la columna en el plano de flexión: Σ

Momento de inercia de la columna: I_c

Longitud no arriostrada de la columna: L_c

Momento de inercia de la viga u otro elemento que provee restricción: I_g

Longitud no apoyada de la viga y otro elemento que provee restricción: L_g

$$I_{\text{cabezal}} = 0,25 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{columna}} = 0,03 \text{ m}^4$$

$$G = \frac{\Sigma \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\Sigma \left(\frac{I_g}{L_g} \right)} = 0,1 \therefore G_b = 1$$

Factor de longitud efectiva para la columna considerada: $K = 1,18$

Se debe considerar los efectos de esbeltez si:

$$\frac{K \times L_u}{r} \geq 22 \therefore 37,37 \geq 22$$

Se debe considerar el método de amplificación de momentos si:

$$\frac{K \times L_u}{r} \leq 100 \therefore 37,37 \leq 100$$

- Método de amplificación de momentos:

$$M_{\text{carga permanente}} = 312.247,302 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{carga t}} = 316.132,42 \text{ kgm}$$

$$EI = \frac{E_c \times I_g}{1 + \beta_d} = \frac{2,5}{1 + \beta_d} = 9.562.694,702 \text{ kg/m}^2 \times \text{m}^4$$

✓ Cálculo de la carga_{pandeo} de Euler:

Módulo de elasticidad: E

Momento de inercia respecto al eje considerado: I

Factor de longitud_{efectiva}: k

Longitud no apoyada de un elemento comprimido: L_u

$$P_e = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times L_u)^2} = 5.308.336,69 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de δ_b :**

< M_{extremo} : $M_{1b} = 18.647,55 \text{ kgm}$

> M_{extremo} : $M_{2b} = 22.918,122 \text{ kgm}$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \geq 0,4$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{18.647,55 \text{ kgm}}{22.918,122 \text{ kgm}} \right) \geq 0,4 \therefore C_m = 0,925 > 0,4$$

Carga_{axial} mayorada: $P_u = 384.147,492 \text{ kg}$

$P_e = 5.308.336,69 \text{ kg}$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \times P_e}} \geq 1 \therefore \delta_b = 1,12 > 1$$

✓ **Cálculo de la carga_{pandeo} de Euler:**

Módulo de elasticidad: E

Momento de inercia respecto al eje considerado: I

Factor de longitud_{efectiva}: k

Longitud no apoyada de un elemento comprimido: L_u

$$P_e = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times L_u)^2} = 331.468,952 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo de δ_s :**

Carga_{axial} mayorada: $P_u = 384.147,492 \text{ kg}$

Carga_{pandeo} de Euler: $P_e = 331.468,952 \text{ kg}$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum(P_u)}{\phi \times \sum(P_e)}} \geq 1 \therefore \delta_s = 1$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{magnificado}}$ en sección transversal:**

$$\delta_b = 1,12$$

Momento en el extremo comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provocan desplazamientos laterales apreciables: $M_{2b} = 22.918,122 \text{ kgm}$

$$\delta_s = 1$$

Momento en un elemento comprimido debido a las cargas laterales que provocan desplazamientos: $M_{2s} = 8.450,388 \text{ kgm}$

$$M_c = \delta_b \times M_{2b} + \delta_s \times M_{2s} = 1,12 \times 22.918,122 \text{ kgm} + 1 \times 8.450,388 \text{ kgm} = 34.118,685 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{resultante}}$:**

$$M_u = \sqrt{M_c \times (t)^2 + M_u \times (t)^2} = 58.054,483 \text{ kgm}$$

- **Resistencia I:**

$$\delta_b \text{ longitudinal} = 1 \text{ m}$$

$$\delta_s \text{ longitudinal} = 1,14 \text{ m}$$

$$\delta_b \text{ transversal} = 1,12 \text{ m}$$

$$\delta_s \text{ transversal} = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 58.054,483 \text{ kgm}$$

$$P_u = 384.150,551 \text{ kg}$$

- **Verificación de la armadura a compresión:**

$$M_u = 58.054,483 \text{ kgm}$$

$$P_u = 384.150,551 \text{ kg}$$

$$e = \frac{\phi \times P_n}{\phi \times M_n} = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{58.054,483 \text{ kgm}}{384.150,551 \text{ kg}} = 0,151 \text{ m}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,151 \text{ m}}{0,85 \text{ m}} = 0,178$$

$$e = 0,151 \text{ m}$$

$$A_g = 0,45 \text{ m}^2$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$\frac{P_n}{f'_c \times A_g} \times \frac{e}{h} = 0,095$$

$$P_n = 522.890,08 \text{ kg}$$

$$P_u = 384.150,551 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

$$P_n = 522.890,08 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi \times P_n \therefore 384.150,551 \text{ kg} < 0,9 \times 522.890,08 \text{ kg} \therefore 384.150,551 \text{ kg} < 470.601,072 \text{ kg}$$

- **Resistencia III:**

$$\delta_b \text{ longitudinal} = 0,97 \text{ m}$$

$$\delta_s \text{ longitudinal} = 0,9 \text{ m}$$

$$\delta_b \text{ transversal} = 1,1 \text{ m}$$

$$\delta_s \text{ transversal} = 0,95 \text{ m}$$

$$M_u = 39.518,082 \text{ kgm}$$

$$P_u = 250.839,991 \text{ kg}$$

- **Verificación de la armadura a compresión:**

$$M_u = 39.518,082 \text{ kgm}$$

$$P_u = 250.839,991 \text{ kg}$$

$$e = \frac{\phi \times P_n}{\phi \times M_n} = \frac{M_u}{P_u} = \frac{39.518,082 \text{ kgm}}{250.839,991 \text{ kg}} = 0,158 \text{ m}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,158 \text{ m}}{0,85 \text{ m}} = 0,186$$

$$e = 0,158 \text{ m}$$

$$A_g = 0,45 \text{ m}^2$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$\frac{P_n}{f'_c \times A_g} \times \frac{e}{h} = 0,095$$

$$P_n = 424.609,831 \text{ kg}$$

$$P_u = 250.839,991 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

$$P_n = 424.609,831 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi \times P_n \therefore 250.839,991 \text{ kg} < 0,9 \times 424.609,831 \text{ kg} \therefore 250.839,991 \text{ kg} < 382.148,848 \text{ kg}$$

- **Resistencia V:**

$$\delta_b \text{ longitudinal} = 0,99 \text{ m}$$

$$\delta_s \text{ longitudinal} = 1,08 \text{ m}$$

$$\delta_b \text{ transversal} = 1,11 \text{ m}$$

$$\delta_s \text{ transversal} = 0,99 \text{ m}$$

$$M_u = 45.113,265 \text{ kgm}$$

$$P_u = 304.833,965 \text{ kg}$$

- **Verificación de la armadura a compresión:**

$$M_u = 45.113,265 \text{ kgm}$$

$$P_u = 304.833,965 \text{ kg}$$

$$e = \frac{\phi \times P_n}{\phi \times M_n} = \frac{M_u}{P_u} = \frac{45.113,265 \text{ kgm}}{304.833,965 \text{ kg}} = 0,148 \text{ m}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,148 \text{ m}}{0,85 \text{ m}} = 0,174$$

$$e = 0,148 \text{ m}$$

$$A_g = 0,45 \text{ m}^2$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$\frac{P_n}{f'_c \times A_g} \times \frac{e}{h} = 0,095$$

$$P_n = 472.169,395 \text{ kg}$$

$$P_u = 304.833,965 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,9$

$$P_n = 472.169,395 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi \times P_n \therefore 304.833,965 \text{ kg} < 0,9 \times 472.169,395 \text{ kg} \therefore 304.833,965 \text{ kg} < 424.952,456 \text{ kg}$$

$$A_s = \delta \times A_g = 45,47 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

$$\text{Ancho}_{\text{libre}} = 1 \text{ m}$$

$\phi_{\text{acero}} \text{ (mm)}$	A_{ϕ}		BarrasAcero	
	(mm^2)	(cm^2)	Calculado	Interpretado
6	28,274	0,28274	160,819	162
8	50,265	0,50265	90,461	91
10	78,54	0,7854	57,894	59
12	113,097	1,13097	40,204	41
16	201,062	2,01062	22,615	23
20	314,159	3,14159	14,474	15
25	490,874	4,90874	9,263	10

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: 10 ϕ 25 mm.

✓ **Cálculo de la armadura transversal:**

$$s = 25 \text{ cm}$$

$$A_v \geq 0,27 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b \times s}{f_y} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Se considera la armadura: ϕ 12 mm c/25 cm.

4. APORTE ACADÉMICO DEL ESTUDIANTE

En la propuesta de proyecto de Ingeniería Civil se definió como aporte académico diseñar una viga de sección transversal doble T de tal manera que se realizará una comparación técnica - económica respecto a una viga de sección transversal I (Tipo V).

4.1. Alcance del aporte

Se enfoca en el análisis y el diseño analítico por el método de diseño por resistencia o diseño por resistencia última aplicada a una viga de sección transversal doble T de H° preesforzado con armaduras postesas constituyéndose este elemento en la superestructura del puente vehicular.

Sistema constructivo:

- ✓ **Tipo de proyecto:** Puente vehicular
- ✓ **N°carril:** 2
- ✓ **Ancho_{carril}:** 3,65 m
- ✓ **Ancho_{calzada}:** 7,3 m
- ✓ **Carga tipo:** Camión HL - 93
- ✓ **Espesor_{capa de rodadura}:** 7,5 cm
- ✓ **N°tramos:** 2
- ✓ **Luz_{cálculo}:** 26 m
- ✓ **L_t:** 52 m
- ✓ **Sistema estructural:** Losa de H° A° (H° tipo A con resistencia característica a los 28 días de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$) sobre viga de sección transversal doble T de H° preesforzado con armaduras postesas simplemente apoyada (H° tipo P con resistencia característica a los 28 días de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$).
- ✓ **Recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo (Límite de fluencia mínimo $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ y G - 60 ksi):** 2,5 cm
- ✓ **Recubrimiento mínimo para el acero de preesfuerzo (Torones de ½" y G - 270 ksi):** 4 cm
- ✓ **Sistema de preesforzado:** Protende

- ✓ **Vaina de acero galvanizado con coeficientes de fricción:** $K = 0,0015$ y $\mu_p = 0,2$

4.2. Diseño estructural de la superestructura (Viga de sección transversal doble T)

4.2.1. Esfuerzos en las vigas

- ✓ **Cálculo del ancho de ala efectivo de exteriores:**

1°:

$$b_e = \frac{1}{8} \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}}) = \frac{1}{8} \times 26 \text{ m} = 3,25 \text{ m}$$

2°:

Espesor promedio de la losa: $h_f = 18 \text{ cm}$

Espesor_{alma}: $b_w = 40 \text{ cm}$

$$b_e = 12 \times e = 6 \times h_f + \frac{1}{2} \times b_w = (6 \times 0,18 \text{ m}) + \frac{1}{2} \times 0,4 \text{ m} = 1,28 \text{ m}$$

3°:

Vuelo: $b_e = 85 \text{ cm}$

Se considera: $b_e = 0,85 \text{ m}$

- ✓ **Cálculo del ancho de ala efectivo de interiores:**

1°:

$$b_e = \frac{1}{4} \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}}) = \frac{1}{4} \times 26 \text{ m} = 6,5 \text{ m}$$

2°:

Espesor promedio de la losa: $h_f = 18 \text{ cm}$

Espesor_{alma}: $b_w = 40 \text{ cm}$

$$b_e = 12 \times e = 12 \times h_f + b_w = (12 \times 0,18 \text{ m}) + 0,4 \text{ m} = 2,56 \text{ m}$$

3°:

Separación entre las vigas: $s = 2,8 \text{ m}$

$$b_e \leq s$$

$b_e = 2,8 \text{ m}$

Se considera: $b_e = 2,8 \text{ m}$

- ✓ **Cálculo de la distribución de la SC por carril para corte en las vigas interiores (2 o más carriles de diseño cargados):**

Cuadro 28: Distribución de la SC por carril para corte en las vigas interiores

Tipo de la superestructura	Un carril de diseño cargado	2 o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de H°, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de H° A° sobre vigas de acero u H°; vigas Te de H°, secciones Te y doble Te de H°.	$0,36 + \frac{S}{7.600}$	$0,2 + \frac{S}{3.600} - \left(\frac{S}{10.700}\right)^2$	$1.100 \leq S \leq 4.900$ $6.000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
	Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 43).

Separación de los elementos de apoyo entre las vigas: $S = 2,8 \text{ m}$

$$g_{\text{corte interior}} = 0,2 + \frac{S}{3.600} - \left(\frac{S}{10.700}\right)^2 = 0,2 + \frac{2.800 \text{ mm}}{3.600} - \left(\frac{2.800 \text{ mm}}{10.700}\right)^2 = 0,909$$

- ✓ Cálculo de la distribución de la SC por carril para corte en las vigas exteriores (2 o más carriles de diseño cargados):

Cuadro 29: Distribución de la SC por carril para corte en las vigas exteriores

Tipo de la superestructura	Un carril de diseño cargado	2 o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de H°, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de H° A° sobre vigas de acero u H°; vigas Te de H°, secciones Te y doble Te de H°.	Ley de momentos	$g = e \times g_{\text{interior}}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3.000}$	$- 300 \leq d_e \leq 1.700$
		Ley de momentos	$N_b = 3$

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 45).

$$g_{\text{corte interior}} = 0,909$$

Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior cordón o barrera para el tráfico: $d_e = 85 \text{ cm}$

$$e = 0,6 + \frac{d_e}{3.000} = 0,6 + \frac{850 \text{ mm}}{3.000} = 0,883$$

$$g_{\text{corte interior}} = 0,909$$

$$g_{\text{corte exterior}} = e \times g_{\text{corte interior}} = 0,883 \times 0,909 = 0,803$$

- ✓ Cálculo de la distribución de la SC por carril para momento en las vigas interiores (2 o más carriles de diseño cargados):

Cuadro 30: Distribución de la SC por carril para momento en las vigas interiores

Tipo de vigas	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
<p>Tablero de H°, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de H° A° sobre vigas de acero u H°; vigas Te de H°, secciones Te y doble Te de H°.</p>	<p>Un carril de diseño cargado:</p> $0,06 + \left(\frac{S}{4.300}\right)^{0,4} \times \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \times \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$ <p>2 o más carriles de diseño cargados:</p> $0,075 + \left(\frac{S}{2.900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \times \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	$1.100 \leq S \leq 4.900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6.000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
	<p>Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor.</p>	$N_b = 3$

(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 36).

Separación de los elementos de apoyo entre las vigas: $S = 2,8$ m

- ✓ **Cálculo de la relación de los módulos de los materiales de la viga y el tablero:**

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$$E_{c \text{ viga}} = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} = 282.495,133 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$E_{c \text{ losa}} = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} = 238.751,963 \text{ kg/cm}^2$$

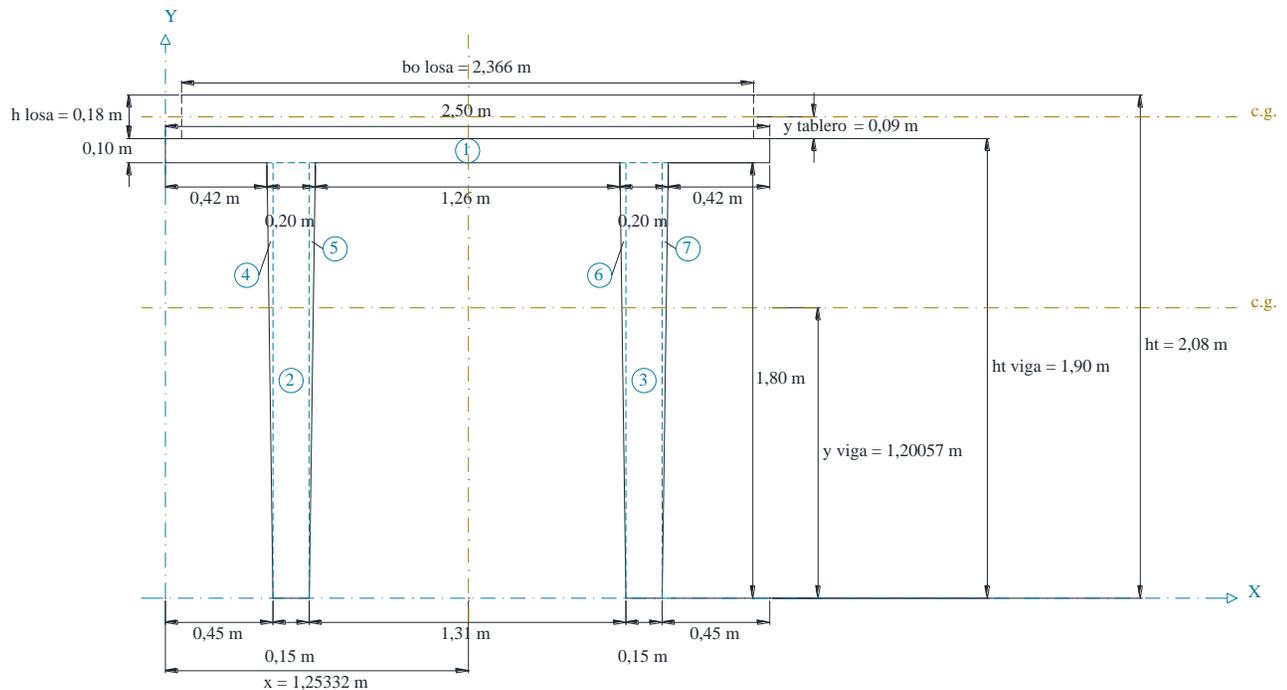
$$n = \frac{E_{c \text{ viga}}}{E_{c \text{ losa}}} = \frac{282.495,133 \text{ kg/cm}^2}{238.751,963 \text{ kg/cm}^2} = 1,183$$

Momento de inercia de las vigas: $I_0 = 31.643.304,924 \text{ cm}^4 = I$

$A_0 = 8.800 \text{ cm}^2 = A$

- ✓ **Cálculo de la distancia de los centros de gravedad entre la viga y el tablero:**

Figura 66: Centro de gravedad de la viga doble T



(Fuente: Elaboración propia).

$$c.g. \cdot \text{tablero} = (\bar{x} ; \bar{y}) = (118,3 \text{ cm} ; 9 \text{ cm})$$

Cuadro 31: Centro de gravedad de la viga doble T

N°	Sección (cm)	A_i (cm ²)	\bar{x}_i (cm)	\bar{y}_i (cm)	$A_i \times \bar{x}_i$ (cm ³)	$A_i \times \bar{y}_i$ (cm ³)
	(b × h)					
1	250 × 10	2.500	125	185	312.500	462.500
2	15 × 180	2.700	52,5	90	141.750	243.000
3	15 × 180	2.700	198,5	90	535.950	243.000
	$\frac{b \times h}{2}$					
4	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	43,667	120	9.825,075	27.000
5	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	60,833	120	13.687,425	27.000
6	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	189,667	120	42.675,075	27.000
7	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	206,833	120	46.537,425	27.000
		$\Sigma (A_i) = 8.800$ cm ²			$\Sigma (A_i \times \bar{x}_i) = 1.102.925$ cm ³	$\Sigma (A_i \times \bar{y}_i) = 1.056.500$ cm ³

(Fuente: Elaboración propia).

$$\bar{x} = \frac{\sum(A_i \times \bar{x}_i)}{\sum(A_i)} = \frac{1.102.925 \text{ cm}^3}{8.800 \text{ cm}^2} = 125,332 \text{ cm}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum(A_i \times \bar{y}_i)}{\sum(A_i)} = \frac{1.056.500 \text{ cm}^3}{8.800 \text{ cm}^2} = 120,057 \text{ cm}$$

$$\text{c.g.viga} = (\bar{x} ; \bar{y}) = (125,332 \text{ cm} ; 120,057 \text{ cm})$$

$$h_t - \bar{y} = 190 \text{ cm} - 120,057 \text{ cm} = 69,943 \text{ cm}$$

$$e = \bar{y}_{\text{tablero}} + (h_t - \bar{y}) = 9 \text{ cm} + 69,943 \text{ cm} = 78,943 \text{ cm}$$

$$\text{Parámetro de rigidez longitudinal: } k_g = n \times (I + A \times e^2) = 1,183 \times$$

$$\{31.643.304,924 \text{ cm}^4 + [8.800 \text{ cm}^2 \times (78,943 \text{ cm})^2]\} = 102.311.613,886 \text{ cm}^4 \times 10.000$$

$$= 1,02311613886 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$h_{\text{losa}}: L_{ts} = 18 \text{ cm}$$

$$g_{\text{mto. interior}} = 0,075 + \left(\frac{S}{2.900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \times \left(\frac{K_g}{L_{ts}^3}\right)^{0,1}$$

$$g_{\text{mto. interior}} = 0,075 + \left(\frac{2.800 \text{ mm}}{2.900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{2.800 \text{ mm}}{26.000 \text{ mm}}\right)^{0,2} \\ \times \left[\frac{1,02311613886 \times 10^{12} \text{ mm}^4}{(180 \text{ mm})^3}\right]^{0,1} = 2,173$$

- ✓ Cálculo de la distribución de la SC por carril para momento en las vigas longitudinales exteriores (2 o más carriles de diseño cargados):

Cuadro 32: Distribución de la SC por carril para momento en las vigas longitudinales exteriores

Tipo de la superestructura	Un carril de diseño cargado	2 o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de H°, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de H° A° sobre vigas de acero u H°; vigas Te de H°, secciones Te y doble Te de H°.	Ley de momentos	$g = e \times g_{\text{interior}}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2.800}$	- 300 ≤ d _e ≤ 1.700
		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: Norma AASHTO LRFD, sección - página 4 - 40).

Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico: d_e = 85 cm

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2.800} = 0,77 + \frac{850 \text{ mm}}{2.800} = 1,074$$

$$g_{\text{mto. interior}} = 2,173$$

$$g_{\text{mto. exterior}} = e \times g_{\text{mto. interior}} = 1,074 \times 2,173 = 2,334$$

✓ **Cálculo de las cargas permanentes ($t = 0$):**

✓ **Cálculo de la carga losa:**

$$\gamma_{H^o} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{losa}} = 7,3 \text{ m}$$

$$h_{\text{losa}} = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{losa}} = \gamma_{H^o} \times \text{Ancho}_{\text{losa}} \times h_{\text{losa}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 7,3 \text{ m} \times 0,18 \text{ m} = 3.153,6 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo del PP viga:**

$$\gamma_{H^o} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{\text{viga}} = 0,88 \text{ m}^2$$

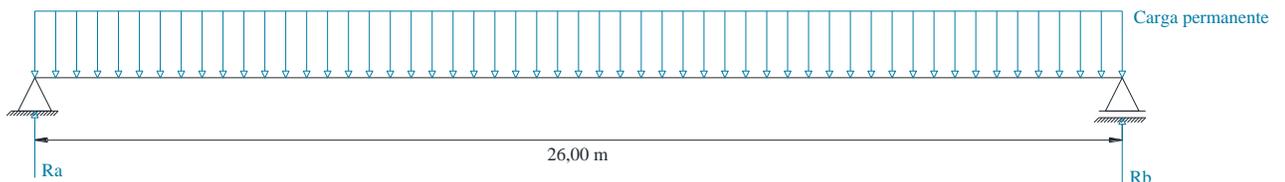
$$\text{PP}_{\text{viga}} = \gamma_{H^o} \times A_{\text{viga}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,88 \text{ m}^2 = 2.112 \text{ kg/m} = q_0$$

$$N^{\circ}_{\text{vigas}} = 3$$

$$\text{Carga}_{\text{permanente}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{losa}})}{N^{\circ}_{\text{vigas}}} + (\text{PP}_{\text{viga}})$$

$$\text{Carga}_{\text{permanente}} = \frac{(3.153,6 \text{ kg/m})}{3} + (2.112 \text{ kg/m}) = 3.163,2 \text{ kg/m} = q_0$$

Figura 67: Carga permanente ($t = 0$)

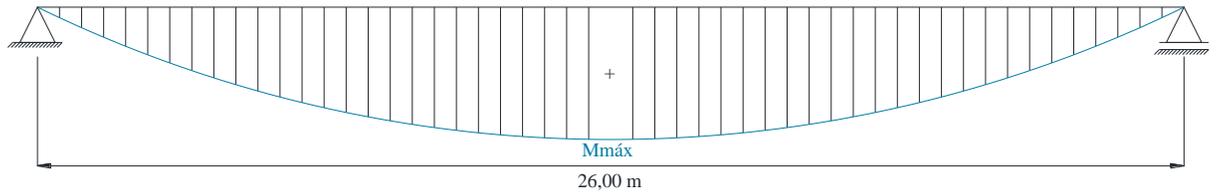


(Fuente: Elaboración propia).

$$R_a = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(3.163,2 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2} = 41.121,6 \text{ kg}$$

$$= R_b$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$:**

Figura 68: Diagrama del $M_{\text{máx}} (t = 0)$ 

(Fuente: Elaboración propia).

$$M_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{(3.163,2 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 267.290,4 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de las cargas permanentes ($t = \infty$):**

✓ **Cálculo de la carga losa:**

$$\gamma_{\text{H}^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{losa}} = 7,3 \text{ m}$$

$$h_{\text{losa}} = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{losa}} = \gamma_{\text{H}^\circ} \times \text{Ancho}_{\text{losa}} \times h_{\text{losa}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 7,3 \text{ m} \times 0,18 \text{ m} = 3.153,6 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga capa de rodadura:**

$$\gamma_{\text{capa de rodadura}} = 2.200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{capa de rodadura}} = 7,3 \text{ m}$$

$$\text{Alto}_{\text{capa de rodadura}} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{capa de rodadura}} = \gamma_{\text{superficie de rodamiento bituminosa}} \times \text{Ancho}_{\text{capa de rodadura}} \times$$

$$\text{Alto}_{\text{capa de rodadura}} = 2.200 \text{ kg/m}^3 \times 7,3 \text{ m} \times 0,075 \text{ m} = 1.204,5 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga acera:**

$$\gamma_{\text{H}^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{acera}} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Alto}_{\text{acera}} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{acera}} = \gamma_{\text{H}^\circ} \times \text{Ancho}_{\text{acera}} \times \text{Alto}_{\text{acera}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} = 720 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga_{bordillo}:**

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ancho}_{\text{bordillo}} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Alto}_{\text{bordillo}} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Carga}_{\text{bordillo}} = \gamma_{H^{\circ}} \times \text{Ancho}_{\text{bordillo}} \times \text{Alto}_{\text{bordillo}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,4 \text{ m} \times 0,45 \text{ m} = 432 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga_{barandado}:**

$$\text{Carga}_{\text{barandado}} = 251,87 \text{ kg/m}$$

✓ **Cálculo de la carga_{permanente accesorios}:**

$$\begin{aligned} \text{Carga}_{\text{permanente accesorios}} &= \text{Carga}_{\text{losa}} + \text{Carga}_{\text{capa de rodadura}} + \text{Carga}_{\text{acera}} + \text{Carga}_{\text{bordillo}} \\ &+ \text{Carga}_{\text{barandado}} = 3.153,6 \text{ kg/m} + 1.204,5 \text{ kg/m} + 720 \text{ kg/m} + 432 \text{ kg/m} \\ &+ 251,87 \text{ kg/m} = 5.761,97 \text{ kg/m} = q_D \end{aligned}$$

✓ **Cálculo del PP_{viga}:**

$$\gamma_{A^{\circ} G^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{\text{viga}} = 0,88 \text{ m}^2$$

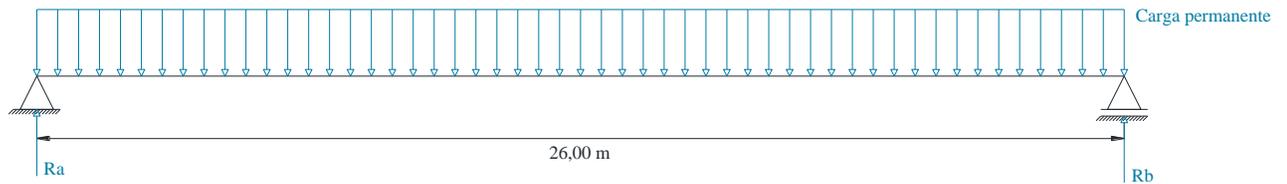
$$\text{PP}_{\text{viga}} = \gamma_{H^{\circ}} \times A_{\text{viga}} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,88 \text{ m}^2 = 2.112 \text{ kg/m}$$

$$N^{\circ}_{\text{vigas}} = 3$$

$$\text{Carga}_{\text{permanente}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente accesorios}})}{N^{\circ}_{\text{vigas}}} + (\text{PP}_{\text{viga}})$$

$$\text{Carga}_{\text{permanente}} = \frac{(5.761,97 \text{ kg/m})}{3} + (2.112 \text{ kg/m}) = 4.032,657 \text{ kg/m} = q_T$$

Figura 69: Carga_{permanente} (t = ∞)



(Fuente: Elaboración propia).

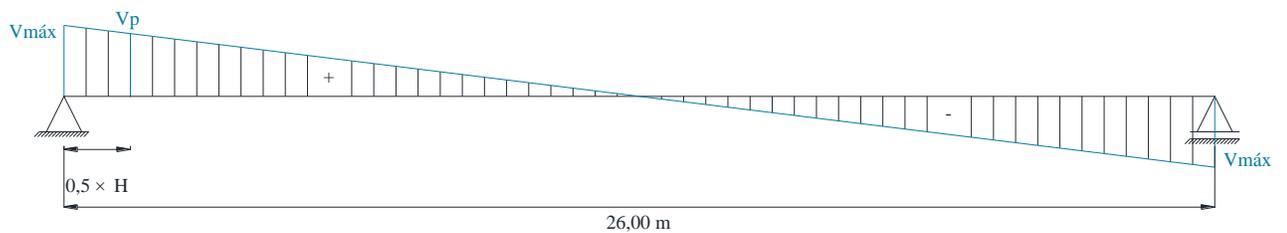
$$R_a = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(4.032,657 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2}$$

$$= 52.424,541 \text{ kg}$$

$$R_b = R_a$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx}:**

Figura 70: Diagrama del cortante_{máx} ($t = \infty$)



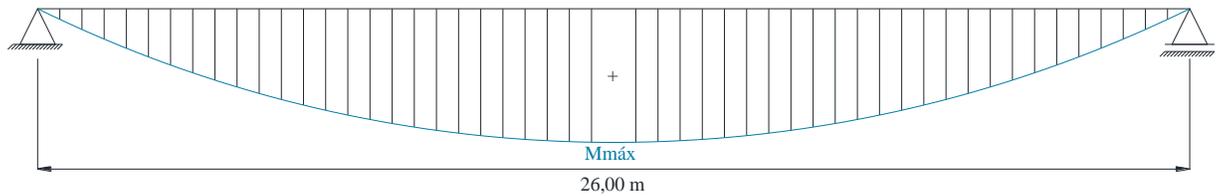
(Fuente: Elaboración propia).

$$V_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(4.032,657 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2}$$

$$= 52.424,541 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$:**

Figura 71: Diagrama del $M_{\text{máx}}$ ($t = \infty$)



(Fuente: Elaboración propia).

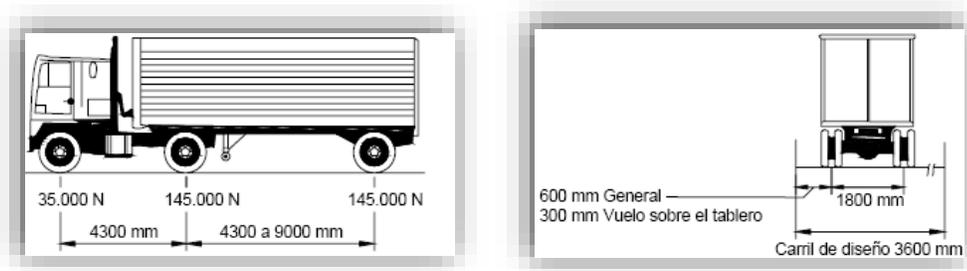
$$M_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{(4.032,657 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 340.759,517 \text{ kgm}$$

- **SCvehicular:**

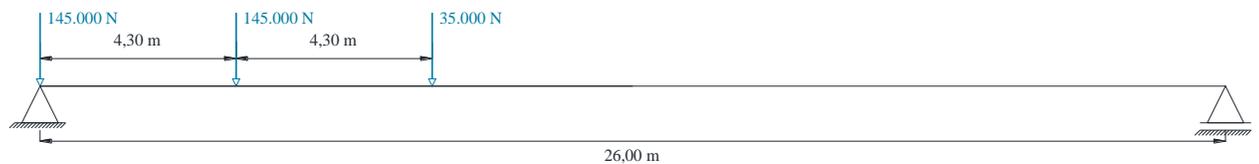
Se considera el tren de cargas del camión de diseño porque esta condición es más desfavorable que el tándem:

Figura 72: Características del camión diseño



(Fuente: Norma AASHTO LRFD, sección - página 3 - 26).

Figura 73: Cortante_{máx} causado por la SCvehicular



(Fuente: Elaboración propia).

$$V_{\text{máx}} = 14.613,553 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} interior:**

$$g_{\text{corte interior}} = 0,909$$

$$V_{\text{máx}} = 14.613,553 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx interior}} = g_{\text{corte interior}} \times V_{\text{máx}} = 0,909 \times 14.613,553 \text{ kg} = 13.283,72 \text{ kg}$$

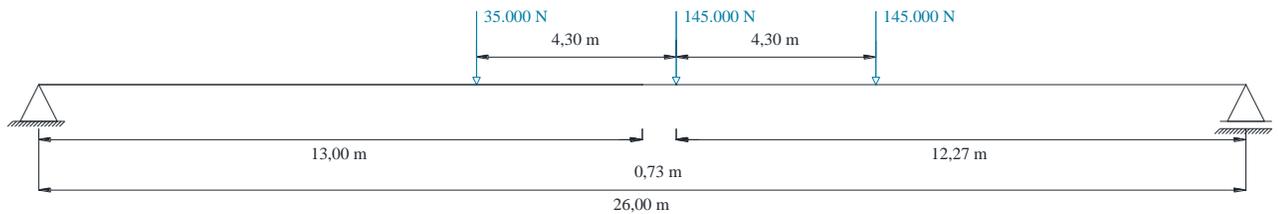
✓ **Cálculo del cortante_{máx} exterior:**

$$g_{\text{corte exterior}} = 0,803$$

$$V_{\text{máx}} = 14.613,553 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx exterior}} = g_{\text{corte exterior}} \times V_{\text{máx}} = 0,803 \times 14.613,553 \text{ kg} = 11.734,683 \text{ kg}$$

Figura 74: $M_{\text{máx}}$ causado por la SC_{vehicular}



(Fuente: Elaboración propia).

$$M_{\text{máx}} = 170.020,343 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ interior:**

$$g_{\text{mto. interior}} = 2,173$$

$$M_{\text{máx}} = 170.020,343 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx interior}} = g_{\text{mto. interior}} \times M_{\text{máx}} = 2,173 \times 170.020,343 \text{ kgm} = 369.454,205 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ exterior:**

$$g_{\text{mto. exterior}} = 2,334$$

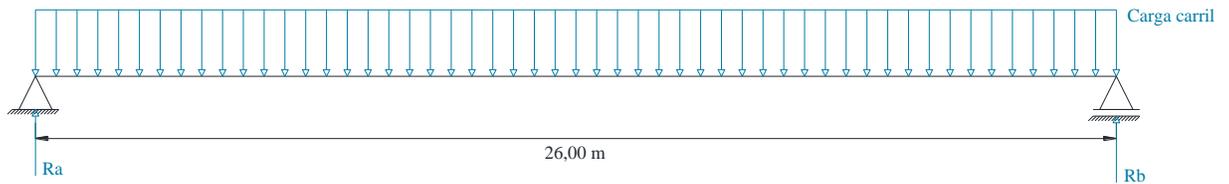
$$M_{\text{máx}} = 170.020,343 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx exterior}} = g_{\text{mto. exterior}} \times M_{\text{máx}} = 2,334 \times 170.020,343 \text{ kgm} = 396.827,481 \text{ kgm}$$

- **Carga de carril:**

$$\text{Carga}_{\text{carril}} = 948,336 \text{ kg/m}$$

Figura 75: Carga_{carril}



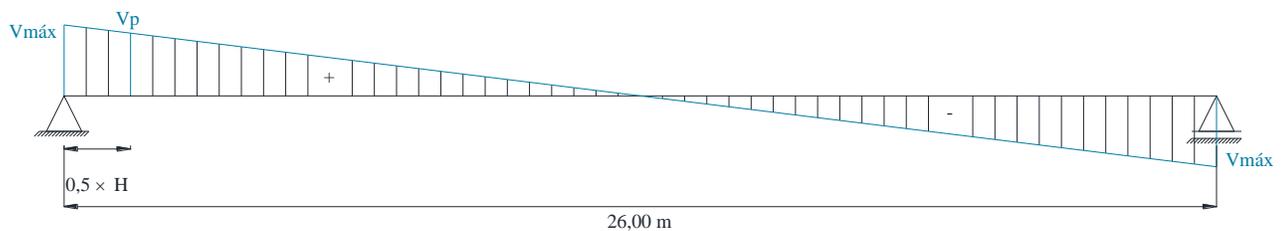
(Fuente: Elaboración propia).

$$R_a = \frac{(\text{Carga}_{\text{permanente}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(948,336 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2} \\ = 12.328,368 \text{ kg}$$

$$R_b = R_a$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx}:**

Figura 76: Diagrama del cortante_{máx} causado por la carga de carril



(Fuente: Elaboración propia).

$$V_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{carril}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})}{2} = \frac{(948,336 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2} = 12.328,368 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} mayorado:**

$$\text{Factor} = 1,75$$

$$V_{\text{máx}} = 12.328,368 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx mayorado}} = \text{Factor} \times V_{\text{máx}} = 1,75 \times 12.328,368 \text{ kg} = 21.574,644 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} mayorado interior:**

$$g_{\text{corte interior}} = 0,909$$

$$V_{\text{máx mayorado}} = 21.574,644 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx interior}} = g_{\text{corte interior}} \times V_{\text{máx mayorado}} = 0,909 \times 21.574,644 \text{ kg} = 19.611,351 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} mayorado exterior:**

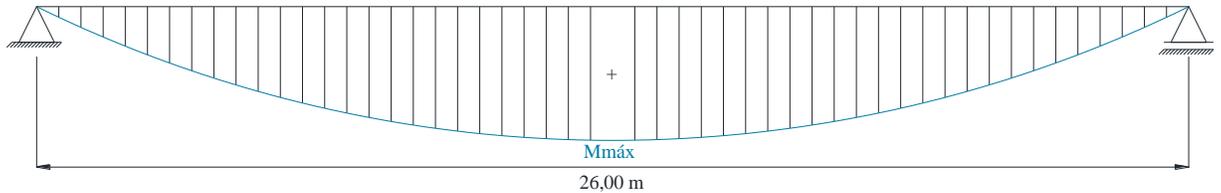
$$g_{\text{corte exterior}} = 0,803$$

$$V_{\text{máx mayorado}} = 21.574,644 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx exterior}} = g_{\text{corte exterior}} \times V_{\text{máx mayorado}} = 0,803 \times 21.574,644 \text{ kg} = 17.324,439 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$:**

