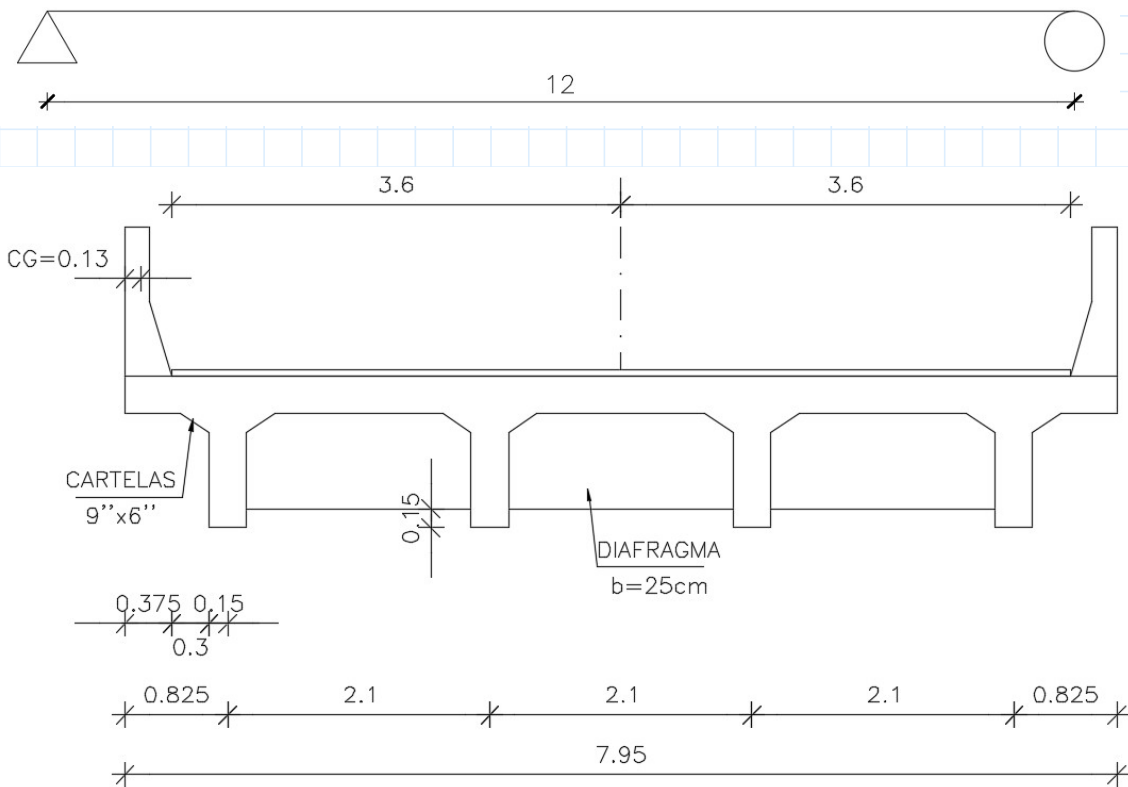


EJERCICIO DE DISEÑO DE PUENTE VIGA

Diseñar un puente viga simplemente apoyado de 12.00 m de longitud, dos vías. Utilizar hormigón de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. El vehículo de diseño es HL-93.

Se propone la siguiente sección transversal, constituida por una losa apoyada sobre cuatro vigas, distancia entre ejes de vigas $S' = 2.10\text{m}$, voladizos de aproximadamente $0.4S' = 0.84\text{m} \approx 0.825\text{m}$, y barreras de hormigón con perfil tipo New Jersey con un área en su sección transversal = 2028.75cm^2 (Centro de gravedad a 0.13m de la cara vertical):

$$\begin{array}{llll} f'c := 280 \frac{kgf}{cm^2} & S' := 2.10 \text{ m} & A_{barrera} := 2028.75 \text{ cm}^2 & L_{puente} := 12 \text{ m} \\ f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2} & 0.40 S' = 84 \text{ cm} & t_{DW} := 2 \text{ in} = 5.08 \text{ cm} & \\ & L_{volado} := 0.825 \text{ m} & b_{tablero} := 7.95 \text{ m} & \end{array}$$



Diseño de losa (As principal perpendicular al tráfico)

Predimensionamiento de losa

- Ancho de viga

$$S' = 2.1 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento entre ejes de vigas}$$

$$L_{\text{puente}} = 12 \text{ m} \quad \text{Luz del puente}$$

$$b := 0.0157 \cdot \sqrt{\frac{S'}{\text{m}}} \cdot L_{\text{puente}} = 0.273 \text{ m} \quad \text{Continuos Concrete Bridges, PORTLAND CEMENT ASSOCIATION}$$

$$b_{\text{viga}} := 0.30 \text{ m}$$

- Espesor de losa

En tableros de hormigón apoyados en elementos longitudinales:

$$t_{\min} := 7 \text{ in} = 17.78 \text{ cm}$$

9.7.1.1—Minimum Depth and Cover

Unless approved by the Owner, the depth of a concrete deck, excluding any provision for grinding, grooving, and sacrificial surface, should not be less than 7.0 in.

