

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

DISEÑO DE UN PUENTE CON VIGAS PREFABRICADAS

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

Richard Mijael Fonseca Briceño

Oscar Enrique Linares Sánchez

ASESOR: Luis Zegarra Ciquero

Lima, abril de 2015

RESUMEN

Se ha elaborado el diseño estructural de un puente con vigas prefabricadas para un paso a doble nivel en una zona de la panamericana sur. Este puente, está dimensionado para permitir el trazo de una carretera de doble vía, ida y vuelta, para los vehículos HL-93 como máximo (ancho de vía =3.60m). La zona del proyecto es en San Bartolo - Lurín – Lima, donde el terreno de cimentación es arena limosa mal gradada (SM, SP - SM) con una presión de 3.00 kg/cm^2 a 2.30 m del nivel actual del terreno, con agresividad media del suelo a la cimentación.

El tablero del puente, una losa de concreto armado de 0.20 m de espesor, tendrá una longitud de 30 metros y un ancho de 18.05 metros, el cual estará soportado por 7 vigas prefabricadas de 30 metros de longitud, distribuidas uniformemente en todo el ancho del tablero

Sobre esta losa, se ubicará toda la infraestructura vial indicada en el Manual de Diseño de Puentes; barreras lateral de concreto armado, barrera central de concreto armado y veredas de concreto armado. Se eligió un pavimento flexible para formar la carretera, por lo que tendremos una capa de asfalto de 5cm.

La subestructura elegida son estribos de concreto armado sin aleros, para soportar la carga de la superestructura del puente y de la presión del terreno, que en este caso, se encuentra solo transversal al eje del estribo por lo que no hay necesidad de la construcción de aleros para aguantar terreno lateral

El Manual de Diseño de Puentes es la guía de trabajo utilizada para la elaboración de este trabajo, en el cual se realizó un análisis estático de la estructura, donde no se realizó un análisis sísmico por tratarse de un puente simplemente apoyado

ÍNDICE

1. Introducción
2. Estructuración
3. Marco general del proyecto
4. Superestructura del puente
 - 4.1. Barreras de concreto
 - 4.1.1. Resistencia nominal a la carga transversal
 - 4.1.2. Verificación de la resistencia a la carga transversal
 - 4.1.3. Diseño por Corte
 - 4.2. Tablero
 - 4.2.1. Pre dimensionamiento
 - 4.2.2. Cálculo del acero principal negativo
 - 4.2.3. Cálculo del acero principal positivo
 - 4.2.4. Acero de temperatura y contracción
 - 4.2.5. Acero de distribución
 - 4.3. Viga Prefabricada
 - 4.3.1. Dimensionamiento
 - 4.3.2. Fuerza de tensado
 - 4.3.3. Verificación de esfuerzos en el concreto
 - 4.3.3.1. Primera Etapa (Transferencia de la fuerza de tensado)
 - 4.3.3.2. Segundo Etapa (Cargas en servicio)
 - 4.3.3.2.1. Viga interior
 - 4.3.3.2.2. Viga exterior
 - 4.3.3.3. Evaluación por pérdidas de tensado en la viga prefabricada
 - 4.3.4. Esfuerzo en el Acero de pretensar- tendones con adherencia
 - 4.3.5. Resistencia a flexión factorada
 - 4.3.6. Límites para el refuerzo
 - 4.3.7. Diseño por Corte
 - 4.3.7.1. Determinación del peralte efectivo por corte
 - 4.3.7.2. Fuerza Cortante y Momentos Flectores
 - 4.3.7.3. Fuerza Cortante del Postensado (V_p)
 - 4.3.7.4. Fuerza de corte en el concreto
 - 4.3.7.5. Refuerzo transversal
 - 4.3.7.6. Corte Horizontal
 - 4.3.7.7.

- 4.3.8. Deflexiones
 - 4.3.8.1. Deflexiones en la viga simple
 - 4.3.8.2. Deflexión en la viga compuesta
- 4.4. Viga Diafragma
 - 4.4.1. Cálculo del acero principal positivo
 - 4.4.2. Armadura de contracción y temperatura en caras laterales
 - 4.4.3. Diseño por corte
- 5. Subestructura del Puente
 - 5.1. Apoyos
 - 5.2. Estribos
 - 5.3. Datos del estribo
 - 5.3.1. Pre-dimensionamiento
 - 5.3.2. Cargas
 - 5.3.2.1. Estribo con puente
 - 5.3.2.2. Estribo sin puente
 - 5.3.3. Criterios de estabilidad
 - 5.3.3.1. Vuelco
 - 5.3.3.2. Deslizamiento
 - 5.3.3.3. Presiones en la base del estribo
 - 5.3.4. Diseño del estribo
 - 5.3.4.1. Diseño de la pantalla
 - 5.3.4.2. Diseño del parapeto
 - 5.3.4.3. Diseño de la base del estribo
 - 5.3.4.3.1. Acero superior de la cimentación
 - 5.3.4.3.2. Acero inferior de la cimentación
- 6. Conclusiones y Recomendaciones
- 7. Bibliografía

DEDICATORIA

A Dios

Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mi madre Irma.

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mi padre Raúl.

Por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por su amor.

A mis familiares.

A mi hermano Micky por ser el ejemplo de un hermano mayor y del cual aprendí aciertos y de momentos difíciles; a mi tía Gerardina, a la señora Priscila y a todos aquellos que participaron directa o indirectamente en la elaboración de esta tesis.

¡Gracias a ustedes!

Richard Fonseca

DEDICATORIA

A Dios

Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mis padres

Con todo mi cariño y mi amor para las personas que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba, a ustedes por siempre mi corazón y mi agradecimiento.

Oscar Linares



1. Introducción

Las carreteras son construcciones de ingeniería imprescindibles para el transporte de vehículos a grandes distancias. El mayor obstáculo para realizar un trazo más eficaz son los accidentes geográficos de la zona, para lo cual se utilizan obras de arte como los túneles, en el caso de cadenas montañosas, y puentes, en el caso de depresiones en el terreno o paso de agua. En la actualidad, con el aumento del tránsito vehicular, es necesario mejorar la infraestructura vial con la construcción de puentes para realizar un paso a doble nivel.

Con la finalidad de realizar una estructuración óptima y construcción eficiente y económica de un puente destinado al trazo de una carretera para constituir un paso a doble nivel, se investigó el diseño de un puente de mediano tramo, treinta metros de luz, buscando obtener vigas del menor peralte y con la mayor esbeltez posible para reducir costos en materiales.

En este caso, hemos tomado vigas presforzadas por sus ventajas respecto a las vigas de concreto armado, por los siguientes aspectos:

1. Factores económicos. No es necesaria la interrupción del tráfico por el izaje de la viga
2. Factores de ingeniería. Menor relación entre luz/peralte
3. Factores estéticos. Las vigas presforzadas, en su mayoría en doble T, son muy atractivas a la vista.

Adicionalmente, en la construcción de los puentes carreteros de concreto presforzado, se presentan las siguientes ventajas:

- Construcción del puente proyectado durante todas las épocas del año
- Posibilidad de ser manufacturado localmente
- Mayor rapidez para entrar en uso, mejor que los puentes de otro material
- Combinado eficientemente acero de muy alta resistencia con concreto de alta resistencia, se producirán componentes estructurales de calidad a bajo costo.

El concreto presforzado puede ser de dos tipos: concreto pretensado y concreto postensado. Estos se diferencian por el momento del tensado del acero interior del concreto, que se puede realizar antes del vaciado (pretensado) o luego del vaciado (postensado), colocando ductos interiores en el concreto. La diferencia primordial a tomar en cuenta, es que las vigas pretensadas que utilizaríamos, tendrían que trasladarse

desde la prefabricación en taller hasta el lugar donde se construirá el puente, mientras que una viga prefabricada postensada puede ser fabricada en obra evitándose así los gastos de transporte.

En nuestro caso, las vigas prefabricadas pretensadas tendrían que ser transportadas desde Lima (Villa María del Triunfo), donde se encuentra los talleres de la empresa dedicada a este rubro, y para grandes luces los costos se incrementarían respecto a las vigas postensadas. Por esto, seleccionamos vigas prefabricadas postensadas para el diseño de nuestro puente.

2. Estructuración

El puente se construirá encima de una carretera que cruza a la panamericana sur, para que se establezca un paso de nivel que permita un tránsito más fluido por esa zona. La carretera inferior tendrá las mismas características de la Panamericana Sur. La sección transversal típica de la Panamericana Sur, consta de dos carriles de ida y vuelta, con un ancho de carril de 3.60 metros, que permite el paso de vehículos pesados.

Por esto, el tablero del puente necesita tener 18.05 metros para poder albergar los dos carriles de ida y vuelta más la barrera central y laterales y las veredas. En lo que respecta a la luz del puente, se ha determinado que sea de 30 metros para considerar los 18.30 metros de la carretera inferior más la distancia necesaria para la construcción del estribo con el respectivo talud de reposo del terreno.

Este estribo tendrá la forma de un muro de contención, ya que su función será sostener el terreno alrededor del puente y transmitir las cargas de la superestructura al terreno. Se usará un apoyo de neopreno entre las vigas y el estribo. Debemos asegurarnos de que el estribo tenga un nivel de cimentación mínimo de -2.40 m, según lo recomendado en el estudio de suelos.

Para resistir las cargas del puente, se utilizarán 7 vigas prefabricadas distribuidas uniformemente en todo el ancho del tablero con cuatro vigas diafragmas distribuidos uniformemente a lo largo de las vigas.

3. Marco general del proyecto

Objetivo general

Estudiar y desarrollar el diseño de todos los elementos de un puente de 30 metros de luz con vigas prefabricadas postensadas.

Este objetivo, da a conocer que esta es una tesis de diseño estructural, por lo que no será necesario realizar un estudio real de mecánica de suelos ni un replanteo topográfico en la ubicación específica del proyecto, sino que basta con tomar estudios típicos de la zona como base e incluirlos como datos de nuestro proyecto. En el caso de la

topografía, por ser un tramo de la Panamericana Sur cerca a Lima, se consideró una zona plana, donde no será necesario realizar ningún tipo de trabajo de corte o relleno más que la excavación localizada para la cimentación del puente.

Acerca del estudio de suelos, se investigó acerca de valores típicos del lugar, y se tomó lo siguiente:

Edificación / Estructura

Puente con Vigas Prefabricadas

Tipo de cimentación

Muro de concreto armado

Estrato de apoyo de la cimentación

Arena mal gradada

Parámetros para el diseño de la cimentación

a. Profundidad de Cimentación (Df)

Df = 2.40 m de profundidad respecto del nivel del terreno

b. Presión admisible (Q_{adm}) 3.00 kg/cm²

c. Asentamiento Diferencial Máximo aceptable 0.33 cm

4. Superestructura del Puente

4.1. Barreras de concreto

Las barreras de concreto tienen la función de redirigir el vehículo de una manera controlada, en el caso de una colisión. Por esto, deberán tener una geometría que permita reorientar el vehículo hacia la vía y una resistencia capaz de contrarrestar el impacto inicial de colisión.

Por esto, se propone una barrera lateral de concreto basada en el modelo Tipo F (fig.2) que por su geometría en tres tramos permite frenar y enderezar el vehículo en su primer tramo y absorber la energía cinética en los siguientes.

Para las barreras de concreto armado se podrán utilizar análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia.

4.1.1. Resistencia nominal a la carga transversal (R_w)

La resistencia nominal de la baranda frente a la carga transversal se puede determinar utilizando un enfoque por líneas de fluencia de la siguiente manera

- Para impactos dentro de un segmento de muro:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) (8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H})$$

- Para impactos en el extremo de un muro o en una junta:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}\right)$$

Donde:

F_t : Fuerza transversal = 24.5 ton (TL-4)

H: Altura del muro

L_c : Longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia

L_t : Longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t

R_w : Resistencia transversal de la baranda

M_b : Resistencia en flexión adicional de la viga acumulativa con M_w

M_c : Resistencia en flexión de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente

M_w : Resistencia en flexión del muro respecto de su eje vertical

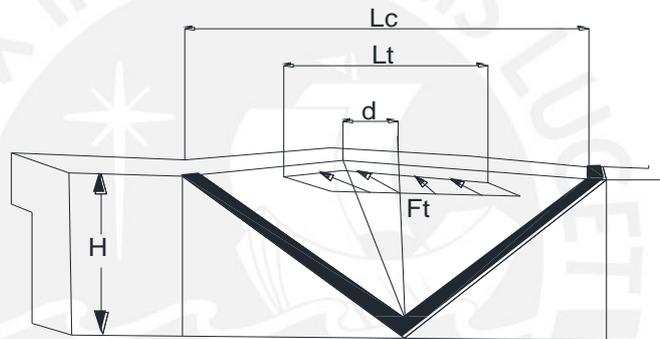


Figura 1. Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de hormigón para el caso de un impacto dentro del segmento de un muro.

Para hallar F_t y L_t se utilizó la tabla A13.2-1(AASHTO)

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

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

Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente

(M_c)

La resistencia en flexión es calculada de acuerdo a las líneas de rotura con el momento de flexión negativo. Donde se producen esfuerzos de tracción en las caras

inclinadas de las barreras, determinando así el refuerzo en esas caras. En este caso, colocaremos el acero de refuerzo basados en la experiencia y verificaremos su resistencia.

• **Barrera lateral**

Con $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$, $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$, tenemos:

Utilizando $1\emptyset 5/8'' @ 20\text{ cm}$ ($A_s = \frac{2.00\text{ cm}^2}{0.20} = 10 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$), considerando el ancho de 1m.

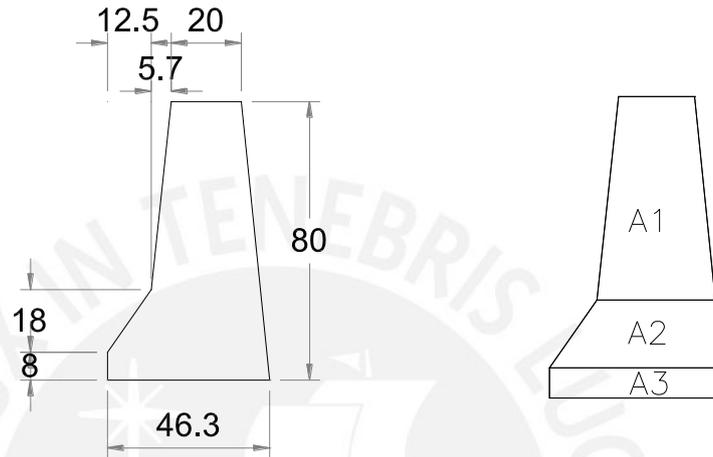


Figura 2. Barrera Tipo F acotado en centímetros y las partes en que ha sido dividido.

Tramos:

A1

$$e = \text{recubrimiento} + \frac{\emptyset}{2} = 5.0 + 0.8 = 5.8\text{ cm}$$

$$d = h - e = \left(\frac{20 + 25.7}{2}\right) - 5.8 = 17.06\text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{10(4200)}{0.85(280)100} = 1.76\text{ cm}$$

$$M_1 = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 10(4200) \left(17.22 - \frac{1.76}{2}\right) / 10^5$$

$$M_1 = 6.79\text{ ton.m}$$

A2

$$d = \left(\frac{27.5 + 46.3}{2}\right) - 5.8 = 30.21\text{ cm}$$

$$M_2 = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 10(4200) \left(30.21 - \frac{1.76}{2}\right) / 10^5$$

$$M_2 = 12.32\text{ ton.m}$$

A3

$$d = 46.3 - 5.8 = 40.51\text{ cm}$$

$$M_3 = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 10(4200) \left(40.51 - \frac{1.76}{2} \right) / 10^5$$

$$M_3 = 16.64 \text{ ton.m}$$

Utilizo un momento promedio:

$$M = \frac{M_1(0.54) + M_2(0.18) + M_3(0.08)}{0.80}$$

$$M = \frac{6.79(0.54) + 12.32(0.18) + 16.64(0.08)}{0.80}$$

$$M = 9.02 \text{ ton.m}$$

Luego:

$$\phi = 0.9 \text{ (Flexión) Art.2.7.1.4.4}$$

$$M_c = \phi M = 0.9(9.02) = 8.12 \text{ ton.m}$$

- **Barrera central**

Con $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, tenemos:

Utilizando $1\phi 5/8'' @ 25\text{cm}$ ($A_s = \frac{2.00\text{cm}^2}{0.25} = 8.00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$), considerando el ancho de 1m.

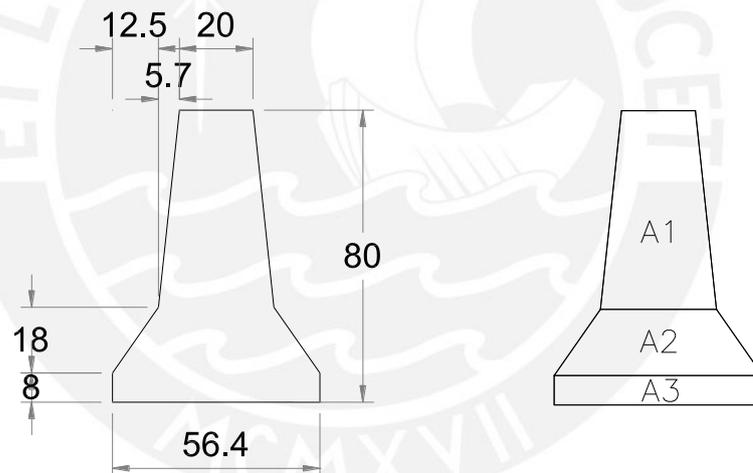


Figura 3. Barrera central (cm) y sus tramos considerados

Tramos:

A1

$$e = \text{recubrimiento} + \frac{\phi}{2} = 5.0 + 0.8 = 5.8 \text{ cm}$$

$$d = h - e = \frac{(20 + 31.4)}{2} - 5.8 = 19.9 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{8(4200)}{0.85(280)100} = 1.41 \text{ cm}$$

$$M_1 = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 8(4200) \left(19.9 - \frac{1.41}{2} \right) / 10^5$$

$$M_1 = 6.45 \text{ ton.m}$$

A2

$$d = \left(\frac{31.4 + 56.4}{2} \right) - 5.8 = 38.1 \text{ cm}$$

$$M_2 = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 8(4200) \left(38.1 - \frac{1.41}{2} \right) / 10^5$$

$$M_2 = 12.57 \text{ ton.m}$$

A3

$$d = 56.4 - 5.63 = 50.6 \text{ cm}$$

$$M_3 = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 8(4200) \left(50.6 - \frac{1.41}{2} \right) / 10^5$$

$$M_3 = 16.77 \text{ ton.m}$$

Utilizo un momento resistente promedio:

$$M = \frac{M_1(0.54) + M_2(0.18) + M_3(0.08)}{0.80}$$

$$M = \frac{6.45(0.54) + 12.57(0.18) + 16.77(0.08)}{0.80}$$

$$M = 8.87 \text{ ton.m}$$

Luego:

$$\phi = 0.9 \text{ (Flexión) Art.2.7.1.4.4}$$

$$M_c = \phi M = 0.9(8.87) = 7.98 \text{ ton.m}$$

Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (M_w)

- **Barrera lateral**

La resistencia a los momentos positivo y negativo que actúan alrededor de un eje vertical se determina tomando como base el mecanismo de falla en este tipo de barreras, colocándose 4 ϕ 5/8" como refuerzo horizontal en la cara vertical de la barrera.

De manera simplificada, se trabajó con áreas rectangulares equivalentes a las secciones halladas anteriormente

$$A_1 = 1380 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 690 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 370 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = A_1 + A_2 + A_3 = 2440 \text{ cm}^2$$

Para una altura de barrera de 85cm, se tendrá un grosor de:

$$h = \frac{A_{\text{total}}}{80} = \frac{2440}{80} = 30.5 \text{ cm}$$

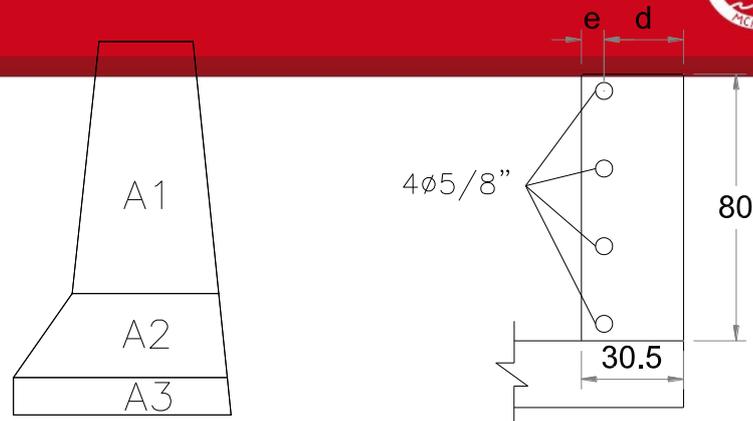


Figura 4. Área rectangular equivalente

$$z = \text{recubrimiento} + \phi_v + \frac{\phi}{2} = 5 + 1.59 + 0.79 = 7.38 \text{ cm}$$

$$d = 30.5 - 7.38 = 23.12 \text{ cm}$$

$$A_s = 4\phi 5/8" = 4(2) = 8.00 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{8(4200)}{0.85(280)100} = 1.41 \text{ cm}$$

$$M_w = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(8)4200 \left(23.12 - \frac{1.41}{2} \right) / 10^5$$

$$M_w = 6.78 \text{ ton.m}$$

- **Barrera central**

Se colocarán $4 \phi 1/2"$ como refuerzo horizontal en las caras verticales de la barrera. Si trabajamos con un área rectangular equivalente, tenemos:

$$A1 = 1390 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 790 \text{ cm}^2$$

$$A3 = 450 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 2630 \text{ cm}^2$$

Para una altura de barrera de 80cm, se tendrá un grosor de:

$$h = \frac{A_{\text{total}}}{80} = \frac{2630}{80} = 32.9 \text{ cm}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \phi_v + \frac{\phi}{2} = 5 + 1.59 + 0.64 = 7.23 \text{ cm}$$

$$d = 32.9 - 7.23 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_s = 4\phi 1/2" = 4(1.29) = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{5.16(4200)}{0.85(280)100} = 0.91 \text{ cm}$$

$$M_w = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(5.16)4200 \left(25.7 - \frac{0.91}{2} \right)$$

$$M_w = 4.92 \text{ ton.m}$$

Longitud crítica de la línea de rotura (L_c)

La longitud crítica de la línea de rotura, como observamos en la figura 1, es la longitud máxima en la cual se produciría el agrietamiento o rotura de la sección de la barrera por acción de una carga de impacto vehicular.

- **Barrera lateral**

Para impactos dentro de un segmento de muro

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{8(0.80)(0 + 6.78)}{8.12}} = 2.91 \text{ m}$$

Para impactos en el extremo de un muro o en una junta

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{0.8(0 + 6.78)}{8.12}} = 1.51 \text{ m}$$

- **Barrera central**

Para impactos dentro de un segmento de muro

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{8(0.80)(0 + 4.92)}{7.98}} = 2.59 \text{ m}$$

Para impactos en el extremo de un muro o en una junta

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{(0.80)(0 + 4.92)}{7.98}} = 1.42 \text{ m}$$

4.1.2. Verificación de la resistencia a la carga transversal

Barrera lateral

Para impactos dentro de un segmento de muro:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right)(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H})$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2(2.91) - 1.07}\right)\left(8(6.78) + \frac{8.12(2.91^2)}{0.80}\right)$$

$$R_w = 59.03 \text{ ton} \geq F_t = 24.5 \text{ ton (OK)}$$

Para impactos en el extremo de un muro o en una junta:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right)(M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H})$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2(1.51) - 1.07}\right)\left(6.78 + \frac{8.12(1.51^2)}{0.80}\right)$$

$$R_w = 30.7 \text{ ton} \geq F_t = 24.5 \text{ ton (OK)}$$

Barrera central

Para impactos dentro de un segmento de muro:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right)(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H})$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2(2.59) - 1.07}\right)\left(8(4.92) + \frac{7.98(2.59^2)}{0.80}\right)$$

$$R_w = 51.7 \text{ ton} \geq F_t = 24.5 \text{ ton (OK)}$$

Para impactos en el extremo de un muro o en una junta:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right)(M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H})$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2(1.42) - 1.07}\right)\left(4.92 + \frac{7.98(1.42^2)}{0.80}\right)$$

$$R_w = 28.3 \text{ ton} \geq F_t = 24.5 \text{ ton (OK)}$$

4.1.3. Diseño por Corte

Para hallar la cortante actuante, nos basaremos en el análisis indicado en la Figura 4, donde observamos que la cortante se distribuirá en todo el perímetro de falla ($L_c + 2H$).