Figura 77: Diagrama del $M_{\text{máx}}$ causado por la carga de carril



(Fuente: Elaboración propia).

$$M_{\text{máx}} = \frac{(\text{Carga}_{\text{carril}}) \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8} = \frac{(948,336 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8}$$

$$= 80.134,392 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ mayorado:**

$$\text{Factor} = 1,75$$

$$M_{\text{máx}} = 80.134,392 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx mayorado}} = \text{Factor} \times M_{\text{máx}} = 1,75 \times 80.134,392 \text{ kgm} = 140.235,186 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ mayorado interior:**

$$g_{\text{mto. interior}} = 2,173$$

$$M_{\text{máx mayorado}} = 140.235,186 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx interior}} = g_{\text{mto. interior}} \times M_{\text{máx}} = 2,173 \times 140.235,186 \text{ kgm} = 304.731,059 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ mayorado exterior:**

$$g_{\text{mto. exterior}} = 2,334$$

$$M_{\text{máx mayorado}} = 170.020,343 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx exterior}} = g_{\text{mto. exterior}} \times M_{\text{máx mayorado}} = 2,334 \times 170.020,343 \text{ kgm} =$$

$$396.827,481 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de las cargas_t (t = 0):**

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$M_{\text{máx}} = 277.734,6 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{máx}} = 1,25 \times 277.734,6 \text{ kgm} = 347.168,25 \text{ kgm} = M_0$$

✓ **Cálculo de las cargas_t ($t = \infty$):**

✓ **Cálculo del cortante_{máx} interior total de la carga más desfavorable:**

$$V_{\text{máx interior t}} = V_{\text{máx interior permanente}} + V_{\text{máx interior camión}} + V_{\text{máx interior carga de carril}} = 52.424,541 \text{ kg} + 13.283,72 \text{ kg} + 19.611,351 \text{ kg} = 85.319,612 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} interior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$V_{\text{máx interior t mayorado}} = 1,25 \times 85.319,612 \text{ kg} = 106.649,515 \text{ kg} = V_i = V_u$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} exterior total de la carga más desfavorable:**

$$V_{\text{máx exterior t}} = V_{\text{máx exterior permanente}} + V_{\text{máx exterior camión}} + V_{\text{máx exterior carga de carril}} = 52.424,541 \text{ kg} + 11.734,683 \text{ kg} + 17.324,439 \text{ kg} = 81.483,663 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante_{máx} exterior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$V_{\text{máx exterior t mayorado}} = 1,25 \times 81.483,663 \text{ kg} = 101.854,579 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ interior total de la carga más desfavorable:**

$$M_{\text{máx interior t}} = M_{\text{máx interior permanente}} + M_{\text{máx interior camión}} + M_{\text{máx interior carga de carril}} = 340.759,517 \text{ kgm} + 369.454,205 \text{ kgm} + 304.731,059 = 1.014.944,781 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ interior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$M_{\text{máx interior t mayorado}} = 1,25 \times 1.014.944,781 \text{ kgm} = 1.268.680,976 \text{ kgm} = M_{\text{máx}} = M_u$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ exterior total de la carga más desfavorable:**

$$M_{\text{máx exterior t}} = M_{\text{máx exterior permanente}} + M_{\text{máx exterior camión}} + M_{\text{máx exterior carga de carril}} = 340.759,517 \text{ kgm} + 396.827,481 \text{ kgm} + 396.827,481 \text{ kgm} = 1.134.414,479 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo del $M_{\text{máx}}$ exterior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$$\text{Factor} = 1,25$$

$$M_{\text{máx exterior t mayorado}} = 1,25 \times 1.134.414,479 \text{ kgm} = 1.418.018,099 \text{ kgm}$$

✓ **Cálculo de las combinaciones de las cargas:**

Solicitaciones extremas:

- **Resistencia I:**

Combinación de las cargas básica sin considerar la acción del viento.

Factor de carga máximo para cargas permanentes: $\gamma_p = 1,25$

$$\text{Resistencia I} = \gamma_p \times DC + 1,75 \times LL$$

$$V_{\text{máx R1}} = 115.722,345 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx R1}} = 1.418.018,099 \text{ kgm}$$

- **Servicio I:**

Combinación de las cargas que representa la operación normal del puente vehicular con un viento de 90 km/h.

$$\text{Servicio I} = 1 \times DC + 1 \times LL + 1 \times WS$$

$$V_{\text{máx S1}} = 47.855,282 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx S1}} = 458.212,845 \text{ kgm}$$

Se considera el método de los estados límites de resistencia.

La combinación de las cargas que causa las sollicitaciones extremas máximas es el estado de Resistencia I.

$$V_{\text{máx R1}} = 115.722,345 \text{ kg} = V_u$$

$$M_{\text{máx R1}} = 1.418.018,099 \text{ kgm}$$

Se considera el método de esfuerzos admisibles para el diseño del H° preesforzado con armaduras postesas.

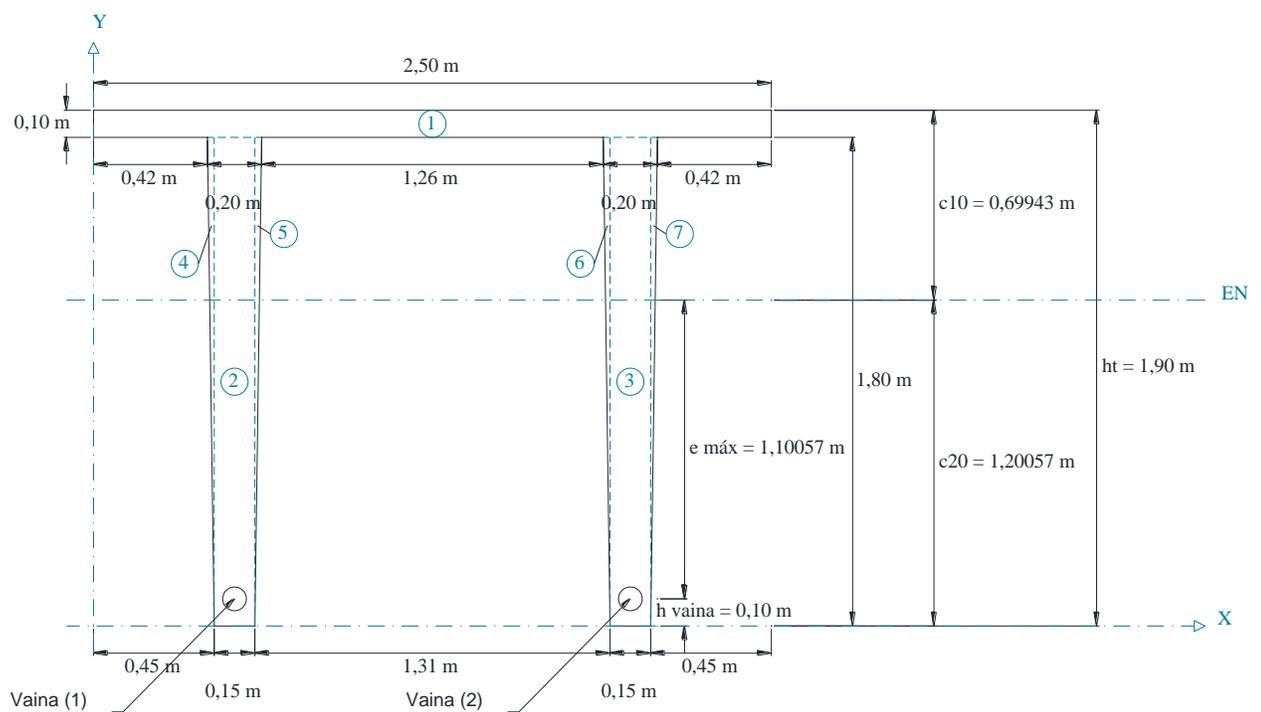
Con las solicitaciones de la combinación de las cargas en un estado normal de servicio de la estructura.

$$V_{\text{máx S1}} = 47.855,282 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx S1}} = 458.212,845 \text{ kgm} = M_T$$

- ✓ **Cálculo de las propiedades geométricas ($t = 0$) de las vigas de H° preesforzado con armaduras postesas:**

Figura 78: Sección transversal de la viga doble T ($t = 0$)



(Fuente: Elaboración propia).

$$A_t = 0,88 \text{ m}^2 \times 10.000 = 8.800 \text{ cm}^2$$

Eje de referencia para el cálculo del centro de gravedad de la sección transversal de la viga: X

- ✓ **Teorema de Steiner:**

Las áreas y los momentos de inercia de las figuras componentes de la sección transversal doble T son:

El patín superior es rectangular:

$$A = b \times h$$

$$I_i = \frac{b \times h^3}{12}$$

Las almas corresponden a 1 sección rectangular y 2 triangulares:

$$A = \frac{b \times h}{2} \quad , \quad I_i = \frac{b \times h^3}{36}$$

Distancia vertical desde el eje X al centro de gravedad de cada sección: y_i

$$I_0 = \Sigma (I_i + A_i \times d_i^2)$$

Cuadro 33: Sección transversal de la viga doble T (t = 0)

Nº	Sección (cm)	A _i (cm ²)	y _i (cm)	A _i × y _i (cm ³)	d _i = \bar{y} - y _i (cm)	I _i (cm ⁴)	A _i × d _i ² (cm ⁴)	I _i + A _i × d _i ² (cm ⁴)
	b × h							
1	250 × 10	2.500	185	462.500	- 64,943	20.833,333	10.543.983,123	10.564.816,456
2	15 × 180	2.700	90	243.000	30,057	7.290.000	2.439.242,772	9.729.242,772
3	15 × 180	2.700	90	243.000	30,057	7.290.000	2.439.242,772	9.729.242,772
	$\frac{b \times h}{2}$							
4	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	120	27.000	0,057	405.000	0,731	405.000,731
5	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	120	27.000	0,057	405.000	0,731	405.000,731
6	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	120	27.000	0,057	405.000	0,731	405.000,731
7	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	120	27.000	0,057	405.000	0,731	405.000,731
		A ₀ = 8.800 cm ²		Σ (A _i × y _i) = 1.056.500 cm ³				I ₀ = 31.643.304,924 cm ⁴

(Fuente: Elaboración propia).

Primer momento estático del área de la sección: $\Sigma (A_i \times y_i) = Q$

Distancia del centroide de la sección transversal (Centroide del H°) a la fibra inferior:

$$\bar{y} = \frac{\Sigma(A_i \times y_i)}{A_0} = \frac{1.056.500 \text{ cm}^3}{8.800 \text{ cm}^2} = 120,057 \text{ cm} = c_2 = c_{20} = y_{\text{inferior}}$$

Primer momento estático del área de la sección: $\Sigma (A_i \times y_i) = Q$

Distancia del centroide de la sección transversal (Centroide del H°) a la fibra inferior:

$$\bar{y} = \frac{\Sigma(A_i \times y_i)}{A_0} = \frac{1.056.500 \text{ cm}^3}{8.800 \text{ cm}^2} = 120,057 \text{ cm} = c_2 = c_{20} = y_{\text{inferior}}$$

Distancia del centroide a la fibra superior:

$$c_1 = h_t - c_2 = 190 \text{ cm} - 120,057 \text{ cm} = 69,943 \text{ cm} = c_{10} = y_{\text{superior}}$$

$$e_{\text{máx}} = c_2 - h_{\text{vaina}} = 120,057 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 110,057 \text{ cm} = e_0 \text{ (En centro luz).}$$

Eficiencia de la sección:

$$Q' = \frac{(r)^2}{y_{\text{superior}} \times y_{\text{inferior}}} = \frac{\frac{I_0}{A_0}}{y_{\text{superior}} \times y_{\text{inferior}}} = \frac{\frac{31.643.304,924 \text{ cm}^4}{8.800 \text{ cm}^2}}{69,943 \text{ cm} \times 120,057 \text{ cm}} = 0,428$$

✓ **Cálculo de las propiedades geométricas ($t = \infty$) de las vigas de H° preesforzado con armaduras postesas:**

✓ **Cálculo del factor del ancho tributario de la sección compuesta:**

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$E_{c \text{ losa}} = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} = 238.751,963 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

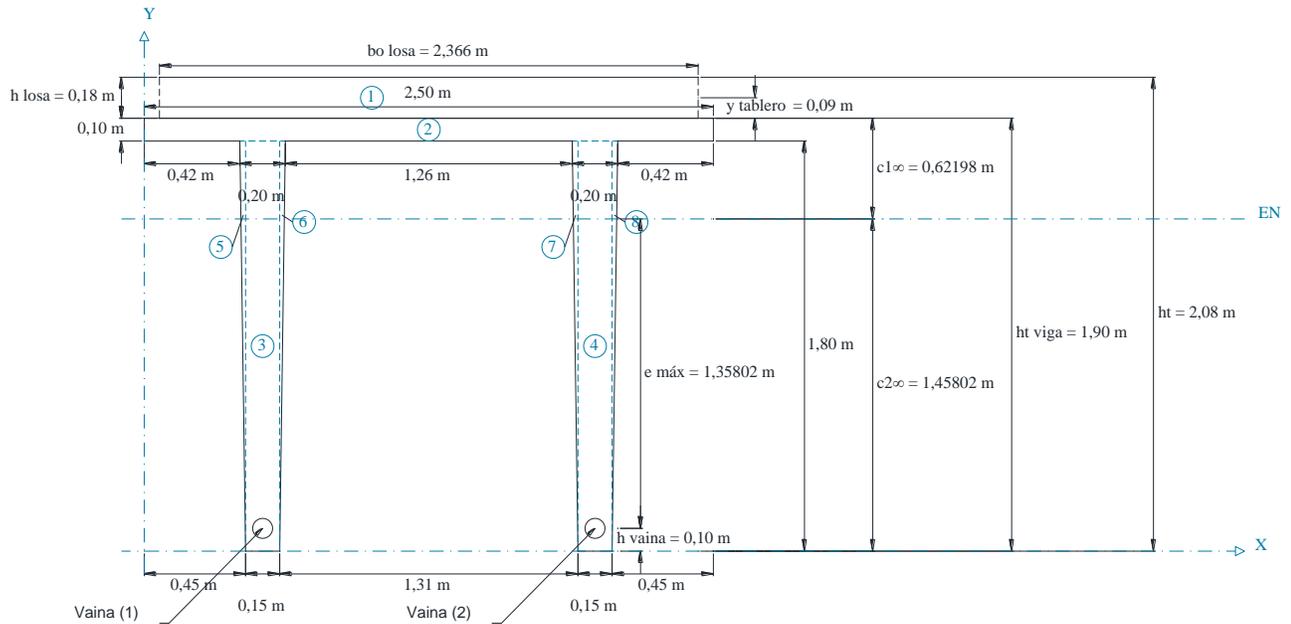
$$E_{c \text{ viga}} = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} = 282.495,133 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_{c \text{ losa}}}{E_{c \text{ viga}}} = \frac{238.751,963 \text{ kg/cm}^2}{282.495,133 \text{ kg/cm}^2} = 0,845$$

Ancho tributario de la sección simple: $b_{e \text{ losa}} = 2,8 \text{ m}$

$$b_{o \text{ losa}} = n \times b_{e \text{ losa}} = 0,845 \times 2,8 \text{ m} = 2,366 \text{ m}$$

Figura 79: Sección transversal de la viga doble T ($t = \infty$)



(Fuente: Elaboración propia).

$$A_t = 1,30588 \text{ m}^2 \times 10.000 = 13.058,8 \text{ cm}^2$$

Eje de referencia para el cálculo del centro de gravedad de la sección transversal de la viga: X

✓ **Teorema de Steiner:**

Las áreas y los momentos de inercia de las figuras componentes de la sección transversal doble T son:

El patín superior es rectangular:

$$A = b \times h$$

$$I_i = \frac{b \times h^3}{12}$$

Las almas corresponden a 1 sección rectangular y 2 triangulares:

$$A = \frac{b \times h}{2}$$

$$I_i = \frac{b \times h^3}{36}$$

Distancia vertical desde el eje X al centro de gravedad de cada sección: y_i

$$I_0 = \Sigma [I_i + A_i \times (d_i)^2]$$

Cuadro 34: Sección transversal de la viga doble T ($t = \infty$)

N°	Sección (cm)	A_i (cm ²)	y_i (cm)	$A_i \times y_i$ (cm ³)	$d_i = \bar{y} - y_i$ (cm)	I_i (cm ⁴)	$A_i \times (d_i)^2$ (cm ⁴)	$I_i + A_i \times (d_i)^2$ (cm ⁴)
	(b × h)							
1	236,6 × 18	4.258,8	199	847.501,2	- 53,198	114.987,6	12.052.519,856	12.167.507,456
2	250 × 10	2.500	185	462.500	- 39,198	20.833,333	3.841.208,01	3.862.041,343
3	15 × 180	2.700	90	243.000	55,802	7.290.000	8.407.430,651	15.697.430,651
4	15 × 180	2.700	90	243.000	55,802	7.290.000	8.407.430,651	15.697.430,651
	$\frac{b \times h}{2}$							
6	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	120	27.000	25,802	405.000	149.792,221	554.792,221
7	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	120	27.000	25,802	405.000	149.792,221	554.792,221
8	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	120	27.000	25,802	405.000	149.792,221	554.792,221
9	$\frac{2,5 \times 180}{2}$	225	120	27.000	25,802	405.000	149.792,221	554.792,221
		$A_\infty = 13.058,8 \text{ cm}^2$		$\Sigma (A_i \times y_i) =$				$I_\infty =$

Nº	Sección (cm)	A_i (cm ²)	y_i (cm)	$A_i \times y_i$ (cm ³)	$d_i = \bar{y} - y_i$ (cm)	I_i (cm ⁴)	$A_i \times (d_i)^2$ (cm ⁴)	$I_i + A_i \times (d_i)^2$ (cm ⁴)
	(b × h)							
				1.904.001,2 cm ³				49.643.578,985 cm ⁴

(Fuente: Elaboración propia).

Primer momento estático del área de la sección: $\Sigma (A_i \times y_i) = Q$

Distancia del centroide de la sección transversal (Centroide del H^o) a la fibra inferior:

$$\bar{y} = \frac{\Sigma(A_i \times y_i)}{A_0} = \frac{1.904.001,2 \text{ cm}^3}{13.058,8 \text{ cm}^2} = 145,802 \text{ cm} = c_2 = c_{2\infty} = y_{\text{inferior}}$$

Distancia del centroide a la fibra superior:

$$c_1 = h_t - c_2 = 208 \text{ cm} - 145,802 \text{ cm} = 62,198 \text{ cm} = c_{1\infty} = y_{\text{superior}}$$

$$e_{\text{máx}} = c_2 - h_{\text{vaina}} = 145,802 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 135,802 \text{ cm} = e_{\infty} \text{ (En centro luz).}$$

Eficiencia de la sección:

$$Q' = \frac{(r)^2}{y_{\text{superior}} \times y_{\text{inferior}}} = \frac{\frac{I_{\infty}}{A_{\infty}}}{y_{\text{superior}} \times y_{\text{inferior}}} = \frac{\frac{49.643.578,985 \text{ cm}^4}{13.058,8 \text{ cm}^2}}{62,198 \text{ cm} \times 145,802 \text{ cm}} = 0,419$$

✓ **Cálculo de la resistencia característica el día del tesado:**

Se va a tesar cuando se obtenga una resistencia de 70 %.

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$f_{ci} = 0,7 \times f'_c = 0,7 \times (350 \text{ kg/cm}^2) = 245 \text{ kg/cm}^2$ (No debe ser < a 245 kg/cm^2).