En voladizos de hormigón que soportan parapetos o barreras de hormigón, el espesor mínimo de losa es:

$$t_{\min} := 8 \text{ in} = 20.32 \text{ cm}$$

13.7.3.1.2—New Systems

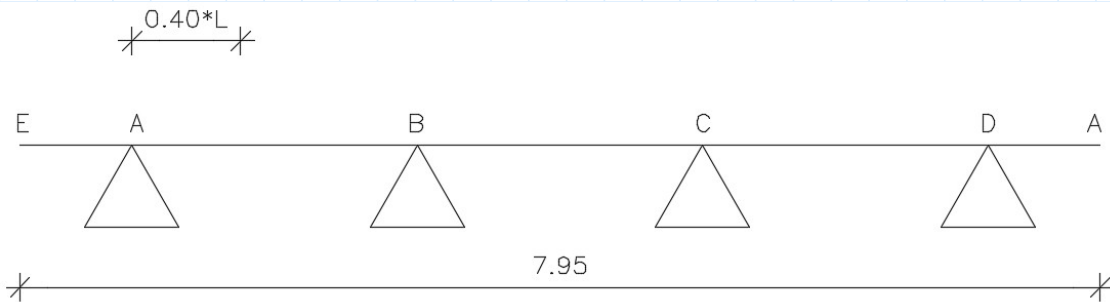
- For concrete deck overhangs supporting a deck-mounted post system: 8.0 in.
- For a side-mounted post system: 12.0 in.
- For concrete deck overhangs supporting concrete parapets or barriers: 8.0 in.

$$t := 20 \text{ cm} \quad \text{Espesor de losa uniformizado}$$

Combinaciones de carga aplicables

Resistencia I: $U = n ((1.25 \text{ ó } 0.90) DC + (1.50 \text{ ó } 0.65) DW + 1.75 (LL+IM))$

Momentos de flexión por cargas



Sistema Equivalente de Sección Transversal

- Momentos de Diseño

Momento Negativo:

Sabiendo que la carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), antes que las cargas DC y DW significativamente menores, calcularemos el momento negativo en el apoyo interior B para franjas de losa de 1m. El cálculo del momento negativo en los apoyos externos se realizará posteriormente al calcular el volado.

Momento Positivo:

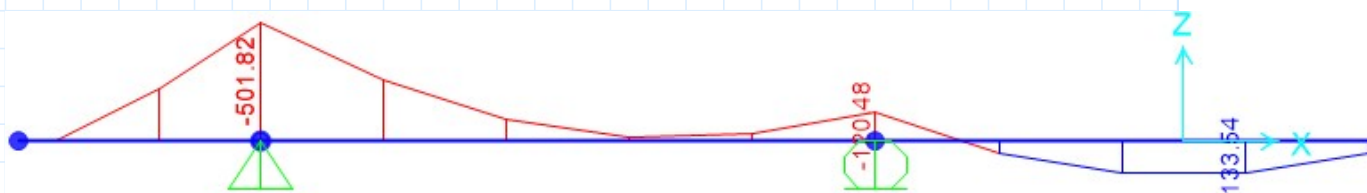
La carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), antes que las cargas DC y DW significativamente menores. El máximo momento positivo por carga viva ocurre en los tramos AB ó CD, a 0.4L de un apoyo exterior (L es la longitud de tramos), en una sección tal como F. En base a esa sección se realizará el diseño para momento positivo en franjas de losa de 1m.

- Carga Muerta (DC)

$$w_{losa} := t \cdot 1 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 480 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Peso propio de la losa}$$

$$P_{barrera} := A_{barrera} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 487 \text{ kgf} \quad \text{Aplicado en CG. } x=0.13\text{m}$$

Se obtiene el diagrama de momentos para la viga continua. Se utiliza el software SAP 2000



Momentos negativos: El Art. 4.6.2.1.6 especifica que para el momento negativo y cortante en construcciones monolíticas de hormigón se puede tomar la sección de diseño en la cara del apoyo. Tomamos entonces con respecto al apoyo B, los siguientes resultados del diagrama de momentos:

$$M_{DC_-} := -120.48 \text{ kgf} \cdot \text{m} = -0.12 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{En el eje B})$$

$$M_{DC_izq} := -87.24 \text{ kgf} \cdot \text{m} = -0.087 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{Cara izquierda de B})$$

$$M_{DC_der} := -60 \text{ kgf} \cdot \text{m} = -0.06 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{Cara derecha de B})$$