Cortante actuante:

$$V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2H}$$

Cortante resistente

Según el Art.2.9.1.3.10.2.b.5, la resistencia nominal a corte será tomada como:

$$V_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c)$$

La resistencia nominal a corte usado en el diseño no excederá del menor valor

$$V_n \leq 0.2f'_c A_{cv}$$

$$V_n \leq 5.5A_{cv}$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal a corte

A_{cv} : Área de concreto comprometida en la transferencia del corte

A_{vf} : Área del dowel en el plano de corte

c : Factor de cohesión (AASHTO 5.8.4.2)

μ : Factor de fricción (AASHTO 5.8.4.2)

P_c : Fuerza de compresión permanente perpendicular al plano de corte

Se utilizó el caso donde consideramos un eventual impacto dentro de un segmento de la barrera de concreto

- **Barrera lateral**

$$V_{ct} = \frac{59.03}{2.91 + 2(0.80)} = 13.09 \text{ ton/m}$$

Cálculos:

$$A_{cv} = 46.3(100) = 4630 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" @ 20 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2 \text{ (Solo una pata está anclada)}$$

$$c = 0.52 \text{ MPa} = 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.6\lambda = 0.6(1.0) = 0.6$$

$$P_c = 0.244 \text{ m}^2(2400 \text{ kg/m}^3) = 586 \text{ kg/m}$$

En 1m de ancho de barrera de concreto

$$V_n = 5.3(4630) + 0.6(10(4200) + 586) = 50090 \text{ kg}$$

$$V_n = 50.09 \text{ ton, no excede del menor valor de:}$$

- $0.2f'_c A_{cv} = 0.2(280)4630 = 259.28 \text{ ton}$

- $5.5A_{cv} = \frac{5.5(463000)}{1000} = 2546.5 \text{ kN} = 259.6 \text{ ton}$

$$V_n = 50.09 \text{ ton} \leq 259.3 \text{ ton}$$

Luego:

$$\emptyset V_n = 0.9(50.09) = 45.08 \text{ ton, según el Art.2.7.1.1.4}$$

$$\emptyset V_n = 45.08 \text{ ton} > V_{ct} = 13.09 \text{ ton (OK)}$$

- **Barrera central**

$$V_{ct} = \frac{51.71}{2.59 + 2(0.80)} = 12.34 \text{ ton/m}$$

Cálculos:

$$A_{cv} = 56.4(100) = 5640 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" @ 25 \text{ cm} = 16 \text{ cm}^2 \text{ (Dos patas están ancladas)}$$

$$c = 0.52 \text{ MPa} = 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.6\lambda = 0.6(1.0) = 0.6$$

$$P_c = 0.263 \text{ m}^2(2400 \text{ kg/m}^3)1 \text{ m} = 631 \text{ kg/m}$$

En 1m de ancho de barrera de concreto:

$$V_n = 5.3(5640) + 0.6(16(4200) + 631) = 70591 \text{ kg}$$

$$V_n = 70.59 \text{ ton, no excede del menor valor de:}$$

- $0.2f'_c A_{cv} = 0.2(280)5640 = 315.84 \text{ ton}$

- $5.5A_{cv} = \frac{5.5(564000)}{1000} = 31020 \text{ kN} = 316.21 \text{ ton}$

$$V_n = 70.59 \text{ ton} \leq 315.8 \text{ ton}$$

Luego:

$$\emptyset V_n > V_{ct}, \text{ según el Art.2.7.1.1.4}$$

$$\emptyset V_n = 0.9(70.59) = 63.53 \text{ ton} > 12.34 \text{ ton (OK)}$$

Revisión del dowel

La armadura por corte debe satisfacer la interfase entre el concreto de la barrera y el de la losa. El área de la sección transversal A_{vf} no deberá ser menor que:

$$A_{vf} \geq 0.35b_v \frac{s}{f_y}$$

Donde:

b_v : Ancho de la interfase

s : Espaciamiento entre fila de estribos

Barrera lateral

$$0.35b_v \frac{s}{f_y} = 0.35(463) \frac{200}{420} = 77.2 \text{ mm}^2 = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = 1\phi 5/8'' = 2.00 \text{ cm}^2 > 0.77 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Barrera central

$$0.35b_v \frac{s}{f_y} = 0.35(564) \frac{250}{420} = 117.5 \text{ mm}^2 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = 2\phi 5/8'' = 4.00 \text{ cm}^2 > 1.18 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Longitud de anclaje (Art.2.9.1.3.11.2.1.2.3.a)

La longitud de desarrollo en ganchos básicos no debe ser menor que:

- El producto de la longitud de desarrollo l_{hb} y los factores de modificación especificados en el (Art.2.9.1.3.11.2.1.2.3.b)
- 8 diámetros de barra y
- 150 mm

La longitud de desarrollo básica, l_{hb} , gancho de una barra con resistencia de fluencia f_y , que no exceda (4080 kg/cm^2), será tomada como:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f_c}}$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra

f_c : Resistencia a compresión especificada del concreto a los 28 días

• Barrera lateral

$$d_b = \phi 5/8'' = 15.9 \text{ mm}$$

$$l_{hb} = \frac{100(15.9)}{\sqrt{28}} = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

Según el Art.2.9.1.3.11.2.1.2.3.b:

Si el recubrimiento para barras $1\ 3/8''$ o barras menores, es no menor que 64mm y para ganchos a 90° con recubrimiento no menos que 50mm, la longitud básica de anclaje se afectará por 0.7

$$l_{dh} = 0.7l_{hb} = 21 \text{ cm}$$

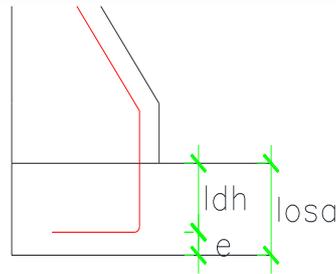


Figura 5. Longitud de anclaje

Por lo tanto:

$$l_{dh} = 21 \geq 8d_b = 12.72 \text{ cm y } 15 \text{ cm}$$

Se dispone para la longitud de desarrollo solo 15cm, lo cual no es satisfactorio.

Considerando que tenemos más armadura que la requerida la longitud básica de desarrollo disminuye según la relación

$\left(\frac{A_{s\text{requerido}}}{A_{s\text{disponible}}}\right) l_{hb}$, tendremos

$$A_{s\text{requerido}} = A_{s\text{disponible}} \left(\frac{15}{21}\right) = 10 \text{ cm}^2 \times \left(\frac{15}{21}\right) = 7.14 \text{ cm}^2$$

Luego usaremos esta nueva área de acero para re calcular la capacidad de la barrera:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.14(4200)}{0.85(280)100} = 1.26 \text{ cm}$$

$$M_1 = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9(7.14)4200 \left(17.06 - \frac{1.26}{2}\right) = 4.46 \text{ ton.m}$$

$$M_2 = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9(7.14)4200 \left(30.21 - \frac{1.26}{2}\right) = 7.98 \text{ ton.m}$$

$$M_3 = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9(7.14)4200 \left(40.51 - \frac{1.26}{2}\right) = 10.76 \text{ ton.m}$$

$$M_c = \frac{4.46(0.54) + 7.98(0.18) + 10.76(0.08)}{0.80} = 5.88 \text{ ton.m}$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{8(0.80)6.78}{5.88}} = 3.3 \text{ m}$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right)(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H})$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2(3.3) - 1.07}\right) \left(8(6.78) + \frac{5.88(2.88^2)}{0.80}\right)$$

$$R_w = 48.56 \text{ ton} > F_t = 24.47 \text{ ton (OK)}$$

Por lo tanto la longitud de desarrollo $l_{dh} = 15\text{cm}$ es adecuada. Las barras terminadas en gancho deben extenderse $12d_b + 4d_b = 16(1.59) = 25.4\text{ cm}$

- **Barrera central**

$$d_b = \varnothing 5/8'' = 15.9\text{ mm}$$

$$l_{hb} = \frac{100(15.9)}{\sqrt{28}} = 300\text{ mm} = 30\text{ cm}$$

Según el Art.2.9.1.3.11.2.1.2.3.b:

Si el recubrimiento para barras $1\ 3/8''$ o barras menores, es no menor que 64mm y para ganchos a 90° con recubrimiento no menos que 50mm, la longitud básica de anclaje se afectará por 0.7

$$l_{dh} = 0.7l_{hb} = 21\text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$l_{dh} = 21 \geq 8d_b = 12.72\text{ cm y } 15\text{ cm}$$

Se dispone para la longitud de desarrollo solo 15cm, lo cual no es satisfactorio. Considerando que tenemos más armadura que la requerida la longitud básica de desarrollo disminuye según la relación

$\left(\frac{A_{s\text{requerido}}}{A_{s\text{disponible}}}\right) l_{hb}$, tendremos

$$A_{s\text{requerida}} = A_{s\text{provista}} \left(\frac{15}{21}\right) = 8\text{ cm}^2 \left(\frac{15}{21}\right) = 5.71\text{ cm}^2$$

Luego usaremos esta nueva área de acero para re calcular la capacidad de la barrera:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{5.71(4200)}{0.85(280)100} = 1.00\text{ cm}$$

$$M_1 = \varnothing A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9(5.71)4200 \left(19.9 - \frac{1.00}{2}\right) = 4.19\text{ ton.m}$$

$$M_2 = \varnothing A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9(5.71)4200 \left(38.1 - \frac{1.00}{2}\right) = 8.11\text{ ton.m}$$

$$M_3 = \varnothing A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9(5.71)4200 \left(50.6 - \frac{1.00}{2}\right) = 10.81\text{ ton.m}$$

$$M_c = \frac{4.19(0.54) + 8.11(0.18) + 10.81(0.08)}{0.80} = 5.73\text{ ton.m}$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{8(0.80)4.92}{5.73}} = 2.94\text{ m}$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right)(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H})$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2(2.94) - 1.07} \right) \left(8(4.92) + \frac{5.73(2.94^2)}{0.80} \right)$$

$$R_w = 42.11 \text{ ton} > F_t = 24.47 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la longitud de desarrollo $l_{dh} = 15\text{cm}$ es adecuada. Las barras terminadas en gancho deben extenderse $12d_b + 4d_b = 16(1.59) = 25.40 \text{ cm}$

4.2. Tablero

4.2.1. Pre dimensionamiento (Art.2.9.1.3.2.2)

El peralte mínimo de un tablero excluyendo ranuras o desgastes no deberá ser menor que 175mm

En voladizos de concreto armado que soportan barreras de concreto, el espesor mínimo de la losa será:

$$t_{\text{mín}} = 0.20 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa se uniformizó con el siguiente espesor

$$t = 0.20 \text{ m}$$

4.2.2. Cálculo del acero principal negativo

Evaluación de cargas

Se calcularon los momentos de flexión negativos

Carga muerta (DC)

Peso propio de la losa:

$$w_{\text{losa}} = 0.20 (1.0\text{m})2.40 = 0.48 \text{ ton/m}$$

Resolviendo la losa continua sobre 7 apoyos, se obtuvo:

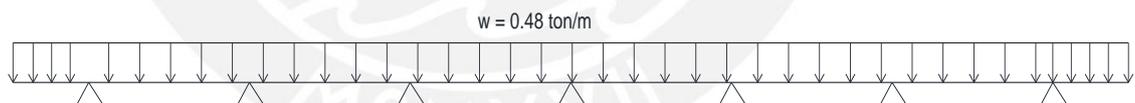


Figura 6. Losa sometida a las cargas debido a su peso propio

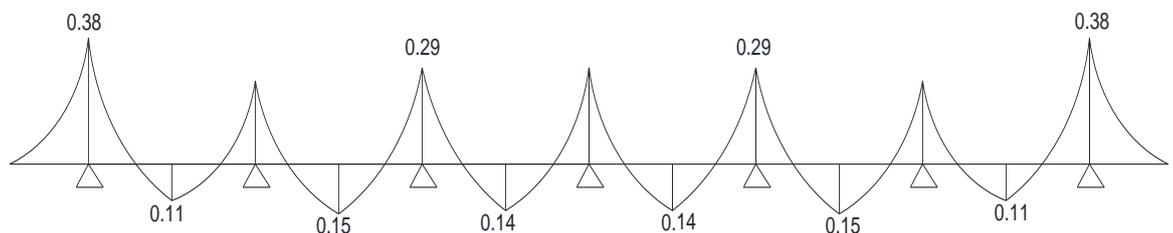


Figura 7. Momentos actuantes en losa debido a su peso propio (SAP 2000)

$$M_{DC} = -0.295 \text{ ton.m}$$

El Art. 4.6.2.1.6. especifica que para momento negativo en construcciones monolíticas de concreto se puede tomar la sección de diseño en la cara del apoyo.

$$M_{DC, \text{cara}} = -0.225 \text{ ton.m}$$

Peso de barreras:

$$P_{\text{barrera}} = 0.244 (1) 2.40$$

$$P_{\text{barrera}} = 0.59 \text{ ton } (\bar{x} = 0.13\text{m})$$

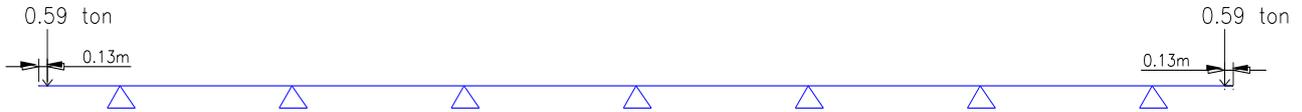


Figura 8. Losa sometida a las cargas de las barreras.

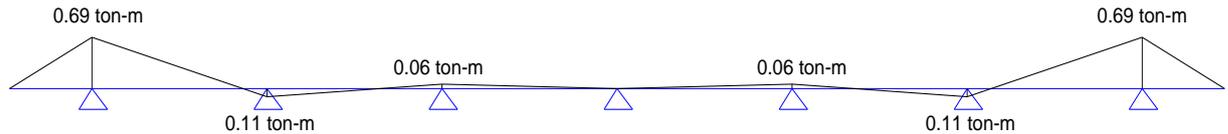


Figura 9. Momentos actuantes en losa por cargas de las barreras (SAP 2000)

$$M_{DC2} = -0.069 \text{ ton. m}$$

$$M_{DC2,\text{cara}} = -0.064 \text{ ton. m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

Asfalto:

$$W_{\text{asf}} = 0.05(1)2.25 = 0.113 \text{ ton/m}$$

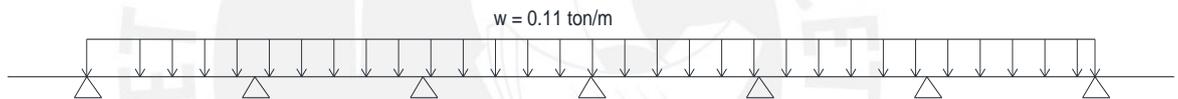


Figura 10. Losa sometidas a cargas de asfalto

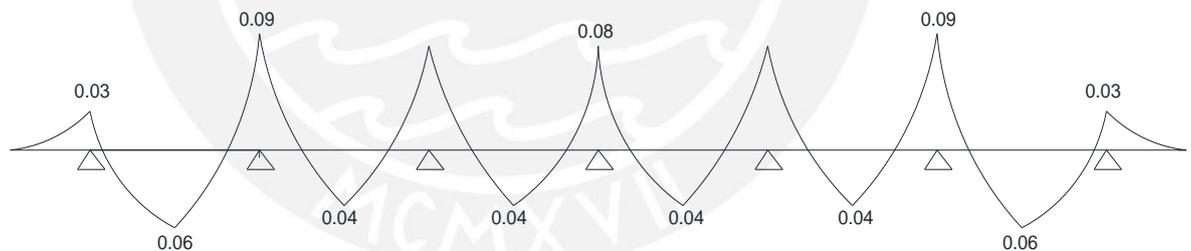


Figura 11. Momentos actuantes en losa por cargas de asfalto (SAP 2000)

Se tomó del diagrama de momentos

$$M_{DW} = -0.09 \text{ ton. m}$$

$$M_{DW,\text{cara}} = -0.06 \text{ ton. m}$$

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Para el cálculo de la carga viva y efecto de carga dinámica, se realizó el análisis considerando un tramo de la estructura y hallando los momentos como si fuera una viga simplemente apoyada (isostática). De esta forma, se calculó el momento hiperestático considerando lo siguiente:

$$M_{\text{hiperestático}} = 0.8M_{\text{isostático}}$$

Se calculó el $M_{isostático}$ utilizando el Método Aproximado de Análisis (Art.2.6.4.2.1.1), en el cual el tablero se subdivide en franjas perpendiculares a los apoyos. Este método especifica que, donde se aplica el método de franjas, el momento positivo mayor de cualquier panel del tablero entre vigas será el que se considere en todas las regiones de momento positivo. De igual manera, el momento negativo será tomado en todas las regiones de momento negativo.

Ancho equivalente de franjas interiores (Art.2.6.4.2.1.3)

El ancho de franja equivalente fue tomado como se especifica en la Tabla 2.6.4.2.1.3-1

S: Espaciamiento de componentes de apoyo (mm)

M +: Momento positivo

M -: Momento negativo

x: Distancia desde la aplicación de la carga al punto de apoyo (mm)

Tabla 2.6.4.2.1.3 -1 Franjas efectivas

Tipo de Tablero	Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico	Ancho de franjas principales (mm)
Concreto: • Colocado en el lugar • Colocado en el lugar con permanencia del encofrado • Prefabricado, preesforzado.	Cantilever	1140 + 0.833 X
	Paralelo o Perpendicular	+M: 660 + 0.55S -M: 1220 + 0.25S
	Paralelo o Perpendicular	+M: 660 + 0.55S -M: 1220 + 0.25S
	Paralelo o Perpendicular	+M: 660 + 0.55S -M: 1220 + 0.25S
	Paralelo o Perpendicular	+M: 660 + 0.55S -M: 1220 + 0.25S
	Paralelo o Perpendicular	+M: 660 + 0.55S -M: 1220 + 0.25S

Ancho de franja

$$E = 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25(2600) = 1870 \text{ mm}$$

$$E = 1.87 \text{ m}$$

$$P' = \left(\frac{14.78}{2}\right) 1.33 = 9.823 \text{ ton}$$

$$w = 0.97 \left(\frac{1.87}{3}\right) = 0.605 \text{ ton/m}$$

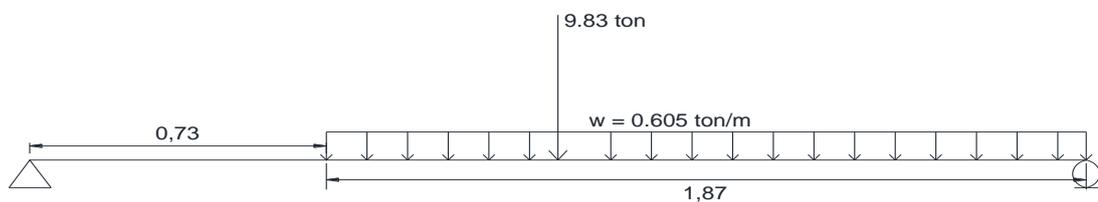


Figura 12.Cargas actuantes en losa debido a carga viva.

$$M = 6.822 \text{ ton. m}$$

$$M_{isost} = \frac{M}{E} = \frac{6.822}{1.87} = 3.65 \text{ ton. m}$$

$$M_{LL+IM} = -0.80M_{isost} = -2.92 \text{ ton. m}$$

Resumen de momentos negativos por cargas en C (ton.m):

Carga	Tipo	M(-)eje	M(-)cara	γ (Resist. I)
Losa	DC ₁	-0.295	-0.225	1.25
Barrera	DC ₂	-0.069	-0.064	1.25
Asfalto	DW	-0.08	-0.06	1.50
Carga viva	LL + IM	-2.92	-2.92	1.75

Momento último de la sección

Para el diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_{RnI} = 1$:

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}]$$

En la cara de la viga:

$$M_u = 1.25(-0.225 - 0.064) + 1.5(-0.06) + 1.75(-2.92)$$

$$M_u = -5.56 \text{ ton.m}$$

Diseño (perpendicular al tráfico)

$$M_u = -5.56 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$z = 5.0 + \frac{1.59}{2} = 5.8 \text{ cm}$$

$$d = 20 - z = 14.2 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{5.56(10^5)}{100(14.36^2)} = 27.57$$

$$\rho = 0.78\%$$

$$A_s(-) = \rho(bd) = 0.78(14.2) = 10.8 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de $\varnothing 5/8"$, la separación será: $s = \frac{2.0}{10.8} = 0.185 \text{ m}$

Por lo tanto $1\varnothing 5/8"@0.175\text{m}$

Límites para el refuerzo

- **Refuerzo máximo** (Art.2.9.1.3.10.1.d.1)

La cantidad máxima de refuerzo no pre esforzado será tal que:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{11.43(4200)}{0.85(280)100} = 2.02 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.02}{0.85} = 2.37 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{2.37}{14.2} = 0.17 \leq 0.42$$

El tablero cumple con el requisito de refuerzo máximo

- **Refuerzo mínimo** (Art.2.9.1.3.10.1.d.2)

Para componentes que contienen acero no pretensado, las provisiones de refuerzo mínimo, pueden ser satisfechas si:

$$\rho_{\text{mín}} \geq 0.03 \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

$\rho_{\text{mín}}$: Relación de acero en tracción al área bruta de la sección

$$\rho_{\text{mín}} = 0.03 \left(\frac{280}{4200} \right) = 0.002$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{11.43}{20(100)} = 0.0057$$

$$\rho = 0.0057 > \rho_{\text{mín}} = 0.002$$

El tablero cumple con el requisito de refuerzo mínimo

- **Distribución del refuerzo para el control del agrietamiento** (Art.2.9.1.3.2.2.e.2.1)

Los miembros deberán considerar que los esfuerzos de tracción en el refuerzo de acero transversal en el estado límite, f_{sa} , no debe exceder:

- **Esfuerzo máximo del acero:**

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\phi}{2} = 5.0 + \frac{1.59}{2} = 5.80 \text{ cm}$$

$$b = \text{espaciamento del acero} = 17.50 \text{ cm}$$

$$n_v = \text{número de varillas} = 1$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = \frac{2(5.8)17.5}{1} = 203 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30\,000 \text{ N/mm (condición de exposición moderada)}$$

$$Z = 30581 \text{ kg/cm}$$

Luego:

$$f_{sa} = \frac{30\,581}{(5.8(203))^{1/3}} = 2896 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6(4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:**

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM})$$

$$M_s = 1.0[1.0(-0.225 - 0.043) + 1.0(-0.06) + 1.0(-2.95)]$$

$$M_s = -3.28 \text{ ton.} \frac{\text{m}}{\text{m}} \text{ (Para 1 metro de franja)}$$

Luego:

$$M_s = \left(-3.28 \text{ ton.} \frac{\text{m}}{\text{m}}\right) (0.175 \text{ m}) = -0.574 \text{ ton. m}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043 (2400)^{1.5} \sqrt{28} = 26753 \text{ MPa}$$

$$E_c = 272706 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7.5$$

Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 7.5(2) = 15 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$17.5(y) \left(\frac{y}{2}\right) = 15(14.2 - y)$$

$$y = 4.15 \text{ cm}$$

$$c = 14.2 - y = 10.05 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3} = 15(10.05^2) + \frac{17.5(4.15^3)}{3} = 1932 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = \frac{57400(10.05)}{1932} (7.5) = 2240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2240 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Finalmente Conforme al Art. 9.5.3, no es necesario investigar el estado de fatiga en tableros de concreto de vigas múltiples

4.2.3. Cálculo del acero principal positivo

Evaluación de cargas

Se calcularon los momentos de flexión positivos.