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm} a la tracción (t = 0) (El día de la transferencia):**

$$f_{ti} = 0,8 \times \sqrt{f'_{ci}} = 0,8 \times \sqrt{(245 \text{ kg/cm}^2)} = 12,522 \text{ kg/cm}^2 = f_{t0}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm} a la compresión (t = 0) (El día de la transferencia):**

$$f_{ci} = 0,6 \times f'_{ci} = 0,6 \times (245 \text{ kg/cm}^2) = 147 \text{ kg/cm}^2 = f_{c0}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm} a la compresión (t = ∞) (Servicio - cuando han ocurrido todas las pérdidas):**

$$f_{cs} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times (350 \text{ kg/cm}^2) = 157,5 \text{ kg/cm}^2 = f_{c\infty}$$

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm} a la tracción (t = ∞) (Servicio - cuando han ocurrido todas las pérdidas):**

$$f_{ts} = 1,6 \times \sqrt{f'_c} = 1,6 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} = 29,933 \text{ kg/cm}^2 = f_{t\infty}$$

✓ **Cálculo de la fuerza de preesforzado:**

- **Esfuerzos en las fibras extremas (Inecuaciones de condición):**

- **Esfuerzo en la fibra traccionada (t = 0) (Estadio 2):**

$$f_{ti} = 12,522 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{pp}: M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$c_{10} = 69,943 \text{ cm}$$

$$I_0 = 31.643.304,924 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 110,057 \text{ cm}$$

$$A_0 = 8.800 \text{ cm}^2$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$\begin{aligned}
& -\frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti} \\
& + \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti} + \frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} \\
& P_0 \times \left[\left(+ \frac{e_0 \times c_{10}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right] \leq f_{ti} + \frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} \\
& P_0 \leq \frac{\left[f_{ti} + \left(\frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} \right) \right]}{\left[\left(+ \frac{e_0 \times c_{10}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right]} \\
& P_0 \leq \frac{\left[\left(12,522 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) + \left(\frac{34.716.825 \text{ kgcm} \times 69,943 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4} \right) \right]}{\left[\left(+ \frac{110,057 \text{ cm} \times 69,943 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4} \right) - \frac{1}{8.800 \text{ cm}^2} \right]} \therefore P_0 \leq 688.570,065 \text{ kg}
\end{aligned}$$

- **Esfuerzo en la fibra comprimida (t = 0) (Estadio 2):**

$$f_{ci} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$c_{20} = 120,057 \text{ cm}$$

$$I_0 = 31.643.304,924 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 110,057 \text{ cm}$$

$$A_0 = 8.800 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}
f_{20} & = + \frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci} \\
& + \frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci} \\
& - \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci} - \frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} \\
& P_0 \times \left[\left(- \frac{e_0 \times c_{20}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right] \geq f_{ci} - \frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} \\
& P_0 \geq \frac{\left[f_{ci} - \left(\frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} \right) \right]}{\left[\left(- \frac{e_0 \times c_{20}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right]} \therefore P_0 \leq \frac{\left[(- f_{ci}) - \left(\frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} \right) \right]}{\left[\left(- \frac{e_0 \times c_{20}}{I_0} \right) - \frac{1}{A_0} \right]}
\end{aligned}$$

$$P_0 \leq \frac{\left[(-147 \text{ kg/cm}^2) - \left(\frac{34.716.825 \text{ kgcm} \times 120,057 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4}\right)\right]}{\left[\left(-\frac{110,057 \text{ cm} \times 120,057 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4}\right) - \frac{1}{8.800 \text{ cm}^2}\right]}$$

$$\therefore P_0 \leq 524.694,711 \text{ kg}$$

- **Esfuerzo en la fibra comprimida (t = ∞) (Estadio 4):**

$$f_{cs} = 157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{pp}: M_0$$

Momento por las cargas permanentes adicionales: M_d

$$M_{CV}: M_L$$

$$M_t: M_T = M_0 + M_d + M_L = 45.821.284,5 \text{ kgcm}$$

$$c_{1\infty} = 62,198 \text{ cm}$$

$$I_\infty = 49.643.578,985 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$e_\infty = 135,802 \text{ cm}$$

$$A_\infty = 13.058,8 \text{ cm}^2$$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \geq (-f_{cs})$$

$$-\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \geq (-f_{cs})$$

$$+\frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \geq (-f_{cs}) + \frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty}$$

$$P_0 \times \left[\left(+\frac{\eta \times e_\infty \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{\eta}{A_\infty} \right] \geq (-f_{cs}) + \frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty}$$

$$P_0 \geq \frac{\left[(-f_{cs}) + \left(\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) \right]}{\left[\left(+\frac{\eta \times e_\infty \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{\eta}{A_\infty} \right]} \therefore P_0 \geq \frac{\left[(-f_{cs}) + \left(\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) \right]}{\left\{ \eta \times \left[\left(+\frac{e_\infty \times c_{1\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{1}{A_\infty} \right] \right\}}$$

$$P_0 \geq \frac{\left[(-157,5 \text{ kg/cm}^2) + \left(\frac{45.821.284,5 \text{ kgcm} \times 62,198 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} \right) \right]}{\left\{ 0,75 \times \left[\left(+\frac{135,802 \text{ cm} \times 62,198 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} \right) - \frac{1}{13.058,8 \text{ cm}^2} \right] \right\}}$$

$$P_0 \geq -1.426.277,975 \text{ kg}$$

- **Esfuerzo en la fibra traccionada (t = ∞) (Estadio 4):**

$$f_{ts} = 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0$$

Momento por las cargas permanentes adicionales: M_d

$$M_{CV}: M_L$$

$$M_t: M_T = M_0 + M_d + M_L = 45.821.284,5 \text{ kgcm}$$

$$c_{2\infty} = 145,802 \text{ cm}$$

$$I_\infty = 49.643.578,985 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$e_\infty = 135,802 \text{ cm}$$

$$A_\infty = 13.058,8 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{2\infty} &= + \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \leq f_{ts} \\ &+ \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \leq f_{ts} \\ &- \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \leq f_{ts} - \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} \\ &P_0 \times \left[\left(- \frac{\eta \times e_\infty \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{\eta}{A_\infty} \right] \leq f_{ts} - \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} \\ P_0 &\leq \frac{\left[f_{ts} - \left(\frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) \right]}{\left[\left(- \frac{\eta \times e_\infty \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{\eta}{A_\infty} \right]} \therefore P_0 \leq \frac{\left[f_{ts} - \left(\frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) \right]}{\left\{ \eta \times \left[\left(- \frac{e_\infty \times c_{2\infty}}{I_\infty} \right) - \frac{1}{A_\infty} \right] \right\}} \\ P_0 &\geq \frac{\left[(29,933 \text{ kg/cm}^2) - \left(\frac{45.821.284,5 \text{ kgcm} \times 145,802 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} \right) \right]}{\left\{ 0,75 \times \left[\left(- \frac{135,802 \text{ cm} \times 145,802 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} \right) - \frac{1}{13.058,8 \text{ cm}^2} \right] \right\}} \\ &\therefore P_0 \geq 293.472,853 \text{ kg} \end{aligned}$$

✓ **Fuerza de preesforzado inicial:**

- **t = 0 (Estadio 2):**

$$P_0 \leq 688.570,065 \text{ kg}$$

$$P_0 \leq 524.694,711 \text{ kg}$$

- $t = \infty$ (Estadio 4):

$$P_0 \geq -1.426.277,975 \text{ kg}$$

$$P_0 \geq 293.472,853 \text{ kg}$$

Figura 80: Fuerza de preesforzado inicial



(Fuente: Elaboración propia).

$$C_s: [293.472,853 \text{ kg}, 524.694,711 \text{ kg}]$$

Figura 81: Fuerza de preesforzado inicial



(Fuente: Elaboración propia).

Diámetro comercial de 1 Torón: $\phi = 0,5''$

✓ **Cálculo del esfuerzo_{adm}:**

Esfuerzo último del acero de preesforzado: $f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$ (G - 270 ksi)

Esfuerzo_{adm}: $f_{adm} = 0,74 \times f_{pu} = 0,74 \times (18.980 \text{ kg/cm}^2) = 14.045,2 \text{ kg/cm}^2$

✓ **Cálculo de la fuerza de preesforzado por torón:**

Área de 1 Torón: $A_T = 0,987 \text{ cm}^2$

Esfuerzo_{adm}: $f_{adm} = 14.045,2 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza de preesforzado por Torón: $P_T = A_T \times f_{adm} = 0,987 \text{ cm}^2 \times (14.045,2 \text{ kg/cm}^2) = 13.862,6124 \text{ kg}$

✓ **Cálculo del N^o torones:**

$$P_{\text{mín}} = 293.472,853 \text{ kg}$$

$$P_T = 13.862,6124 \text{ kg}$$

$$N^{\circ}_{\text{torones}} = \frac{P_{\text{mín}}}{P_T} = \frac{293.472,853 \text{ kg}}{13.862,6124 \text{ kg}} = 21,17 \therefore N^{\circ}_T = 22$$

$$P_{\text{máx}} = 524.694,711 \text{ kg}$$

$$P_T = 13.862,6124 \text{ kg}$$

$$N^{\circ}_{\text{torones}} = \frac{P_{\text{máx}}}{P_T} = \frac{524.694,711 \text{ kg}}{13.862,6124 \text{ kg}} = 37,85 \therefore N^{\circ}_T = 38$$

Se considera: 30 T 0,5'' $\therefore N^{\circ}_{\text{vainas}} = 2$ de 15 Torones c/u.

✓ **Cálculo de la fuerza de peesforzado inicial:**

$$N^{\circ}_T \text{ considerado} = 30 \text{ T}$$

$$P_T = 13.862,6124 \text{ kg}$$

$$P_0 = N^{\circ}_T \text{ considerado} \times P_T = 30 \times 13.862,6124 \text{ kg} = 415.878,372 \text{ kg}/1.000 = 415,878 \text{ ton}$$

Se considera: $P_0 = 416 \text{ ton} \times 1.000 = 416.000 \text{ kg}$

✓ **Cálculo de la fuerza de peesforzado final o efectiva:**

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 416 \text{ ton}$$

$$P_f = \eta \times P_0 = 0,75 \times 416 \text{ ton} = 312 \text{ ton} \times 1.000 = 312.000 \text{ kg}$$

- **Verificación:**

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$N^{\circ}_T \text{ considerado} = 30 \text{ T}$$

$$\text{Área de 1 Torón: } A_T = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$A_p = N^{\circ}_T \text{ considerado} \times A_T = 30 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 29,61 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P_0}{A_p} = \frac{416.000 \text{ kg}}{29,61 \text{ cm}^2} = 14.049,308 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo último del acero de preesforzado: $f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{\sigma}{f_{pu}} = \frac{14.049,308 \text{ kg/cm}^2}{18.980 \text{ kg/cm}^2} = 0,74 \therefore \sigma = 0,74 \times f_{pu}$$

$\sigma = 0,5 \times f_{pu} \rightarrow$ No se debe tesar a un $<$ esfuerzo porque se debe garantizar el cortante.

$$\sigma = 0,74 \times f_{pu} > 0,5 \times f_{pu}$$

✓ **Verificación de los esfuerzos_{adm}:**

- **Esfuerzos en las fibras extremas (Inecuaciones de condición):**
- **Esfuerzo en la fibra traccionada (t = 0) (Estadio 2) (Transferencia):**

$$f_{ti} = 12,522 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$c_{10} = 69,943 \text{ cm}$$

$$I_0 = 31.643.304,924 \text{ cm}^4$$

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$e_0 = 110,057 \text{ cm}$$

$$A_0 = 8.800 \text{ cm}^2$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 \times c_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$\begin{aligned} f_{10} &= -\frac{34.716.825 \text{ kgcm} \times 69,943 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4} \\ &\quad + \frac{(416.000 \text{ kg} \times 110,057 \text{ cm}) \times 69,943 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4} - \frac{416.000 \text{ kg}}{8.800 \text{ cm}^2} \\ &\leq 12,522 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{10} = -22,811 \text{ kg/cm}^2 < 12,522 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo en la fibra comprimida (t = 0) (Estadio 2) (Transferencia):**

$$f_{ci} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$c_{20} = 120,057 \text{ cm}$$

$$I_0 = 31.643.304,924 \text{ cm}^4$$

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$e_0 = 110,057 \text{ cm}$$

$$A_0 = 8.800 \text{ cm}^2$$

$$f_{20} = +\frac{M_0 \times c_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \times e_0) \times c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq -f_{ci}$$

$$f_{20} = + \frac{34.716.825 \text{ kgcm} \times 120,057 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4} - \frac{(416.000 \text{ kg} \times 110,057 \text{ cm}) \times 120,057 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4} - \frac{416.000 \text{ kg}}{8.800 \text{ cm}^2} \geq -147 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{20} = -89,261 \text{ kg/cm}^2 > -147 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo en la fibra comprimida ($t = \infty$) (Estadio 4) (Servicio):**

$$f_{cs} = 157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0$$

Momento por las cargas permanentes adicionales: M_d

$$M_{CV}: M_L$$

$$M_T: M_T = M_0 + M_d + M_L = 45.821.284,5 \text{ kgcm}$$

$$c_{1\infty} = 62,198 \text{ cm}$$

$$I_{\infty} = 49.643.578,985 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$e_{\infty} = 135,802 \text{ cm}$$

$$A_{\infty} = 13.058,8 \text{ cm}^2$$

$$f_{1\infty} = - \frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{(\eta \times P_0 \times e_{\infty}) \times c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta \times P_0}{A_{\infty}} \geq -f_{cs}$$

$$f_{1\infty} = - \frac{45.821.284,5 \text{ kgcm} \times 62,198 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} + \frac{(0,75 \times 416.000 \text{ kg} \times 135,802 \text{ cm}) \times 62,198 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} - \frac{0,75 \times 416.000 \text{ kg}}{13.058,8 \text{ cm}^2} \geq -157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{1\infty} = -28,216 \text{ kg/cm}^2 > -157,5 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo en la fibra traccionada ($t = \infty$) (Estadio 4) (Servicio):**

$$f_{ts} = 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PP}: M_0$$

Momento por las cargas permanentes adicionales: M_d

M_{CV} : M_L

M_t : $M_T = M_0 + M_d + M_L = 45.821.284,5 \text{ kgcm}$

$c_{2\infty} = 145,802 \text{ cm}$

$I_\infty = 49.643.578,985 \text{ cm}^4$

$\eta = 0,75$

$P_0 = 416.000 \text{ kg}$

$e_\infty = 135,802 \text{ cm}$

$A_\infty = 13.058,8 \text{ cm}^2$

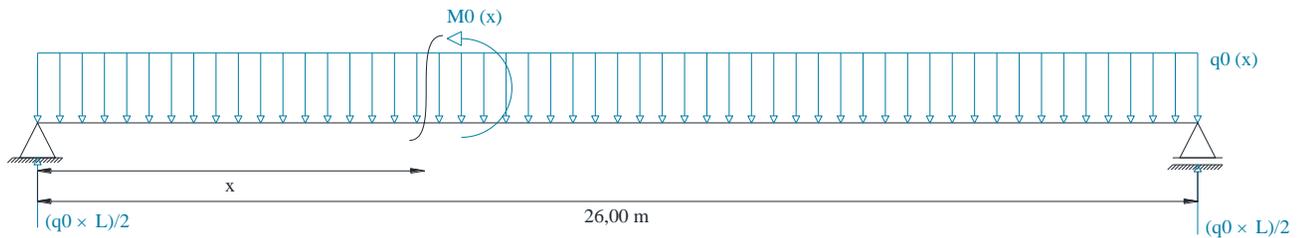
$$f_{2\infty} = + \frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\eta \times P_0 \times e_\infty) \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta \times P_0}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

$$f_{2\infty} = + \frac{45.821.284,5 \text{ kgcm} \times 145,802 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} - \frac{(0,75 \times 416.000 \text{ kg} \times 135,802 \text{ cm}) \times 145,802 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} - \frac{0,75 \times 416.000 \text{ kg}}{13.058,8 \text{ cm}^2} \leq 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{2\infty} = - 13,756 \text{ kg/cm}^2 < 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de la ecuación del $M_0(x)$:**

Figura 82: $M_0(x)$



(Fuente: Elaboración propia).

Carga permanente: $q_0 = 3.163,2 \text{ kg/m}$

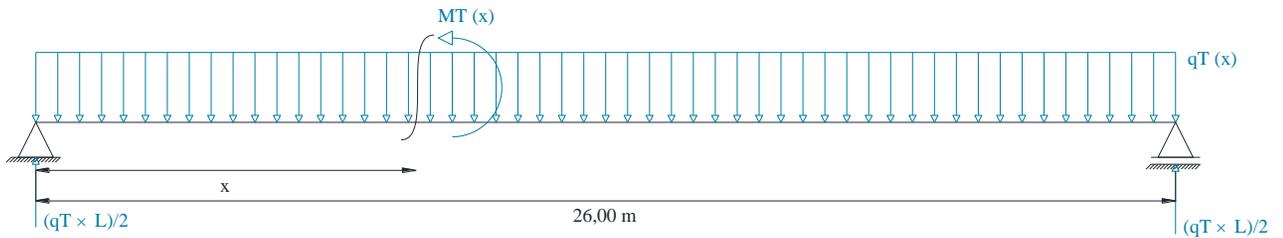
$$M_0(x) = \frac{q_0 \times L \times x}{2} - \frac{q_0 \times x^2}{2}$$

$$= \frac{31,632 \text{ kg/cm} \times 2.600 \text{ cm} \times x}{2} - \frac{31,632 \text{ kg/cm} \times x^2}{2}$$

$$M_0(x) = 41.121,6 \times x - 15,816 \times x^2$$

✓ **Cálculo de la ecuación del $M_T(x)$:**

Figura 83: $M_T(x)$



(Fuente: Elaboración propia).