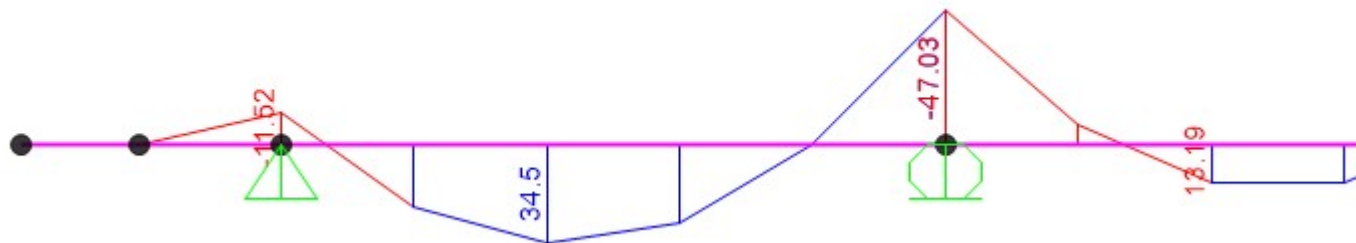
Momentos positivos: Del diagrama de momentos se tiene para la sección F ($x = 0.4L$):

$$M_{DC} := -95.26 \text{ kgf} \cdot \text{m} = -0.095 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, a este último valor por ser negativo se multiplica por $\gamma = 0.9$, para obtener en la combinación de cargas el máximo momento positivo.

- Superficie de Rodadura (DW)

$$w_{DW} := t_{DW} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2240 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 113.792 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Peso asfalto}$$



El diagrama de momentos:

$$M_{DW_-} := -47.03 \text{ kgf} \cdot \text{m} = -0.047 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{En el eje B})$$

$$M_{DW_izq} := -30.15 \text{ kgf} \cdot \text{m} = -0.03 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{Cara izquierda de B})$$

$$M_{DW_der} := -32.69 \text{ kgf} \cdot \text{m} = -0.033 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{Cara derecha de B})$$

Momentos positivos: Del diagrama de momentos se tiene para la sección F ($x = 0.4L$):

$$M_{DW} := 34.50 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 0.035 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Carga Viva y efecto de Carga Dinámica (LL+IM):

Momentos Negativos

MÉTODO: Uso de la Tabla A4-1(AASHTO LRFD)

Tabla A4-1 – Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N-mm/mm

S mm	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1500	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5250
1600	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1700	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1800	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1900	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080

Para S=2.10m

$$M_{LL_IM1} := -26780 \frac{N \cdot mm}{mm} = -2.731 \frac{tonnef \cdot m}{m} \quad (\text{En el eje B})$$

$$M_{LL_IM2} := -19580 \frac{N \cdot mm}{mm} = -1.997 \frac{tonnef \cdot m}{m} \quad (\text{Cara de la viga } x=0.15m)$$

Resumen de Momentos Negativos

1.- Losa+Barrera

2.- Asfalto

$$M_{DC_izq} = -0.087 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{DW_izq} = -0.03 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{DC_} = -0.12 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{DW_} = -0.047 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{DC_der} = -0.06 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{DW_der} = -0.033 \text{ tonnef} \cdot m$$

3.- Carga Viva + Impacto

$$M_{LL_IM2} = -1.997 \frac{tonnef \cdot m}{m} \quad (\text{Cara izquierda de la viga } x=0.15m)$$

$$M_{LL_IM1} = -2.731 \frac{tonnef \cdot m}{m} \quad (\text{En el eje B})$$

$$M_{LL_IM2} = -1.997 \frac{tonnef \cdot m}{m} \quad (\text{Cara derecha de la viga } x=0.15m)$$

Factores de Mayoración

$$\gamma_{DC} := 1.25$$

$$\gamma_{DW} := 1.50$$

$$\gamma_{LL_{IM}} := 1.75$$

Se calcula el momento último negativo para cada condición y se trabaja con el mayor de las dos caras de la vigas

$$Mu1_{-} := \gamma_{DC} \cdot M_{DC_{izq}} + \gamma_{DW} \cdot M_{DW_{izq}} + \gamma_{LL_{IM}} \cdot M_{LL_{IM2}} \cdot m = -3.648 \text{ tonnef} \cdot m \text{ (izq)}$$

$$Mu2_{-} := \gamma_{DC} \cdot M_{DC_{-}} + \gamma_{DW} \cdot M_{DW_{-}} + \gamma_{LL_{IM}} \cdot M_{LL_{IM1}} \cdot m = -5 \text{ tonnef} \cdot m \text{ (centro)}$$

$$Mu3_{-} := \gamma_{DC} \cdot M_{DC_{der}} + \gamma_{DW} \cdot M_{DW_{der}} + \gamma_{LL_{IM}} \cdot M_{LL_{IM2}} \cdot m = -3.618 \text{ tonnef} \cdot m \text{ (der)}$$

$$Mu_{-} := \min(Mu1_{-}, Mu3_{-}) = -3.648 \text{ tonnef} \cdot m$$

- Carga Viva y efecto de Carga Dinámica (LL+IM):