Carga muerta (DC):

Del diagrama de momentos en el tablero por carga muerta

$$M_{DC1} = 0.153 \text{ ton. m}$$

Para las barreras

$$M_{DC2} = 0.108 \text{ ton. m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

Del diagrama de momentos en el tablero por carga de asfalto

$$M_{DW} = 0.063 \text{ ton. m}$$

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Se realizó el mismo análisis utilizado en el cálculo del acero negativo

Ancho de franja

$$E = 660 + 0.55(2600) = 2090 \text{ mm} = 2.09 \text{ m}$$

$$P' = 9.823 \text{ ton}$$

$$w = 0.97 \left(\frac{2.09}{3} \right) = 0.676 \text{ ton/m}$$

$$M = 6.87 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{isost}} = \frac{6.87}{2.09} = 3.29 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{LL+IM}} = 0.8M_{\text{isost}} = 2.63 \text{ ton.m}$$

Resumen de momentos positivos por cargas en ton-m:

Carga	Tipo	M(+)	γ (Resist. I)
Losa	DC ₁	0.153	1.25
Barrera	DC ₂	0.108	1.25
Asfalto	DW	0.063	1.50
Carga viva	LL + IM	2.63	1.75

Momento último de la sección

Para el diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_{RN_I} = 1$:

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}]$$

$$M_u = 1.25(0.153 + 0.108) + 1.5(0.063) + 1.75(2.63)$$

$$M_u = 5.023 \text{ ton.m}$$

Diseño

$$M_u = 5.023 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$z = 2.50 + \frac{1.59}{2} = 3.3 \text{ cm}$$

$$d = 20 - z = 16.7 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{5.023(10^5)}{100(16.7^2)} = 18.01$$

$$\rho = 0.50\%$$

$$A_s(-) = \rho(bd) = 0.50(16.7) = 8.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando varillas de } \varnothing 5/8", \text{ la separación será: } s = \frac{2}{8.35} = 0.24 \text{ m}$$

Por lo tanto $1\varnothing 5/8"@0.225\text{m}$

Límites para el refuerzo

- **Refuerzo máximo** (Art.2.9.1.3.10.1.d.1)

La cantidad máxima de refuerzo no presforzado será tal que:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{8.89(4200)}{0.85(280)100} = 1.57 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.57}{0.85} = 1.85 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{1.85}{16.7} = 0.11 \leq 0.42$$

El tablero cumple con el requisito de refuerzo máximo

- **Refuerzo mínimo** (Art.2.9.1.3.10.1.d.2)

Para componentes que contienen acero no pretensado, las provisiones de refuerzo mínimo, pueden ser satisfechas si:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.03 \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

$\rho_{\text{mín}}$: Relación de acero en tracción al área bruta de la sección

$$\rho_{\text{mín}} = 0.03 \left(\frac{280}{4200} \right) = 0.002$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{8.89}{20(100)} = 0.0044$$

$$\rho = 0.0044 > \rho_{\text{mín}} = 0.002$$

El tablero cumple con el requisito de refuerzo máximo

Distribución del refuerzo para el control del agrietamiento (Art.2.9.1.3.2.2.e.2.1)

Los miembros deberán considerar que los esfuerzos de tracción en el refuerzo de acero transversal en el estado límite, f_{sa} , no debe exceder:

- **Esfuerzo máximo del acero:**

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$$

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\emptyset}{2} = 2.50 + \frac{1.59}{2} = 3.3 \text{ cm}$$

$$b = \text{espaciamiento del acero} = 22.50 \text{ cm}$$

$$n_v = \text{número de varillas} = 1$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = \frac{2(3.30)22.5}{1} = 148.50 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30\,000 \text{ N/mm (condición de exposición moderada)}$$

$$Z = 30581 \text{ kg/cm}$$

Luego:

$$f_{sa} = \frac{30581}{(3.30(148.50))^{\frac{1}{3}}} = 3880 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6(4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

• **Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:**

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM})$$

$$M_s = 1.0[1.0(0.153 + 0.108) + 1.0(0.063) + 1.0(2.63)]$$

$$M_s = 2.954 \text{ ton.} \frac{\text{m}}{\text{m}} \text{ (Para 1 metro de franja)}$$

Luego:

$$M_s = \left(2.954 \text{ ton.} \frac{\text{m}}{\text{m}}\right) (0.225 \text{ m}) = 0.665 \text{ ton. m}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043(2400)^{1.5} \sqrt{28} = 26753 \text{ MPa}$$

$$E_c = 272706 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7.5$$

Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 7.5(2) = 15 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$22.5(y) \left(\frac{y}{2}\right) = 15(16.7 - y)$$

$$y = 4.1 \text{ cm}$$

$$c = 16.7 - y = 12.6 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3} = 15(12.6^2) + \frac{22.5(4.1^3)}{3} = 2898 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = \frac{66500(12.6)}{2898} (7.5) = 2169 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2169 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

4.2.4. Acero de temperatura y contracción (Art.2.9.1.4.5)

Se consideró este refuerzo en el tablero, porque es una superficie de concreto expuesta a cambios diarios de temperatura y de masa de concreto estructural

El refuerzo por contracción y temperatura debe ser en forma de barras o alambres soldados. Para las barras el área del refuerzo en cada dirección no debe ser menor que:

$$A_s = 0.75 \frac{A_g(\text{mm}^2)}{f_y(\text{MPa})}$$

$$A_s = 0.75 \frac{200(1000)}{420} = 357 \text{ mm}^2 = 3.57 \text{ cm}^2$$

Se debe colocar en dos capas: $\frac{3.57}{2} = 1.79 \text{ cm}^2/\text{capa}$

Utilizando varillas $\varnothing 3/8"$, la separación será: $s = \frac{0.71}{1.79} = 0.40 \text{ m}$

$$s_{\text{máx}} = 3t = 3(0.20) = 0.60\text{m o } s_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m}$$

Por lo tanto $1\varnothing 3/8"@ 0.35 \text{ m}$

El acero se colocará en la parte superior de la losa, en el sentido del tráfico

4.2.5. Acero de distribución (Art2.9.1.3.3.4)

El acero de distribución debe colocarse en la dirección secundaria, en la parte inferior de la losa como un porcentaje del reforzamiento principal para momento positivo como se especifica:

Cuando el refuerzo principal es perpendicular al tráfico

$$\frac{3480}{\sqrt{S}} = 67\%$$

Donde

S: Longitud efectiva del tramo tomado igual a la longitud especificada (mm)

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{2350}} = 79.2\% > 67\%$$

Por lo tanto

$$\% = 0.67$$

$$A_{s \text{ dist}} = 0.67(8.89) = 5.96 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de $\varnothing 1/2"$, la separación será: $s = \frac{1.29}{5.96} = 0.216 \text{ m}$

Por lo tanto $1\varnothing 1/2"@ 0.20 \text{ m}$

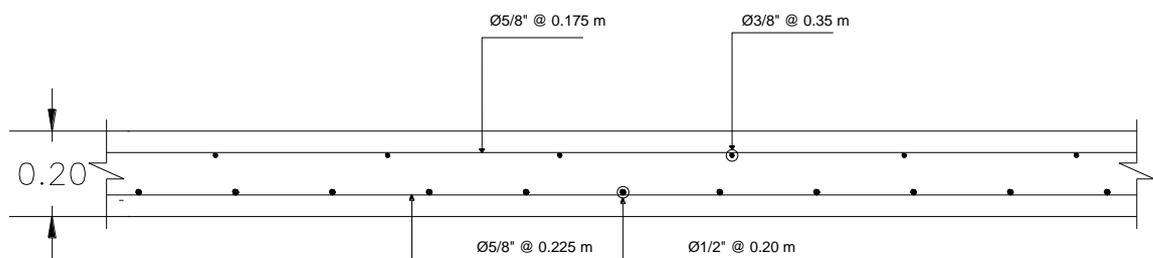


Figura 13. Detalle de refuerzo en losa

4.3. Viga Prefabricada

Definición

Pre-esforzar una viga es crear artificialmente en ella, antes de la aplicación de las cargas externas, unos esfuerzos permanentes que superpuestos a las debidas cargas externas hacen que los esfuerzos totales, en todos los puntos del elemento y para todas las hipótesis de carga permanezcan dentro de los esfuerzos admisibles que pueda soportar indefinidamente el material de la estructura.

4.3.1. Dimensionamiento

El peralte de la viga para estructuras pesadas como los puentes. En función h/L :

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{15} - \frac{1}{20}$$

Dato: $L = 30\text{m}$

$$h = 2.00\text{ m} - 1.50\text{ m}$$

Se adoptó $h = 1.70\text{ m}$, $b = 0.40\text{ m}$

Para diseñar la sección debemos conseguir que se verifique las condiciones de esfuerzos admisibles.

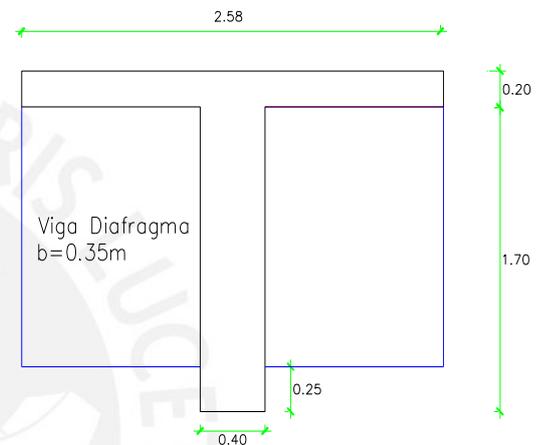


Figura 14. Predimensionamiento inicial viga prefabricada

Tenemos 4 condiciones de verificación:

	Fibra superior	Fibra inferior
$P_1 + M_{\text{viga}} \rightarrow$	1) $\sigma_{P_1} + \sigma_{\text{viga}} \geq f_{ti}$	2) $\sigma_{P_1} - \sigma_{\text{viga}} \leq f_{ci}$
$P + M_{\text{total}} \rightarrow$	3) $\sigma_P + \sigma_{\text{viga}} + \sigma_s \leq f_{cs}$	4) $\sigma_P - \sigma_{\text{viga}} - \sigma_s \geq f_{ts}$

Donde:

σ_{P_1} : Esfuerzo debido a la fuerza de tensado inicial

σ_P : Esfuerzo debido a la fuerza de tensado estable

σ_{viga} : Esfuerzo debido al peso propio de la viga

σ_s : Esfuerzo debido a las cargas externas

f_{ci} : Esfuerzo admisible de compresión en la fibra inferior inmediatamente después de la transferencia

f_{ti} : Esfuerzo admisible de tracción en la fibra superior inmediatamente después de la transferencia

f_{ts} : Esfuerzo admisible de tracción en la fibra inferior bajo cargas de servicio

f_{cs} : Esfuerzo admisible de compresión en la fibra superior bajo cargas de servicio

Estas cuatro desigualdades nos expresan las condiciones que se tienen que cumplir para que la sección este bien diseñada

Se tomaron las desigualdades 1 y 3, luego se realizaron artificios obteniendo la siguiente ecuación:

$$Z_s \text{ mín} \geq \frac{M_s + M_{\text{losa}} + (1 - n)M_{\text{viga}}}{f_{cs} - nf_{ti}}$$

De igual forma se tomaron 2 y 4:

$$Z_i \text{ mín} \geq \frac{M_s + M_{\text{losa}} + (1 - n)M_{\text{viga}}}{nf_{ci} - f_{ts}}$$

Este es el primer paso para diseñar la sección, con los módulos de sección mínimos

Donde:

$Z_s \text{ mín}$: Módulo de sección mínimo en la fibra superior

$Z_i \text{ mín}$: Módulo de sección mínimo en la fibra inferior

M_s : Momento flector generado por vigas diafragmas, barreras y carga viva

M_{losa} : Momento flector generado por la losa

M_{viga} : Momento flector generado por la viga simple

n : % de fuerza inicial después de las pérdidas = 85%

Evaluación de cargas

Se calcularon los momentos de flexión en la viga simple

Carga muerta (DC)

- **Cargas distribuidas**

$$w_{\text{viga}} = 1.70(0.40)2.40 = 1.632 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{viga}} = \frac{w_{\text{viga}}L^2}{8} = 183.60 \text{ ton.m}$$

$$w_{\text{losa}} = 0.20(2.60)2.40 = 1.248 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{losa}} = \frac{w_{\text{losa}}L^2}{8} = 140.40 \text{ ton.m}$$

$$w_{\text{barr}} = 0.2862(2.40) = 0.687 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{barr}} = \frac{w_{\text{barr}}L^2}{8} = 77.27 \text{ ton.m}$$

- **Cargas puntuales**

Existen cuatro diafragmas a lo largo de toda la viga, en los apoyos y tercios de la luz:

$$P_{\text{diaf}} = 1.45(2.60 - 0.25)0.35(2.40) = 2.86 \text{ ton}$$

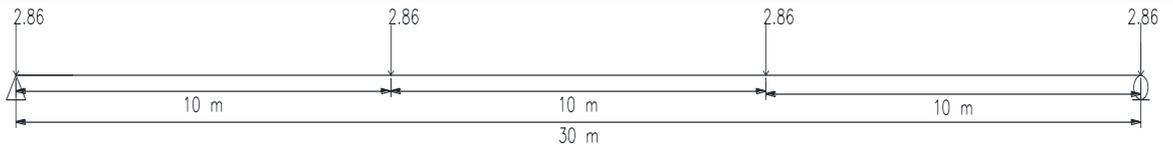


Figura 15. Cargas actuantes en vigas debido a diafragmas.

$$M_{\text{diaf}} = 28.6 \text{ ton. m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

$$w_{\text{DW}} = 0.05(2.60)2.25 = 0.293 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{DW}} = \frac{w_{\text{DW}}L^2}{8} = 32.91 \text{ ton. m}$$

Carga viva (LL+IM) (Art.2.4.3.2.2.1)

La carga viva correspondiente a cada vía será alguna de las siguientes alternativas:

$$M_{\text{LL+IM}} = M_{(\text{HL-93+IM})} + M_{\text{carril}}$$

$$M_{\text{LL+IM}} = M_{(\text{tándem+IM})} + M_{\text{carril}}$$

Se utilizó el caso que produjo los efectos más desfavorables

- **Camión de diseño (HL-93) (Art.2.4.3.2.2.2)**

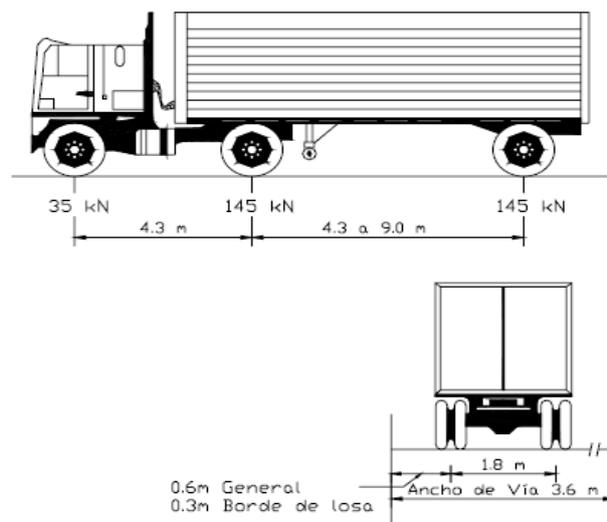


Figura 16. Características del camión de diseño

Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos según los casos indicados en el Art. 2.4.3.3

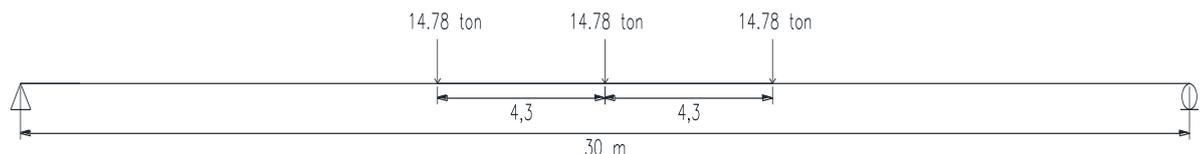


Figura 17. Ubicación del camión de diseño para generar el mayor momento

$$M_{(\text{HL-93})} = 204.57 \text{ ton. m}$$

- **Tándem de diseño** (Art.2.4.3.2.2.3)

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110kN (11.2ton), espaciados 1.80m. Estas cargas también deberán incrementarse por efectos dinámicos

$$M_{(tándem+IM)} = 168.2 \text{ ton. m}$$

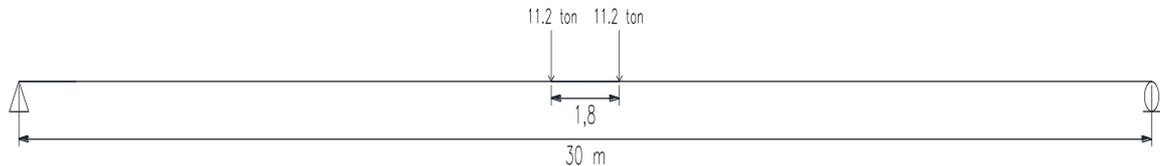


Figura 18. Ubicación del tándem de diseño para generar el mayor momento

- **Sobrecarga distribuida** (Art.2.4.3.2.2.4)

Se considerará una sobrecarga de 9.3kN/m (970kg/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que se produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o tándem de diseño. No se consideraran efectos dinámicos para esta sobrecarga

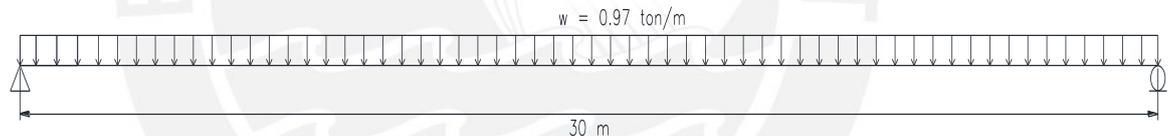


Figura 19. Sobrecarga distribuida

$$w_{s/c} = 0.97 \text{ ton/m} \rightarrow M_{s/c} = \frac{w_{s/c} \cdot L^2}{8} = 109.13 \text{ ton. m}$$

- **Efectos dinámicos** (Art 2.4.3.3)

Las cargas vivas correspondientes al camión de diseño o al tándem de diseño se incrementarán en los porcentajes indicados en la Tabla 2.4.3.3-1

Tabla 2.4.3.3-1 Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos	
Componente	Porcentaje
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

Luego,

El efecto más desfavorable ocurre al utilizar los momentos generados por el camión de diseño (HL-93) y la sobrecarga distribuida

$$M_{LL+IM} = 1.33(204.57) + 109.13 = 381.21 \text{ ton. m}$$

Método del factor de distribución para momentos (Art.2.6.4.2.2.2b)

Los factores de distribución para los momentos flectores por carga viva para las vigas longitudinalmente interiores con tableros de concreto pueden ser determinados según se especifica en la tabla 2.6.4.2.2b-1.

Para diseño preliminar, el término $\frac{K_g}{Lt_s^3}$ puede ser tomado como 1

Factores de distribución

El porcentaje de momento g que se distribuye a una viga interior es:

- **Un carril de diseño cargado:**

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

Rango de aplicación

$$1100 \leq S = 2600 \leq 4900$$

$$110 \leq t_s = 200 \leq 300$$

$$6000 \leq L = 30000 \leq 73000$$

$$N_b = 7 \geq 4$$

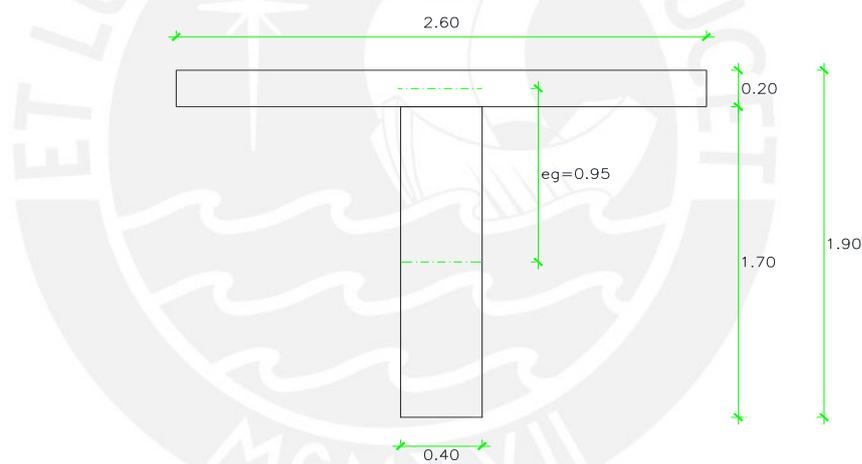


Figura 20. Eje neutro viga prefabricada

Cumple con todas las condiciones

Luego:

$$g = 0.06 + \left(\frac{2600}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2600}{30000}\right)^{0.3} (1) = 0.453$$

- **Dos o más carriles de diseño cargados**

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

$$g = 0.075 + \left(\frac{2600}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2600}{30000}\right)^{0.2} 1 = 0.649(\text{CRÍTICO})$$

$$M_{LL+IM} = 0.649(381.42) = 247.64 \text{ ton.m}$$

Resumen de momentos flectores

$$M_{\text{viga}} = 183.60 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{losa}} = 140.40 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{barr}} = 77.27 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{diaf}} = 28.60 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{DW}} = 32.91 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{LL+IM}} = 247.64 \text{ ton. m}$$

Donde,

M_{barr} : Momento flector generado por la barrera de concreto

M_{diaf} : Momento flector generado por la viga diafragma

M_{DW} : Momento flector generado por la capa de rodadura (asfalto)

$M_{\text{LL+IM}}$: Momento flector generado por la carga viva

Limitaciones de esfuerzos para el concreto

La verificación de esfuerzos se realiza en dos etapas:

Antes de las pérdidas

Fibra superior:

$$f_{ti} = -0.25\sqrt{f'c_i} = -1.323 \text{ MPa} \leq 1.38 \text{ MPa} \quad (\text{Art. 2.9.1.3.9.3.1.2})$$

$$f_{ti} = -13.49 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$f_{ci} = 0.60f'c_i = 168 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Art. 2.9.1.3.9.3.1.1})$$

Después de las pérdidas

Fibra superior:

$$f_{cs} = 0.45f'c = 157.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Art. 2.9.1.3.9.3.2.1})$$

Fibra inferior:

$$f_{ts} = -0.50\sqrt{f'c} = -2.96 \text{ MPa} \quad (\text{Art. 2.9.1.3.9.3.2.2})$$

$$f_{ts} = -30.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Módulos de sección mínimos:

$$Z_s \text{ mín} \geq \frac{M_{\text{losa}} + M_s + (1-n)M_{\text{viga}}}{f_{cs} - nf_{ti}} = \frac{526.82 + (1-0.85)183.60}{157.5 - 0.85(-13.49)}$$

$$Z_s \text{ mín} \geq 0.3281 \text{ m}^3$$

$$Z_i \text{ mín} \geq \frac{M_{\text{losa}} + M_s + (1-n)M_{\text{viga}}}{nf_{ci} - f_{ts}} = \frac{526.82 + (1-0.85)183.60}{0.85(168) - (-30.15)}$$

$$Z_i \text{ mín} \geq 0.32053 \text{ m}^3$$

Por lo tanto el módulo de sección mínimo es:

$$Z_{\text{mín}} = 0.3281 \text{ m}^3$$

Luego de calcular Z_{\min} que debe tener la sección, ¿Cómo hallamos las dimensiones de la viga? Acá entran las Tablas de Lin (son tablas para secciones simétricas y asimétricas)

Tablas de T.Y.Lin

Se debe deducir la simetría o asimetría de la sección para utilizar las Tablas

Si $\frac{M_{\text{viga}}}{M_{\text{total}}} (0.25 - 0.30) \rightarrow$ emplear una seccion simétrica (o casi simétrica), o

Si $\frac{M_{\text{viga}}}{M_{\text{total}}} (0.70 - 0.80) \rightarrow$ emplear una seccion asimétrica

$$M_{\text{viga}} = 125.55 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{total}} = M_{\text{losa}} + M_s = 526.82 \text{ ton. m}$$

Luego:

$$\frac{M_{\text{viga}}}{M_{\text{total}}} = \frac{183.60}{526.82} = 0.35$$

Por lo tanto se utilizó una sección doble T simétrica

Secciones Doble T simétrica											
b'/b	t/h	A/bh	ys/h	yi/h	I/bh ³	r ² /h ²	cs/h	ci/h	Zs/bh ²	Zi/bh ²	
0.1	0.1	0.280	0.500	0.500	0.044933	0.1605	0.321	0.321	0.08987	0.08987	
0.1	0.2	0.460	0.500	0.500	0.067133	0.1459	0.292	0.292	0.13427	0.13427	
0.1	0.3	0.640	0.500	0.500	0.078533	0.1227	0.245	0.245	0.15707	0.15707	
0.1	0.4	0.820	0.500	0.500	0.082733	0.1009	0.202	0.202	0.16547	0.16547	
0.2	0.1	0.360	0.500	0.500	0.049200	0.1367	0.273	0.273	0.09840	0.09840	
0.2	0.2	0.520	0.500	0.500	0.068933	0.1326	0.265	0.265	0.13787	0.13787	
0.2	0.3	0.680	0.500	0.500	0.079067	0.1163	0.233	0.233	0.15813	0.15813	
0.2	0.4	0.840	0.500	0.500	0.082800	0.0986	0.197	0.197	0.16560	0.16560	
0.3	0.1	0.440	0.500	0.500	0.053467	0.1215	0.243	0.243	0.10693	0.10693	
0.3	0.2	0.580	0.500	0.500	0.070733	0.1220	0.244	0.244	0.14147	0.14147	
0.3	0.3	0.720	0.500	0.500	0.079600	0.1106	0.221	0.221	0.15920	0.15920	
0.3	0.4	0.860	0.500	0.500	0.082867	0.0964	0.193	0.193	0.16573	0.16573	
0.4	0.1	0.520	0.500	0.500	0.057733	0.1110	0.222	0.222	0.11547	0.11547	
0.4	0.2	0.640	0.500	0.500	0.072533	0.1133	0.227	0.227	0.14507	0.14507	
0.4	0.3	0.760	0.500	0.500	0.080133	0.1054	0.211	0.211	0.16027	0.16027	
0.4	0.4	0.880	0.500	0.500	0.082933	0.0942	0.188	0.188	0.16587	0.16587	

Datos de entrada:

$$\frac{b'}{b} = 0.3 \qquad \frac{t}{h} = 0.3$$

Luego voy a la columna Z_s/bh^2 y seleccionó: 0.15920

Donde:

b: Ancho del ala de la viga

b': Espesor del alma de la viga

t: Espesor del ala de la viga

h: Peralte de la viga

Cálculos

$$h = 1.70 \text{ m}$$

$$b = \frac{Z_{\min}}{Zh^2} = \frac{0.3281}{0.15920(1.70^2)} = 0.71 \text{ m}$$

$$b' = 0.30b = 0.21 \text{ m}$$

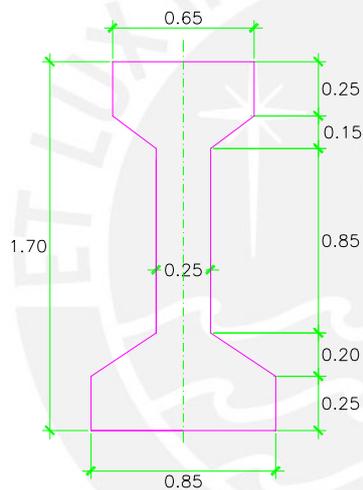
$$t = 0.3h = 0.51 \text{ m}$$

$$A = 0.875 \text{ m}^2$$

La viga teórica que hemos hallado, será acomodada a una sección constructiva. Dándole inclinaciones en las alas superior e inferior (chaflanes), esto permite reducir en dichos puntos la concentración de esfuerzos que va a ayudar al mejor comportamiento de la sección durante su etapa de servicio.