Carga permanente: $q_T = 4.032,657 \text{ kg/m}$

$$M_T(x) = \frac{q_T \times L \times x}{2} - \frac{q_T \times x^2}{2}$$

$$M_T(x) = \frac{40,32657 \text{ kg/cm} \times 2.600 \text{ cm} \times x}{2} - \frac{40,32657 \text{ kg/cm} \times x^2}{2}$$

$$M_T(x) = 52.424,541 \times x - 20,163285 \times x^2$$

✓ **Cálculo de las excentricidades permisibles para definir la trayectoria del cable:**

- **t = 0 (Estadio 2):**

- **Inecuación 1:**

$$f_{ii} = 12,522 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_0 = 31.643.304,924 \text{ cm}^4$$

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$c_{10} = 69,943 \text{ cm}$$

$$A_0 = 8.800 \text{ cm}^2$$

$$M_0(x) = 41.121,6 \times x - 15,816 \times x^2$$

$$e_{(x)} \leq \left(\frac{f_{ti} \times I_0}{P_0 \times c_{10}} \right) + \left(\frac{I_0}{c_{10} \times A_0} \right) + \left(\frac{M_{0(x)}}{P_0} \right)$$

$$e_{(x)} \leq \left(\frac{12,522 \text{ kg/cm}^2 \times 31.643.304,924 \text{ cm}^4}{416.000 \text{ kg} \times 69,943 \text{ cm}} \right) + \left(\frac{31.643.304,924 \text{ cm}^4}{69,943 \text{ cm} \times 8.800 \text{ cm}^2} \right)$$

$$+ \left[\frac{(41.121,6 \times x - 15,816 \times x^2)}{416.000 \text{ kg}} \right]$$

- **Inecuación 2:**

$$f_{ci} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_0 = 31.643.304,924 \text{ cm}^4$$

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$c_{20} = 120,057 \text{ cm}$$

$$A_0 = 8.800 \text{ cm}^2$$

$$M_{0(x)} = 41.121,6 \times x - 15,816 \times x^2$$

$$e_{(x)} \leq \left[- \left(\frac{f_{ci} \times I_0}{P_0 \times c_{20}} \right) \right] - \left(\frac{I_0}{c_{20} \times A_0} \right) + \left(\frac{M_{0(x)}}{P_0} \right)$$

$$e_{(x)} \leq \left[- \left(\frac{147 \text{ kg/cm}^2 \times 31.643.304,924 \text{ cm}^4}{416.000 \text{ kg} \times 120,057 \text{ cm}} \right) \right] - \left(\frac{31.643.304,924 \text{ cm}^4}{120,057 \text{ cm} \times 8.800 \text{ cm}^2} \right)$$

$$+ \left[\frac{(41.121,6 \times x - 15,816 \times x^2)}{416.000 \text{ kg}} \right]$$

- **t = ∞ (Estadio 4):**

- **Inecuación 3:**

$$f_{cs} = 157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{\infty} = 49.643.578,985 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$c_{1\infty} = 62,198 \text{ cm}$$

$$A_{\infty} = 13.058,8 \text{ cm}^2$$

$$M_{T(x)} = 52.424,541 \times x - 20,163285 \times x^2$$

$$e_{(x)} \geq \left[\frac{f_{cs} \times I_{\infty}}{(\eta \times P_0) \times c_{1\infty}} \right] + \left(\frac{I_{\infty}}{c_{1\infty} \times A_{\infty}} \right) + \left[\frac{M_{T(x)}}{(\eta \times P_0)} \right]$$

$$e_{(x)} \geq \left[\frac{157,5 \text{ kg/cm}^2 \times 49.643.578,985 \text{ cm}^4}{(0,75 \times 416.000 \text{ kg}) \times 62,198 \text{ cm}} \right] + \left(\frac{49.643.578,985 \text{ cm}^4}{62,198 \text{ cm} \times 13.058,8 \text{ cm}^2} \right)$$

$$+ \left[\frac{(52.424,541 \times x - 20,163285 \times x^2)}{(0,75 \times 416.000 \text{ kg})} \right]$$

- **Inecuación 4:**

$$f_{ts} = 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{\infty} = 49.643.578,985 \text{ cm}^4$$

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$c_{2\infty} = 145,802 \text{ cm}$$

$$A_{\infty} = 13.058,8 \text{ cm}^2$$

$$M_{T(x)} = 52.424,541 \times x - 20,163285 \times x^2$$

$$e_{(x)} \geq \left[- \left(\frac{f_{ts} \times I_{\infty}}{(\eta \times P_0) \times c_{2\infty}} \right) \right] - \left(\frac{I_{\infty}}{c_{2\infty} \times A_{\infty}} \right) + \left[\frac{M_{T(x)}}{(\eta \times P_0)} \right]$$

$$e_{(x)} \geq \left[- \left(\frac{29,933 \text{ kg/cm}^2 \times 49.643.578,985 \text{ cm}^4}{(0,75 \times 416.000 \text{ kg}) \times 145,802 \text{ cm}} \right) \right]$$

$$- \left(\frac{49.643.578,985 \text{ cm}^4}{145,802 \text{ cm} \times 13.058,8 \text{ cm}^2} \right)$$

$$+ \left[\frac{(52.424,541 \times x - 20,163285 \times x^2)}{(0,75 \times 416.000 \text{ kg})} \right]$$

✓ **Estimación de las pérdidas de preesforzado instantáneas:**

✓ **Estimación de la pérdida por fricción (Vaina y torones):**

El tesado se ejecutará desde un solo extremo.

Se utilizan torones con $f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$ (Grado - 270 ksi) de 0,5'' (12,7 mm) de diámetro constituidos por 7 alambres de acero de baja relajación.

Se utilizara vainas metálicas que luego serán inyectadas.

En los torones de postesado:

Para la trayectoria del cable:

$$P_{pj} = 416 \text{ ton}$$

$$P_{pj}/2 = 208 \text{ ton}$$

$$K = 0,0015 \text{ rad/m}$$

$$L_{px} = \frac{\text{Luz}_{\text{cálculo}}}{2} = \frac{26 \text{ m}}{2} = 13 \text{ m}$$

$$\mu_p = 0,2$$

✓ **Cálculo de la ecuación de la trayectoria del cable:**

$$f(x) = y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$A = (0 ; 0,1224)$$

$$B = (13 ; - 1,10057)$$

$$C = (26 ; 0,1224)$$

- **A:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$0,1224 = A \times (0)^2 + B \times (0) + C \therefore C = 0,1224$$

- **B:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$- 1,10057 = A \times (13)^2 + B \times (13) + 0,1224 \Rightarrow - 1,10057 = A \times (169) + B \times (13)$$

$$+ 0,1224 \Rightarrow 169 \times A + 13 \times B + 1,22297 = 0$$

- **C:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$0,1224 = A \times (26)^2 + B \times (26) + 0,1224 \Rightarrow 0,1224 = A \times (676) + B \times (26) + 0,1224$$

$$\Rightarrow 676 \times A + 26 \times B = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 169 \times A + 13 \times B + 1,22297 = 0 \quad [\times (-2)] \\ 676 \times A + 26 \times B = 0 \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -338 \times A - 26 \times B - 2,44594 = 0 \\ 676 \times A + 26 \times B = 0 \end{array} \right\}$$

$$\hline 338 \times A - 2,44594 = 0$$

$$A = \frac{2,44594}{338} = 0,007237$$

$$676 \times A + 26 \times B = 0 \Rightarrow 676 \times 0,007237 + 26 \times B = 0 \Rightarrow 4,892212 + 26 \times B = 0$$

$$B = -\frac{4,892212}{26} = -0,188162$$

$$\text{Parábola A B C: } y = 0,007237 \times x^2 - 0,188162 \times x + 0,1224$$

La pendiente en algún punto x:

$$\text{tg } \alpha = y' = 0,007237 \times 2 \times x - 0,188162 = 0,014474 \times x - 0,188162$$

Para \angle pequeños: $\text{tg } \alpha \cong \alpha$

$$x = 0 \therefore \text{tg } \alpha = 0,014474 \times x - 0,188162 = 0,014474 \times 0 - 0,188162 = -0,188162 \text{ rad}$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = |0,188162| \text{ rad} = 0,188162 \text{ rad}$$

$$x = 13 \text{ m} \therefore \text{tg } \alpha = 0,014474 \times x - 0,188162 = 0,014474 \times 13 - 0,188162 =$$

$$0,188162 \text{ rad} - 0,188162 \text{ rad} \Rightarrow \alpha_2 = 0$$

Por lo tanto el \angle entre A \wedge L_C: $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 = 0,188162 \text{ rad} + 0 = 0,188162 \text{ rad} = \alpha_{px}$

$$P_{px} = P_{pj} \times e^{-(K \times L_{px} + \mu_p \times \alpha_{px})}$$

$$P_{px} = 208 \text{ ton} \times e^{-[(0,0015 \text{ rad/m}) \times 13\text{m} + 0,2 \times (0,188162 \text{ rad})]} = 196,45 \text{ ton} = P_{tf}$$

$$\frac{P_{px}}{P_{pj}/2} = \frac{196,45 \text{ ton}}{208 \text{ ton}} = 0,944$$

$$\text{Pierdo} = 1 - 0,944 = 0,056 \times 100 = 5,6 \%$$

Para reducir la pérdida por fricción es posible sobretesar.

En el anclaje $\rightarrow \leq 0,8 \times f_{pu}$

Sobreteso $\rightarrow 0,74 \times f_{pu}$

Sobreteso $\rightarrow 0,75 \times f_{pu}$ (Recomendado).

Pero la pérdida por relajación es $>$.

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

La pérdida por fricción que otros autores nos presentan significan el mismo efecto que la ecuación de Zia Paul (ACI 318 - 08) y son los sgtes.:

- **Nilson Arthur:**

$$P_0 = P_x \times e^{-(K \times L_x + \mu \times \alpha)}$$

- **PROTENDE:**

$$P_x = P_{\text{máx}} \times e^{-(\mu \times \alpha + K \times x)}$$

- **Subieta Otálora Alfonso:**

$$f_x = f_0 \times e^{-(\mu \times \theta + K \times x)}$$

- **AASHTO LRFD:**

$$\Delta f_{pf} = f_{pj} \times [1 - e^{-(K \times x + \mu \times \alpha)}]$$

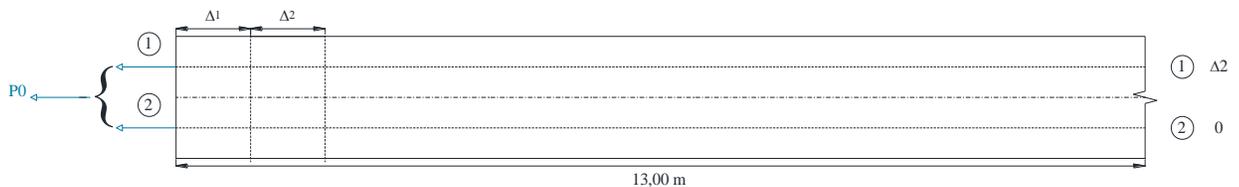
✓ **Estimación de la pérdida por acortamiento elástico en el H°:**

Tesado simultáneo: $\rightarrow 0$

Tesado secuencial:

Para elementos con cables adherentes:

Figura 84: Pérdida por acortamiento elástico en el H°



(Fuente: *Apuntes de puentes (CIV - 952)*).

Para elementos postesados: $K_{\text{cir}} = 1$

Tensión en el H° a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores producida por la fuerza de tesado consideradas solamente las pérdidas por fricción y por acunamiento de los anclajes: f_{cpi}

Tensión en el H° a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debido al PP y otras cargas presentes en el momento del preesforzado: f_g

$$f_{\text{cir}} = K_{\text{cir}} \times f_{\text{cpi}} \times f_g$$

Fuerza de preesforzado en los cables en la ubicación crítica del tramo luego de efectuar las reducciones debidas a las pérdidas por fricción y en los dispositivos de los anclajes pero antes de efectuar las reducciones debidas a ES, CR, SH y RE: P_{pi}

Esfuerzo último del acero de preesforzado: $f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$ (G - 270 ksi)

$$N^{\circ}_T = 30 \text{ T}$$

$$\text{Área de 1 Torón: } A_T = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$A_{ps} = N^{\circ}_T \times A_T = 30 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 29,61 \text{ cm}^2$$

$$P_{pi} = 0,74 \times f_{pu} \times A_{ps} = 0,74 \times (18.980 \text{ kg/cm}^2) \times 29,61 \text{ cm}^2 = 415.878,372 \text{ kg} \cong 416.000 \text{ kg} = P_0$$

$$A_c = A_0 = 8.800 \text{ cm}^2$$

$$e = e_0 = 110,057 \text{ cm}$$

$$I_c = I_0 = 31.643.304,924 \text{ cm}^4$$

Momento flector debido al PP del elemento que esta siendo preesforzado y a cualquier otra carga permanente que ya esta actuando en el momento de aplicar el preesforzado:

M_d

Carga permanente del elemento: CM:

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_0 = 8.800 \text{ cm}^2$$

$$q_0 = \gamma_{H^{\circ}} \times A_0 = (2.400 \text{ kg/cm}^3 / 1.000.000) \times 8.800 \text{ cm}^2 = 21,12 \text{ kg/cm}$$

$$M_d = \frac{q_0 \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8} = \frac{(21,12 \text{ kg/cm}) \times (2.600 \text{ cm})^2}{8} = 17.846.400 \text{ kgcm}$$

Tensión de compresión neta en el H° a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del preesforzado: f_{cir}

$$f_{cir} = K_{cir} \times \left(\frac{P_{pi}}{A_c} + \frac{P_{pi} \times e^2}{I_c} \right) - \frac{M_d \times e}{I_c}$$

$$f_{cir} = 1 \times \left[\frac{416.000 \text{ kg}}{8.800 \text{ cm}^2} + \frac{416.000 \text{ kg} \times (110,057 \text{ cm})^2}{31.643.304,924 \text{ cm}^4} \right] - \frac{17.846.400 \text{ kgcm} \times 110,057 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4} = 144,44 \text{ kg/cm}^2$$

Para elementos postesados: $K_{es} = 0,5$

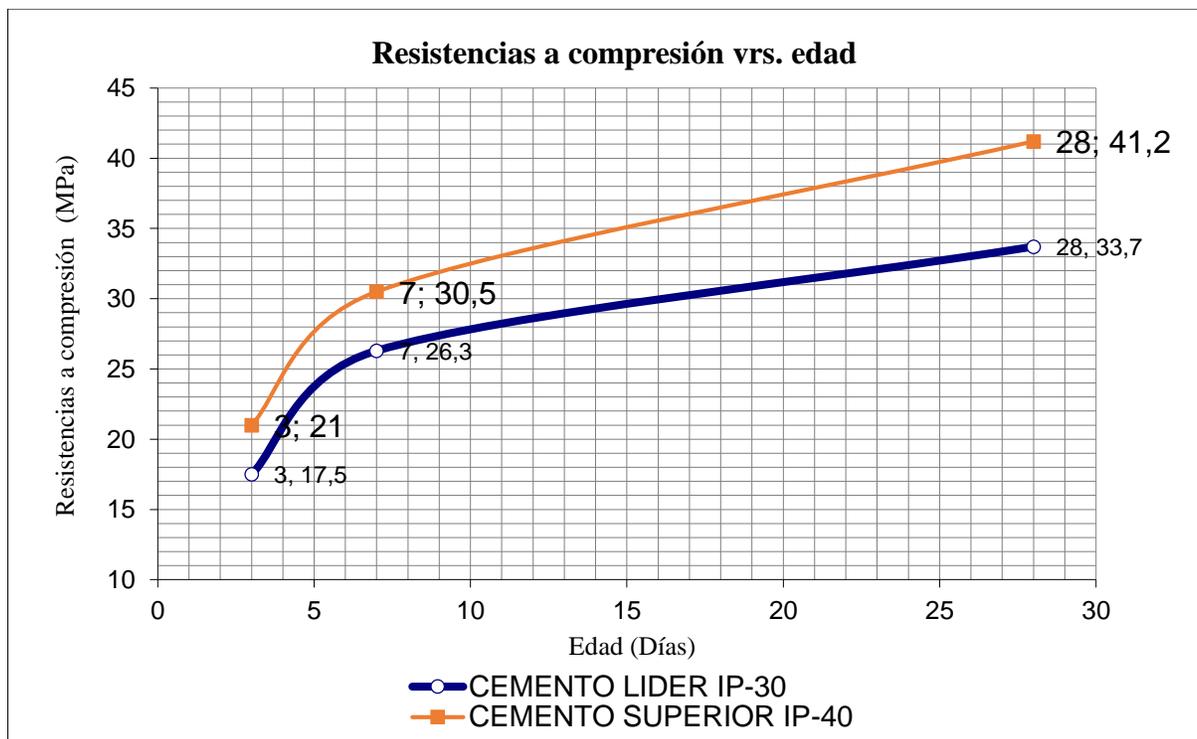
$$E_s = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

- **Cemento FANCESA:**

Cuadro 35: Cemento Portland IP - 40 Superior

Cemento Portland con Puzolana tipo IP - 40				
			CEMENTO	REQUISITOS
ENSAYOS FÍSICOS		Unid.	SUPERIOR IP - 40	Según NB 011
Tiempo inicial de fraguado (NB 063)		hrs:min	2:52	mayor a 0:45
Tiempo final de fraguado (NB 063)		hrs:min	4:48	menor a 10:00
ENSAYOS MECÁNICOS		Unid.		
NORMA NB 470 (ASTM C109)				
Resistencia a la compresión en mortero normalizado a:	3 días	MPa	21,0	mayor a 17
	7 días	MPa	30,5	mayor a 25
	28 días	MPa	41,2	mayor a 40

(Fuente: Cemento FANCESA).

Figura 85: Cemento FANCESA (Resistencias a compresión)

(Fuente: Elaboración propia).

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f_c^{\circ} = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia característica del H° el día del tesado (No debe ser < a 245 kg/cm²): $f_{ci} = 24,5 \text{ MPa} = 0,7 \times (350 \text{ kg/cm}^2) = 245 \text{ kg/cm}^2$

El día del tesado a los 7 días: $f_{ci} = 30,5 \text{ MPa} = 305 \text{ kg/cm}^2$

$$E_{ci} = 15.100 \times \sqrt{f_{ci}} = 15.100 \times \sqrt{(305 \text{ kg/cm}^2)} = 263.710,162869 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = K_{es} \times E_s \times \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

$$ES = 0,5 \times (1.950.000 \text{ kg/cm}^2) \times \frac{144,44 \text{ kg/cm}^2}{263.710,162869 \text{ kg/cm}^2} = 534,029 \text{ kg/cm}^2$$

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

Acortamiento elástico en el H°:

$$\Delta f_{s,\text{elástico}} = E_s \times \frac{f_c}{E_c} = n \times f_c$$

$$E_s = \frac{f_c}{E_c}$$

$$\Delta L = \frac{F \times L}{E \times A} = \frac{P \times L}{E \times A}$$

$$\Delta L_2 = \frac{(P/2) \times L}{E \times A}$$

$$f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{adm} = 0,74 \times f_{pu} = 0,74 \times (18.980 \text{ kg/cm}^2) = 14.045,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{uzcálculo} = 26 \text{ m} = L$$

$$E_s = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta L = \frac{\sigma \times L}{E_s} = \frac{f_{adm} \times L}{E_s}$$

$$\Delta L = \frac{(14.045,2 \text{ kg/cm}^2) \times 2.600 \text{ cm}}{(1.950.000 \text{ kg/cm}^2)} = 18,727 \text{ cm (Alargamiento del acero)}$$

$$P_0 = 416.000 \text{ kg} = P$$

$$L_{uzcálculo} = 26 \text{ m} = L$$

$$E_{ci} = 263.710,162869 \text{ kg/cm}^2 = E_c$$

$$A_0 = 8.800 \text{ cm}^2 = A_c$$

$$\Delta L_1 = \frac{P \times L}{E_c \times A_c} = \frac{(416.000 \text{ kg}/2) \times 2.600 \text{ cm}}{(263.710,162869 \text{ kg/cm}^2) \times 8.800 \text{ cm}^2} = 0,233 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = \frac{P \times (L - \Delta L_1)}{E_c \times A_c} = \frac{(416.000 \text{ kg}/2) \times (2.600 \text{ cm} - 0,233 \text{ cm})}{(263.710,162869 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times 8.800 \text{ cm}^2} = 0,233 \text{ cm}$$

Long. que ha perdido el torón 1.

$$L_{f1} = L - \Delta L_2 = 2.600 \text{ cm} - 0,233 \text{ cm} = 2.599,767 \text{ cm}$$

$$L_{f2} = L - 0 = 2.600 \text{ cm} - 0 = 2.600 \text{ cm}$$

La $F_o P_o$ que ha perdido el torón 1: Es lo que se ha acortado el acero.

$$\Delta L = \frac{F \times L}{E_s \times A} = \frac{P \times L}{E_s \times A}$$

$$\frac{\Delta L \times E_s}{L} = \frac{P}{A} = \sigma$$

$$\Delta f_1 = \frac{(0,233 \text{ cm} \times 1) \times (1.950.000 \text{ kg}/\text{cm}^2)}{2.600 \text{ cm}} = 174,75 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\Delta f_1 = \frac{\sigma}{f_{adm}} = \frac{174,75 \text{ kg}/\text{cm}^2}{14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2} = 1,244 \%$$

$$\Delta f_2 = \frac{(0,233 \text{ cm} \times 2) \times (1.950.000 \text{ kg}/\text{cm}^2)}{2.600 \text{ cm}} = 349,5 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\Delta f_2 - \Delta f_1 = 349,5 \text{ kg}/\text{cm}^2 - 174,75 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 174,75 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 0 \%$$
 (No ha perdido nada).

$$\Delta f_1 = f_{adm} - (174,75 \text{ kg}/\text{cm}^2) = 14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2 - 174,75 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 13.870,45 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$N^{\circ}_{\text{torones}}: N^{\circ}_T = 30 \text{ T}$$

$$\text{Área de 1 torón: } A_T = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$P_1 = (13.870,45 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times N^{\circ}_T \times A_T = (13.870,45 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times 15 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 205.352,012 \text{ kg}$$

$$\Delta f_2 = f_{adm} - 0 = (14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2) - 0 = 14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$P_2 = (14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times N^{\circ}_T \times A_T = (14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times 15 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 207.939,186 \text{ kg}$$

$$30 \text{ T } 0,5'' \therefore P_0 = 30 \times 0,987 \text{ cm}^2 \times (14.045,2 \text{ kg}/\text{cm}^2) = 415.878,372 \text{ kg} \cong 416.000 \text{ kg}$$

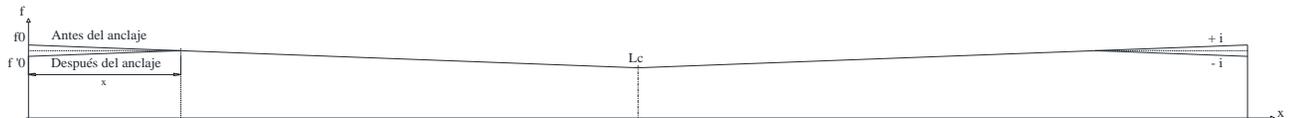
$$\frac{P}{P_0} = \frac{\Sigma(P_1 + P_2)}{P_0} = \frac{205.352,012 \text{ kg} + 207.939,186 \text{ kg}}{416.000 \text{ kg}} = \frac{413.291,198 \text{ kg}}{416.000 \text{ kg}} = 99,349 \%$$

$$\text{Luego de la } F_o P_o \text{ por acortamiento elástico} \rightarrow P = 100 \% - 99,349 \% = 0,651 \%$$

(Referencia: NILSON Arthur H., "Diseño de estructuras de concreto", duodécima edición, editorial McGRAW - HILL INTERAMERICANA S. A., Santafé de Bogotá - Colombia, 1999).