Momentos Positivos

MÉTODO: Uso de la Tabla A4-1(AASHTO LRFD)

Tabla A4-1 – Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N-mm/mm

S mm	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1500	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5250
1600	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1700	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1800	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1900	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080

Para S=2.10m

$$M_{LL_{IM}_{pos}} := 23380 \frac{N \cdot mm}{mm} = 2.384 \frac{tonnef \cdot m}{m}$$

Resumen de Momentos Positivos

1.- Losa+Barrera

$$M_{DC} = -0.095 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2.- Asfalto

$$M_{DW} = 0.035 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

3.- Carga Viva + Impacto

$$M_{LL_IM_pos} = 2.384 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Factores de Mayoración

$$\gamma_{DC} := 0.90$$

$$\gamma_{DW} = 1.5$$

$$\gamma_{LL_IM} = 1.75$$

$$Mu := \gamma_{DC} \cdot M_{DC} + \gamma_{DW} \cdot M_{DW} + \gamma_{LL_IM} \cdot M_{LL_IM_pos} \cdot \text{m} = 4.138 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Diseño de Acero de Refuerzo

1.- Acero negativo (Perpendicular al Tráfico)

$$rec := 5 \text{ cm}$$

$$Mu_- = -3.648 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_1 := 12 \text{ mm}$$

$$d := t - rec - \frac{\phi_1}{2} = 14.4 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu_-}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (1) \quad a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad (2) \quad b_a := 100 \text{ cm}$$

$$a = 0.1764 \cdot As$$

$$As = \frac{3.648 \cdot 10^5}{0.90 \cdot 4200 \cdot \left(d - \frac{0.1764 \cdot As}{2}\right)}$$

$$As_1 := 0.0882 \cdot As^2 - 14.40 \cdot As + 96.51 \xrightarrow{\text{solve}} \begin{bmatrix} 7.0024154980261924636 \\ 156.26289062442278713 \end{bmatrix}$$

$$As_1 := 7 \text{ cm}^2$$

$$a_1 := \frac{0.1764}{\text{cm}} \cdot As_1 = 1.235 \text{ cm}$$

- Cálculo de ϕ

$$\beta_1 := 0.85 \quad (f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$c := \frac{a_1}{\beta_1} = 1.453 \text{ cm}$$

$$\phi_1 := 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 1.987$$

$$\phi := \min(\phi_1, 0.90) = 0.9$$

- Separación de Armadura para momento negativo

$$As := \frac{\pi \cdot \phi_1^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$s_1 := \frac{As}{\frac{As_1}{m}} = 0.162 \text{ m}$$

- Chequeo de Límites de Armadura de refuerzo negativo

- As máximo: No aplica

- As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

Caso 1

$$M_{cr} = 1.1 \cdot (f_r \cdot S)$$

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 33.634 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S := \frac{b_a \cdot t^2}{6} = 6666.667 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := 1.1 \cdot (f_r \cdot S) = 2.466 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 2

$$M_{min2} := -1.33 \cdot Mu_- = 4.852 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{min} := \min(M_{cr}, M_{min2}) = 2.466 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cálculo de momento generado por la armadura de refuerzo negativo

$$As_1 = 7 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As_1 \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_a} = 1.235 \text{ cm}$$

$$Mu_1 := As_1 \cdot \phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 3.647 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{if } (Mu_1 \geq M_{min}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

2.- Acero positivo (Perpendicular al Tráfico)

$$rec := 2.50 \text{ cm} \quad Mu = 4.138 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_1 = 12 \text{ mm}$$

$$d := t - rec - \frac{\phi_1}{2} = 16.9 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (1) \quad a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad (2) \quad b_a = 100 \text{ cm}$$

$$a = 0.1764 \cdot As$$

$$As = \frac{4.138 \cdot 10^5}{0.90 \cdot 4200 \cdot \left(d - \frac{0.1764 \cdot As}{2}\right)}$$

$$As_2 := 0.0882 \cdot As^2 - 16.90 \cdot As + 109.47 \xrightarrow{\text{solve}} \begin{bmatrix} 6.7126804084662372083 \\ 184.89729691579680134 \end{bmatrix}$$