Afinando la sección transversal se obtuvo:

- Viga simple



Área de la sección

$$A = 0.765 \text{ m}^2$$

Momento de inercia

$$I = 0.2579 \text{ m}^4$$

Distancia del CG a la fibra superior

$$y_s = 0.918 \text{ m}$$

Distancia del CG a la fibra inferior

$$y_i = 0.782 \text{ m}$$

Figura 21. Dimensiones de viga prefabricada

- Viga compuesta

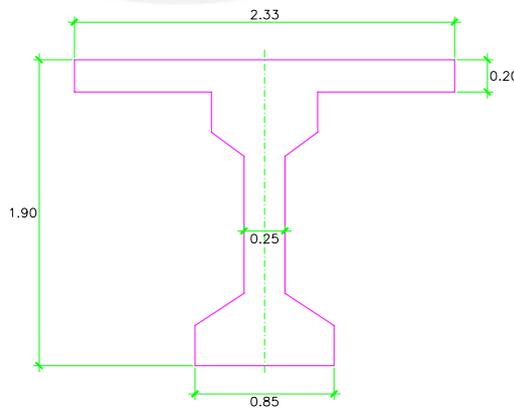


Figura 22. Dimensiones de viga prefabricada sección compuesta

Relación de módulos

$$n = \sqrt{\frac{f'_{closa}}{f'_{cviga}}} = \sqrt{\frac{280}{350}} = 0.894$$

Ancho efectivo de la viga:

$$b' = 2.60 \text{ m}$$

$$b = b' n$$

$$b = 0.894(2.60) = 2.33 \text{ m}$$

Área de la sección

$$A' = 1.23 \text{ m}^2$$

Altura de la viga

$$H = 1.90 \text{ m}$$

Momento de inercia

$$I' = 0.559 \text{ m}^4$$

Distancia del CG a la fibra superior

$$y'_s = 0.733 \text{ m}$$

Distancia del CG a la fibra inferior

$$y'_i = 1.167 \text{ m}$$

Con el diseño final de la sección se calcularon los nuevos factores de distribución

El % de momento g que se distribuye a una viga interior es:

- **Un carril de diseño cargado:**

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

$$\text{Cálculo de } \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}} = \sqrt{\frac{35}{28}} = 1.12$$

$$A = 765000 \text{ mm}^2, \quad I = 2.579 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$e_g = 918 + 100 = 1018 \text{ mm}$$

$$K_g = n(I + Ae_g^2) = 1.12(2.579 \times 10^{11} + 765000(1018^2))$$

$$K_g = 1.177 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{1.177 \times 10^{12}}{30000(200)^3}\right)^{0.1} = 1.172$$

Luego:

$$g = 0.06 + \left(\frac{2600}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2600}{30000}\right)^{0.3} (1.172) = 0.515$$

- **Dos o más carriles de diseño cargados:**

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

$$g = 0.075 + \left(\frac{2600}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2600}{30000}\right)^{0.2} (1.159) = \mathbf{0.748(CRÍTICO)}$$

$$M_{LL+IM} = 0.748(381.42) = 285.31 \text{ ton.m}$$

4.3.2. Fuerza de tensado

Analicemos la segunda parte del diseño en la cual se determinará la fuerza de tensado. Se han tenido cuatro verificaciones usadas en el diseño, ahora tenemos que ver se cumplan las cuatro inecuaciones sin eliminar ningún término porque justamente lo que queremos es hallar la fuerza de tensado

Los diseñadores consideran que si la sección se ha escogido bien, si tiene los módulos de sección necesarios y le hemos acertado a la posición del C.G. cuando se cumpla una de esas desigualdades automáticamente se cumplen las otras tres y se suele elegir:

$\sigma_P - \sigma_{viga} - \sigma_s \geq f_{ts}$, que es lo mismo si escribimos

$$\frac{nP_1}{A} + \frac{nP_1e}{S_i} - \frac{M_{viga} + M_{losa}}{S_i} - \frac{M_s}{S'_i} \geq f_{ts}$$

$$P_1 \geq \frac{A(f_{ts} + \frac{M_{viga} + M_{losa}}{S_i} + \frac{M_s}{S'_i})}{n(1 + e/c_s)}$$

$$P_1 \geq \frac{0.765(-301.5 + \frac{206.55 + 140.40}{0.33} + \frac{424.10}{0.479})}{0.85(1 + \frac{0.662}{0.431})} = 581 \text{ ton}$$

$P_1 = 625 \text{ ton}$

Tenemos que tener cuidado, porque la expresión anterior me sirve para verificar la inecuación cuatro, pero no necesariamente que se cumplan las otras 3 condiciones. Por lo tanto, deben verificarse las otras 3 inecuaciones

4.3.3. Verificación de esfuerzos en el concreto

4.3.3.1. Primera Etapa (Transferencia de la fuerza de tensado)

Se aplica la fuerza total de tensado a la viga simple $P_1 = 625 \text{ ton}$

Ecuación del cable resultante

La ecuación que describe la posición de cada cable de tensado es una parábola de la forma:

$$y = kx^2$$

El vértice de la ecuación se localiza en el centro de la luz, en consecuencia: “x” se mide a partir del centro de la luz y “y” se mide desde la fibra inferior de la viga al centroide del acero de tensado

$$p = \frac{(h - r_s - r_i)}{\left(\frac{L}{2}\right)^2}$$

$$y = px^2 + r_i$$

Donde:

h: Altura de la viga simple

r_{inf} : Recubrimiento inferior del acero preesforzado en el centro de la luz

r_{sup} : Recubrimiento superior del acero presforzado en los apoyos de la viga simple

$$h = 1.70m$$

$$r_{inf} = 0.120m$$

$$r_{sup} = 0.918m$$

$$p = \frac{(1.70 - 0.918 - 0.12)}{\left(\frac{30}{2}\right)^2}$$

$$p = 0.0029424$$

$$y = 0.0029424x^2 + 0.12$$

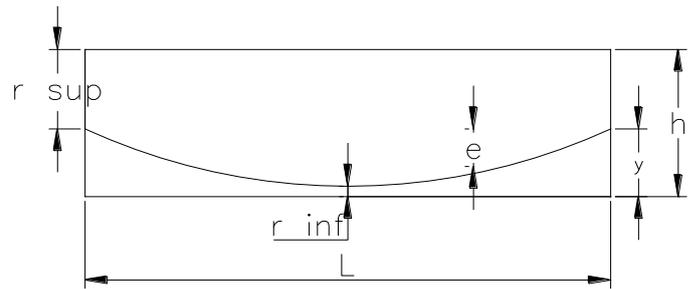


Figura 23. Cable resultante viga prefabricada

Ecuación del momento flector debido al peso propio de la sección

$$M_{viga} = \frac{W_{viga} \cdot L^2}{8} - \frac{W_{viga}}{2} x^2 = 206.55 - 0.918x^2$$

Ecuación de la excentricidad del cable resultante

$$e = h - r_{sup} - y = 0.782 - y$$

Módulos de sección inferior y superior de la sección

$$S_s = \frac{I}{y_s} = 0.281 \text{ m}^3, S_i = \frac{I}{y_i} = 0.330 \text{ m}^3$$

Esfuerzos en la sección debido a la fuerza de tensado y al peso propio (viga)

Resistencia del concreto en el momento de la transferencia: $f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$

Verificación del estado de esfuerzos en el concreto en secciones tomadas cada 2m hasta la mitad de la luz

Fuerza en el centro de la luz = 625 ton

X se mide del centro de la luz a los apoyos

Peso propio de la viga simple: 1.836 ton/m

x(m)	0	1	3	5	7	9	11	13	15
P_1 (ton)	625	625	625	625	625	625	625	625	625
e(m)	0.662	0.659	0.636	0.588	0.518	0.424	0.306	0.165	0
$P_1 e$ (ton. m)	413.75	411.91	397.20	367.78	323.64	264.80	191.24	102.98	0
M_{viga} (ton. m)	206.55	205.63	198.29	183.60	161.57	132.19	95.47	51.41	0
σ^s (kg/cm ²)	7.95	8.27	10.90	16.14	24.01	34.50	47.61	63.34	81.70
σ^i (kg/cm ²)	144.53	144.25	142.01	137.55	130.84	121.91	110.74	97.34	81.70
σ_{adm}^s (kg/cm ²)	-13.48	-13.48	-13.48	-13.48	-13.48	-13.48	-13.48	-13.48	-13.48
σ_{adm}^i (kg/cm ²)	168	168	168	168	168	168	168	168	168
Cumple	OK								

Cálculo de los esfuerzos en $x = 0\text{m}$ (a 15m del apoyo)

Los cálculos se realizaron sobre la sección bruta de concreto:

Esfuerzo admisible a tracción en el concreto durante la transferencia:

$$0.25\sqrt{f'_{ci}} = -1.323 \text{ MPa} = -13.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma^s = \frac{M_{\text{viga}}}{S_s} + \frac{P_1}{A} - \frac{P_1 e}{S_s}$$

$$\sigma^s = \left(\frac{206.55}{0.281} + \frac{625}{0.765} - \frac{413.75}{0.281} \right) / 10$$

$$\sigma^s = 7.95 \text{ kg/cm}^2 > -13.49 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto durante la transferencia:

$$0.60f'_{ci} = 0.60(280) = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma^i = -\frac{M_{\text{viga}}}{S_i} + \frac{P_{160\%}}{A} + \frac{P_{160\%} e}{S_i}$$

$$\sigma^i = \left(-\frac{206.55}{0.330} + \frac{625}{0.765} + \frac{413.75}{0.330} \right) / 10$$

$$\sigma^i = 144.53 \text{ kg/cm}^2 < 168 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Donde:

σ^s : Esfuerzo sobre el concreto en la fibra superior inmediatamente después de la transferencia

σ^i : Esfuerzo sobre el concreto en la fibra inferior inmediatamente después de la transferencia

Esfuerzos en la viga simple debido a la fuerza de tensado, al peso propio de la viga simple más el peso de la losa:

Fuerza en el centro de la luz = 625ton

X se mide del centro de la luz a los apoyos

Peso propio de la viga simple más peso de la losa: 2.88 ton/m

Asumo pérdidas del 15% de la fuerza de tensado

x(m)	0	1	3	5	7	9	11	13	15
P(ton)	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25
e(m)	0.662	0.659	0.636	0.588	0.518	0.424	0.306	0.165	0
Pe(ton. m)	351.69	350.12	337.62	312.61	275.10	225.08	162.56	87.53	0
M _{viga} (ton. m)	206.55	205.63	198.29	183.60	161.57	132.19	95.47	51.41	0
M _{losa} (ton. m)	140.40	139.78	134.78	124.80	109.82	89.86	64.90	34.94	0
M = M _{viga} + M _{losa}	346.95	345.41	333.07	308.40	271.39	222.05	160.37	86.35	0
σ ^s (kg/cm ²)	67.76	67.77	67.83	67.95	68.13	68.37	68.66	69.02	69.44
σ ⁱ (kg/cm ²)	70.88	70.87	70.82	70.72	70.57	70.36	70.11	69.80	69.44
σ _{adm} ^s (kg/cm ²)	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50
σ _{adm} ⁱ (kg/cm ²)	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15
Cumple	OK								

Cálculo de los esfuerzos en x = 0m (a 15m del apoyo)

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto durante la transferencia:

$$0.50\sqrt{f'_c} = -2.96 \text{ MPa} = -30.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma^s = \frac{M_{viga} + M_{losa}}{S_s} + \frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_s}$$

$$\sigma^s = \left(\frac{206.55 + 140.40}{0.281} + \frac{531.25}{0.765} - \frac{351.69}{0.281} \right) / 10$$

$$\sigma^s = 67.76 \text{ kg/cm}^2 < 157.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Esfuerzo admisible a tracción en el concreto durante la transferencia:

$$0.45f'_c = 0.45(350) = 157.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma^i = -\frac{M_{viga} + M_{losa}}{S_i} + \frac{P_{60\%}}{A} + \frac{P_{60\%}e}{S_i}$$

$$\sigma^i = \left(-\frac{206.55 + 140.40}{0.330} + \frac{531.25}{0.765} + \frac{351.69}{0.330} \right) / 10$$

$$\sigma^i = 70.88 \text{ kg/cm}^2 > -30.15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Nota: Es importante mencionar que se supone que la losa no ha fraguado y que las pérdidas en la fuerza de tensado ya han tenido lugar

4.3.3.2. Segundo Etapa (Cargas en servicio)

4.3.3.2.1. Viga interior

Los siguientes momentos fueron calculados anteriormente en el diseño de la sección:

$$M_{barr} = 77.27 \text{ ton. m}$$

$$M_{diaf} = 28.60 \text{ ton. m}$$

$$M_{DW} = 32.91 \text{ ton. m}$$

$$M_{LL+IM} = 285.31 \text{ ton. m}$$

Módulos de sección inferior y superior, de la viga compuesta

$$S'_s = \frac{I'}{y'_s} = 1.049 \text{ m}^3$$

$$S'_{s \text{ losa}} = \frac{I'}{y'_{s \text{ losa}}} = 0.763 \text{ m}^3$$

$$S'_i = \frac{I'}{y'_i} = 0.479 \text{ m}^3$$

Esfuerzos en la viga compuesta:

Estas cargas surgen en la etapa de servicio y en consecuencia actúan sobre la viga compuesta del puente. En este estado de carga, la viga simple ha sido sometida a esfuerzos que deben sumarse a los esfuerzos que ocurrirán en la viga compuesta.

Caso de carga: esfuerzos sobre la viga simple más cargas sobre impuestas más carga viva (HL-93+carril)

X se mide desde el centro de la luz al apoyo

Se suponen pérdidas de la fuerza de tensión durante la etapa de servicio iguales al 15%

x(m)	0	1	3	5	7	9	11	13	15
σ^s (kg/cm ²)	67.76	67.77	67.83	67.95	68.13	68.37	68.66	69.02	69.44
σ^i (kg/cm ²)	70.88	70.87	70.82	70.72	70.57	70.36	70.11	69.80	69.44
M_{barr}	77.27	76.93	74.18	68.69	60.45	49.46	35.72	19.23	0
M_{diaf}	28.60	28.60	28.60	28.60	22.88	17.16	11.44	5.72	0
M_{DW}	32.91	32.76	31.59	29.25	25.74	21.06	15.21	8.19	0
$M_{LL+s/c}$	285.31	282.54	276.99	255.20	225.78	188.77	134.48	71.56	0
σ_{losa}^s (kg/cm ²)	55.61	55.18	53.94	50.06	43.91	36.25	25.81	13.73	0.00
σ'^s (kg/cm ²)	108.19	107.89	107.05	104.34	100.05	94.72	87.43	79.01	69.44
σ'^i (kg/cm ²)	-17.65	-16.98	-15.05	-8.97	0.66	12.65	29.01	47.94	69.44
σ_{adm}^s (kg/cm ²)	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50
σ_{adm}^i (kg/cm ²)	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15
Cumple	OK								

Cálculo de los esfuerzos en x = 0m (a 15m del apoyo)

Esfuerzo a compresión en la fibra ubicada a 0.533m por encima del eje centroidal de la viga compuesta

$$\sigma'^s = \sigma^s + \frac{(M_{barr} + M_{diaf} + M_{DW} + M_{LL+s/c})}{S'_s}$$

$$\sigma'^s = 67.76 + \frac{(77.27 + 28.60 + 32.91 + 285.31)}{1.049(10)}$$

$$\sigma'^s = 108.19 \text{ kg/cm}^2 < 157.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga compuesta (borde de la losa)

$$\sigma_{\text{losa}}^s = \frac{(M_{\text{barr}} + M_{\text{diaf}} + M_{\text{DW}} + M_{\text{LL+s/c}})}{S'_s \text{ losa}}$$

$$\sigma_{\text{losa}}^s = \left(\frac{(77.27 + 28.60 + 32.91 + 285.31)}{0.763} \right) / 10$$

$$\sigma_{\text{losa}}^s = 55.61 \text{ kg/cm}^2 < 157.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga compuesta

$$\sigma'^i = \sigma^i - \frac{(M_{\text{barr}} + M_{\text{diaf}} + M_{\text{DW}} + M_{\text{LL+s/c}})}{S'_i}$$

$$\sigma'^i = (70.88 - \frac{(77.27 + 28.60 + 32.91 + 285.31)}{0.479}) / 10$$

$$\sigma'^i = -17.65 \text{ kg/cm}^2 > -30.15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

La figura muestra los esfuerzos en la sección compuesta

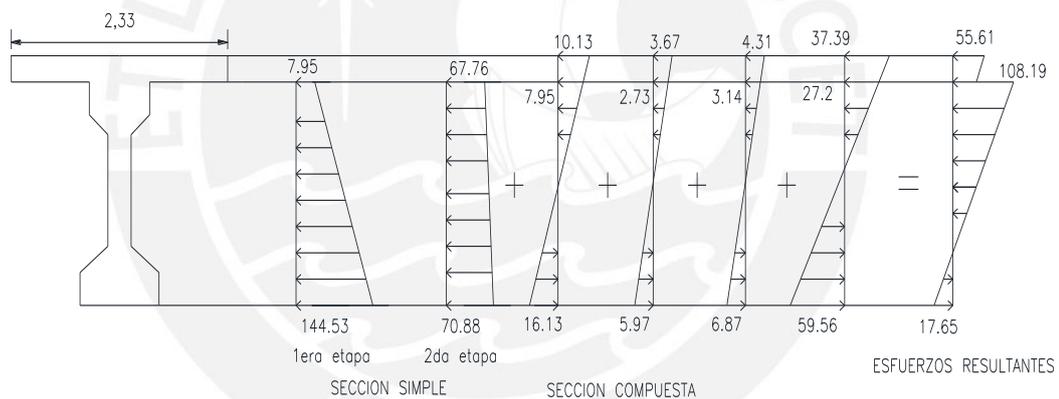


Figura 24. Esfuerzos actuantes en viga prefabricada en su vida.

4.3.3.2.2. Viga exterior

Evaluación de cargas

Carga muerta (DC):

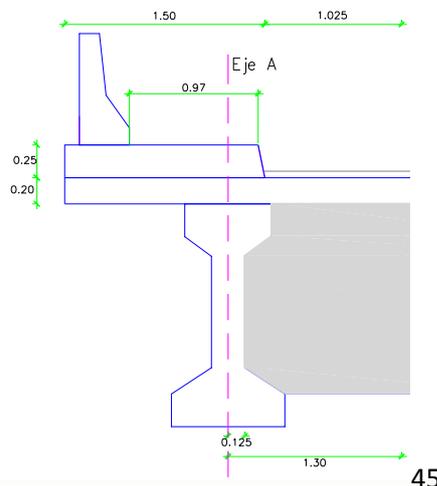


Figura 25. Viga prefabricada exterior

- **Cargas distribuidas**

$$w_{\text{viga}} = 0.765(2.40) = 1.836 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{viga}} = \frac{w_{\text{viga}}L^2}{8} = 206.55 \text{ ton. m}$$

$$w_{\text{losa}} = (0.20(2.525) + 0.25(1.50))2.40 = 2.112 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{losa}} = \frac{w_{\text{losa}}L^2}{8} = 237.6 \text{ ton. m}$$

$$w_{\text{barr}} = 0.2029(2.40) = 0.487 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{barr}} = \frac{w_{\text{barr}}L^2}{8} = 54.78 \text{ ton. m}$$

- **Cargas puntuales**

Colocando cuatro diafragmas a lo largo de toda la vida, en dos apoyos y en los tercios de la luz, se tiene:

$$P_{\text{diaf}} = 1.45(1.30 - 0.125)(0.35)(2.40) = 1.43 \text{ ton}$$



Figura 26. Cargas de diafragmas en viga prefabricada.

$$M_{\text{diaf}} = 14.30 \text{ ton. m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

$$w_{\text{DW}} = 0.05(1.025)2.25 = 0.1153 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{DW}} = \frac{w_{\text{DW}}L^2}{8} = 12.97 \text{ ton. m}$$

Carga viva (LL+IM)

Para calcular el momento flector por cargas vivas utilizaremos los resultados hallados en el análisis de la viga interior

$$M_{\text{LL+IM}} = 1.33(204.57) + 109.13 = 381.21 \text{ ton. m}$$

Método del factor de distribución para momentos (Art.2.6.4.2.2.2b)

Los factores de distribución para los momentos flectores por carga viva para las vigas longitudinalmente exteriores con tableros de concreto pueden ser determinados según se especifica en la tabla 2.6.4.2.2.2d-1

- **Factores de distribución:**

El % de momento g que se distribuye a una viga exterior es:

Un carril de diseño cargado:

Ley de momentos (regla de la palanca)

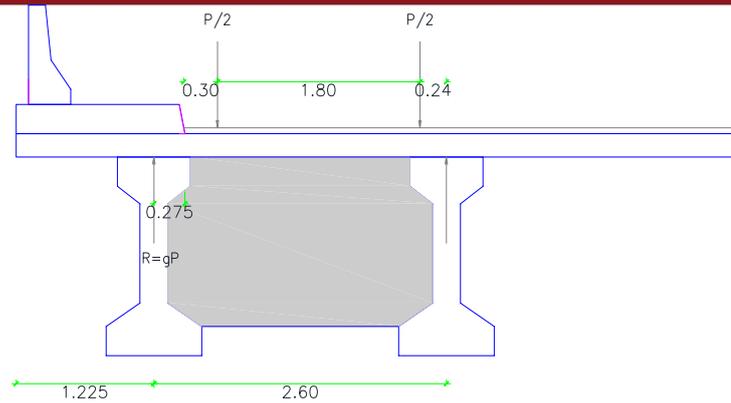


Figura 27. Carga viva en vigas prefabricadas exteriores.

$$2.6R = 2.04 \left(\frac{P}{2}\right) + 0.24 \left(\frac{P}{2}\right)$$

$$R = 0.4385P$$

Luego $g = 0.4385$, para los Estados Límites de Resistencia y Servicio

Además incluimos el factor de presencia múltiple $m = 1.2$:

$$g = 0.4385(1.2) = 0.526$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$g = e g_{int}$$

Donde:

d_e : distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la barrera

$$d_e = -275\text{mm (Ver fig.27)}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} \rightarrow e = 0.77 + \frac{(-275)}{2800} = 0.672$$

$$g_{int} = 0.748 \text{ (Ver diseño viga interior)}$$

Luego:

$$g = 0.672(0.748) = 0.503$$

De los dos casos, seleccionamos el factor de distribución de momento:

$$g = 0.526$$

$$M_{LL+IM} = 0.526(381.21) = 200.51 \text{ ton.m}$$

Sobrecarga en veredas (PL) (Art. 2.4.3.6.1)

Las veredas y los elementos que las soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de $3.5\text{kN/m}^2(0.36\text{ton/m}^2)$ actuantes en los tramos más desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos.

$$w_{PL} = 0.97(0.36) = 0.35 \text{ ton/m}$$

$$M_{PL} = \frac{w_{PL}L^2}{8} = 39.29 \text{ ton.m}$$

Resumen de momentos flectores

$$M_{\text{viga}} = 206.55 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{losa}} = 237.60 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{barr}} = 54.78 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{diaf}} = 14.30 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{DW}} = 12.97 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{LL+IM}} = 200.63 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{PL}} = 39.29 \text{ ton. m}$$

Donde:

M_{PL} : Momento flector generado por la sobrecarga en la vereda

Esfuerzos en la viga simple debido a la fuerza de tensado, al peso propio de la viga simple más el peso de la losa:

Caso de carga: fuerza de tensado más peso propio de la viga simple y de la losa

Fuerza en el centro de la luz= 625 ton

X se mide del centro de la luz a los apoyos

Peso propio de la viga simple más peso de la losa: 3.984 ton/m

Pérdidas del 15% de la fuerza de tensado

x(m)	0	1	3	5	7	9	11	13	15
P(ton)	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25	531.25
e(m)	0.662	0.659	0.636	0.588	0.518	0.424	0.306	0.165	0
Pe(ton. m)	351.69	350.12	337.62	312.61	275.10	225.08	162.56	87.53	0
M_{viga}(ton. m)	206.55	205.63	198.29	183.60	161.57	132.19	95.47	51.41	0
M_{losa}(ton. m)	237.60	236.54	228.10	211.20	185.86	152.06	109.82	59.14	0
M = M_{viga} + M_{losa}	444.15	442.18	426.38	394.80	347.42	284.26	205.30	110.54	0
σ^s(kg/cm²)	102.36	102.21	101.04	98.70	95.19	90.51	84.66	77.64	69.44
σ^i(kg/cm²)	41.41	41.53	42.53	44.52	47.51	51.50	56.49	62.47	69.44
σ_{adm}^s(kg/cm²)	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50
σ_{adm}^i(kg/cm²)	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15
Cumple	OK								

Nota: Es importante mencionar que se supone que la losa no ha fraguado y que las pérdidas en la fuerza de tensado ya han tenido lugar

Esfuerzos en la viga compuesta:

Caso de carga: esfuerzos sobre la viga simple más cargas sobre impuestas más carga viva (HL-93+carril)

X se mide desde el centro de la luz al apoyo

Se suponen pérdidas de la fuerza de tensión durante la etapa de servicio iguales al 15%

x(m)	0	1	3	5	7	9	11	13	15
σ^s (kg/cm ²)	102.36	102.21	101.04	98.70	95.19	90.51	84.66	77.64	69.44
σ^i (kg/cm ²)	41.41	41.53	42.53	44.52	47.51	51.50	56.49	62.47	69.44
M_{barr}	54.78	54.54	52.59	48.70	42.85	35.06	25.32	13.63	0
M_{diaf}	14.30	14.30	14.30	14.30	11.44	8.58	5.72	2.86	0
M_{DW}	12.97	12.92	12.45	11.53	10.15	8.30	6.00	3.23	0
$M_{LL+s/c}$	200.62	198.68	194.77	179.44	158.76	132.74	94.56	50.32	0
M_{PL}	39.29	39.11	37.71	34.92	30.73	25.14	18.16	9.78	0
σ_{losa}^s (kg/cm ²)	42.22	41.90	40.89	37.88	33.30	27.51	19.64	10.47	0
σ^s (kg/cm ²)	133.06	132.68	130.77	126.25	119.40	110.51	98.94	85.25	69.44
σ^i (kg/cm ²)	-25.81	-25.18	-22.57	-15.79	-5.50	7.70	25.22	45.80	69.44
σ_{adm}^s (kg/cm ²)	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50	157.50
σ_{adm}^i (kg/cm ²)	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15	-30.15
Cumple	OK								

Cálculo de los esfuerzos en x = 0m (a 15m del apoyo)

Esfuerzo a compresión en la fibra ubicada a 0.533m por encima del eje centroidal de la viga compuesta

$$\sigma^s = \sigma^s + \frac{(M_{barr} + M_{diaf} + M_{DW} + M_{LL+s/c} + M_{PL})}{S'_s}$$

$$\sigma^s = 102.36 + \frac{(54.78 + 14.30 + 12.97 + 200.62 + 39.29)}{1.049(10)}$$

$$\sigma^s = 133.06 \text{ kg/cm}^2 < 157.50 \text{ kg/cm}^2(\text{OK})$$

Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga compuesta (borde de la losa)

$$\sigma_{losa}^s = \frac{(M_{barr} + M_{diaf} + M_{DW} + M_{LL+s/c} + M_{PL})}{S'_{s \text{ losa}}}$$

$$\sigma_{losa}^s = \frac{(54.78 + 14.30 + 12.97 + 200.62 + 39.29)}{0.763(10)}$$

$$\sigma_{losa}^s = 42.22 \text{ kg/cm}^2 < 157.50 \text{ kg/cm}^2(\text{OK})$$

Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga compuesta

$$\sigma^i = \sigma^i - \frac{(M_{barr} + M_{diaf} + M_{DW} + M_{LL+s/c} + M_{PL})}{S'_i}$$

$$\sigma^i = 41.41 - \frac{(54.78 + 14.30 + 12.97 + 200.62 + 39.29)}{0.479(10)}$$

$$\sigma^i = -25.81 \text{ kg/cm}^2 > -30.15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