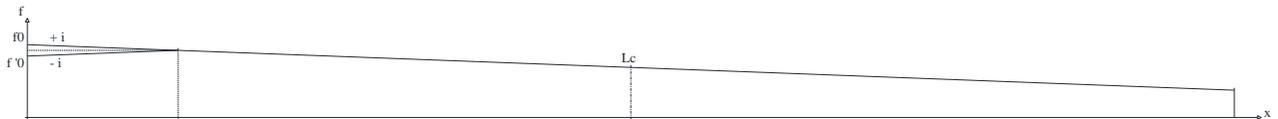
- ✓ **Estimación de la pérdida por deslizamiento de los anclajes, acuñamiento, penetración de las cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes:**

Figura 86: Diagrama de tensión del acero cuando teso de los 2 lados



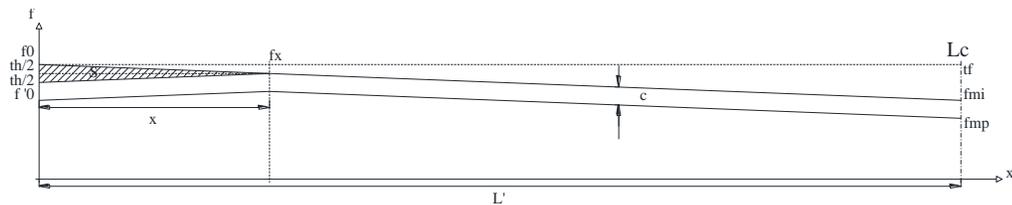
(Fuente: "Hormigón pretensado", Subieta Otálora Alfonso, Ing. civil UMSA, La Paz - Bolivia, mayo de 2000).

Figura 87: Diagrama de tensión del acero si teso por 1 solo lado



(Fuente: "Hormigón pretensado", Subieta Otálora Alfonso, Ing. civil UMSA, La Paz - Bolivia, mayo de 2000).

Figura 88: 1º caso ($x < L'$)



(Fuente: "Hormigón pretensado", Subieta Otálora Alfonso, Ing. civil UMSA, La Paz - Bolivia, mayo de 2000).

Por la Ley de Hooke:

$$\sigma = \varepsilon \times E_s$$

$$\sigma = \frac{\Delta L}{L} \times E_s$$

- **Ecuación 1:**

$$\frac{t_h}{2} = \frac{\Delta L}{x} \times E_s$$

Por geometría (Relación de triángulos):

$$\frac{\Delta f_{pf}}{L} = \frac{t_h/2}{x}$$

- **Zia Paul (ACI 318 - 08):**

$$P_{px} = P_{pj} \times e^{-(K \times L_{px} + \mu_p \times \alpha_{px})}$$

- **AASHTO LRFD:**

$$\Delta f_{pf} = f_{pj} \times [1 - e^{-(K \times x + \mu \times \alpha)}]$$

$$\frac{P_{pj} - P_{px}}{A_p} = \frac{P_{pj}}{A_p} \times [1 - e^{-(K \times x + \mu \times \alpha)}]$$

- **De la ecuación 2:**

Pérdida por fricción: Δf_{pf}

$$\frac{t_h}{2} = \frac{x \times \Delta f_{pf}}{L}$$

Igualando con la ecuación 1:

$$\frac{\Delta L}{x} \times E_s = \frac{x \times \Delta f_{pf}}{L}$$

La profundidad de la influencia de la pérdida por acuñaamiento: x

Long. del cable: L

$$x = \sqrt{\frac{\Delta L \times L \times E_s}{\Delta f_{pf}}}$$

Pérdida por acuñaamiento: Δf_{PA}

$$\Delta f_{PA} = t_h = \frac{2 \times x \times \Delta f_{pf}}{L}$$

Pendientes iguales y opuestos: $\pm i$

Tensión a medio cable en la etapa inicial: f_{mi}

Tensión a medio cable en la etapa final o permanente: f_{mp}

Variables: $t_h \wedge x$

Según la Ley de Hooke:

$$\sigma = \varepsilon \times E_s$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

- **Ecuación 1:**

$$\frac{h}{x} = \frac{t_h/2}{E_a}$$

$$h \times E_a = \frac{t_h \times x}{2} = S$$

Por semejanza de triángulos:

- **Ecuación 2:**

$$\frac{t_h/2}{x} = \frac{t_f}{L'}$$

$$\frac{t_h}{2} = \frac{h \times E_a}{x} = \frac{x \times t_f}{L'}$$

Distancia hasta donde llega el efecto del hundimiento: x

Hundimiento en los anclajes (6 mm a 8 mm para torones): h

$$E_a = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

Distancia de un extremo al eje de simetría de una viga: L'

$$P_{tf} = 196,45 \text{ ton}$$

$$x = \sqrt{\frac{h \times E_a \times L'}{t_f}}$$

Pérdidas por hundimiento en los anclajes: t_h

$$t_h = \frac{2 \times h \times E_a}{x}$$

(Referencia: "Hormigón pretensado", Subieta Otálora Alfonso, Ing. civil UMSA, La Paz - Bolivia, mayo de 2000).

Deslizamiento en los anclajes:

$$f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{adm} = 0,74 \times f_{pu} = 0,74 \times (18.980 \text{ kg/cm}^2) = 14.045,2 \text{ kg/cm}^2 = \sigma$$

$$Luz_{cálculo} = 26 \text{ m} = L$$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $E_s = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta L = \frac{\sigma \times L}{E_s} = \frac{(14.045,2 \text{ kg/cm}^2) \times 2.600 \text{ cm}}{(1.950.000 \text{ kg/cm}^2)} = 18,727 \text{ cm}$$

Se considera 2 anclajes 19 MTC 12,7 $\rightarrow \Delta L = 6 \text{ mm}$ (Manual de PROTENDE)

$$\Delta L_c = - 6 \text{ mm}$$

$$\Delta L_f = \Delta L - \Delta L_c = 18,727 \text{ cm} - 0,6 \text{ cm} = 18,127 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = \frac{E \times \Delta L_f}{L}$$

$$\Delta f_{s,deslizamiento} = \frac{\Delta L_f}{L} \times E_s = \frac{18,127 \text{ cm}}{2.600 \text{ cm}} \times (1.950.000 \text{ kg/cm}^2) \\ = 13.595,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{s,deslizamiento} = \frac{(13.595,25 \text{ kg/cm}^2)}{(14.045,2 \text{ kg/cm}^2)} = 96,796 \%$$

$$\Delta f_{s, deslizamiento} = 100 \% - 96,796 \% = 3,204 \%$$

(Referencia: NILSON Arthur H., "Diseño de estructuras de concreto", duodécima edición, editorial McGRAW - HILL INTERAMERICANA S. A., Santafé de Bogotá - Colombia, 1999).

- ✓ **Estimación de las pérdidas de preesforzado diferidas:**
- ✓ **Estimación de la pérdida por flujo plástico o fluencia lenta en el H°:**

Para elementos postesados:

$$K_{cr} = 1,6$$

$$E_s = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

- **Cemento FANCESA:**

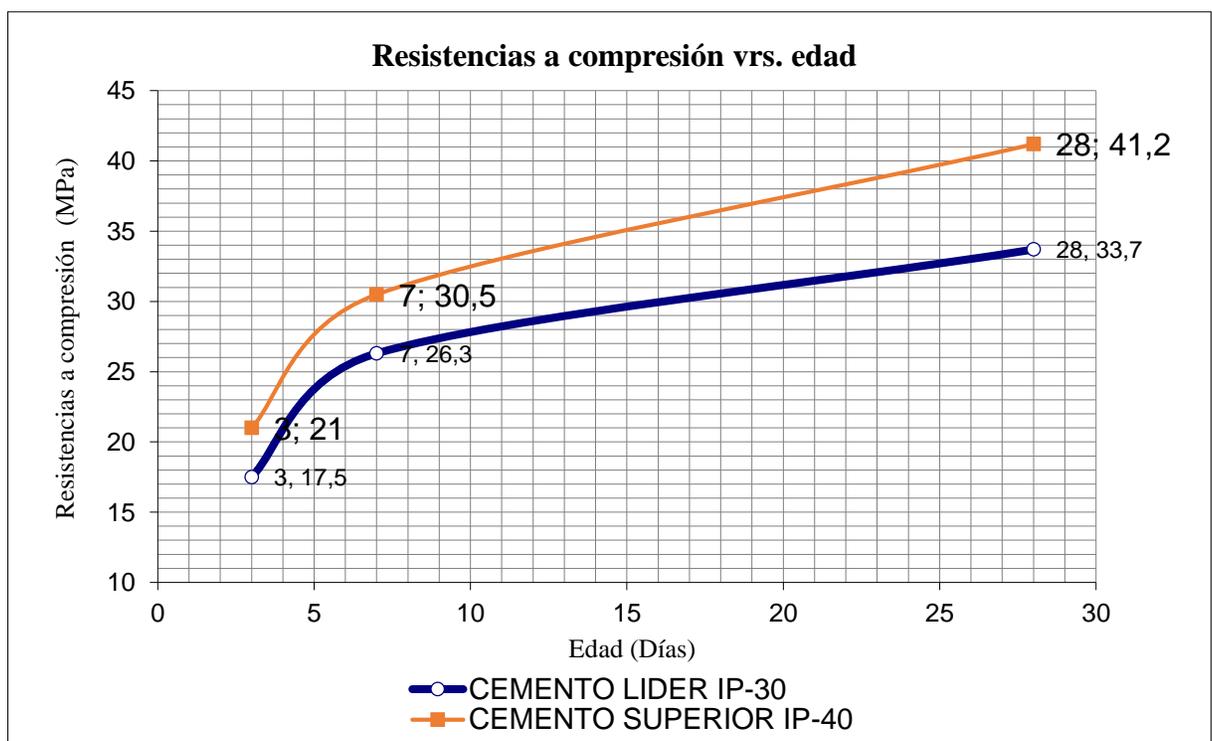
Cuadro 36: Cemento Portland IP - 40 Superior

Cemento Portland con Puzolana tipo IP - 40				
			CEMENTO	REQUISITOS
ENSAYOS FÍSICOS		Unid.	SUPERIOR IP - 40	Según NB 011

Tiempo inicial de fraguado (NB 063)		hrs:min	2:52	mayor a 0:45
Tiempo final de fraguado (NB 063)		hrs:min	4:48	menor a 10:00
ENSAYOS MECÁNICOS		Unid.		
NORMA NB 470 (ASTM C109)				
Resistencia a la compresión en mortero normalizado a:	3 días	MPa	21,0	mayor a 17
	7 días	MPa	30,5	mayor a 25
	28 días	MPa	41,2	mayor a 40

(Fuente: Cemento FANCESA).

Figura 89: Cemento FANCESA (Resistencias a compresión)



(Fuente: Elaboración propia).

Para pérdidas diferidas:

A los 28 días: $f'_{ci} = 41,2 \text{ MPa} = 412 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 15.100 \times \sqrt{f'_c} = 15.100 \times \sqrt{(412 \text{ kg/cm}^2)} = 306.496,525 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de compresión neta en el H° a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del preesforzado: f_{cir}

$$f_{cir} = 144,44 \text{ kg/cm}^2$$

Momento flector debido a todas las cargas permanentes sobrepuestas que se aplican al elemento una vez que ha sido preesforzado: M_{ds}

✓ **Cálculo de la carga permanente accesorios:**

$$\begin{aligned} \text{Carga}_{\text{permanente accesorios}} &= \text{Carga}_{\text{losa}} + \text{Carga}_{\text{capa de rodadura}} + \text{Carga}_{\text{acera}} + \text{Carga}_{\text{bordillo}} \\ &+ \text{Carga}_{\text{barandado}} = 3.153,6 \text{ kg/m} + 1.204,5 \text{ kg/m} + 720 \text{ kg/m} + 432 \text{ kg/m} \\ &+ 251,87 \text{ kg/m} = 5.761,97 \text{ kg/m} = q_D \end{aligned}$$

$$\text{Luz}_{\text{cálculo}} = 26 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{ds} &= \frac{q_D \times (\text{Luz}_{\text{cálculo}})^2}{8} = M_D = \frac{(5.761,97 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} \\ &= 486.886,465 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$e = e_{\infty} = 135,802 \text{ cm}$$

$$I_c = I_{\infty} = 49.643.578,985 \text{ cm}^4$$

Tensión en el H^o a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debida a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado: $f_{c ds}$

$$f_{c ds} = \frac{M_{ds} \times e}{I_c} = \frac{48.688.646,5 \text{ kgcm} \times 135,802 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} = 133,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{cir} - f_{c ds})$$

$$CR = 1,6 \times \frac{1.950.000 \text{ kg/cm}^2}{306.496,525 \text{ kg/cm}^2} \times [(144,44 \text{ kg/cm}^2) - (133,19 \text{ kg/cm}^2)]$$

$$CR = 114,52 \text{ kg/cm}^2$$

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

✓ **Estimación de la pérdida por contracción en el H^o :**

Si tesado a los 7 días: $K_{sh} = 1$

$$E_s = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times \left(1 - 0,06 \times \frac{V}{S}\right) \times (100 - RH)$$

Relacion volumen - superficie generalmente se toma como el área bruta de la sección transversal del elemento de H° dividida por su perímetro: V/S

$$A = A_0 = 8.800 \text{ cm}^2$$

$$P = 12,3007 \text{ m} \times 100 = 1.230,07 \text{ cm}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{A \times L}{P \times L} = \frac{8.800 \text{ cm}^2}{1.230,07 \text{ cm}} = 7,154 \text{ cm}$$

Humedad relativa ambiente media alrededor del elemento de H°: RH = 70 % - 75 % → Promedio (En Tarija).

$$\begin{aligned} SH &= 8,2 \times 10^{-6} \times 1 \times (1.950.000 \text{ kg/cm}^2) \times (1 - 0,06 \times 7,154 \text{ cm}) \\ &\times (100 - 72,5 \%) = 250,977 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

✓ **Estimación de la pérdida por relajación en el acero:**

Para torones de acero de baja relajación (Grado - 270 ksi):

$$K_{re} = 5.000 \text{ psi (lb}_f\text{/plg}^2) \times \left(\frac{0,07031 \text{ kg}_f\text{/cm}^2}{1 \text{ psi}} \right) = 351,55 \text{ kg}_f\text{/cm}^2$$

$$J = 0,04$$

$$SH = 250,977 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR = 114,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 534,029 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = 0,74$$

Torones de baja relajación: C = 0,95

$$RE = [K_{re} - J \times (SH + CR + ES)] \times C$$

$$\begin{aligned} RE &= [(351,55 \text{ kg}_f\text{/cm}^2) - 0,04 \times (250,977 \text{ kg/cm}^2 + 114,52 \text{ kg/cm}^2 \\ &+ 534,029 \text{ kg/cm}^2)] \times 0,95 = 315,569 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

La retracción del H°, la fluencia del H° y la relajación del torón ocurren juntas.

A > tensión ocurre > relajación.

(Referencia: Zia Paul (ACI 318 - 08)).

Cuadro 37: Estimación de las Pérdidas de Preesforzado

Pérdidas		H° preesforzado con armaduras postesas	
Instantáneas	Fricción (Vaina y torones)	5,6 %	9,455 %
	Acortamiento elástico en el H°	0,651 %	
	Acuñamiento, penetración de cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes	3,204 %	
Diferidas	Flujo plástico o fluencia lenta en el H°	6,33 %	17,63 %
	Contracción en el H°	7,2 %	
	Relajación en el acero	4,1 %	
			$\Sigma = 27,085 \% > 25 \%$

(Fuente: Elaboración propia).

✓ **Diseño a cortante:**

Los esfuerzos de tensión diagonal en una viga de H° preesforzado sometida a cargas de servicio, son considerablemente < que en una viga de H° reforzado de las mismas características. Esto se debe esencialmente a 2 factores:

1. La combinación de esfuerzos longitudinales de compresión y de esfuerzos cortantes.
2. Las pendientes de los torones; esta pendiente es tal que produce un cortante V_p por las fuerzas de preesfuerzo, en dirección opuesta a la del cortante generado por la carga: “Contracortante”.

Fuerza de preesforzado efectivo en la sección considerada: P_e

Pendiente del cable en la sección considerada: θ

$$V_p = P_e \times \sin \alpha$$

Con cargas cercanas a la falla, una viga preesforzada se encuentra fisurada y se comporta en forma muy parecida a una viga corriente de H° A°, por lo tanto las metodologías de diseño son similares.

Por otra parte, es necesario observar que si se analizan los esfuerzos de tensión diagonal bajo cargas de servicio no se garantiza un factor adecuado de seguridad contra la falla

pues a una reducción pequeña de los esfuerzos de compresión y un aumento de los cortantes (Que ocurre cuando la viga se sobrecarga) producirá un incremento desproporcionado en la tensión principal resultante. Por estas razones en vigas preesforzadas es necesario basar el diseño en cargas mayoradas en vez de realizarlo con cargas de servicio.