$$As_2 := 6.71 \text{ cm}^2$$

$$a_2 := \frac{0.1764}{\text{cm}} \cdot As_2 = 1.184 \text{ cm}$$

- Cálculo de ϕ

$$\beta_1 = 0.85 \quad (f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$c := \frac{a_2}{\beta_1} = 1.393 \text{ cm}$$

$$\phi_2 := 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 2.32$$

$$\phi := \min(\phi_2, 0.90) = 0.9$$

- Separación de Armadura para momento positivo

$$As_2 = 6.71 \text{ cm}^2$$

$$s_2 := \frac{As}{\frac{As_2}{m}} = 0.169 \text{ m}$$

- Chequeo de Límites de Armadura de refuerzo positivo

- As máximo: No aplica

- As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

Caso 1

$$M_{cr} = 1.1 \cdot (f_r \cdot S)$$

$$f_r = 33.634 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S = 6666.667 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 2.466 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 2

$$M_{min2} := 1.33 \cdot M_u = 5.504 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{min} := \min(M_{cr}, M_{min2}) = 2.466 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cálculo de momento generado por la armadura de refuerzo positivo

$$As_2 = 6.71 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As_2 \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_a} = 1.184 \text{ cm}$$

$$Mu_2 := As_2 \cdot \phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4.136 \text{ tonnef} \cdot m$$

if $(Mu_1 \geq M_{min}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$

3.- Acero de Contracción y Temperatura

$$As_{temp} = \frac{0.18 \cdot b_{tablero} \cdot t}{2 \cdot (b_{tablero} + t)} \quad \left(\frac{\text{cm}^2}{m} \right)$$

$$As_{temp} := 1.76 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

$$2.33 \frac{\text{cm}^2}{m} \geq As_{temp}$$

$$As_{temp} := 2.33 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

- Separación de Armadura para contracción y temperatura

$$\phi_3 := 10 \text{ mm}$$

$$As_3 := \frac{\pi \cdot \phi_3^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$s3 := \frac{As_3}{As_{temp}} = 0.337 m$$

4.- Acero de Distribución (Acero perpendicular al tráfico)

Porcentaje del acero positivo

$$\rho_{dist} = \frac{121}{\sqrt{S}} \quad S = \text{Distancia entre caras de vigas}$$

$$S := S' - b_{viga} = 1.8 \text{ m}$$

$$\rho_{dist} := \frac{121}{100 \sqrt{\frac{S}{\text{m}}}} = 0.902$$

$$\rho_{dist} := \text{if}(\rho_{dist} > 0.67, 0.67, \rho_{dist}) = 0.67$$

$$As_{dist} := \rho_{dist} \cdot As_2 = 4.496 \text{ cm}^2$$

- Separación de Armadura de Distribución

$$\phi_4 := 12 \text{ mm}$$

$$As_4 := \frac{\pi \cdot \phi_4^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$s_4 := \frac{As_4}{\frac{As_{dist}}{\text{m}}} = 0.252 \text{ m}$$

Diseño de Viga Principal Interior

1.- Predimensionamiento

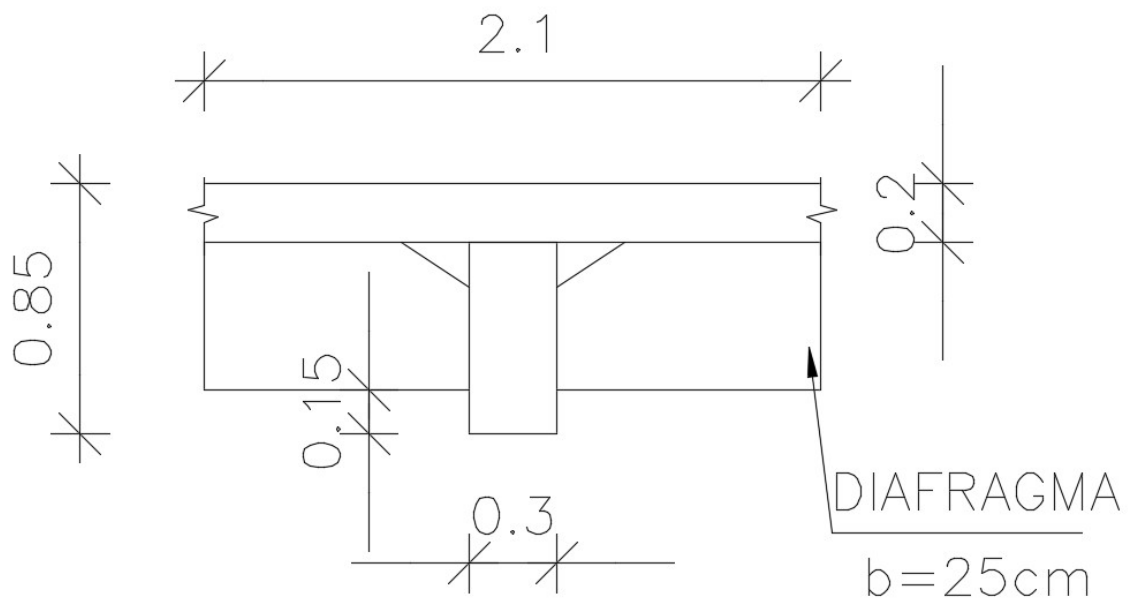
Tabla 2.5.2.6.3-1, AASHTO - Peraltes mínimos utilizados comúnmente para superestructuras de peralte constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2 (S+3)}{30}$	$\frac{(S+3)}{30} \geq 0.165m$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$