4.3.3.3. Evaluación por pérdidas de tensado en la viga prefabricada (Art.2.9.1.3.9.1)

En lugar de análisis más detallados, las pérdidas tensado en miembros contruidos y preesforzados en un solo estado pueden ser tomados como:

En miembros postensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

Donde:

Δf_{pT} : Pérdida total excluyendo fricción y anclajes

Δf_{pES} : Pérdidas debido a acortamiento elástico

Δf_{pSR} : Pérdidas debido a encogimiento

Δf_{pCR} : Pérdidas debido a creep del concreto

Δf_{pR2} : Pérdida debido a la relajación del acero

Pérdida por acortamiento elástico, Δf_{pES} (kg/cm²)

Para miembros postensados:

$$\Delta f_{pES} = \frac{0.5E_p f_{cir}}{E_{ci}}$$

Donde:

E_p : Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo=1.97x10⁶kg/cm²

E_{ci} : Modulo de elasticidad del concreto en el instante de la transferencia

f_{cir} : Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza de tensado y a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia

$$E_{ci} = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} = 0.043(2400)^{1.5}\sqrt{28} = 26753 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = 272712 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculos referidos a la viga simple

$$f_{cir} = \frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e^2}{I} - \frac{M_{viga} e}{I}$$

$$f_{cir} = \left(\frac{625}{0.765} + \frac{625(0.662^2)}{0.2579} - \frac{206.55(0.662)}{0.2579} \right) / 10 = 134.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{0.5(1.97 \times 10^6)134.89}{272712} = 487.19 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas debido a encogimiento, Δf_{pSR} (kg/cm²)

Para miembros postensados:

$$\Delta f_{pSR} = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} \left(1 - 0.06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH) E_p$$

Donde:

$\frac{V}{S}$: Volumen/superficie=área total/perímetro

RH: Humedad relativa promedio anual, que rodea al elemento del concreto

K_{sh}

Días	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

Suponemos

Curado: 7 días

$K_{sh} = 0.77$

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{área}}{\text{perímetro}} = \frac{7650 \text{ cm}^2}{542 \text{ cm}} = 14.11$$

RH = 70%

$$\Delta f_{pSR} = (8.2 \times 10^{-6}) 0.77 (1 - 0.06 \times 14.11) (100 - 70) 1.97 \times 10^6$$

$$\Delta f_{pSR} = 57.24 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas debido a creep del concreto, Δf_{pCR} (kg/cm²)

$$\Delta f_{pCR} = 2.0 \frac{E_p}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

Donde,

f_{cds} : esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a todas las cargas muertas, exceptuando la carga muerta presente en el momento que se aplica la fuerza de tensado

Intervienen en el cálculo de f_{cds} :

La carga muerta debido al peso de la losa más las cargas sobre impuestas

$$M_{DC} = 246.27 \text{ ton. m}$$

$$M_{Dw} = 32.91 \text{ ton. m}$$

Cálculos referidos a la viga compuesta

Distancia del eje centroidal de la viga compuesta al punto de aplicación de la resultante de fuerza de tensado: $1.167 - 0.12 = 1.047 \text{ m}$

$$f_{cds} = \frac{(246.27 + 32.91) 1.047}{0.559(10)} = 52.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = 2.0 \left(\frac{1.97 \times 10^6}{304895} \right) (134.89 - 52.29) = 1029.47 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida debida a la relajación de acero, Δf_{pR2} (kg/cm²)

$$\Delta f_{pR2} = [K_{re} - J](\Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})C$$

Tipo de tendón	K_{re}	J
Gr 270 cordón o alambre	1400	0.150
Gr 250 cordón o alambre	1295	0.140
Gr 270 baja relajación	350	0.040
Gr 250 baja relajación	324	0.037

Para miembros postensados y torones de baja relajación

$$K_{re} = 350, \quad J = 0.040$$

Valores de C

f_{pi}/f_{pu}	Cordón o alambre	Barra o cordón o alambre de baja relajación
0.80		1.28
0.79		1.22
0.78		1.16
0.77		1.11
0.76		1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95

Donde,

f_{pi} : Esfuerzo inicial en el acero de preesforzado

$$f_{pi} = \frac{P_1}{A_{ps}}$$

$$A_{ps} = \frac{P}{0.6f_{pu}} = 46.85 \text{ cm}^2 \rightarrow N_{\text{torones}} = \frac{46.85}{0.987} = 47.46$$

Por lo tanto utilizaremos 50 torones de $\emptyset 0.5''$

$$A_{ps} = 50(0.987) = 49.35 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$f_{pi} = \left(\frac{625}{49.35} \right) 1000 = 12665 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{12665}{18900} = 0.67 \rightarrow c = 0.60$$

$$\Delta f_{pR2} = [350 - 0.04(487.19 + 57.24 + 1064.17)]0.60$$

$$\Delta f_{pR2} = 171.39 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen de pérdidas

Acortamiento elástico:	487.19 kg/cm ²
Encogimiento:	57.24 kg/cm ²
Creep del concreto:	1029.47 kg/cm ²
Relajación del acero:	171.39 kg/cm ²
SUMA	1745.3 kg/cm ²

$$\Delta f_{pT} = 1745.3 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida de tensado referida a la fuerza total:

$$\Delta P = A_{ps} \Delta f_{pT}$$

$$\Delta P = 49.35(1745.3)/1000 = 86.13 \text{ ton}$$

Fuerza de tensado en el centro de la luz: $P_1 = 625 \text{ ton}$

Fuerza en el centro de la luz una vez han ocurrido las pérdidas que se presentan durante la vida útil del puente: $625 - 86.13 = 538.87 \text{ ton}$

En porcentaje

$$\Delta P\% = \left(\frac{86.13}{625}\right)100 = 13.78\%$$

El diseño se considera satisfactorio ya que existe una diferencia de tan solo el 1.22% entre el valor supuesto (15%) para las pérdidas de la fuerza de tensado en la etapa de servicio y el valor calculado (13.78%)

4.3.4. Esfuerzo en el Acero de pretensar- tendones con adherencia (Art.2.9.1.3.10.1.a)

Para estructuras de sección rectangular o con alas sujeto a flexión alrededor de un eje donde la distribución de esfuerzos es aproximada, y para la cual f_{pe} no es menor que $0.5f_{pu}$, el esfuerzo promedio en el acero de pretensar f_{ps} puede ser tomado como:

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

Para el cual

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

Para sección rectangular

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

Para calcular c asumimos un comportamiento rectangular de la sección y luego comprobamos si la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente, c , es menor o igual que el espesor de la losa $t_s = 0.20$ m

Donde:

A_{ps} : Área del acero de presfuerzo = 49.35cm^2

f_{pe} : Esfuerzo efectivo en el acero de pretensar en una sección bajo consideración, después de todas las pérdidas

f_{pu} : Resistencia a tensión del acero preesforzado = 189000 kg/cm^2

f_{py} : Resistencia a la fluencia de acero preesforzado = 17010 kg/cm^2

A_s : Área de refuerzo del acero dulce en tracción = 0

A'_s : Área del refuerzo a compresión = 0

f_y : Resistencia a la fluencia del refuerzo en tensión = 4200 kg/cm^2

f'_y : Resistencia de fluencia del refuerzo en compresión = 4200 kg/cm^2

b : Ancho del ala en compresión = 2.33 m

b_w : Ancho del alma = 0.25 m

d_p : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del tendón de presfuerzo

c : distancia entre el eje neutro y la cara en compresión = 0.164 m

β_1 : Factor del bloque de esfuerzos

Luego:

$$f_{pe} = \frac{P_1}{A_{ps}} = \frac{625}{49.35}(1000) = 12664\text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pe} = 12664\text{ kg/cm}^2 \geq 0.5f_{pu} = 9450\text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$d_p = H - y_{[x=0]}$$

$$d_p = 1.90 - 0.12 = 1.78\text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} \geq 0.65, \text{ para } f'_c > 280\text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(350 - 280)}{70} = 0.80$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{17010}{18900} \right) = 0.28$$

$$c = \frac{49.35(18900)}{0.85(350)0.8(233) + 0.28(49.35)\frac{18900}{178}}$$

$$c = 16.42\text{ cm} = 0.1642\text{ m}$$

$$f_{ps} = 18900 \left(1 - 0.28 \frac{0.1642}{1.78} \right)$$

$$f_{ps} = 18412\text{ kg/cm}^2$$

4.3.5. Resistencia a flexión factorada (Art.2.9.1.3.10.1.c)

La resistencia M_r , será tomada como:

$$M_r = \phi M_n$$

Donde:

M_n : Resistencia nominal

ϕ : Factor de resistencia en flexión = 1 (Art.2.9.1.3.4)

Secciones con Ala

Las secciones con ala sujetos a flexión alrededor de un eje, y para flexión biaxial con carga axial, donde la distribución aproximada de esfuerzos es usada y los tendones tienen adherencia y donde la profundidad del ala en compresión es menor que c , la resistencia a flexión nominal puede ser tomado como:

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

Donde:

d_s : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centro de refuerzo en tensión no presforzado

d'_s : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de refuerzo en compresión

a : $c\beta_1$, profundidad del bloque equivalente de esfuerzos = 0.1314 m

f'_c : Resistencia del concreto = 350 kg/cm²

$$M_n = \frac{49.35(18412) \left(1.78 - \frac{0.1314}{2} \right)}{1000} = 1557.69 \text{ ton.m}$$

- **Viga interior**

Momento último de la sección

Para el diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}]$$

$$M_u = 1.0[1.25(452.82) + 1.50(32.91) + 1.75(285.32)]$$

$$M_u = 1114.70 \text{ ton.m}$$

Verificación por resistencia

$$\phi M_n > M_u$$

$$M_r = \phi M_n = 1557.69 \text{ ton.m} > M_u = 1114.70 \text{ ton.m}$$

El momento resistente $M_r = 1557.69 \text{ ton.m}$, es mayor que el momento último actuante $M_u = 1114.70 \text{ ton.m}$. En consecuencia el diseño por resistencia es satisfactorio, debido a que $\phi = 1$ el diseño por rotura también es satisfactorio.

- **Viga exterior**

Momento último de la sección

Para el diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_{RnI} = 1$:

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75(M_{LL+IM} + M_{PL})]$$

$$M_u = 1.25(517) + 1.50(12.97) + 1.75(239.91) = 1085.55 \text{ ton.m}$$

Verificación por resistencia

$$\phi M_n > M_u$$

$$M_n = 1557.69 \text{ ton.m (Calculado en la viga interior)}$$

$$M_r = \phi M_n = 1557.69 \text{ ton.m} > M_u = 1085.55 \text{ ton.m}$$

El momento resistente $M_r = 1557.69 \text{ ton.m}$, es mayor que el momento ultimo actuante $M_u = 1085.55 \text{ ton.m}$. En consecuencia el diseño es satisfactorio

4.3.6.Límites para el refuerzo
Refuerzo máximo (Art.2.9.1.3.10.1.d.1)

La cantidad máxima de refuerzo preesforzado y refuerzo no preesforzado será tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Para el cual

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}$$

Donde

d_e : La profundidad efectiva correspondiente desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tensión en el refuerzo a tensión

$$c = 0.1642 \text{ m}$$

$$d_e = d_p = 1.78 \text{ m}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{0.1642}{1.78} = 0.0925 < 0.42$$

La sección cumple con los requisitos de refuerzo máximo

Refuerzo mínimo (Art.2.9.1.3.10.1.d.2)

La cantidad total de acero preesforzado y no preesforzado debe ser la adecuada para desarrollar un momento último en la sección crítica de por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento M_{cr} . Es decir:

$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$$

El momento de fisuración del concreto (M_{cr}), con base en el módulo de rotura del concreto es:

$$M_{cr} = (f_r + f_{pe})S'_i$$

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c_i}$$

$$f_{pe} = \frac{P}{A} + \frac{Pe'}{s'_i}$$

$$e' = y'_i - r_i$$

Donde:

f'_{pe} : Esfuerzo de compresión en el concreto, debido solamente a la fuerzas efectivas de preesfuerzo después de ocurridas todas las pérdidas en la fibra extrema precomprimida

e' : Excentricidad del cable resultante en la sección compuesta en el centro de la luz

$$f_r = 2.01\sqrt{280} = 33.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$e' = 1.167 - 0.120 = 1.047 \text{ m}$$

$$f_{pe} = \left(\frac{531.25}{1.2301} + \frac{531.25(1.047)}{0.479} \right) / 10 = 159.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = (336.4 + 1593.1)0.479 = 924.2 \text{ ton.m}$$

$$\emptyset M_n = 1557.69 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 1109.04 \text{ ton.m}$$

La sección cumple con los requisitos de refuerzo mínimo

4.3.7. Diseño por Corte

Para realizar el diseño por corte utilizaremos solo consideramos la viga interior

Resistencia nominal al corte (Art.2.9.1.3.10.2.b.1)

La resistencia nominal al corte V_n será calculada como la menor de

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

4.3.7.1. Determinación del peralte efectivo por corte (d_v)

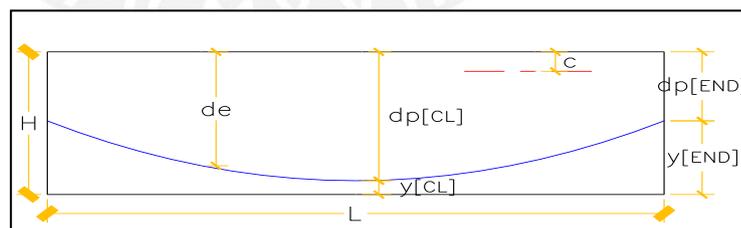


Figura 28. Nomenclatura en viga prefabricada.

Hallamos d_e en el apoyo de la viga compuesta

$$d_e = H - y'_i + e' = 1.90 - 1.167 + 0.385 = 1.118 \text{ m}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 1.118 - \frac{0.1314}{2} = 1.05 \text{ m}$$

No menor que el mayor valor de

$$0.90d_e = 0.90(1.118) = 1.01 \text{ m}$$

$$0.72H = 0.72(1.90) = 1.37 \text{ m}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.15 + 1.37 = 1.52 \text{ m}$$

4.3.7.2. Fuerza Cortante y Momentos Flectores

Cálculo de la fuerza cortante y momento flector en secciones tomadas cada 2m

x se mide del centro de la luz a la sección crítica por corte $d_v = 1.37 \text{ m}$

Cortante Actuante (V_u)

x (m)	0	1	3	5	7	9	11	13	13.48
V_{DC} (ton)	0	3.77	11.32	21.72	29.26	36.80	44.34	51.88	53.70
V_{DW} (ton)	0	0.29	0.88	1.46	2.05	2.63	3.22	3.80	3.94
V_{LL+IM} (ton)	15.42	17.56	21.74	25.95	30.17	34.38	38.59	42.80	43.81
V_u (ton)	26.98	35.89	53.51	74.76	92.43	110.11	127.78	145.46	149.71

Momento actuante(M_u)

x (m)	0	1	3	5	7	9	11	13	13.48
M_{DC} (ton. m)	452.85	450.97	435.87	405.70	354.73	288.67	207.53	111.31	85.86
M_{DW} (ton. m)	32.91	32.76	31.59	29.25	25.74	21.06	15.21	8.19	6.32
M_{LL+IM} (ton. m)	282.05	283.72	278.29	261.15	232.32	191.80	139.56	75.63	58.47
M_u (ton. m)	1109.01	1109.35	1079.23	1008.02	888.58	728.08	526.46	283.78	219.13

Fuerza cortante y momento flector en $x = 13.48\text{m}$ (a 1.52m del apoyo)

Evaluación de cargas

Carga muerta (DC)

$$w_{\text{viga}} = 1.836, w_{\text{losa}} = 1.248, \text{ y } w_{\text{barr}} = 0.687 \rightarrow w_{DC1} = 3.771 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{diaf}} = 2.86 \text{ ton}$$

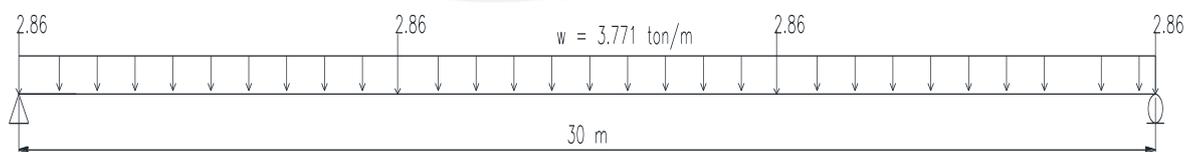


Figura 29. Carga muerta en viga prefabricada.

$$V_{DC} = 53.70 \text{ ton}$$

$$M_{DC} = 85.86 \text{ ton. m}$$

Superficie de rodadura (DW)

$$w_{DW} = 0.293 \text{ ton/m}$$

$$V_{DW} = 3.94 \text{ ton}$$

$$M_{DW} = 6.32 \text{ ton. m}$$

Carga viva (LL+IM)

- **Camión de diseño (HL-93)**

Para producir los efectos más desfavorables se coloca la primera rueda del camión de diseño a una distancia 1.52m del apoyo

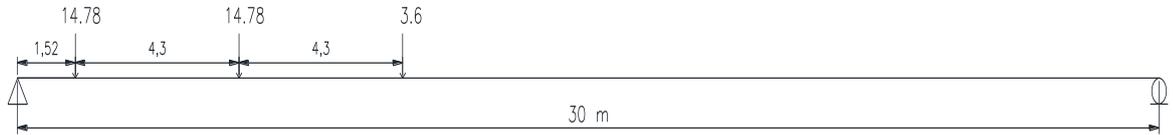


Figura 30. Carga viva en viga prefabricada.

$$V = 28.33 \text{ ton}$$

$$M = 43.01 \text{ ton.m}$$

- **Sobrecarga distribuida**

$$w_{s/c} = 0.97 \text{ ton/m}$$

$$V_{s/c} = 13.08 \text{ ton}$$

$$M_{s/c} = 20.97 \text{ ton.m}$$

Método del factor de distribución por corte (Art.2.6.4.2.2.3a)

La carga viva de corte para vigas interiores puede ser determinada aplicando las fracciones especificadas en la tabla 2.6.4.2.2.3a-1

- **Factores de distribución**

El % de cortante g que se distribuye a una viga interior es:

Un carril de diseño cargado

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

$$g = 0.36 + \frac{2600}{7600} = 0.7021$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

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

$$g = 0.2 + \frac{2600}{3600} - \left(\frac{2600}{10700}\right)^2 = \mathbf{0.863(CRÍTICO)}$$

Por lo tanto

$$V_{LL+IM} = 0.863(1.33 \times 28.33 + 13.08) = 43.81 \text{ ton.m}$$

Método del factor de distribución por momento

$$g = 0.748$$

$$M_{LL+IM} = 0.748(1.33(43.01) + 20.97) = 58.47 \text{ ton.m}$$

Combinación crítica

Para el diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$V_u = n[1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}]$$

$$V_u = 1.25(53.70) + 1.50(3.94) + 1.75(43.81) = 149.71 \text{ ton}$$

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}]$$

$$M_u = 1.25(85.86) + 1.50(6.32) + 1.75(58.47) = 219.13 \text{ ton.m}$$

4.3.7.3. Fuerza Cortante del Postensado (V_p)

Fuerza cortante del postensado en secciones tomadas cada 2m

X se mide del centro de la luz a la sección crítica por corte. (Ver Figura 29).

x (m)	0	1	3	5	7	9	11	13	13.48
e (m)	0.662	0.659	0.636	0.588	0.518	0.424	0.306	0.165	0.127
$d_e = d_p$ (m)	1.78	1.78	1.75	1.71	1.64	1.54	1.42	1.28	1.25
V_p (ton)	0	3.13	9.38	15.63	21.87	28.11	34.34	40.56	42.06

Fuerza cortante del postensado en $x = 13.48m$ (a 1.52m del apoyo)

$$P = nP_1 = 0.85(625)$$

$$P = 531.25 \text{ ton}$$

$$y = 0.0029424x^2 + 0.12 \text{ (Ecuación del cable resultante)}$$

$$y' = 2(0.0029424)x = 0.0058848x$$

Luego

$$y = 0.655 \text{ m}$$

$$y' = 0.07933$$

$$e' = y'_i - y = 1.167 - 0.655 = 0.512 \text{ m}$$

$$d_e = H - y'_i + e' = 1.90 - 1.167 + 0.512 = 1.245 \text{ m}$$

$$V_p = P \tan^{-1}(y') = 42.06 \text{ ton}$$

4.3.7.4. Fuerza de corte en el concreto

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

Donde

b_v : Ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v efectiva de corte

β : Factor que indica la habilidad del concreto fisurado diagonalmente para transmitir tensión

Determinación de $\beta y \theta$:

Procedimiento general (Art.2.9.1.3.10.2.b.2.2)

Para secciones que contienen refuerzo transversal los valores de $\beta y \theta$ serán como los especificados en la figura 32 y tabla 2.2.2.2

El esfuerzo de corte sobre el concreto será determinado como:

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

x (m)	0	1	3	5	7	9	11	13	13.48
d _v (m)	1.71	1.71	1.68	1.64	1.57	1.47	1.37	1.37	1.37
v _u (kg/cm ²)	7.01	8.61	11.90	16.48	20.64	25.60	31.47	35.40	36.34
v _u /f' _c	0.020	0.025	0.034	0.047	0.059	0.073	0.090	0.101	0.104

Esfuerzo de corte en el concreto en X = 13.48m (a 1.52m del apoyo)

$$b_v = 0.25\text{m}$$

$$d_v = 1.37\text{m}$$

$$v_u = \frac{(149.71 - 0.9(42.06))}{0.9(0.25)1.37(10)} = 36.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{36.34}{350} = 0.104$$

La deformación en el refuerzo sobre el lado de tracción a flexión del miembro será determinado como:

$$\epsilon_x = \frac{M_u/d_v + 0.5N_u + 0.5V_u \cot\theta - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_{ps} A_{ps}} \leq 0.002$$

Si el valor de ϵ_x calculado es negativo, su valor será reducido multiplicándolo por el factor F_E tomado como:

$$F_E = \frac{E_p A_{ps}}{E_c A_c + E_p A_{ps}}$$

Donde:

ϕ : Factor de resistencia por corte = 0.9

A_c : Área del concreto sobre el lado de tracción a flexión del miembro como se muestra en la figura

N_u : Fuerza axial factorada tomada como positiva si es de compresión=0

V_u : Fuerza de corte factorada

f_{po} : Esfuerzo en el acero de pretensado cuando el esfuerzo alrededor del concreto es 0

El lado de tracción a flexión de los miembros deberá ser tomado como la mitad de la altura que contiene la zona de tracción a flexión

Tabla 2.2.2.2

Valores de $\theta\gamma\beta$ para secciones con refuerzo transversal

$\frac{V}{f_c}$	$\epsilon_x \times 1000$										
	-0.2	-0.15	-0.1	0	0.125	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2
<= 0.05	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	28.5	29.0	33.0	36.0	41.0	43.0
	6.78	6.17	5.63	4.88	3.99	3.49	2.51	2.37	2.23	1.95	1.72
0.075	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.5	30.0	33.5	36.0	40.0	42.0
	6.78	6.17	5.63	4.88	3.65	3.01	2.47	2.33	2.16	1.90	1.65
0.1	23.5	23.5	23.5	23.5	24.0	26.5	30.5	34.0	36.0	38.0	39.0
	6.50	5.87	5.31	3.26	2.61	2.54	2.41	2.28	2.09	1.72	1.45
0.125	20.0	21.0	22.0	23.5	26.0	28.0	31.5	34.0	36.0	37.0	38.0
	2.71	2.71	2.71	2.60	2.57	2.50	2.37	2.18	2.01	1.60	1.35
0.15	22.0	22.5	23.5	25.0	27.0	29.0	32.0	34.0	36.0	36.5	37.0
	2.66	2.61	2.61	2.55	2.50	2.45	2.28	2.06	1.93	1.50	1.24
0.175	23.5	24.0	25.0	26.5	28.0	30.0	32.5	34.0	35.0	35.5	36.0
	2.59	2.58	2.54	2.50	2.41	2.39	2.20	1.95	1.74	1.35	1.11
0.2	25.0	25.5	26.5	27.5	29.0	31.0	33.0	34.0	34.5	35.0	36.0
	2.55	2.49	2.48	2.45	2.37	2.33	2.10	1.82	1.58	1.21	1.00
0.225	26.5	27.0	27.5	29.0	30.5	32.0	33.0	34.0	34.5	36.5	39.0
	2.45	2.38	2.43	2.37	2.33	2.27	1.92	1.67	1.43	1.18	1.14
0.25	28.0	28.5	29.0	30.0	31.0	32.0	33.0	34.0	35.5	38.5	41.5
	2.36	2.32	2.36	2.30	2.28	2.01	1.64	1.52	1.40	1.30	1.25

Finalmente hallamos la fuerza de corte en el concreto

x (m)	0	1	3	5	7	9	11	13	13.48
Asuma θ°	27.00	27.00	27.00	27.00	27.00	27.00	24.91	23.43	23.17
$f_{po}=f_{pe}$	10765	10765	10765	10765	10765	10765	10765	10765	10765
ϵ_x	1.48E-03	1.58E-03	1.67E-03	1.63E-03	1.30E-03	7.34E-04	-9.08E-05	-1.60E-03	-2.02E-03
F_ϵ	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067
$\epsilon_x = F_\epsilon \epsilon_x$	9.83E-05	1.05E-04	1.11E-04	1.08E-04	8.68E-05	4.88E-05	-6.04E-06	-1.07E-04	-1.34E-04
θ°	27.00	27.00	27.00	27.00	27.00	27.00	24.91	23.43	23.17
β°	4.18	4.13	4.09	4.11	4.18	4.41	4.00	5.26	5.24
$\cot\theta^\circ$	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	2.15	2.31	2.34
Vc (ton)	89.46	88.26	86.17	84.19	81.88	81.23	68.56	90.11	89.63