Para cargas mayoradas y resistencia minoradas se garantiza la seguridad si:

El factor de reducción de resistencia para el cortante debe ser: $\phi = 0,75$

Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto antes de la aparición de las fisuras: V_c

Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante: V_s

✓ **Cálculo de la resistencia nominal al cortante: V_n**

Es la resistencia nominal al cortante calculado mediante: V_n

$$V_n = V_c + V_s$$

Es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada: V_u

$$\phi \times V_n \geq V_u \quad \text{o} \quad \phi \times (V_c + V_s) \geq V_u$$

Fuerza cortante que resiste el concreto:

En elementos preesforzados se presentan 2 tipos de agrietamiento inclinado:

1. Agrietamiento de cortante por flexión
2. Agrietamiento por cortante en el alma

El agrietamiento de cortante por flexión se inicia con un agrietamiento por flexión, para un esfuerzo nominal V_{ci} . Cuando se produce el agrietamiento por flexión, se incrementan los esfuerzos cortantes en el concreto arriba de la fisura. La fisura de cortante por flexión se desarrolla cuando el esfuerzo combinado de cortante y tracción excede la resistencia a la tracción del concreto. Inician, casi verticales, en la cara a tensión de la viga y luego se propagan diagonalmente hacia arriba en dirección a la cara comprimida. Son comunes en vigas con fuerzas de preesfuerzo relativamente bajas.

El agrietamiento por cortante en el alma empieza en un punto interior del elemento, para un cortante nominal V_{cw} , cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto, y luego se propagan diagonalmente tanto hacia

arriba como hacia abajo, se presentan a menudo en vigas de almas delgadas sometidas a altas fuerzas de preesfuerzo.

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal; la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto, V_c , se supone igual al menor de los valores: V_{ci} y V_{cw} .

- ✓ **Cálculo de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto antes de la aparición de las fisuras: V_c**
- ✓ **Cálculo del cortante de agrietamiento por cortante y flexión: V_{ci}**

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Ancho_{alma}: $b_w = 40 \text{ cm}$

Altura_{viga}: $h = 1,9 \text{ m}$

Canto útil (Según la norma AASHTO): $d_p = 0,8 \times h = 0,8 \times 1,9 \text{ m} = 1,52 \text{ m}$

Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada (Cortante_t producido por el PP_{viga}, sin coeficiente de carga): V_d

$$\gamma_{H^\circ} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{viga} = 0,88 \text{ m}^2$$

$$PP_{viga} = \gamma_{H^\circ} \times A_{viga} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,88 \text{ m}^2 = 2.112 \text{ kg/m} = q_0$$

$$V_d = \frac{q_0 \times L}{2} = \frac{(2.112 \text{ kg/m}) \times 26 \text{ m}}{2} = 27.456 \text{ kg}$$

Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente (Fuerza cortante mayorada debida a las cargas muertas y vivas superpuestas) que se presentan simultáneamente con $M_{m\acute{a}x}$: V_i

$$V_u = 106.649,515 \text{ kg}$$

$$V_d = 27.456 \text{ kg}$$

$$V_i = V_u - V_d = 106.649,515 \text{ kg} - 27.456 \text{ kg} = 79.193,515 \text{ kg}$$

Momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente: M_{cre}

Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide: $I_0 = 31.643.304,924 \text{ cm}^4 = I$

Distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo (En nuestro caso c_2): $y_t = c_{20} = 120,057 \text{ cm} = c_2$

Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a la fuerza efectiva del preesforzado (Después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por las cargas aplicadas externamente, (En vigas simplemente apoyadas la fibra extrema es la interior): f_{pe}

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$\eta = 0,75$$

$$e_\infty = 135,802 \text{ cm} = e$$

$$c_{2\infty} = 145,802 \text{ cm} = c_2$$

$$I_\infty = 49.643.578,985 \text{ cm}^4 = I$$

$$A_\infty = 13.058,8 \text{ cm}^2 = A$$

$$f_{pe} = \left| -\frac{P_e \times e \times c_2}{I} - \frac{P_e}{A} \right|$$

$$f_{pe} = \left| -\frac{(416.000 \text{ kg} \times 0,75) \times 135,802 \text{ cm} \times 145,802 \text{ cm}}{49.643.578,985 \text{ cm}^4} - \frac{(416.000 \text{ kg} \times 0,75)}{13.058,8 \text{ cm}^2} \right|$$

$$f_{pe} = |- 148,332 \text{ kg/cm}^2| = 148,332 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo debido a la carga muerta (PP) no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas (En vigas simplemente apoyadas, la fibra extrema es la inferior): f_d

$$\text{Momento el por PP: } M_0 = 34.716.825 \text{ kgcm}$$

$$f_d = \left| +\frac{M_0 \times c_2}{I} \right|$$

$$f_d = \left| +\frac{34.716.825 \text{ kgcm} \times 120,057 \text{ cm}}{31.643.304,924 \text{ cm}^4} \right| = |131,718 \text{ kg/cm}^2|$$

$$= 131,718 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) \times \left[1,6 \times \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d \right]$$

$$M_{cre} = \left(\frac{31.643.304,924 \text{ cm}^4}{120,057 \text{ cm}} \right) \times \left[1,6 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} + (148,332 \text{ kg/cm}^2) - (131,718 \text{ kg/cm}^2) \right]$$

$$M_{cre} = 12.268.415,11 \text{ kgcm}$$

Máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente

(Máximo momento mayorado debido a las cargas muertas y vivas superpuestas): $M_{m\acute{a}x}$

$$M_u = 1.268.680,976 \text{ kgm}$$

$$\gamma_{H^o} = 2.400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{viga} = 0,88 \text{ m}^2$$

$$PP_{viga} = \gamma_{H^o} \times A_{viga} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,88 \text{ m}^2 = 2.112 \text{ kg/m} = q_0$$

$$M_d = \frac{q_0 \times (L)^2}{8} = \frac{(2.112 \text{ kg/m}) \times (26 \text{ m})^2}{8} = 178.464 \text{ kgm}$$

$$M_{m\acute{a}x} = M_u - M_d = 1.268.680,976 \text{ kgm} - 178.464 \text{ kgm} = 1.268.502,512 \text{ kgm}$$

$$V_{ci} = 0,16 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_p + V_d + \left(\frac{V_i \times M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}} \right) \geq 0,45 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_{ci} = 0,16 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} \times 40 \text{ cm} \times 152 \text{ cm} + 27.456 \text{ kg} + \left(\frac{79.193,515 \text{ kg} \times 12.268.415,11 \text{ kgcm}}{126.850.251,2 \text{ kgcm}} \right) \geq 0,45 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} \times 40 \text{ cm} \times 152 \text{ cm}$$

$$V_{ci} = 53.314,68 \text{ kg} > 51.185,873 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del cortante de agrietamiento por cortante en el alma: V_{cw}**

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de compresión en el concreto (Después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide esta localizado dentro del ala: f_{pc}

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$\eta = 0,75$$

$$A_{\infty} = 13.058,8 \text{ cm}^2 = A_c$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_c} = \frac{416.000 \text{ kg} \times 0,75}{13.058,8 \text{ cm}^2} = 23,892 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ancho}_{\text{alma}}: b_w = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Altura}_{\text{viga}}: h = 1,9 \text{ m}$$

$$\text{Canto útil (Según la norma AASHTO): } d_p = 0,8 \times h = 0,8 \times 1,9 \text{ m} = 1,52 \text{ m}$$

Componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado (Contracortante): V_p

$$P_0 = 416.000 \text{ kg}$$

$$\eta = 0,75$$

$$\text{Altura}_{\text{viga}}: h = 1,9 \text{ m}$$

✓ **Cálculo de la ecuación de la trayectoria del cable:**

$$f_{(x)} = y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$A = (0 ; 0,1224)$$

$$B = (13 ; - 1,10057)$$

$$C = (26 ; 0,1224)$$

- **A:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$0,1224 = A \times (0)^2 + B \times (0) + C \therefore C = 0,1224$$

- **B:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$- 1,10057 = A \times (13)^2 + B \times (13) + 0,1224 \Rightarrow - 1,10057 = A \times (169) + B \times (13)$$

$$+ 0,1224 \Rightarrow 169 \times A + 13 \times B + 1,22297 = 0$$

- **C:**

$$y = A \times x^2 + B \times x + C$$

$$0,1224 = A \times (26)^2 + B \times (26) + 0,1224 \Rightarrow 0,1224 = A \times (676) + B \times (26) + 0,1224$$

$$\Rightarrow 676 \times A + 26 \times B = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 169 \times A + 13 \times B + 1,22297 = 0 \quad [\times (-2)] \\ 676 \times A + 26 \times B = 0 \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -338 \times A - 26 \times B - 2,44594 = 0 \\ 676 \times A + 26 \times B = 0 \end{array} \right\}$$

$$\frac{\quad}{338 \times A - 2,44594 = 0}$$

$$A = \frac{2,44594}{338} = 0,007237$$

$$676 \times A + 26 \times B = 0 \Rightarrow 676 \times 0,007237 + 26 \times B = 0 \Rightarrow 4,892212 + 26 \times B = 0$$

$$B = -\frac{4,892212}{26} = -0,188162$$

Parábola A B C: $y = 0,007237 \times x^2 - 0,188162 \times x + 0,1224$

La pendiente en algún punto x:

$$\operatorname{tg} \alpha = y' = 0,007237 \times 2 \times x - 0,188162 = 0,014474 \times x - 0,188162$$

Para \angle pequeños: $\operatorname{tg} \alpha \cong \alpha$

$$x = h/2 = 1,9/2 = 0,95 \text{ m} \therefore \operatorname{tg} \alpha = 0,014474 \times x - 0,188162 = 0,014474 \times (0,95 \text{ m})$$

$$- 0,188162 = - 0,1744117 \text{ rad} \Rightarrow \alpha_1 = |0,1744117| \text{ rad}$$

Por lo tanto el \angle entre A \wedge h/2: $\alpha = 0,1744117 \text{ rad}$

$$V_p = P_e \times \operatorname{sen} \alpha = (416.000 \text{ kg} \times 0,75) \times \operatorname{sen} (0,1744117 \text{ rad}) = 949,745 \text{ kg}$$

$$V_{cw} = (0,93 \times \sqrt{f'_c} + 0,3 \times f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \times 1,1 \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_{cw} = [0,93 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} + 0,3 \times (23,892 \text{ kg/cm}^2)] \times 40 \text{ cm} \times 152 \text{ cm}$$

$$+ 949,745 \text{ kg} \times 1,1 \times \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} = 168.908,058 \text{ kg}$$

$$V_{ci} = 53.314,68 \text{ kg}$$

$$V_{cw} = 168.908,058 \text{ kg}$$

$$V_{ci} < V_{cw} \therefore 53.314,68 \text{ kg} < 168.908,058 \text{ kg}$$

$$V_c = 53.314,68 \text{ kg}$$

- Diseño del refuerzo a cortante:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo a las sgtes. prescripciones:

1. Si: $V_u < 0,5 \times (\phi \times V_c)$ No es necesario colocar refuerzo para cortante, A_v ,

mín.

2. Si: $0,5 \times (\phi \times V_c) \leq V_u \leq (\phi \times V_c)$ Teóricamente no se necesita refuerzo por cortante, a pesar de ello se debe colocar un área mínima, $A_{v, \text{mín}}$ de acuerdo a las prescripciones del código.
3. Si: $V_u > (\phi \times V_c)$ Debe calcularse el área necesario de refuerzo y no deberá ser $<$ que el $A_{v, \text{mín}}$.

Cuando se hace necesario el cálculo de armadura transversal para resistir la fuerza cortante de diseño en una sección específica su contribución a la resistencia deberá ser igual a:

Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante: V_s

Área de refuerzo de cortante: A_v

Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal: f_{yt}

Canto útil de la sección: $d \geq 0,8 \times h$

Espaciamiento entre estribos: s

Ancho_{alma}: b_w

Resistencia característica del concreto: f'_c

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \leq \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_u = 106.649,515 \text{ kg}$$

$$V_c = 53.314,68 \text{ kg}$$

$$V_u > V_c \therefore 106.649,515 \text{ kg} > 53.314,68 \text{ kg}$$

3. Si: $V_u > (\phi \times V_c)$ Debe calcularse el área necesario de refuerzo y no deberá ser $<$ que el $A_{v, \text{mín}}$.

✓ **Cálculo de la armadura_{mín}:**

$$\phi \times (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$\phi \times (V_c + V_s) = V_u$$

$$(V_c + V_s) = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_u = 106.649,515 \text{ kg}$$

Factor de minoración de resistencia: $\phi = 0,75$

$$V_c = 53.314,68 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{106.649,515 \text{ kg}}{0,75} - 53.314,68 \text{ kg} = 88.884,673 \text{ kg}$$

✓ **Cálculo del espaciamiento entre estribos:**

Diámetro: $\phi = 12 \text{ mm}$

$N^{\circ}_{\text{piernas}} = 2$

$A_v = 2,26 \text{ cm}^2$

Altura viga: $h = 1,9 \text{ m}$

Canto útil (Según la norma AASHTO): $d_p = 0,8 \times h = 0,8 \times 1,9 \text{ m} = 1,52 \text{ m}$

$V_s = 88.884,673 \text{ kg}$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2,26 \text{ cm}^2 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times 152 \text{ cm}}{88.884,673 \text{ kg}} = 16,232 \text{ cm}$$

Considero la armadura: $\phi 12 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$.

✓ **Cálculo de la armadura pasiva:**

✓ **Cálculo del preesfuerzo efectivo:**

$P_0 = 416.000 \text{ kg}$

$\eta = 0,75$

Fuerza de preesfuerzo efectivo (Después de las pérdidas): $P_e = P_0 \times \eta = 416.000 \text{ kg} \times 0,75$

$N^{\circ}_T \text{ considerado} = 30 \text{ T}$

Área de 1 Torón: $A_T = 0,987 \text{ cm}^2$

Área de preesfuerzo: $A_p = N^{\circ}_T \text{ considerado} \times A_T = 30 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 29,61 \text{ cm}^2 = A_{ps}$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_{ps}} = \frac{416.000 \text{ kg} \times 0,75}{29,61 \text{ cm}^2} = 10.536,981 \text{ kg/cm}^2$$

Si: $f_{pe} < 0,5 \times f_{pu}$ No se garantiza la ruptura por alargamiento.

Si: $f_{pe} > 0,5 \times f_{pu}$ Se inicia el proceso de cálculo.

$f_{pe} = 10.536,981 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$$

$$10.536,981 \text{ kg/cm}^2 > 0,5 \times (18.980 \text{ kg/cm}^2) \therefore 10.536,981 \text{ kg/cm}^2 > 9.490 \text{ kg/cm}^2$$

Se inicia el proceso de cálculo.

✓ **Cálculo de la cuantía del acero:**

$$N^{\circ}T_{\text{considerado}} = 30 \text{ T}$$

$$\text{Área de 1 Torón: } A_T = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de preesforzado: } A_p = N^{\circ}T_{\text{considerado}} \times A_T = 30 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 29,61 \text{ cm}^2 = A_{ps}$$

Ancho de la sección en la cara de compresión (Fibra superior): $b_w = 40 \text{ cm}$

Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura de preesforzado: d_p

$$\text{Altura viga: } h = 1,9 \text{ m}$$

$$\text{Canto útil (Según la norma AASHTO): } d_p = 0,8 \times h = 0,8 \times 1,9 \text{ m} = 1,52 \text{ m}$$

$$\rho_e = \frac{A_{ps}}{b_w \times d_p} = \frac{29,61 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} \times 152 \text{ cm}} = 0,00487$$

✓ **Cálculo del esfuerzo en el acero cuando la viga falla:**

$$f_{pu} = 18.980 \text{ kg/cm}^2$$

Define la capacidad de fluencia del acero de preesforzado: $\gamma_p = 0,4$ (Torones de preesforzado).

Coefficiente de minoración: $\beta_1 = 0,8$ ($f'_c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$ en H° P°) (Bajan 0,05 $c/70 \text{ kg/cm}^2$ que aumenta hasta un mínimo de 0,65).

$$\rho_e = 0,00487 = \rho_p$$

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{ps} = f_{pu} \times \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \rho_p \times \frac{f_{pu}}{f'_c} \right]$$

$$f_{ps} = 18.980 \text{ kg/cm}^2 \times \left[1 - \frac{0,4}{0,8} \times 0,00487 \times \frac{(18.980 \text{ kg/cm}^2)}{(350 \text{ kg/cm}^2)} \right]$$

$$f_{ps} = 16.473,756 \text{ kg/cm}^2$$

✓ **Cálculo de a:**

N°_T considerado = 30 T

Área de 1 Torón: $A_T = 0,987 \text{ cm}^2$

Área de preesforzado: $A_p = N^{\circ}_T \text{ considerado} \times A_T = 30 \text{ T} \times 0,987 \text{ cm}^2 = 29,61 \text{ cm}^2 = A_{ps}$

$f_{ps} = 16.473,756 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Ancho de la sección en la cara de compresión (Fibra superior): $b_w = 40 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{29,61 \text{ cm}^2 \times (16.473,756 \text{ kg/cm}^2)}{0,85 \times (350 \text{ kg/cm}^2) \times 40 \text{ cm}} = 40,991 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo del momento que resiste la armadura activa:**

Resistencia característica del H° a los 28 días: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$a = 40,991 \text{ cm}$

Ancho de la sección en la cara de compresión (Fibra superior): $b_w = 40 \text{ cm}$

Altura viga: $h = 1,9 \text{ m}$

Canto útil (Según la norma AASHTO): $d_p = 0,8 \times h = 0,8 \times 1,9 \text{ m} = 1,52 \text{ m}$

$$M_{u1} = \left[0,85 \times f'_c \times a \times b_w \times \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right] \times \emptyset$$

$$M_{u1} = \left[0,85 \times (350 \text{ kg/cm}^2) \times 40,991 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times \left(152 \text{ cm} - \frac{40,991 \text{ cm}}{2} \right) \right]$$

$M_{u1} = 64.146.961,418 \text{ kgcm}/100 = 641.469,61418 \text{ kgm}$

✓ **Cálculo del $M_{m\acute{a}x}$ interior total mayorado de la carga más desfavorable:**

$M_u = 1.268.680,976 \text{ kgm}$

- **Verificación de la necesidad de la armadura pasiva:**

Si: $\phi \times M_n > M_u$ Armadura_{mín}:

$\phi \times M_{u1} < M_u$

$641.469,61418 \text{ kgm} < 1.268.680,976 \text{ kgm}$

Necesita armadura pasiva.

$M_{\acute{u}ltimo}$ mayorado: $M_u = 1.268.680,976 \text{ kgm}$

Momento que resiste A_{ps} : $M_{u1} = 641.469,61418 \text{ kgm}$

Momento que resiste la armadura pasiva: M_{u2}

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 1.268.680,976 \text{ kgm} - 641.469,61418 \text{ kgm} = 627.211,362 \text{ kgm}$$

Hay necesidad de armadura pasiva.

✓ **Cálculo de la profundidad del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular: a**

$$\text{Altura}_{\text{viga}}: h = 1,9 \text{ m}$$

$$\text{Altura}_{\text{efectiva}}: d = 1,52 \text{ m}$$

$$\text{Resistencia característica del H}^\circ: f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ancho de la sección de H}^\circ: b_w = 40 \text{ cm}$$

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_{u2}}{f'_c \times b_w \times (d)^2}} \right]$$

$$a = 152 \text{ cm} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{627.211,362 \text{ kgcm}}{(350 \text{ kg/cm}^2) \times 40 \text{ cm} \times (152 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$a = 0,386 \text{ cm}$$

✓ **Cálculo de la sección de la armadura necesaria:**

$$\text{Factor de minoración de resistencia: } \phi = 0,9$$

$$\text{Altura}_{\text{viga}}: h = 1,9 \text{ m}$$

$$\text{Altura}_{\text{efectiva}}: d = 1,52 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento: } r = 2,5 \text{ cm}$$

$$\phi \times M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \therefore A_s = \frac{M_{u2}}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{627.211,362 \text{ kgcm}}{0,9 \times (4.200 \text{ kg/cm}^2) \times \left(152 \text{ cm} - \frac{0,386 \text{ cm}}{2} \right)} = 1,093 \text{ cm}^2$$

✓ **Cálculo de la armadura_{mín}:**

$$A = 3.500 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mín}} = 0,004 \times A = 0,004 \times 3.500 \text{ cm}^2 = 14 \text{ cm}^2 = A_s$$

✓ **Cálculo del diámetro:**

Base = 30 cm

Recubrimiento = 3 cm

Ancho_{libre} = Base - (2 × Recubrimiento) = 30 cm - (2 × 3 cm) = 24 cm

ϕ_{acero} (mm)	A_{ϕ}		Barras _{acero}		Espacio (cm)
	(mm ²)	(cm ²)	Calculado	Interpretado	
6	28,274	0,28274	49,515	47	0,78
8	50,265	0,50265	27,852	25	1,83
10	78,54	0,7854	17,825	15	3,5
12	113,097	1,13097	12,379	8	7,77
16	201,062	2,01062	6,963	4	19,2
20	314,159	3,14159	4,456	2	60
25	490,874	4,90874	2,852	2	59

(Fuente: Elaboración propia).