$$h_{min} := 0.07 \cdot L_{puente}$$

$$h_{min} = 84 \text{ cm}$$

$$h_{viga} := 85 \text{ cm}$$



2.- Momentos de flexión por cargas (viga interior)

Considerando vigas diafragmas en apoyos y en el centro de luz, tenemos:

- Carga Muerta (DC)

Cargas Distribuidas

$$w_{losa_v} := t \cdot S' \cdot 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 1.008 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$w_{viga} := (h_{viga} - t) \cdot b_{viga} \cdot 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 0.468 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$w_{cartelas} := 2 \cdot \left(\frac{0.23 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m}}{2} \right) \cdot 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 0.083 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$w_{DC} := w_{losa_v} + w_{viga} + w_{cartelas} = 1.559 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$M_{DC1} := \frac{w_{DC} \cdot L_{puente}^2}{8} = 28.058 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cargas Puntuales

Colocando tres diafragmas a lo largo de toda la viga: dos en apoyos y uno en el centro de luz, se tiene:

$$P_{diaf} := (h_{viga} - t - 0.15 \text{ m}) \cdot (S' - b_{viga}) \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 0.54 \text{ tonnef}$$

$$M_{DC2} := \frac{P_{diaf} \cdot L_{puente}}{4} = 1.62 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC} := M_{DC1} + M_{DC2} = 29.678 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Carga de Asfalto (DW)

$$w_{DW} := t_{DW} \cdot 2.24 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \cdot S' = 0.239 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$M_{DW} := \frac{w_{DW} \cdot L_{puente}^2}{8} = 4.301 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

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

De la siguiente tabla, y con la consideración de carga dinámica en estado límite de resistencia

$$M_{LL+IM} := 98.76 \text{ tonnef} \cdot m$$

MOMENTOS POR CARGA HL-93 (T-m)				
LUZ	X	M por CAMIÓN ó	M por	M _(LL+IM)
(m)	(m)	(1)= TANDEM	S/G EQUIV	(IM=0.33)
1	0.50	3.63	0.12	4.95
2	1.00	7.26	0.48	10.13
3	1.50	10.89	1.07	15.55
4	1.70	16.39 ⁽¹⁾	1.86	23.65
5	2.20	21.95 ⁽¹⁾	2.93	32.13
6	2.70	27.56 ⁽¹⁾	4.24	40.89
7	3.20	33.18 ⁽¹⁾	5.79	49.91
8	3.70	38.81 ⁽¹⁾	7.57	59.19
9	4.20	44.45 ⁽¹⁾	9.60	68.72
10	4.70	50.10 ⁽¹⁾	11.86	78.49
11	5.20	55.75 ⁽¹⁾	14.36	88.51
12	5.70	61.41 ⁽¹⁾	17.09	98.76

Porcentaje de distribución de momento en viga interior (g). Tabla 4.6.2.2b-1

Table 4.6.2.2.1-1—Common Deck Superstructures Covered in Articles 4.6.2.2.2 and 4.6.2.2.3

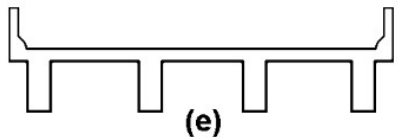
Cast-in-Place Concrete T-Beam	Monolithic concrete	
-------------------------------	---------------------	--

Table 4.6.2.2.1-2—L for Use in Live Load Distribution Factor Equations

Force Effect	L (ft)
Positive Moment	The length of the span for which moment is being calculated
Negative Moment—Near interior supports of continuous spans from point of contraflexure to point of contraflexure under a uniform load on all spans	The average length of the two adjacent spans
Negative Moment—Other than near interior supports of continuous spans	The length of the span for which moment is being calculated
Shear	The length of the span for which shear is being calculated
Exterior Reaction	The length of the exterior span
Interior Reaction of Continuous Span	The average length of the two adjacent spans