Fuerza de corte en el concreto, x = 13.48m (a 1.52m del apoyo)

$$f_{pe} = \frac{P}{A_{ps}} = \frac{(531.25)1000}{49.35} = 10765 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_x = \frac{219.13/1.37 + 0.5(149.71)2.34 - 49.35(10765)/1000}{1970000(49.35)/1000} = -0.002018$$

$$F_E = \frac{1970000(49.35)}{304895(4475) + 1970000(49.35)} = 0.067$$

$$\varepsilon_x F_E = -0.002018(0.067) = -0.0001342$$

Luego de iterar obtenemos los siguientes resultados:

$$\theta = 23.17^\circ, \quad \beta = 5.24^\circ$$

Luego

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

$$V_c = \frac{0.083(5.24)\sqrt{35}(250)1370}{1000} = 881.26 \text{ kN} = 89.63 \text{ ton}$$

4.3.7.5. Refuerzo transversal(Art.2.9.1.3.10.2.b.4)

Se realizarán todos los cálculos en $X=13.48\text{m}$ (a 1.52m del apoyo)

Excepto en losas, cimentaciones y alcantarillas, el refuerzo transversal será necesario donde:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p)$$

$$V_u = 149.71 \text{ ton} > 0.5(0.9)(89.63 + 42.06) = 59.26 \text{ ton (OK)}$$

Acero de Refuerzo Transversal Requerido(V_s)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_p - V_c$$

Espaciamiento requerido del acero transversal

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v}{V_s} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

Donde:

α : Ángulo de inclinación del estribo respecto a la horizontal = 90°

$$V_s = \frac{149.71}{0.9} - 42.06 - 89.63 = 34.66 \text{ ton}$$

$$s \leq \frac{2.58(4200)1.37}{34.66(1000)} \cot(23.06^\circ) = 0.88 \text{ m}$$

Espaciamiento máximo de refuerzo transversal (Art.2.9.1.3.10.2.b.4.2)

El espaciamiento del refuerzo transversal no excederá lo siguiente:

- Si $v_u < 0.1f'_c b_v d_v \rightarrow s \leq 0.8d_v \leq 0.60 \text{ m}$
- Si $v_u \geq 0.1f'_c b_v d_v \rightarrow s \leq 0.4d_v \leq 0.30 \text{ m}$

Como $v_u = 151.17 \text{ ton} > 0.1(350)25(137)/1000 = 119.70 \text{ ton}$

$$s_{\text{máx}} = 0.4d_v = 0.4(1.37) = 0.55 \text{ m}$$

$$s_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m}$$

Entonces

$$s = 0.30 \text{ m}$$

Mínimo refuerzo transversal(Art. 2.9.1.3.10.2.b.4.1)

Donde el refuerzo transversal es requerido, el área de acero no será menor que:

$$A_v \geq 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Donde:

A_v : área del refuerzo transversal dentro de la distancia s (mm^2)

b_v : ancho del alma ajustado por la presencia de ductos (mm)

s : espacio entre el refuerzo transversal (mm)

Se determinaron estribos de $\varnothing 1/2'' @ 0.30 \text{ m}$

$$A_{v \text{ mín}} = 0.083 \sqrt{35} \frac{250(300)}{420} = 87.7 \text{ mm}^2 = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2.58 \text{ cm}^2 \geq A_{v \text{ mín}} = 1.75 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

Verificación por resistencia al corte

$$S = 0.30 \text{ m} \rightarrow V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \cot \theta = \frac{2.58(4200)1.37}{0.30(1000)} \cot(23.17^\circ) = 115.62 \text{ ton}$$

Cortante actuante: $V_u = 149.71 \text{ ton}$

Cortante resistente: $\varnothing V_n$

$$\varnothing = 0.90$$

Siendo V_n el menor de:

- $V_n = V_c + V_s + V_p = 89.63 + 115.62 + 42.06 = 247.31 \text{ ton}$

- $V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p = \frac{0.25(350)25(137)}{1000} + 42.06 = 341.75 \text{ ton}$

$$\varnothing V_n = 0.9(247.31) = 222.58 \text{ ton}$$

$$\varnothing V_n = 247.31 \text{ ton} \geq V_u = 149.71 \text{ ton}$$

Por lo tanto a una distancia 1.52 m del apoyo (sección crítica por cortante) usar estribos $\varnothing 1/2'' @ 0.30 \text{ m}$.

x(m)	0	1	3	5	7	9	11	13	13.48
Vs (ton)	-59.48	-51.51	-36.09	-16.75	-1.04	13.00	39.08	30.96	34.66
s (m) ≤	-0.61	-0.70	-0.99	-2.08	-31.89	2.41	0.82	1.11	1.00
0.1. f'c. bv. dv (ton)	149.64	149.39	147.33	143.22	137.04	128.82	119.70	119.70	119.70
s (m) ≤	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.30	0.30	0.30
use s (m)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.30	0.30	0.30

4.3.7.6. Corte Horizontal

Resistencia nominal (Art.2.9.1.3.10.2.b.5)

La zona de interacción de corte será considerada a través de un plano dado el siguiente caso:

La interacción entre dos vacados de concreto en diferentes tiempos

La resistencia nominal a corte del plano de interacción será tomada como:

$$V_n = cA_{cv} + \mu[A_{vf}f_y + P_c]$$

Donde

V_n : Resistencia nominal a corte

A_{cv} : Área de concreto comprometida en la transferencia del corte

A_{vf} : Área de refuerzo al corte cruzando el plano de corte,

c : Factor de cohesión (AASHTO 5.8.4.2) = 0.52MPa = 5.3 kg/cm²

μ : Factor de fricción (AASHTO 5.8.4.2) = 0.6λ = 0.6(1.0) = 0.6

P_c : Fuerza normal a compresión de la red permanente normal al plano de corte

Cálculos

$$A_{cv} = 65(100) = 6500 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = 4(2) = 8.00 \text{ cm}^2, 4\emptyset 1/2''(4 \text{ patas están ancladas})$$

$$P_c = 0.2862(1.00)2400 = 687 \text{ kg}$$

$$V_n = 5.3(6500) + 0.6[8(4200) + 687] = 55.02 \text{ ton}$$

La resistencia nominal a corte no excederá a:

- $V_n = 0.2f'_c A_{cv}$ o

- $V_n = 5.5A_{cv}$

$$0.2f'_c A_{cv} = 0.2(350)6500 = 455 \text{ ton}$$

$$5.5A_{cv} = (5.5 \times 650000 \text{ mm}^2) / 9.81 = 364.42 \text{ ton}$$

$$V_n = 55.02 \text{ ton} < 364.42 \text{ ton (OK)}$$

Cortante actuante

Hallamos el corte actuante en la sección crítica de la viga $x = 13.48 \text{ m}$, en la zona de contacto entre la losa y la viga, donde actúa $V_u = 149.71 \text{ ton}$

$$q = \frac{QV_u}{I}$$

$$Q = Ay'$$

$$V_{act} = qs$$

$$Q = 0.466(0.633) = 0.295 \text{ m}^3$$

$$q = \frac{0.295(149.71)}{0.559} = 58.1 \text{ ton/m}$$

$$V_{act} = 58.1(0.3) = 23.7 \text{ ton}$$

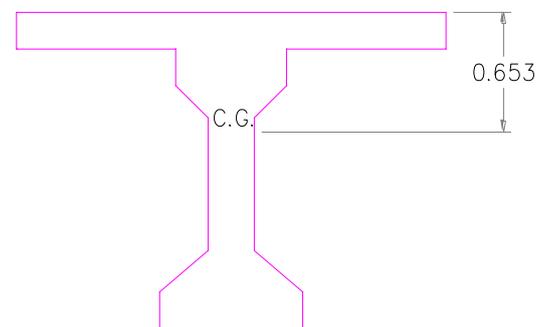


Figura 31. Centroide de sección compuesta de viga prefabricada.

Donde:

y': Distancia desde el eje neutro de la viga y el centroide de la losa

A: Área de la losa

q: Flujo de corte

Q: Momento estático de la sección transversal

I: Momento de inercia de la sección

s: Separación entre estribos en la sección

Realizamos el mismo análisis para la sección donde el espaciamiento de los estribos es de 60 cm y la fuerza vertical actuante es mayor $V_u = 110.11$ ton

$$q = \frac{0.295(110.11)}{0.559} = 58.1 \text{ ton/m}$$

$$V_{act} = 58.1(0.6) = 34.86 \text{ ton}$$

Cortante resistente: ϕV_n

$$\phi = 0.90$$

Entonces:

$$\phi V_n = 0.9(55.02) = 49.52 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 49.52 \text{ ton} > V_u = 34.86 \text{ ton (OK)}$$

4.3.8. Deflexiones

Presentaremos como estimar las deflexiones originadas por la flexión en la viga postensada.

4.3.8.1. Deflexiones en la viga simple

Cálculo en el centro de la luz debido al peso propio de la viga simple

Peso propio de la viga simple: $w = 1.836$ ton/m

El modulo de elasticidad del concreto para una resistencia del concreto, en el instante de la transferencia, igual a 280 kg/cm^2 es:

$$E_c = 272712 \text{ kg/cm}^2 = 2727120 \text{ ton/m}^2$$

$$I_c = 0.2579 \text{ m}$$

La deflexión debida a una carga distribuida es:

$$\delta_w = \frac{5wL^4}{384E_cI_c}$$

$$\delta_D = \frac{5(1.836)30^4}{384(2727120)2579} = 0.0275 \text{ m} \downarrow$$

Cálculo en el centro de la luz debido a la fuerza de tensado inicial

$$P_1 = 625 \text{ ton}$$

Efecto de la fuerza de tensado

$$M = P_1 e = (625)0.662 = 413.75 \text{ ton. m}$$

La deflexión debida a un momento M es:

$$\delta_M = \frac{ML^2}{8E_c I_c}$$

$$\delta_M = \frac{413.75(30^2)}{8(2727120)2579} = 0.0662 \text{ m } \uparrow$$

Contra flecha en el centro de la luz, debido a la fuerza de tensado y el peso propio de la viga simple:

$$\delta = 0.0275 - 0.0662 = -0.0387 \text{ m} = 3.87 \text{ cm } \uparrow$$

4.3.8.2. Deflexión en la viga compuesta

Cálculo el centro de la luz debido a la carga viva

Coefficiente de rigidez para la sección compuesta:

$$I = 0.559 \text{ m}^4$$

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043(2400)^{1.5} \sqrt{35} = 29910 \text{ MPa}$$

$$E_c = 304895 \text{ kg/cm}^2 = 3048950 \text{ ton/m}^2$$

Deflexión debida a la línea de carga (influye impacto y factor de rueda) en el centro de la luz.

$$M_{LL+IM} = 0.748(381.42) = 285.31 \text{ ton. m}$$

$$\delta_{LL+IM} = \frac{285.31(30^2)}{8(304895)0.559} = 0.0188 \text{ m}$$

Valor máximo admisible de deformación por carga viva (Art.2.9.1.3.9.7.1)

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{L}{800} = \frac{3000}{800} = 3.75 \text{ cm} > 1.88 \text{ cm}$$

La deflexión por carga viva es menor que la deflexión admisible, por lo tanto el diseño es satisfactorio.

4.4. Viga Diafragma

Son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos y en los tercios de las vigas longitudinales para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales

4.4.1. Calculo del acero principal positivo

Calcularemos los momentos de flexión positivos por:

Carga muerta (DC)

Cargas en el eje A debido al volado:

$$P_{\text{barrera}} = 0.2029(0.35)2.40 = 0.171 \text{ ton}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.554(0.35)2.40 = 0.466 \text{ ton}$$

$$P_{\text{total}} = 0.637 \text{ ton}$$

Momento en el eje A debido al volado

$$M_{\text{barrera}} = 0.171(1.225 - 0.13) = 0.188 \text{ ton. m}$$

$$M_{losa} = 0.466(1.225/2) = 0.286 \text{ ton. m}$$

$$M_{total} = 0.474 \text{ ton. m}$$

Carga distribuida por peso propio del diafragma

$$w_{pp} = 0.35(1.45)2.40 = 1.218 \text{ ton/m}$$

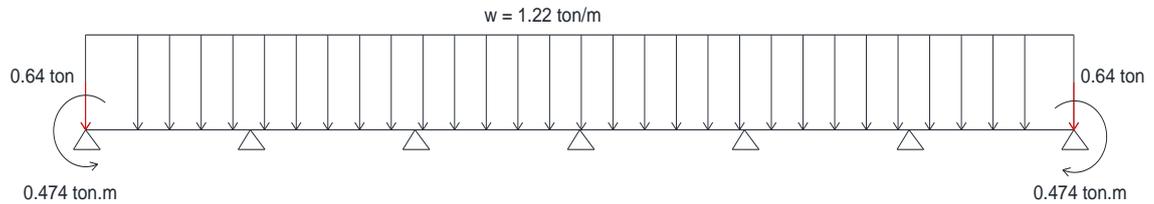


Figura 32. Carga muerta en viga diafragma

$$M_{DC} = 0.44 \text{ ton. m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

Se despreciará por ser muy pequeña

Momento último de la sección

Para el Estado de Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = n(1.25 M_{DC})$$

$$M_u = 1.25(0.44) = 0.55 \text{ ton. m}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$d = 145 - 8 = 137 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.55(10^5)}{35(137^2)} = 0.084$$

$$\rho = 0.1\%$$

Nota: Es conocido que la cuantía de acero requería para evitar fallas frágiles por flexión es aproximadamente 0.28% para concreto de resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Refuerzo mínimo

Las fallas del diafragma deberán ser siempre dúctiles, evitando que sean frágiles y repentinas, como la falla por tracción del concreto. Así, se calculó el momento mínimo que debe soportar el diafragma

Entonces:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{35(145^2)}{6} = 122646 \text{ cm}^3$$

$$M_{min} = 1.2M_{cr} = 1.2(f_r S) = \frac{1.2(33.63 \times 122646)}{10^5} = 49.49 \text{ ton. m}$$

Calculamos el acero requerido:

$$K_u = \frac{M_{\min}}{bd^2} = \frac{49.49(10^5)}{35(137^2)} = 7.53$$

$$\rho = 0.205\%$$

$$A_s(-) = \rho(bd) = \left(\frac{0.20}{100}\right) 35(137) = 9.6 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto 2 ϕ 1"

Nuestro diafragma contará con un acero mínimo, por lo tanto no es necesario analizar el refuerzo máximo.

4.4.2. Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

El refuerzo por contracción y temperatura debe ser en forma de barras o alambres soldados. Para barras o alambres soldados el área del refuerzo en cada dirección no debe ser menor que:

$$A_{s\min} = \frac{0.75A_g}{f_y}$$

Donde:

A_g : Área gruesa de la sección (mm^2)

f_y : Resistencia a fluencia de la barras de refuerzo (MPa)

En el alma de la viga diafragma:

$$A_{s\min} = \frac{0.756(350)1450}{420} = 913.5 \text{ mm}^2 = 9.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 4.57 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

Por lo tanto $\phi 1/2"$ @0.25m. / cara.

4.4.3. Diseño por corte

Resistencia nominal al corte (Art.2.9.1.3.10.2.b.1)

La resistencia nominal al corte V_n será calculada como la menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

Determinación del peralte efectivo por corte (d_v)

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

Donde:

d_e : La profundidad efectiva correspondiente desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tensión en el refuerzo a tensión

a : Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

$$d_e = 1.37\text{m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{10.2(4200)}{0.85(280)35} = 5.14 \text{ cm} = 0.051 \text{ m}$$

$$d_v = 1.37 - \frac{0.051}{2} = 1.35 \text{ m}$$

No menor que el mayor valor de

- $0.90d_e = 0.90(1.37) = 1.23 \text{ m}$
- $0.72h = 0.72(1.45) = 1.04 \text{ m}$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.15 + 1.35 = 1.50 \text{ m}$$

La fuerza cortante producto de la carga muerta será la siguiente:

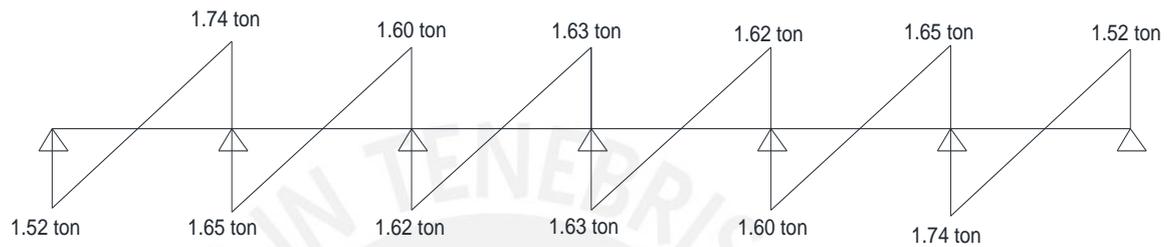


Figura 33. Fuerza cortante debido a la carga muerta.

$$V_{DC} = -0.36 \text{ ton}$$

Cortante última de la sección

Para el diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$V_u = n(1.25 V_{DC} + 1.75 V_{(II+IM)})$$

$$V_u = 1.25(-0.36) + 1.75(-1.864) = 3.72 \text{ ton}$$

Fuerza Cortante del Postensado (V_p)

$$V_p = 0$$

Fuerza de corte en el concreto

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

Donde

b_v : Ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v efectiva de corte

β : Factor que indica la habilidad del concreto fisurado diagonalmente para transmitir tensión

Determinación de β y θ :

Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas

(Art.2.9.1.3.10.2.b.2.1)

Para secciones de concreto no pretensado y no sujetas a tensión axial y conteniendo al menos la cantidad mínima de refuerzo transversal

Los valores pueden ser usados como:

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$b_v =$ ancho de alma = 350 mm

$$V_c = 0.083(2\sqrt{28})350(1340) = 412 \text{ kN} = 42 \text{ ton}$$

Mínimo refuerzo transversal(Art. 2.9.1.3.10.2.b.4.1)

Donde el refuerzo transversal es requerido, el área de acero no será menor que:

Se proponen estribos de $\emptyset 1/2'' @ 0.45 \text{ m}$

$$A_v \geq 0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \dots (SI)$$

Donde:

A_v : área del refuerzo transversal dentro de la distancia s (mm^2)

b_v : ancho del alma ajustado por la presencia de ductos (mm)

s : espacio entre el refuerzo transversal (mm)

$$A_v \geq 0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

$$A_v \geq 0.083\sqrt{28} \frac{250(450)}{420}$$

$$A_{v \text{ mín}} = 118 \text{ mm}^2 = 1.18 \text{ cm}^2 < 2.58 \text{ cm}^2$$

Acero de Refuerzo Transversal Requerido(V_s)

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

Donde:

α : Ángulo de inclinación del estribo respecto a la horizontal = 90°

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

Se proponen estribos de $\emptyset 1/2'' @ 0.45 \text{ m}$

$$V_s = \frac{2.58(4200)134}{45} = 32.27 \text{ ton}$$

Donde

s : Espaciamiento asumido de estribos

A_v : Asumiendo 2 ramas de $\emptyset 1/2'' = 2.58 \text{ cm}^2$

Espaciamiento máximo de refuerzo transversal (Art.2.9.1.3.10.2.b.4.2)

El espaciamiento del refuerzo transversal no excederá lo siguiente:

- Si $v_u < 0.1f'_c b_v d_v \rightarrow s \leq 0.8d_v \leq 0.60 \text{ m}$
- Si $v_u \geq 0.1f'_c b_v d_v \rightarrow s \leq 0.4d_v \leq 0.30 \text{ m}$

Como $v_u = 3.72 < 0.1(280)35(134)/1000 = 17.20 \text{ ton}$

$$s_{\text{máx}} = 0.8d_v = 0.8(1.34) = 1.07 \text{ m}$$

$$s_{\text{máx}} = 0.60 \text{ m}$$

Entonces

$$s = 0.30 \text{ m}$$

Verificación por resistencia al corte

$$S = 0.45\text{m} \rightarrow V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \cot \theta = \frac{2.58 \times 4200 \times 1.34}{0.30 \times 1000} = 48.4 \text{ ton}$$

Cortante actuante: $V_u = 3.72 \text{ ton}$

Cortante resistente: ϕV_n

$$\phi = 0.90$$

Siendo V_n el menor de:

- $V_n = V_c + V_s + V_p = 42 + 48.4 + 0 = 90.4 \text{ ton}$
- $V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p = 0.25(280)35(134)/1000 = 328 \text{ ton}$

$$\phi V_n = 0.9(90.4) = 81.36 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 81.36 \text{ ton} \geq V_u = 3.72 \text{ ton}$$

Por lo tanto a una distancia 1.50m del apoyo (sección crítica por cortante) usar estribos $\phi 1/2"$ @ 0.30m

5. Subestructura del Puente

5.1. Apoyos

Las vigas postensadas diseñadas anteriormente, deberán transmitir las cargas a los estribos mediante la interposición de unos elementos denominados apoyos. Los apoyos no solamente deberán ser capaces de absorber las fuerzas horizontales y verticales transmitidas por el tablero, originadas por las cargas permanentes y sobrecargas, sino también deben permitir (según la tipología de la estructura y de la subestructura) determinados movimientos e impedir otros.

Las Cargas actuantes en cada apoyo provenientes de la viga son:

$$R_{DC} = 59.43 \text{ ton (Carga muerta)}$$

$$R_{DW} = 4.4 \text{ ton (Carga por asfalto)}$$

$$R_{LL+IM} = 47.00 \text{ ton (Carga viva)}$$

$$R_T = 110.83 \text{ ton (Carga total)}$$

Esfuerzo de compresión por carga total en servicio en apoyos fijos

El esfuerzo de compresión (σ_s) no deberá exceder lo siguiente:

$$\sigma_s \leq 2GS \leq 122 \text{ kg/cm}^2 \quad (1)$$

Verificando esto, se hallará el acero requerido mínimo:

$$A_{\text{req}} \geq \frac{R_T}{\sigma_s} = \frac{110830}{122} = 908.46 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de la viga postensada $b = 77.5 \text{ cm}$, escogemos $W = 40 \text{ cm}$. Entonces el largo mínimo será:

$$L \geq \frac{908.46}{40} = 22.71 \text{ cm}$$

$$L = 25 \text{ cm.}$$

Así, el apoyo será de $40 \times 25 = 1000 \text{ cm}^2$.

Luego, se halla el nuevo esfuerzo de compresión con el área final:

Para carga total

$$\sigma_s = \frac{110830}{1000} = 110.83 \text{ kg/cm}^2$$

Para carga viva

$$\sigma_L = \frac{P_L}{A_{\text{req}}} = \frac{47000}{1000} = 47.00 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de forma S mínimo

Como dato, conocemos que el módulo de corte del apoyo es $G = 12 \text{ kg/cm}^2$. Así, verificando en (1) para carga total y carga viva.

- Carga total

$$S_T \geq \frac{\sigma_s}{2G} = \frac{110.83}{2 \times 12} = 4.62$$

- Carga viva

$$S_L \geq \frac{\sigma_L}{G} \leq \frac{47.00}{12} = 3.92$$

Por lo tanto, el factor de forma mínimo es $S = 4.62$.

Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

El factor de forma de una capa de elastómero será:

$$S_1 = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad (2)$$

Donde:

L: Longitud del apoyo de elastómero rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente)

W: Ancho del apoyo, en dirección transversal

h_{ri} = grosor de la capa i – ésima de elastómero en el apoyo

- Para carga total:

$$h_{ri} \leq \frac{25 \times 40}{2 \times 4.62 \times (25 + 40)} = 1.67 \text{ cm}$$

- Para carga viva

$$h_{ri} \leq \frac{25 \times 40}{2 \times 3.92 \times (25 + 40)} = 1.96 \text{ cm}$$

Entonces, elegimos $h_{ri} = 1.5 \text{ cm}$

Se vuelve a calcular el factor de forma con el grosor de elastómero requerido

$$S_1 = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} = \frac{25(40)}{2(1.5)(25+40)}$$

$$S_1 = 5.13$$

Número de capas interiores de elastómero

Los apoyos se diseñan para la no ocurrencia de levantamientos bajo cualquier combinación de carga y las rotaciones correspondientes. Los apoyos rectangulares (según ASSHTO) satisfacen requerimiento de levantamiento si:

$$\sigma_s > GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \quad (3)$$

Donde:

n = número de capas interiores de elastómero

θ_s = rotación de servicio máxima debido a la carga total (radianes)

En este caso, asumimos $\theta_s = 0.007$ rad.

Entonces,

$$n > \frac{12(5.13)0.007(25^2)}{110.83(1.5^2)} = 1.08$$

Asumimos $n = 3$

De esta forma hallamos la altura total del apoyo

$$h_{rt} = h_{ri}n + 2(0.65)$$

$$h_{rt} = 1.5(3) + 2(0.65) = 5.8 \text{ cm}$$

Verificación de estabilidad del elastómero

Los apoyos serán investigados por inestabilidad en el estado límite de servicio, con combinaciones de carga. Los apoyos se considerarán estables si satisfacen:

$$2A \leq B \text{ o } A - B \leq 0 \quad \text{donde:}$$

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} \quad \text{y} \quad B = \frac{2.67}{(S+2)(1 + \frac{L}{4W})}$$

Así,

$$A = \frac{1.92 \left(\frac{4.6}{25} \right)}{\sqrt{1 + \frac{2(25)}{40}}}$$

$$A = 0.236$$

$$B = \frac{2.67}{(5.128 + 2) \left(1 + \frac{25}{4(40)} \right)}$$

$$B = 0.315$$

$$A - B = -0.08 < 0 \text{ (Cumple)}$$

Cálculo de placas de refuerzo en el elastómero

El grosor del refuerzo de acero, h_s , cumplirá:

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{\max} \sigma_s}{F_y}$$

En el estado límite de fatiga

$$h_s \geq \frac{2h_{\max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Donde:

ΔF_{TH} : Constante de amplitud de fatiga crítica Categoría A, como se especifica en Art 6.6.

h_{\max} : Grosor de la capa de elastómero más gruesa en el apoyo.