Se considera la armadura: 4 barras de ϕ 16 mm.

4.3. Comparación Técnica - Económica: Viga sección transversal I (Tipo V) vs. viga sección transversal doble T

✓ **Comparación Técnica - Económica:**

- **Viga sección transversal I (Tipo V):**

Fuerza de peesforzado inicial: $P_0 = 527.000$ kg

Fuerza de peesforzado efectiva: $P_f = 395.250$ kg

Se considera: 38 T 0,5'' $\therefore N^{\circ}_{\text{vainas}} = 2$ de 19 Torones c/u

Se considera: 2 anclajes 19 MTC 12,7 (Ver Anexo XIV: Sistemas de Preesforzado).

Cuadro 38: Estimación de las Pérdidas de Preesforzado

Pérdidas		H° preesforzado con armaduras postesas	
Instantáneas	Fricción (Vaina y torones)	4,4 %	8,62 %

	Acortamiento elástico en el H°	1,016 %	
	Acuñaamiento, penetración de cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes	3,204 %	
Diferidas	Flujo plástico o fluencia lenta en el H°	5,67 %	15,97 %
	Contracción en el H°	6,5 %	
	Relajación en el acero	3,8 %	
			$\Sigma = 24,59 \% \cong 25 \%$

(Fuente: Elaboración propia).

Presupuesto de la Construcción:

El monto requerido para la construcción del puente vehicular es: Cuatro millones trecientos noventa y uno mil setecientos veintidos 76/100 Bolivianos (4.391.722,76 Bs.).

(Ver Anexo VII: Presupuesto General).

Indicador:

Inversión Promedio por Metro:

Ochenta y cuatro mil cuatrocientos cincuenta y seis 21/100 Bolivianos por metro (84.456,21 Bs./m.).

(Ver Anexo VII: Presupuesto General).

Tiempo de Ejecución:

El plazo estimado es: 135 días calendario.

(Ver Anexo VIII: Cronograma de Ejecución).

- Viga sección transversal doble T:

Fuerza de peesforzado inicial: $P_0 = 416.000 \text{ kg}$

Fuerza de peesforzado efectiva: $P_f = 312.000 \text{ kg}$

Se considera: 30 T 0,5'' $\therefore N^{\circ}_{vainas} = 2$ de 15 Torones c/u

Se considera: 2 anclajes 15 MTC 12,7 (Ver Anexo XIV: Sistemas de Preesforzado).

Cuadro 39: Estimación de las Pérdidas de Preesforzado

Pérdidas		H° preesforzado con armaduras postesas	
Instantáneas	Fricción (Vaina y torones)	5,6 %	9,455 %
	Acortamiento elástico en el H°	0,651 %	
	Acuñamiento, penetración de cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes	3,204 %	
Diferidas	Flujo plástico o fluencia lenta en el H°	6,33 %	17,63 %
	Contracción en el H°	7,2 %	
	Relajación en el acero	4,1 %	
			$\Sigma = 27,085 \% > 25 \%$

(Fuente: Elaboración propia).

Presupuesto de la Construcción:

El monto requerido para la construcción del puente vehicular es: Cuatro millones cuatrocientos veintiuno mil cuatrocientos setenta y cuatro 76/100 Bolivianos (4.421.474,76 Bs.).

Indicador:

Inversión Promedio por Metro: Ochenta y cinco mil veintiocho 36/100 Bolivianos por metro (85.028,36 Bs./m.).

Tiempo de Ejecución:

El plazo estimado es: 165 días calendario.

- ✓ El H° preesforzado con armaduras postesas consiste en introducir un estado de tensión previo a la carga de la estructura de manera tal que anule o disminuya las tensiones de tracción en el H°.
- ✓ Cuando se introducen factores de seguridad mayorando cargas y minorando resistencias método de diseño por resistencia o diseño por resistencia ultima contempla a la seguridad estructural con un enfoque más realista al método de diseño por tensiones de trabajo ya que se consideran hipótesis de cargas para las cuales las respuestas de diseño deben cumplir más eficientemente.

Al minorar resistencias se está evitando lo sgte.:

- Rotura del acero inmediatamente después del agrietamiento (Colapso inmediato).
 - Falla del H° en la zona de compresión precedida por la fluencia y el alargamiento plástico del acero.
 - Falla del H° en la zona de compresión antes de la fluencia del acero.
- ✓ Cuando se verifica el comportamiento de la viga ante esfuerzos de corte y flexión resulta prescindible la armadura transversal para corte y la armadura longitudinal para resistir la flexión.

Esto se debe a que con el preesfuerzo se está logrando un equilibrio satisfactorio de esfuerzos.

Pero la norma constructiva induce a colocar una armadura mínima (Suplementaria o pasiva) para que cuando se rebasen los esfuerzos admisibles en la estructura.

Así esta armadura mínima adoptada según requerimientos de diseño coadyuva a resistir al H° redistribuyendo las fisuras para evitar el colapso con previsible advertencia.

- ✓ La conveniente combinación del H° con el acero de altas resistencias produce en un elemento estructural esfuerzos y deformaciones que se contrarrestan parcial o totalmente con los efectos producidos por las cargas lográndose así diseños eficientes.

Satisfaciendo requisitos tales como las limitaciones de los esfuerzos elásticos en los estados de transferencia ($t = 0$) y servicio ($t = \infty$), el control de grietas y deflexiones, la resistencia a la ruptura dentro de un margen de seguridad y economía.

- ✓ Al realizar la determinación de las pérdidas de la fuerza de preesforzado estas varían y se condicionan de acuerdo al procedimiento de tesado, a las propiedades de los materiales, a la magnitud de la fuerza de preesforzado inicial y efectiva.

Y mediante procesos iterativos se establecen los menores efectos de las mismas.

Se prevee entre un 20 y 35 % como valores razonables resultantes de la sumatoria de las pérdidas.

- ✓ Es menester realizar la determinación de las pérdidas de la fuerza de preesforzado ya que permiten estimar futuros cambios en las propiedades dependientes del tiempo, de los materiales bajo cargas de servicio.

Particularmente las variaciones de las flechas.

Algunas de estas acciones se aminoran o anulan en su mayoría.

- ✓ Aunque se evidencia en el presente diseño la esbeltez lograda para la sección doble T se verificó que cumpliera con los requisitos de la obra requerida y no se rebasarán los valores y límites permisibles establecidos por el método de diseño por resistencia o diseño por resistencia última de manera que no se presente el colapso repentino.
- ✓ Según la bibliografía consultada y mediante análisis realizados este tipo de sección transversal no es la más idónea para el propósito propuesto el diseño de un puente vehicular (Viga preesforzada con sección transversal doble T) para salvar vías vehiculares de gran tráfico.

5. CONCLUSIONES

- ✓ La Socavación General por Contracción estimada de la Quebrada Rujero - Sector Santa Rosa es la sgte.:

Cuadro 1

Método de Laursen	Método de Lischtvan - Levediev	Método de Straub
$D_s = 0,12 \text{ m}$	$D_s \text{ contracción} = 0,42 \text{ m}$ (Porque considera un FS = 20 %)	$D_s = 0,12 \text{ m}$

(Fuente: Elaboración propia).

$$D_s \text{ contracción} = 0,504 \text{ m}$$

(Ver Anexo II: Estudio Hidrológico e Hidráulico).

- ✓ La Socavación Local estimada en los Estribo es la sgte.:

Cuadro 2

Método	D_s (m)	Observación
Artamonov	1,2	
Froehlich	3,372	No se considera
Laursen	1,263	
Liu, Chang y Skinner	1,189	
Melville	2	Se considera el máx.

(Fuente: Elaboración propia).

$$D_s \text{ estribos} = 1,413 \text{ m}$$

(Ver Anexo II: Estudio Hidrológico e Hidráulico).

- ✓ La Socavación Local estimada en la Pila es la sgte.:

Cuadro 3

Método	D_s (m)	Observación
Arunachalam (1.965 - 1.967)	1,779	

Método	D_s (m)	Observación
Breusers, Nicollet y Shen (1.977)	2	
Carsten (1.966)	2,849	Valor máx. (Porque no considera ningún factor de corrección)
Froehlich (1.991)	1,634	
Larras (1.963)	1,1655	
Laursen y Toch (1.953 - 1.956)	1,2	
Adaptación de Neill (1.964)	1,584	
Masa - Sánchez (1.968)	0,3	Valor mín. (Porque este método considera para su cálculo curvas que fueron creadas a partir de materiales con ϕ de 0,17 mm - 0,56 mm)
Melville y Sutherland (1.988)	1,9608	
Universidad Estatal de Colorado (CSU)	1,433	

(Fuente: Elaboración propia).

$$D_{s \text{ pila}} = 1,595 \text{ m}$$

(Ver Anexo II: Estudio Hidrológico e Hidráulico).

- ✓ La profundidad de la Socavación Total estimada en la Pila es:

$$D_{\text{total pila}} = 2,099 \text{ m}$$

(Ver Anexo II: Estudio Hidrológico e Hidráulico).

- ✓ La profundidad de la Socavación Total estimada en los Estribos es:

$$D_{\text{total estribos}} = 1,917 \text{ m}$$

(Ver Anexo II: Estudio Hidrológico e Hidráulico).

- ✓ Del estudio hidrológico e hidráulico se tiene lo sgte.:

En la zona del puente vehicular para un periodo de retorno de 100 años se tiene:

- La profundidad de socavación estimada de 1,82 m.
- El tirante máximo estimado de 1,2 m (Pero previendo el arrastre de material de la Quebrada Rujero se dejará un margen de seguridad o Revancha de 2 m con respecto del lecho del río y a la cota de referencia o nivel cero 1.703 msnm).
- La velocidad máxima estimada de 2,62 m/s.

En la zona del puente vehicular para un periodo de retorno de 500 años se tiene:

- La profundidad de socavación estimada de 1,94 m.
- El tirante máximo estimado de 1,35 m.
- La velocidad máxima estimada de 2,76 m/s.

El nivel de las fundaciones en los estribos y la pila será por debajo de la profundidad de socavación general y localizada estimada (En los estribos y la pila).

(Ver Anexo II: Estudio Hidrológico e Hidráulico).

- ✓ Del estudio de suelos (Ensayos de SPT) se tiene una resistencia admisible natural del suelo de 2,30 kg/cm² a una profundidad de 2,80 m (Pozo 1) en la zona de los estribos y 1,40 kg/cm² a una profundidad de 1,60 m (Pozo 2) en la zona de la pila.

(Ver Anexo III: Estudio de Suelos).

- ✓ Se considera losas de aproximación apoyadas en los extremos de los estribos para minimizar los efectos de asentamientos en los terraplenes de acceso al puente vehicular.
- ✓ En el diseño estructural de la subestructura del puente vehicular se considera estribos tipo ménsula y pila tipo pórtico de H° A°.
- ✓ La comparación técnica - económica del aporte académico del estudiante es la sgte.:

- **Viga de sección transversal I (Tipo V):**

Fuerza de peesforzado inicial: $P_0 = 527.000 \text{ kg}$

Fuerza de peesforzado efectiva: $P_f = 395.250 \text{ kg}$

Se considera: 38 T 0,5'' $\therefore N^{\circ}_{\text{vainas}} = 2$ de 19 Torones c/u.

Se considera: 2 anclajes 19 MTC 12,7 (*Ver Anexo XIV: Sistemas de Preesforzado*).

Cuadro 4: Estimación de las Pérdidas de Preesforzado

Pérdidas		H° preesforzado con armaduras postesas	
Instantáneas	Fricción (Vaina y torones)	4,4 %	8,62 %
	Acortamiento elástico en el H°	1,016 %	
	Acuñamiento, penetración de cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes	3,204 %	
Diferidas	Flujo plástico o fluencia lenta en el H°	5,67 %	15,97 %
	Contracción en el H°	6,5 %	
	Relajación en el acero	3,8 %	
		$\Sigma = 24,59 \% \cong 25 \%$	

(Fuente: *Elaboración propia*).

Presupuesto de la Construcción:

El monto requerido para la construcción del puente vehicular es: Cuatro millones trecientos noventa y uno mil setecientos veintidos 76/100 Bolivianos (4.391.722,76 Bs.).

(*Ver Anexo VII: Presupuesto General*).

Indicador:

Inversión Promedio por Metro:

Ochenta y cuatro mil cuatrocientos cincuenta y seis 21/100 Bolivianos por metro (84.456,21 Bs./m.).

(*Ver Anexo VII: Presupuesto General*).

Tiempo de Ejecución:

El plazo estimado es: 135 días calendario.

(*Ver Anexo VIII: Cronograma de Ejecución*).

- Viga de sección transversal doble T:

Fuerza de peesforzado inicial: $P_0 = 416.000 \text{ kg}$

Fuerza de peesforzado efectiva: $P_f = 312.000 \text{ kg}$

Se considera: 30 T 0,5'' $\therefore N^{\circ}_{\text{vainas}} = 2$ de 15 Torones c/u.

Se considera: 2 anclajes 15 MTC 12,7 (*Ver Anexo XIV: Sistemas de Preesforzado*).

Cuadro 5: Estimación de las Pérdidas de Preesforzado

Pérdidas		H° preesforzado con armaduras postesas	
Instantáneas	Fricción (Vaina y torones)	5,6 %	9,455 %
	Acortamiento elástico en el H°	0,651 %	
	Acuñamiento, penetración de cuñas, deslizamiento o hundimiento en los anclajes	3,204 %	
Diferidas	Flujo plástico o fluencia lenta en el H°	6,33 %	17,63 %
	Contracción en el H°	7,2 %	
	Relajación en el acero	4,1 %	
		$\Sigma = 27,085 \% > 25 \%$	

(Fuente: Elaboración propia).

Presupuesto de la Construcción:

El monto requerido para la construcción del puente vehicular es: Cuatro millones cuatrocientos veintiuno mil cuatrocientos setenta y cuatro 76/100 Bolivianos (4.421.474,76 Bs.).

Indicador:

Inversión Promedio por Metro: Ochenta y cinco mil veintiocho 36/100 Bolivianos por metro (85.028,36 Bs./m.).

Tiempo de Ejecución:

El plazo estimado es: 165 días calendario.

- ✓ Del punto 17 de la Ficha de Impacto Ambiental y de la Matriz de Identificación de Impactos Ambientales se tiene que el proyecto presenta la categoría 3.

(Ver Anexo IX: Ficha de Impacto Ambiental).

- ✓ Se concluye que el diseño del puente vehicular tipo viga con sección transversal I (Tipo V) presenta mayor eficiencia estructural y menor presupuesto de la construcción, respecto al diseño del mismo puente vehicular con sección transversal doble T.

- **RECOMENDACIONES**

- ✓ Se recomienda seleccionar muestras representativas del material del lecho del río que se utilizaran para la estimación de la socavación y también definir si el río es de agua clara o de lecho móvil.

(Ver Anexo XI. Diagrama de Socavación en Puentes Causa - Efecto).

- ✓ Se recomienda que el nivel del puente vehicular sea igual a la sumatoria de:

- La altura del tirante máximo estimado para un periodo de retorno de diseño de 100 años.
- La altura de la revancha adoptada.
- La altura de la socavación que se presente en la zona.
- Una profundidad de seguridad por debajo del nivel de la socavación.

- ✓ Se recomienda realizar el estudio de suelos (Ensayos de SPT) a una profundidad mín. de 4 m y considerar otros estudios geotécnicos por ej. Sondeo vertical eléctrico u otros; ya que mi persona realizo dichos ensayos a nivel de planificación por motivo de presupuesto limitado.

- ✓ Para determinar la trayectoria del cable se recomienda considerar lo sgte.:

La forma del cable debe ser semejante a los diagramas de momentos flectores (Trayectoria ideal).

Se puede elevar lo máximo posible sin que pase los esfuerzos admisibles para obtener mayor contracortante.

Las condiciones para la trayectoria del cable son:

- Mayor curvatura posible.
- Mayor excentricidad en centro luz.
- La posibilidad de albergar el anclaje.

Se debe orientar el cálculo, es decir, elegir una solución que contemple el mayor número de sistemas de preesforzado posibles.

BIBLIOGRAFÍA:

- ✓ ACINDAR, Grupo Arcelor Mittal, productos para construcción civil.
- ✓ BELMONTE GONZALES Hugo E. “Puentes”, cuarta edición, editorial Ramírez.
- ✓ CALAVERA RUIZ José, “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón”, Tomo I, INFOPRINT S. A., España, marzo 1999.
- ✓ CALAVERA RUIZ José, “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón”, Tomo II, INFOPRINT S. A. España.
- ✓ CASTELLANOS VÁSQUEZ Javier, “Compendio Preparado por el Docente de la CIV 501”, UAJMS, Tarija, 2013.
- ✓ CÓDIGO BOLIVIANO DEL HORMIGÓN CBH - 87.
- ✓ Dr. Ing. LEONHARDT Fritz, “Hormigón Pretensado”, segunda edición, Madrid, 1977.
- ✓ DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL (DSI) sistemas DYWIDAG de postesado de cable adherente.
- ✓ DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL (DSI), DYWIDAG sistema de pretensado con barra
- ✓ ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD 2004.
- ✓ FREYSSINET the C range post - tensioning system.
- ✓ INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL (EHE - 08).
- ✓ MONTOYA - MESEGUER - CABRE, “Hormigón Armado” 14º edición, editorial Gustavo Gili. S. A.
- ✓ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS Y FERROCARRILES, “Manual de Diseño de Puentes”, Lima - Perú, agosto de 2003.
- ✓ NEUFERT Ernst, “Arte de Proyectar en Arquitectura”, 14º edición, ediciones G. Gili, S. A., México, 1997.

- ✓ NILSON Arthur H., “Diseño de Estructuras de Concreto”, duodécima edición, editorial McGRAW - HILL INTERAMERICANA S. A., Santafé de Bogotá - Colombia, 1999.
- ✓ NILSON Arthur H., “Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado”, primera edición, editorial LIMUSA S. A., D. F. - México, 23 de octubre de 1990.
- ✓ PROTENDE servicios de construcción civil S. A.
- ✓ REGLAMENTO CIRSOC 201 y Anexos, Tomo 1, “Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”, julio, 1982.
- ✓ REGLAMENTO CIRSOC 201 y Anexos, Tomo 2, “Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”, julio, 1982.
- ✓ REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318 S - 05) Y COMENTARIO (ACI 318 S R - 05) (Versión en español y en sistema métrico), es un estándar del ACI, producido por el comité ACI 318, primera impresión, enero del 2005.
- ✓ SUBIETA OTÁLORA Alfonso, “Hormigón Pretensado”, La Paz - Bolivia, mayo 2000.