Table 4.6.2.2.1-3—Constant Values for Articles 4.6.2.2.2 and 4.6.2.2.3

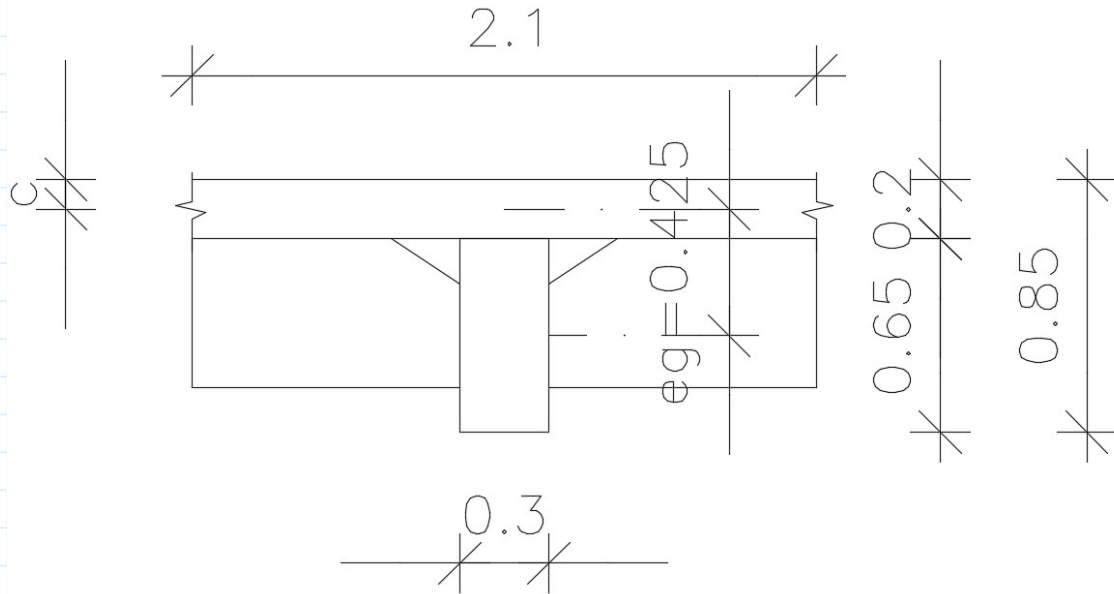
Equation Parameters	Table Reference	Simplified Value			
		a	e	k	f,g,i,j
$\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1	1.02	1.05	1.09	—
$\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.25}$	4.6.2.2.2e-1	1.03	1.07	1.15	—
$\left(\frac{12.0Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	4.6.2.2.3c-1	0.97	0.93	0.85	—
$\frac{I}{J}$	4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.3a-1	—	—	—	$0.54\left(\frac{d}{b}\right) + 0.16$

Tabla 4.6.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$N_b = 3$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	

Caso: 1 carril cargado

$$g = 0.06 + \left(\frac{S'}{4300 \text{ mm}} \right)^{0.40} \cdot \left(\frac{S'}{L_{\text{puente}}} \right)^{0.30} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{\text{puente}} \cdot t^3} \right)^{0.1}$$



$$E_{\text{viga}} := 15300 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 256017.968 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{\text{losa}} := E_{\text{viga}} = 256017.968 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n1 := \frac{E_{\text{viga}}}{E_{\text{losa}}} = 1$$

$$I_{\text{viga}} := \frac{b_{\text{viga}} \cdot (h_{\text{viga}} - t)^3}{12} = 686562.5 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{viga}} := b_{\text{viga}} \cdot (h_{\text{viga}} - t) = 1950 \text{ cm}^2$$

$$e_g := \frac{t}{2} + \frac{(h_{\text{viga}} - t)}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$K_g := n1 \cdot (I_{\text{viga}} + A_{\text{viga}} \cdot e_g^2) = 4208750 \text{ cm}^4$$

The longitudinal stiffness parameter, K_g , shall be taken as:

$$K_g = n(I + Ae_g^2) \quad (4.6.2.2.1-1)$$

in which:

$$n = \frac{E_B}{E_D} \quad (4.6.2.2.1-2)$$

where:

E_B = modulus of elasticity of beam material (ksi)
 E_D = modulus of elasticity of deck material (ksi)
 I = moment of inertia of beam (in.⁴)
 e_g = distance between the centers of gravity of the basic beam and deck (in.)

$$\left(\frac{K_g}{L_{\text{puente}} \cdot t^3} \right)^{0.1} = 0.921$$

Valor calculado se compara con el valor de columna "e" de la tabla 4.6.2.2.1-3 del AASHTO

$$g1 := 0.06 + \left(\frac{S'}{4300 \text{ mm}} \right)^{0.40} \cdot \left(\frac{S'}{L_{\text{puente}}} \right)^{0.30} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{\text{puente}} \cdot t^3} \right)^{0.1} = 0.47$$