σ_L : Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga viva.

σ_s : Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total.

F_y : Resistencia de fluencia del acero de refuerzo.

Se considerará $F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$

$$h_s \geq \frac{3 \times 1.5 \times 110.83}{2531} = 0.197$$

Según la tabla 6.6.1.2.5-3 AASHTO LRFD para la categoría A, $\Delta F_{TH} = 1683$

$$h_s \geq \frac{2 \times 1.5 \times 47.00}{1683} = 0.084$$

Se asume $h_s = 0.3 \text{ cm}$.

Entonces:

La altura total del elastómero será $h_{rt} + h_s(4) = 7 \text{ cm}$

Por lo tanto, tomaremos una medida de 7 cm. de altura.

Así, nuestro apoyo tendrá las siguientes características:

Ancho : 25 cm.

Largo : 40 cm.

Altura total: 7 cm.

5.2. Estribos

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra

5.3. Datos del estribo

- Propiedades de los materiales

Densidad del concreto

$$\gamma_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

- Propiedades del suelo de fundación y suelo de relleno

Capacidad portante del suelo

$$q = 30 \text{ ton/m}^2$$

Densidad del suelo

$$\gamma_s = 1.90 \text{ ton/m}^3$$

Angulo de fricción interna

$$\phi = 31^\circ$$

5.3.1.Pre-dimensionamiento

Para la altura $H = 9.30$ m, probamos una sección preliminar del estribo con los siguientes valores:

$$B = \frac{1}{2} H - \frac{2}{3} H = 4.67\text{m} - 6.22\text{m} \rightarrow 6.70 \text{ m (adoptado)}$$

$$D = 0.1H = 0.93 \rightarrow 1.40 \text{ m (adoptado)}$$

$$L = \frac{B}{3} = 2.17 \rightarrow 2.60 \text{ m (adoptado)}$$

$$h_{\text{parap}} = e_{\text{losa}} + h_{\text{viga}} + e_{\text{apoyo}} + e_{\text{asf}} = 0.20 + 1.70 + 0.11 + 0.05 = 2.06 \text{ m}$$

$$b_{\text{parapeto}} = 0.30 \text{ m}$$

Donde

B: Longitud de la base del estribo

D: Peralte de la base del estribo

L: Longitud de la punta

h_{parap} : Altura del parapeto

e_{losa} : Espesor de la losa de aproximación

h_{viga} : Altura de la viga

e_{apoyo} : Espesor del apoyo

b_{parapeto} : Ancho del parapeto

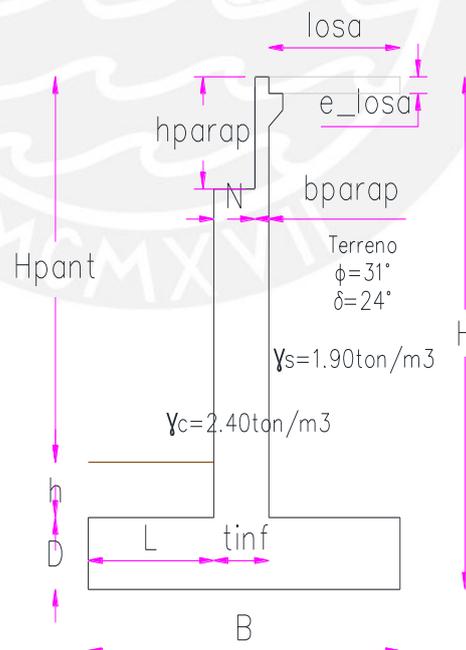


Figura 35. Nomenclatura de elementos del estribo.

5.3.2. Cargas

5.3.2.1. Estribo con puente

Cargas Sísmicas en Puentes simplemente apoyados

Según AASHTOO (Parte B: Bridge Abutments)

Menciona que los estribos y muros de contención tienen un buen comportamiento sísmico, nos relata dos casos en los cuales muros de contención y estribos de puentes han sido sometidos a sismos reales y no tuvieron daños considerables. Además comenta un caso en el cual un puente sometido a un sismo real en Nueva Zelanda se encontró cerca al colapso; sin embargo, sus estribos no sufrieron deformaciones ni daños.

El diseño de los estribos de los puentes, según el AASHTO, es una extensión del diseño de los muros de contención. Cuando se realiza el análisis del sismo con puente, no se debe considerar el aumento en el empuje de tierras debido a los efectos sísmicos; en cambio, si se realiza el análisis del sismo sin puente, éste elemento funciona como un muro de contención que, como hemos explicado anteriormente, trabaja bien ante eventos sísmicos, por lo que no será necesario realizar un análisis sísmico mayor al realizado en el tablero. En este caso, por ser un puente simplemente apoyado no se realiza análisis sísmico en el tablero por lo que, no será necesario realizar un análisis sísmico en el estribo.

Se recomienda además, que se utilice un 50% de la carga viva máxima del puente junto a las solicitaciones sísmicas consideradas. Respecto a las cargas por contracción térmica del tablero, no se considerará junto a las cargas sísmicas.

Los anchos mínimos de cajuelas en cada estribo se determinarán eligiendo el mayor de los valores obtenidos entre calcular los máximos desplazamientos o como un porcentaje del ancho empírico de la cajuela N determinado por la ecuación:

$$N_{\min} = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2)$$

Donde:

N_{\min} : Longitud mínima de la cajuela, medida normalmente a la línea central del apoyo (mm)

L : Distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente o al final del tablero del puente (mm)

$H = 0$, para puentes simplemente apoyados

S : Desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (°)

$$N_{\min} = (200 + 0.0017(30000) + 0.0067(0))(1 + 0.000125(0))$$

$$N_{\min} = 251\text{mm} = 0.25\text{m}$$

$$N = 0.90\text{m(adoptado)} > N_{\min} = 0.25\text{m}$$

Carga Muerta (DC)

Se calcularán las cargas muertas tanto del estribo como las provenientes de la superestructura. Las cargas muertas se obtienen por m lineal

- Reacciones de la carga muerta de la superestructura por apoyo

Viga exterior

$$P_{DC\ ext} = 69.385\ \text{ton}$$

Viga interior

$$P_{DC\ int} = 59.225\ \text{ton}$$

Estas cargas se deben convertir en cargas distribuidas, esto se logra dividiendo las siete reacciones de apoyo entre el ancho del estribo

$$P_{DC} = \frac{2(69.385) + 5(59.225)}{16.7} = 26.04\ \text{ton/m}$$

- Estribo (Ver Fig. 36)

$$DC_1 = 0.90(5.94)2.40 = 12.83\ \text{ton/m}$$

$$DC_2 = 0.30(8.00)2.40 = 5.76\ \text{ton/m}$$

$$DC_3 = 1.30(6.70)2.40 = 20.90\ \text{ton/m}$$

- Losa de aproximación:

$$DC_4 = 0.30(2.90)2.40 = 2.09\ \text{ton/m}$$

Carga Superficie de Rodadura (DW)

Reacciones de la carga muerta de la superestructura por apoyo

Viga exterior

$$P_{DW\ ext} = 1.725\ \text{ton}$$

Viga interior

$$P_{DW\ int} = 4.395\ \text{ton}$$

Estas cargas se deben convertir en cargas distribuidas, esto se logra dividiendo las siete reacciones de apoyo entre el ancho del estribo

$$P_{DW} = \frac{2(1.725) + 5(4.395)}{16.7} = 1.52\ \text{ton/m}$$

Carga Viva de la Superestructura del Puente (LL+IM)

La carga viva es calculada colocando el eje más pesado del camión de diseño sobre el extremo del puente y la sobrecarga distribuida. La carga viva es hallada por m lineal incluyendo el impacto y el factor de presencia múltiple

$$V_{LL} = 30.01\ \text{ton/m}$$

$$V_{s/c} = 14.55\ \text{ton/m}$$

Las cargas son multiplicadas por el incremento de carga dinámica y el factor de presencia múltiple. La carga viva máxima para el diseño de la pantalla del estribo es:

$$V_{LL+IM} = 30.01(1.33) + 14.55 = 54.46 \text{ ton/m para un carril}$$

Se considera el efecto de 4 carriles cargados

$$P_{LL} = \frac{4(0.65)54.46}{16.70} = 8.48 \text{ ton/m}$$

Empuje de tierras

Las fórmulas presentadas en esta sección han sido desarrolladas con el método de Coulomb para suelos con propiedades uniformes; sin embargo, el método puede ser aplicado para suelos estratificados

Formulación del empuje de tierras

Se considera que el empuje de tierras, es linealmente proporcional a la profundidad del suelo, por lo tanto:

$$p = k\gamma_s z$$

Donde:

p: Empuje básico de tierras

k: Coeficiente de presión lateral de tierras

γ_s : Densidad del suelo (ton/m^3)

z: Profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

Puede suponerse que la resultante de los empujes laterales debido al peso del relleno estará a una altura de $0.4H$ sobre la base del muro, donde H es la altura total del muro

Empuje Lateral Activo

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)}} \right]}$$

Donde:

δ : Ángulo de fricción entre el relleno y el muro

i: Ángulo de inclinación del relleno respecto a un eje horizontal

β : Ángulo de inclinación del respaldo interno del muro respecto a un eje vertical

ϕ : Ángulo de fricción interna

Los valores de δ pueden ser tomados a partir de referencias bibliográficas en la tabla 2 se presentan algunos valores

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, $\delta(^{\circ})$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:	35
• Roca sana y limpia	29 a 31
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	24 a 29
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	19 a 24 17 a 19
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	22 a 26 17 a 19
• Limo fino arenoso, limo no plástico	
• Arcilla residual o pre consolidada muy rígida y dura	
• Arcilla de rigidez media y rígida, arcilla limosa	

$$\delta = 24^{\circ}$$

$$\phi = 31^{\circ}$$

$$i = \beta = 0^{\circ}$$

$$k_a = \frac{\cos^2 31^{\circ}}{\cos 24^{\circ} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(31^{\circ}+24^{\circ}) \sin 31^{\circ}}{\cos 24^{\circ}}} \right]^2}$$

$$k_a = 0.285$$

- EH_1

Empuje producido por el peso del suelo sobre el talón de la cimentación

$$p = k_a \gamma_s z = 0.285(1.90)9.10 = 4.93 \text{ ton/m}^2$$

$$EH_1 = 0.5pz = 0.5(4.88)9.10 = 22.43 \text{ ton/m}$$

$$EH_{1x} = EH_1 \cos \delta = 20.49 \text{ ton/m}$$

$$EH_{1y} = EH_1 \sin \delta = 9.12 \text{ ton/m}$$

- EH_2

Empuje producido por el peso de la losa de aproximación

$$p = k_a \gamma_c z = 0.285(2.40)0.30 = 0.205 \text{ ton/m}^2$$

$$EH_2 = pz = 0.205(9.10) = 1.87 \text{ ton/m}$$

$$EH_{2x} = EH_2 \cos \delta = 1.71 \text{ ton/m}$$

$$EH_{2y} = EH_2 \sin \delta = 0.76 \text{ ton/m}$$

Empujes debido a sobrecarga superficial y tráfico (LS)

Cuando se presente una sobrecarga superficial, al empuje de tierra básico debe sumársele un empuje de tierras constante debido a sobrecarga.

El incremento en el empuje horizontal puede ser estimado mediante:

$$p = k\gamma_s h_{eq}$$

Donde:

γ_s : Densidad del suelo (ton/m^3)

h_{eq} : Altura equivalente de suelo para el camión de diseño (m), según los valores de la tabla 3

La altura del muro será medida desde la superficie del relleno y el nivel inferior de la cimentación

Tabla 3: Altura equivalente de suelo para cargas de tráfico vehicular

Altura del estribo(m)	h_{eq} (m)
≤ 1.5	1.70
3.0	1.20
6.0	0.76
≥ 9.0	0.61

- LS_1 : Fuerza vertical producida por la sobrecarga superficial y de tráfico

$$p = \gamma_s h_{eq} = 1.90(0.61) = 1.159 \text{ ton}/\text{m}^2$$

$$LS_1 = pL_{losa \text{ aprox}} = 1.159(2.90) = 3.36 \text{ ton}/\text{m}$$

- LS_2 : Empuje producido por la sobrecarga superficial y de tráfico

$$p = k_a \gamma_s z = 0.285(1.90)0.61 = 0.33 \text{ ton}/\text{m}$$

$$LS_2 = pz = 0.33(9.10) = 3.01 \text{ ton}/\text{m}$$

$$LS_{2x} = LS_2 \cos \delta = 2.75 \text{ ton}/\text{m}$$

$$LS_{2y} = LS_2 \sin \delta = 1.22 \text{ ton}/\text{m}$$

Fuerzas de frenado (BR)

Las fuerzas de frenado y de aceleración se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de camiones o tándem de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico. En el cómputo de estas no se incluirán la sobrecarga uniforme especificada en 2.4.3.2.2.4. Deberán incluirse los factores modificatorios indicados en 2.4.3.2.2.6, pero no los efectos dinámicos de 2.4.3.3

Se supondrá que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1.80m sobre el nivel del tablero

$$V_{LL} = 30.01 \text{ ton/m}$$

Solo podemos considerar como máximo 2 carriles en el mismo sentido de tráfico

$$P_{LL} = \frac{2(1.0)30.01}{16.70} = 3.59 \text{ ton/m}$$

$$BR = 0.25P_{LL} = 0.90 \text{ ton/m}$$

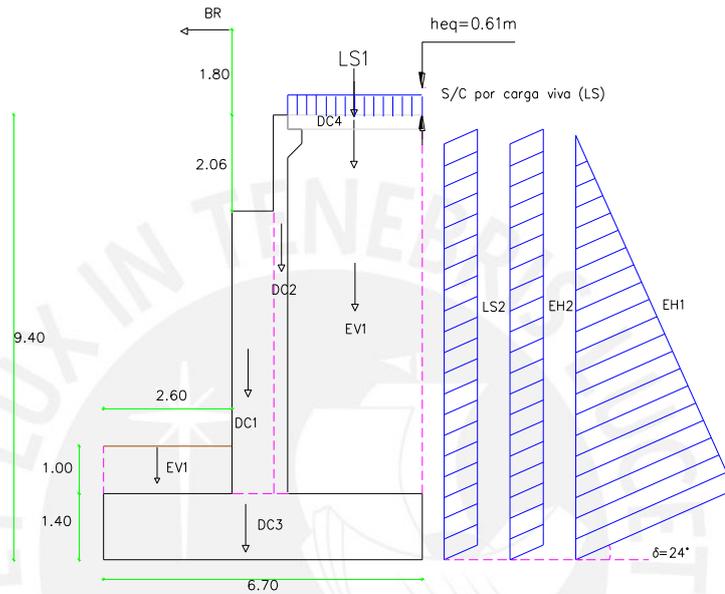


Figura 36. Cargas actuantes en estribo.

Resumen Cargas Verticales

Carga	Tipo	V(ton/m)	d _A (m)	M _V (ton.m/m)
DC	DC	43.19	3.39	146.53
P _{DC}	DC	26.04	3.05	79.43
P _{DW}	DW	1.52	3.05	4.64
EV	EV	49.02	4.85	237.84
EH _{1y}	EH	9.12	6.70	61.12
EH _{2y}	EH	0.76	6.70	5.09
P _{LL}	LL	8.48	3.05	25.86
LS ₁	LS	3.36	5.25	17.65
LS _{2y}	LS	1.22	6.70	8.19
□		142.72		586.36

Resumen Cargas Horizontales

Carga	Tipo	V(ton/m)	d _A (m)	M _h (ton-m/m)
EH _{1x}	EH	20.49	3.64	74.58
EH _{2x}	EH	1.71	4.55	7.76
LS _{2x}	LS	2.75	4.55	12.50
BR	BR	0.90	11.20	10.06
□		25.35		104.91

5.3.2.2. Estribo sin puente

Estados Límites de Servicio y Resistencia

Cargas verticales (V_u)

Tipo	DC		EV	EH		□
	DC	P_DC	EV	EH1y	EH2y	
V(ton/m)	43.19	0.00	49.02	9.12	0.76	□
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	V _u
	43.19	0.00	49.02	9.12	0.76	102.09
Resistencia I	1.25	1.25	1.35	1.50	1.50	134.99
	53.99	0.00	66.18	13.68	1.14	

Cargas Horizontales (H_u)

Tipo	EH		□
	EH1x	EH2x	
Carga	EH1x	EH2x	□
H(ton/m)	20.49	1.71	□
Servicio I	1.00	1.00	H _u
	20.49	1.71	25.35
Resistencia I	1.50	1.50	33.29
	30.73	2.56	

5.3.3. Criterios de estabilidad

Los estribos se deben dimensionar asegurando su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base

Se utilizan los factores de cargas descritos en las siguientes tablas 2.4.5.3-1 y 2.4.5.3-2.

TABLA 2.4.5.3 -1. Combinaciones de Carga y Factores de Carga.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Limite														
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00				1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00				1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00				1.00	0.50/1.20						
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00					1.00			
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00						1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA - Solamente LL,IM y CE		0.75												

TABLA 2.4.5.3 -2. Factores de carga para Cargas Permanentes, γ_p

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC : Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD : Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW : Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de tierra		
* Activa	1.50	0.90
* En reposo.	1.35	0.90
EV : Presión vertical de tierra		
* Estabilidad global	1.35	N/A
* Estructuras de Retención	1.35	1.00
* Estructuras Rígidas Empotradas	1.30	0.90
* Pórticos Rígidos	1.35	0.90
* Estructuras Flexibles empotradas excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
* Alcantarillas Metálicas	1.50	0.90
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

5.3.3.1. Vuelco

Las fuerzas y momentos factorados que resisten el vuelco son generadas por las cargas verticales (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos factorados que causan vuelco son producidas por las cargas horizontales (caso de cargas EH, LS Y BR)

El factor de seguridad al vuelco es mayor o igual a 2

Estribo con puente

Momento resistente por cargas verticales (M_{vu})

Tipo Carga	DC		DW	EV	EH		LL	LS		
	DC	P_DC	P_DW	EV	EH1y	EH2y	P_LL+IM	LS1	LS2y	
Mv(ton/m)	146.53	79.43	4.64	237.84	61.12	5.09	25.86	17.65	8.19	□
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Mvu
	146.53	79.43	4.64	237.84	61.12	5.09	25.86	17.65	8.19	586.36
Resistencia I	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	1.75	1.75	1.75	800.30
	183.17	99.28	6.97	321.09	91.68	7.64	45.26	30.88	14.34	
Ev. Extremo I	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	0.50	0.50	0.50	735.67
	183.17	99.28	6.97	321.09	91.68	7.64	12.93	8.82	4.10	

Momento de vuelco por cargas horizontales (M_{hu})

Tipo	EH		LS	BR	
Carga	EH1x	EH2x	LS2x	BR	
Mh(ton/m)	74.58	7.76	12.50	10.06	□
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	Mhu
	74.58	7.76	12.50	10.06	101.95
Resistencia I	1.50	1.50	1.75	1.75	163.01
	111.87	11.65	21.87	17.61	
Ev. Extremo I	1.50	1.50	0.50	0.50	134.80
	111.87	11.65	6.25	5.03	

$$FS = \frac{M_{vu}}{M_{hu}} \geq 2.00$$

Estado	Mvu/Mhu	
Servicio	5.68	OK
Resistencia I	4.91	OK
Ev. Extremo I	5.46	OK

Estribo sin Puente

Momento resistente por cargas verticales (M_{vu})

Tipo	DC		EV	EH		
Carga	DC	P_DC	EV	EH1y	EH2y	
Mv(ton/m)	146.53	0.00	237.84	61.12	5.09	□
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Mvu
	146.53	0.00	237.84	61.12	5.09	450.59
Resistencia I	1.25	1.25	1.35	1.50	1.50	603.57
	183.17	0.00	321.09	91.68	7.64	

Momento de vuelco por cargas horizontales (M_{hu})

Tipo	EH		
Carga	EH1x	EH2x	
Mh(ton/m)	74.58	7.76	□
Servicio I	1.00	1.00	Mhu
	74.58	7.76	101.95
Resistencia I	1.50	1.50	123.52
	111.87	11.65	

$$FS = \frac{M_{vu}}{M_{hu}} \geq 2.00$$

Estado	Mvu/Mhu	
Servicio	5.68	OK
Resistencia I	4.89	OK

5.3.3.2. Deslizamiento

La fuerza resistente al deslizamiento Q_R , corresponde a una componente friccional actuando a lo largo de la base del estribo.

$$Q_R = \phi_T Q_T + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Donde:

ϕ_T, ϕ_{ep} : Factor de resistencia

$$Q_T: V_u \tan \delta$$

V_u : Suma de las fuerzas verticales factoradas

H_U : Suma de las fuerzas horizontales factoradas

Tipo de Resistencia		Condición	Factor de Resistencia
Deslizamiento	ϕ_T	Concreto premoldeado en arena	0.90
		Concreto vaceado en el lugar sobre arena	0.80
		Concreto pre-moldeado o vaceado en el lugar, sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{ep}	Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.50

Además el factor de seguridad al deslizamiento es mayor o igual a 1.50

Estribo con puente

$$FS = \frac{Q_R}{H_U} \geq 1.50$$

Estado	V_u (ton/m)	Resistente(t/m) $Q_R = \phi_T * Q_T$	Actuante(t/m) H_u	Q_R/H_u	
Servicio	142.72	50.83	25.35	1.98	OK
Resistencia I	192.69	68.63	39.67	1.73	OK
Ev. Extremo I	176.36	62.82	35.12	1.79	OK

Estribo sin puente

$$FS = \frac{Q_R}{H_U} \geq 1.50$$

Estado	V_u (ton/m)	Resistente(t/m) $Q_R = \phi_T * Q_T$	Actuante(t/m) H_u	Q_R/H_u	
Servicio	102.09	36.36	25.35	1.98	OK
Resistencia I	134.99	48.08	33.29	1.50	OK

5.3.3.3. Presiones en la base del estribo

Para calcular las presiones en la base del estribo debemos:

- Hallar la excentricidad e con respecto al punto central de la base del estribo, con las cargas aplicables factoradas

$$x_0 = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_0 \leq e_{\text{máx}}$$

$$e_{\text{máx}} = \frac{B}{6} = 1.1 \text{ m}$$

- Determinar los esfuerzos verticales factorados.

$$q_{\text{máx}} = \left(\frac{V_u}{B}\right) \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{mín}} = \left(\frac{V_u}{B}\right) \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Donde:

B : Longitud de la base del estribo

M_{vu} : Momento estabilizador por cargas verticales

M_{hu} : Momento de vuelco por cargas horizontales

Comparar $q_{\text{máx}}$ y $q_{\text{mín}}$ con q (capacidad portante de apoyo para el suelo). La capacidad portante de apoyo debe ser mayor o igual a los esfuerzos verticales factorados:

$$q = 30 \text{ ton/m}^2 \geq q_{\text{máx}}, q_{\text{mín}}$$

Estribo con Puente

Estado	x (m)	e (m)		$q_{\text{máx}}$ (ton/m ²)		$q_{\text{mín}}$ (ton/m ²)	
			OK!		OK!		OK!
Servicio	3.39	0.04	OK!	21.73	OK!	20.34	OK!
Resistencia I	3.31	0.04	OK!	29.86	OK!	27.66	OK!
Ev. Extremo I	3.41	0.06	OK!	27.67	OK!	24.97	OK!

Estribo sin Puente

Estado	x (m)	e (m)		$q_{\text{máx}}$ (ton/m ²)		$q_{\text{mín}}$ (ton/m ²)	
			OK!		OK!		OK!
Servicio	3.39	0.04	OK!	21.73	OK!	20.34	OK!
Resistencia I	3.56	0.21	OK!	23.87	OK!	16.43	OK!

5.3.4. Diseño el estribo

5.3.4.1. Diseño de la pantalla

Momento último de la sección

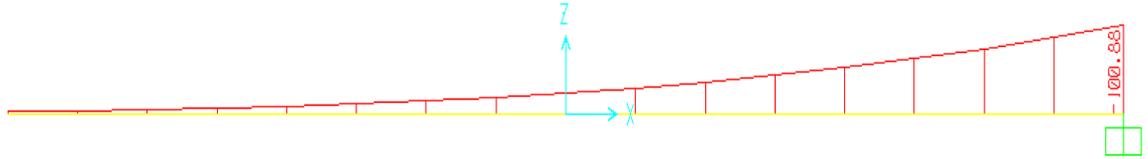


Figura 37. Momento actuante en la base de la pantalla (SAP 2000)

Se calcula para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[1.50M_{EH} + 1.75M_{LS} + 1.75M_{BR}] \text{ (Tabla 2.4.5.3-1)}$$

$$M_u = 100.88 \text{ ton.m}$$

Cálculo del acero principal

$$M_u = 100.88 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$z = 7.5 + \frac{2.54}{2} = 8.77 \text{ cm}$$

$$d = 120 - 8.77 = 111.23 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{100.88(10^5)}{100(111.23^2)} = 8.15$$

$$\rho = 0.22\%$$

$$A_s(-) = \rho(bd) = 0.22(111.23) = 24.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando varillas de } \varnothing 1", \text{ la separación será: } s = \frac{5.1}{24.5} = 0.21 \text{ m}$$

Por lo tanto 1Ø1"@ 0.20 m

Límites para el refuerzo

- **Refuerzo máximo**

Una sección no sobre reforzada cumple con la siguiente condición:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'c)b} = \frac{25.5(4200)}{0.85(210)100} = 6.0 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.0}{0.85} = 7.06 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{7.06}{111.23} = 0.063 \leq 0.42$$

- **Refuerzo mínimo**

La cantidad de acero proporcionada debe ser capaz de resistir el valor

$$1.2M_{cr}:$$

$$1.2M_{cr} = 1.2(f_r S) = 1.2(29.13)2.4 = 83.89 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Donde:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} = 2.01\sqrt{210} = 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(120^2)}{6} = 2.4 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

La cantidad de acero calculada **25.5 cm²** resiste:

$$M_u = 100.88 \text{ ton} \cdot \text{m} > 83.89 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Acero de temperatura (Art.2.9.1.3.2.2.e.2.3)

Para cimentaciones, el espaciamiento no excederá a 300mm en cada dirección sobre las caras, y el área de acero por temperatura y acortamiento de fragua no excederá:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0015A_g = 0.0015(100)120$$

$$A_{s \text{ temp}} = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{18 \text{ cm}^2}{2} = 9 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

Utilizando varillas $\emptyset 3/4"$, la separación será: $s = \frac{2.84}{9} = 0.32 \text{ m}$

$$s_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m}$$

Por lo tanto usar $1\emptyset 3/4"@0.30\text{m}$

Nota:

El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos

Distribución del refuerzo para el control del agrietamiento

(Art.2.9.1.3.2.2.e.2.1)

- **Esfuerzo máximo del acero:**

Los miembros deberán considerar que los esfuerzos de tensión en el refuerzo de acero estructural en el estado límite, f_{sa} , no debe exceder:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

Donde:

d_c : Profundidad medida desde el extremo de la fibra en tensión al centro de la barra, pero no será mayor que 50mm

A: Área de concreto con el mismo centro que el refuerzo de tensión principal y encerrada por la superficie de la sección transversal y una línea derecha paralela al eje neutral, dividido por el número de barras

Z: Parámetro de ancho de grieta

$$d_c = r + \frac{\phi}{2} = 7.5 + \frac{2.54}{2} = 8.77 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm}$$

$$d_c = 5 \text{ cm}$$

b = espaciamiento del acero = 20 cm

n_v = número de varillas = 1

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = \frac{2(5)20}{1} = 200 \text{ cm}^2$$

Z = 30 000 N/mm (condición de exposición moderada)

$$Z = 30581 \text{ kg/cm}$$

Luego:

$$f_{sa} = \frac{30\,581}{(5(200))^{\frac{1}{3}}} = 3058 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6(4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:**

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

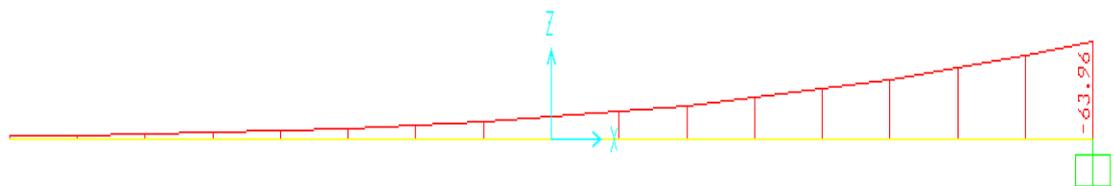


Figura 38. Momento actuante en la base de la pantalla (SAP 2000)

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n[1.0M_{EH} + 1.0M_{LS} + 1.0M_{BR}]$$

$$M_s = 63.96 \text{ ton. m/m}$$

Luego:

$$M_s = \left(63.96 \text{ ton.} \frac{\text{m}}{\text{m}}\right) (0.20 \text{ m}) = 12.8 \text{ ton. m}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} = 0.043(2400)^{1.5}\sqrt{21} = 23168 \text{ MPa}$$

$$E_c = 236170 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.64$$

Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 8.6(5.1) = 44.05 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$20(y) \left(\frac{y}{2}\right) = 44.05(111.23 - y)$$

$$y = 20.04 \text{ cm} \quad c = 111.23 - 20.04 = 91.2 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3} = 44.05(91.2)^2 + \frac{20(20.04)^3}{3} = 420037 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = \frac{12.8 \times 10^5 (91.2)}{420037} 8.64 = 2401 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2401 \text{ kg/cm}^2 \leq f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

Revisión por corte

- **Resistencia nominal al corte** (Art.2.9.1.3.10.2.b.1)

La resistencia nominal al corte V_n será calculada como la menor de

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

- **Determinación del peralte efectivo por corte (d_v)**

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

Donde:

d_e : La profundidad efectiva correspondiente desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tensión en el refuerzo a tensión

a: Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

$$d_e = 111.23 \text{ cm}$$

$$a = 6.0 \text{ cm}$$

$$d_v = 111.23 - \frac{6.0}{2} = 108.23 \text{ cm}$$

No menor que el mayor valor de

$$0.90d_e = 0.90(111.23) = 100.11 \text{ cm}$$

$$0.72h = 0.72(120) = 86.4 \text{ cm} \rightarrow d_v = 108.23 \text{ cm}$$

- **Cortante Actuante (V_u)**

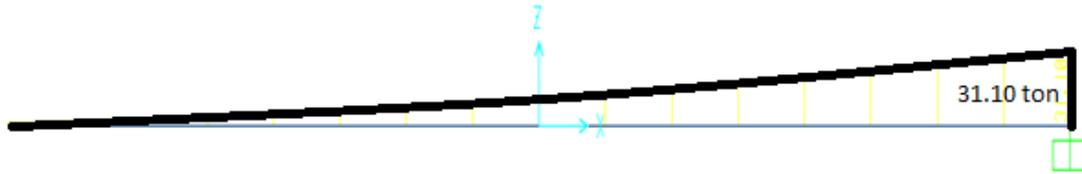


Figura 39. Cortante actuante a d_v de la base de la pantalla (SAP 2000)

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$, es:

$$V_u = n[1.50V_{EH} + 1.75V_{LS} + 1.75V_{BR}]$$

$$V_u = 24.31 \text{ ton}$$

- **Fuerza Cortante del Postensado (V_p)**

$$V_p = 0$$

- **Fuerza de corte en el concreto**

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

Donde

b_v : Ancho de diseño de la pantalla

β : Factor que indica la habilidad del concreto fisurado diagonalmente para transmitir tensión

Determinación de β y θ :

Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas (Art.2.9.1.3.10.2.b.2.1)

Para secciones de concreto no pretensado y no sujetas a tensión axial y conteniendo al menos la cantidad mínima de refuerzo transversal

Los valores pueden ser usados como:

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$b_v = 1000 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.083(2\sqrt{21})1082.3 = 823.3 \text{ kN} = 83.93 \text{ ton}$$

- **Verificación por resistencia al corte**

Cortante actuante: $V_u = 24.31 \text{ ton}$

Cortante resistente: ϕV_n

$$\phi = 0.90$$

Siendo V_n el menor de:

- $V_n = V_c + V_s + V_p = 83.93 + 0 + 0 = 83.93 \text{ ton}$

- $V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 0.25(210)100(108.23)/1000 = 568.21 \text{ ton}$

$$\phi V_n = 0.9(83.93) = 75.54 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 75.54 \text{ ton} \geq V_u = 24.31 \text{ ton}$$

Por lo tanto la pantalla no requiere refuerzo transversal

5.3.4.2. Diseño del parapeto

Momento último de la sección

Utilizando el DMF hallado en la pantalla del estribo (SAP 2000). Calculamos el momento de diseño en la base del parapeto, para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[1.50M_{EH} + 1.75M_{LS} + 1.75M_{BR}] \text{ (Tabla 2.4.5.3-1)}$$

$$M_u = 8.33 \text{ ton.m}$$

Cálculo del acero principal

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$z = 7.5 + \frac{1.90}{2} = 8.45 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 8.45 = 21.55 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{8.33(10^5)}{100(21.55^2)} = 17.94$$

$$\rho = 0.5\%$$

$$A_s(-) = \rho(bd) = 0.5(21.55) = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando varillas de } \varnothing 5/8", \text{ la separación será: } s = \frac{2.00}{10.78} = 0.19 \text{ m}$$

Por lo tanto $1\varnothing 5/8"@0.20\text{m}$

Límites para el refuerzo

- **Refuerzo máximo**

Una sección no sobre reforzada cumple con la siguiente condición:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'_c)b} = \frac{10(4200)}{0.85(210)100} = 2.35 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.46}{0.85} = 2.77 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{2.77}{21.55} = 0.13 \leq 0.42$$

- **Refuerzo mínimo**

La cantidad de acero proporcionada debe ser capaz de resistir el valor

$$1.2 M_{cr}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2(f_r S) = 1.2(29.13)0.15 = 5.24 \text{ ton.m}$$

Donde:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} = 2.01\sqrt{210} = 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 30^2}{6} = 15000 \text{ cm}^3$$

La cantidad de acero calculada **10.45 cm²** resiste:

$$M_u = 8.33 \text{ ton. m} > 5.24 \text{ ton. m}$$

Acero de temperatura (Art.2.9.1.3.2.2.e.2.3)

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0015A_g = 0.0015(100)30$$

$$A_{s \text{ temp}} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = 4.5 \text{ cm}^2 / 2 = 2.25 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

Utilizaremos varillas de $\varnothing 5/8"$ por proceso constructivos

$$s_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m}$$

Por lo tanto usar 1 $\varnothing 5/8"$ @ 0.30 m

Distribución del refuerzo para el control del agrietamiento

(Art.2.9.1.3.2.2.e.2.1)

- **Esfuerzo máximo del acero:**

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

$$d_c = r + \frac{\varnothing}{2} = 7.5 + \frac{1.90}{2} = 8.45 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm}$$

$$d_c = 5 \text{ cm}$$

b = espaciamiento del acero = 20 cm

n_v = número de varillas = 1

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = \frac{2(5)20}{1} = 200 \text{ cm}^2$$

Z = 30 000 N/mm (condición de exposición moderada)

$$Z = 30581 \text{ kg/cm}$$

Luego:

$$f_{sa} = \frac{30581}{(5(200))^{1/3}} = 3058 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6(4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:**

$$f_s = \frac{M_{sc}}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con n = n_Dn_Rn_I = 1

$$M_s = n[1.0M_{EH} + 1.0M_{LS} + 1.0M_{BR}]$$

$$M_s = 4.87 \text{ ton. m/m}$$

Luego:

$$M_s = \left(4.87 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}\right) (0.20 \text{ m}) = 0.974 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043 (2400)^{1.5} \sqrt{21} = 23168 \text{ MPa}$$

$$E_c = 236170 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.64$$

Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 8.64(2) = 17.28 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$20(y) \left(\frac{y}{2}\right) = 17.28(21.55 - y)$$

$$y = 5.3 \text{ cm} \quad c = 21.55 - 5.3 = 16.25 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3} = 17.28(16.25)^2 + \frac{20(5.3)^3}{3} = 5555.5 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = \frac{0.974 \times 10^5 (16.25)}{5555.5} 8.64 = 2464 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2464 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

Revisión por corte

- **Resistencia nominal al corte** (Art.2.9.1.3.10.2.b.1)

La resistencia nominal al corte V_n será calculada como la menor de

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

- **Determinación del peralte efectivo por corte (d_v)**

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_e = 21.55 \text{ cm}$$

$$a = 2.35 \text{ cm}$$

$$d_v = 21.55 - \frac{2.35}{2} = 20.38 \text{ cm}$$

No menor que el mayor valor de

$$0.90 d_e = 0.90(21.55) = 19.40 \text{ cm}$$

$$0.72h = 0.72(30) = 21.6 \text{ cm} \rightarrow d_v = 21.6 \text{ cm}$$

- **Cortante Actuante (V_u)**

Utilizando el DFC hallado en la pantalla del estribo (SAP 2000). Calculamos la cortante actuante a d_v de la base del parapeto, para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$, es:

$$V_u = n[1.50V_{EH} + 1.75V_{LS} + 1.75V_{BR}]$$

$$V_u = 3.98 \text{ ton}$$

- **Fuerza Cortante del Postensado (V_p)**

$$V_p = 0$$

- **Fuerza de corte en el concreto**

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

Determinación de β y θ :

Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas (Art.2.9.1.3.10.2.b.2.1)

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$b_v = 1000 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.083(2\sqrt{21})216 = 164.3 \text{ kN} = 16.75 \text{ ton}$$

- **Verificación por resistencia al corte**

Cortante actuante: $V_u = 3.98 \text{ ton}$

Cortante resistente: ϕV_n

$$\phi = 0.90$$

Siendo V_n el menor

- $V_n = V_c + V_s + V_p = 16.75 + 0 + 0 = 16.75 \text{ ton}$

- $V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 0.25(210)100(21.6)/1000 = 113.4 \text{ ton}$

$$\phi V_n = 0.9(16.75) = 15.08 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 15.08 \text{ ton} \geq V_u = 3.98 \text{ ton}, \text{ No requiere refuerzo transversal}$$

5.3.4.3. Diseño de la base del estribo

5.3.4.3.1. Acero superior de la cimentación

Momento último de la sección

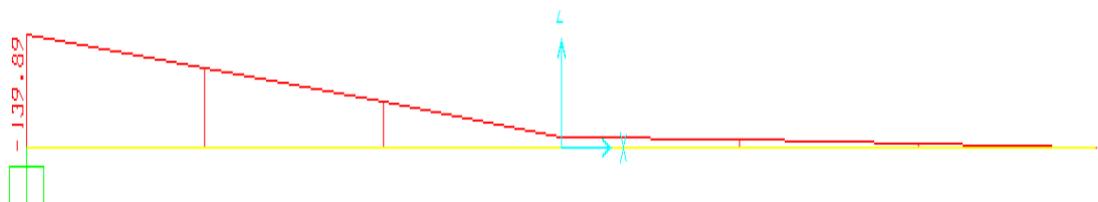


Figura 40. DMF en el talón de la base del estribo (SAP 2000)

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}]$$

$$M_u = 139.9 \text{ ton.m}$$

Cálculo del acero

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm (Tabla 2.10.5.4.1)}$$

$$z = 7.5 + \frac{2.54}{2} = 8.77 \text{ cm}$$

$$d = 140 - 8.77 = 131.23 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{139.9(10^5)}{100(131.23^2)} = 8.12$$

$$\rho = 0.22\%$$

$$A_s(-) = \rho(bd) = 0.22(131.23) = 28.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando varillas de } \varnothing 1", \text{ la separación será: } s = \frac{5.1}{28.87} = 0.18 \text{ m}$$

Por lo tanto 1Ø1"@ 0.175 m

Límites para el refuerzo

- **Refuerzo máximo**

Una sección no sobre reforzada cumple con la siguiente condición:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'c)b} = \frac{29.14(4200)}{0.85(210)100} = 6.86 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.86}{0.85} = 8.07 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{8.07}{131.23} = 0.061 \leq 0.42$$

- **Refuerzo mínimo**

La cantidad de acero proporcionada debe ser capaz de resistir el valor

$$1.2M_{cr}:$$

$$1.2M_{cr} = 1.2(f_r S) = 1.2(29.13)3.267 = 114.19 \text{ ton.m}$$

Donde:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c} = 2.01\sqrt{210} = 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(140^2)}{6} = 3.267 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

La cantidad de acero calculada **34 cm²** resiste:

$$M_u = 139.9 \text{ ton.m} > 114.19 \text{ ton.m}$$

Acero de temperatura (Art.2.9.1.3.2.2.e.2.3)

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0015A_g = 0.0015(100)140$$

$$A_{s \text{ temp}} = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = 21 \text{ cm}^2 / 2 = 10.5 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

Utilizando varillas $\emptyset 3/4"$, la separación será: $s = \frac{2.84}{10.5} = 0.27 \text{ m}$

$$s_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m}$$

Por lo tanto usar $1\emptyset 3/4"@ 0.25 \text{ m}$

Distribución del refuerzo para el control del agrietamiento

(Art.2.9.1.3.2.2.e.2.1)

- **Esfuerzo máximo del acero:**

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

$$d_c = r + \frac{\emptyset}{2} = 7.5 + \frac{2.54}{2} = 8.77 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm}$$

$$d_c = 5 \text{ cm}$$

$b =$ espaciamiento del acero = 20 cm

$n_v =$ número de varillas = 1

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = \frac{2(5)17.5}{1} = 175 \text{ cm}^2$$

$Z = 30\,000 \text{ N/mm}$ (condición de exposición moderada)

$$Z = 30581 \text{ kg/cm}$$

Luego:

$$f_{sa} = \frac{30\,581}{(5(175))^{1/3}} = 3197 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6(4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:**

$$f_s = \frac{M_{sc}}{I} n$$



Figura 41. DMF en la talón de la base del estribo (SAP 2000)

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n[1.0M_{EH} + 1.0M_{LS} + 1.0M_{BR}]$$

$$M_s = 102.45 \text{ ton. m/m}$$

Luego:

$$M_s = \left(102.45 \text{ ton. } \frac{\text{m}}{\text{m}}\right) (0.175 \text{ m}) = 17.93 \text{ ton. m}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043(2400)^{1.5} \sqrt{21} = 23168 \text{ MPa}$$

$$E_c = 236170 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.64$$

Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 8.64(5.1) = 44.05 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$17.5(y) \left(\frac{y}{2}\right) = 44.05(131.23 - y)$$

$$y = 23.31 \text{ cm} \quad c = 131.23 - 23.31 = 107.92 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3} = 44.05(107.92)^2 + \frac{17.5(23.31)^3}{3} = 586921 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = \frac{17.93 \times 10^5 (107.92)}{586921} 8.64 = 154.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 154.9 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

Revisión del talón por corte

- **Determinación del peralte efectivo por corte (d_v)**

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_e = 131.23 \text{ cm}$$

$$a = 6.0 \text{ cm}$$

$$d_v = 131.23 - \frac{6.86}{2} = 127.8 \text{ cm}$$

No menor que el mayor valor de

$$0.90d_e = 0.90(131.23) = 118.11 \text{ cm}$$

$$0.72h = 0.72(140) = 100.8 \text{ cm} \rightarrow d_v = 127.8 \text{ cm}$$

- **Resistencia nominal al corte (Art.2.9.1.3.10.2.b.1)**

La resistencia nominal al corte V_n será calculada como la menor de

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

- **Cortante actuante**

El cortante actuante en la parte posterior de la pantalla (a d_v de la cara), para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$, es:

$$V_u = n[1.25V_{DC} + 1.35V_{EV} + 1.75V_{LS}]$$

$$V_u = 86.81 \text{ ton}$$

- **Fuerza Cortante del Postensado (V_p)**

$$V_p = 0$$

- **Fuerza de corte en el concreto**

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Determinación de β y θ :

Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas (Art.2.9.1.3.10.2.b.2.1)

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$b_v = 1000 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.083(2\sqrt{21})1278 = 972.2 \text{ kN} = 99.1 \text{ ton}$$

- **Verificación por resistencia al corte**

Cortante actuante: $V_u = 86.81 \text{ ton}$

Cortante resistente: ϕV_n

$$\phi = 0.90$$

Siendo V_n el menor de:

$$\circ V_n = V_c + V_s + V_p = 91.68 + 0 + 0 = 99.1 \text{ ton}$$

$$\circ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 0.25(210)127.8/10 = 670.95 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9(99.1) = 89.19 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 89.19 \text{ ton} \geq V_u = 86.81 \text{ ton (OK)}$$

Por lo tanto el talón del estribo no requiere refuerzo transversal

5.3.4.3.2. Acero inferior de la cimentación

Momento último de la sección

El momento actuante en la cara de la pantalla es:

$$M_u = 29.86 \text{ ton/m}^2 \left(\frac{2.60^2}{2} \right) = 100.93 \text{ ton. m/m}$$

Cálculo del acero

$$M_u = 100.93 \text{ ton. m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm (Tabla 2.10.5.4.1)}$$

$$z = 7.5 + \frac{2.54}{2} = 8.77 \text{ cm}$$

$$d = 140 - 8.77 = 131.23 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{100.93(10^5)}{100(131.23^2)} = 5.86$$

$$\rho = 0.16\%$$

$$A_s(-) = \rho(bd) = 0.16(131.23) = 21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando varillas de } \varnothing 1", \text{ la separación será: } s = \frac{5.1}{21} = 0.243 \text{ m}$$

Usar 1 \varnothing 1"@0.225m

Límites para el refuerzo

- **Refuerzo máximo**

Una sección no sobre reforzada cumple con la siguiente condición:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'c)b} = \frac{22.67(4200)}{0.85(210)100} = 5.37 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.37}{0.85} = 6.28 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{6.28}{131.23} = 0.048 \leq 0.42$$

- **Refuerzo mínimo**

La cantidad de acero proporcionada debe ser capaz de resistir el valor

$$1.2M_{cr}:$$

$$1.2M_{cr} = 1.2(f_r S) = 1.2(29.13)3.267 = 114.2 \text{ ton.m}$$

Donde:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c} = 2.01\sqrt{210} = 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(140^2)}{6} = 3.267 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

La cantidad de acero calculada **22.67 cm²** resiste:

$$M_u = 100.93 \text{ ton.m} < 114.2 \text{ ton.m}, \text{ gobierna el refuerzo mínimo}$$

Por lo tanto usar 1 \varnothing 1"@0.20m

Revisión de la punta por corte

Resistencia nominal al corte (Art.2.9.1.3.10.2.b.1)

La resistencia nominal al corte V_n será calculada como la menor de

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'c b_v d_v + V_p$$

- **Determinación del peralte efectivo por corte(d_v)**

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_e = 131.23 \text{ cm}$$

$$a = 5.34 \text{ cm}$$

$$d_v = 131.23 - \frac{5.34}{2} = 128.56 \text{ cm}$$

No menor que el mayor valor de

$$0.90d_e = 0.90(131.23) = 118.11 \text{ cm}$$

$$0.72h = 0.72(140) = 100.8 \text{ cm} \rightarrow d_v = 128.56 \text{ cm}$$

- **Cortante Actuante**

El cortante actuante en la parte posterior de la pantalla (a “ d_v ” de la cara), para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$, es:

$$V_u = 39.2 \text{ ton.}$$

- **Fuerza Cortante del Postensado**

$$V_p = 0$$

- **Fuerza de corte en el concreto**

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

Determinación de β y θ :

Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas

(Art.2.9.1.3.10.2.b.2.1)

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$b_v = 1000 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.083 \times 2 \times \sqrt{21} \times 1285.6 = 977.97 \text{ kN} = 99.7 \text{ ton}$$

- **Verificación por resistencia al corte**

Cortante actuante: $V_u = 39.2 \text{ ton}$

Cortante resistente: ϕV_n

$$\phi = 0.90$$

Siendo V_n el menor

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 99.7 + 0 + 0 = 99.7 \text{ ton}$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 0.25(210)(128.56)/10 = 674.94 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9(99.7) = 89.73 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 89.73 \text{ ton} \geq V_u = 39.2 \text{ ton}$$

Por lo tanto la punta del estribo no requiere refuerzo transversal

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La etapa de mayores esfuerzos en las vigas prefabricadas, será la etapa inicial o de tensado. Debemos tener cuidado que los esfuerzos que se generen en esta etapa no superen los esfuerzos admisibles de la viga, ya que en la etapa de servicio las cargas ayudan a la viga a soportar los esfuerzos del tensado. Por esto, es común realizar dos etapas de tensado; el primero antes del izaje de las vigas y el segundo, luego de ser vaciado el tablero. Sin embargo, nosotros utilizamos una sola etapa de tensado y verificamos los esfuerzos iniciales.
- El estribo debe ser analizado por volteo y deslizamiento con puente y sin puente sobre él, ya que las cargas de la superestructura lo ayudarán a cumplir con la verificación por deslizamiento pues el peso lo asegura contra el terreno. Por la zona del proyecto con presencia de sulfatos en el suelo.
- Debemos asegurarnos que las barandas logren absorber la fuerza de impacto transversal que se produciría por una colisión del camión de diseño, para de esta forma redirigir el camión hacia la carretera.
- Las vigas prefabricadas se asentarán en el apoyo de neopreno diseñado, que debe cumplir con transmitir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, al absorber todas las cargas verticales y horizontales. Además, los apoyos deben tener capacidad de movimiento para evitar que las fuerzas de frenado sean de impacto.
- Según la norma, todo el concreto utilizado en la superestructura no deberá tener una resistencia menor a $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
- El acero pasivo utilizado en las vigas prefabricadas cumplen la función de permitir colocar todo el acero de diseño. Éste puede ser observado en los planos y se realizó según la experiencia.
- Según la topografía mostrada en el plano TP-01, se realizará una excavación masiva alrededor del estribo que evite el empuje lateral del terreno y la necesidad de construcción de aleros estribos. Se debe verificar que se alcance el nivel de fondo cimentación $D_f = -2.40 \text{ m}$. Posteriormente se realizará la habilitación del acero de refuerzo, colocación de encofrado y vaciado del concreto.
- Las vigas prefabricadas serán postensadas. Luego, el izaje sobre los estribos se realizará con grúa y no con cámara de carga, porque este último método hubiese sido necesario analizar esfuerzos adicionales debido a la fuerza de fricción a la que las vigas estarían sometidas.

- En el caso de puentes simplemente apoyados no se considerará la influencia del terreno en los muros de contención (estribos). Por casos experimentales descritos en la Norma AASHTO (Parte B: Bridge Abutments), donde este tipo de puentes fueron solicitados por cargas sísmicas resultando las superestructuras muy afectadas y algunas llegaron al colapso; sin embargo los estribos de estos puentes no sufrieron daño alguno o daños irreparables.



7. BIBLIOGRAFÍA

GAYTÁN JASSO, ANA

1999 Evaluación estructural y económica de vigas tipo “AASHTO” para puentes carreteros. Monterrey: Universidad Autónoma de Nuevo León.

OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO

2012 Diseño en concreto armado. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

VALLENCILLA BAHENA, CARLOS

2009 Puentes en concreto postensado. Bogotá D.C: Editorial Bauen, Primera edición.

RODRIGUEZ SERQUEN, ARTURO

2011 Diseño de puentes con AASHTO-LRFD 2007.

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

2003 Manual de diseño de puentes

AASHTO LRFD

2004 Bridge Design Specifications. Third Edition.