Caso: 2 o más carriles cargados

$$g2 = 0.075 + \left(\frac{S'}{2900 \text{ mm}} \right)^{0.60} \cdot \left(\frac{S'}{L_{\text{puente}}} \right)^{0.20} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{\text{puente}} \cdot t^3} \right)^{0.1}$$

$$g2 := 0.075 + \left(\frac{S'}{2900 \text{ mm}} \right)^{0.60} \cdot \left(\frac{S'}{L_{\text{puente}}} \right)^{0.20} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{\text{puente}} \cdot t^3} \right)^{0.1} = 0.61$$

$$g := \max(g1, g2) = 0.61$$

$$M_{LL_IM} := g \cdot M_{LL_IM} = 60.284 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Ley de Momentos - Regla de la palanca (Lever Rule)

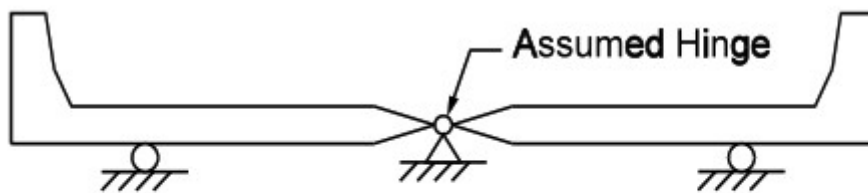


Figure C4.6.2.2.1-1—Notional Model for Applying Lever Rule to Three-girder Bridges

Resumen de Momentos en viga interior

1.- Losa+Viga+Diafragma

2.- Asfalto

$$M_{DC} = 29.678 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{DW} = 4.301 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

3.- Carga Viva + Impacto

$$M_{LL_IM} = 60.284 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Factores de Mayoración

$$\gamma_{DC} := 1.25$$

$$\gamma_{DW} = 1.5$$

$$\gamma_{LL_IM} = 1.75$$

$$Mu := \gamma_{DC} \cdot M_{DC} + \gamma_{DW} \cdot M_{DW} + \gamma_{LL_IM} \cdot M_{LL_IM} = 149.048 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

3.- Diseño de Armadura Principal

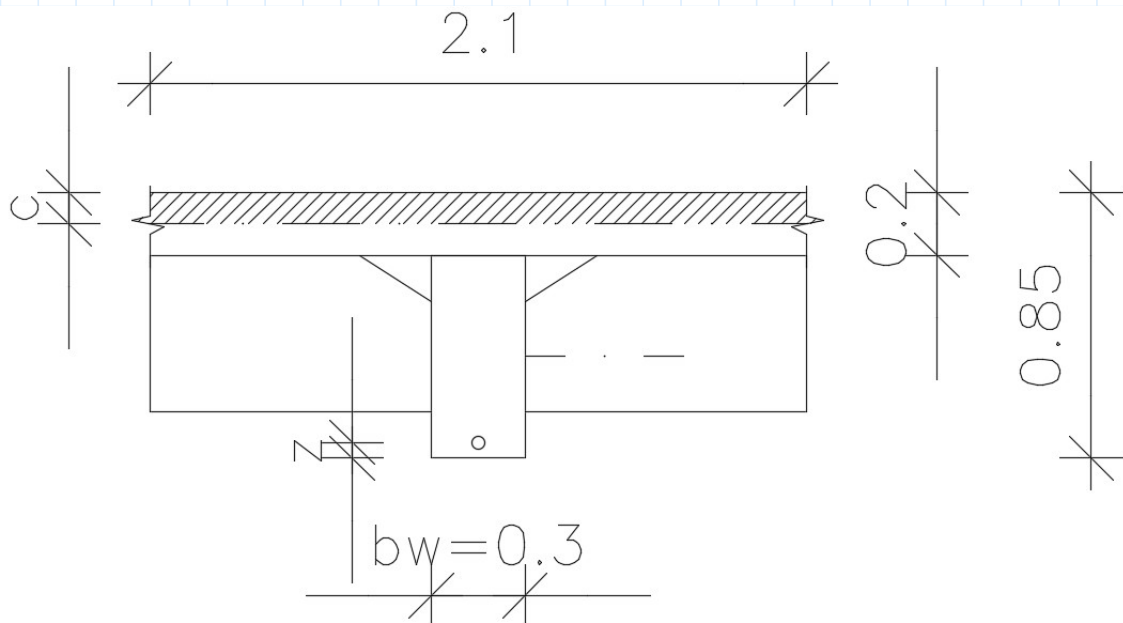
Tomando como ancho efectivo el ancho tributario de la viga "T"

4.6.2.6—Effective Flange Width

4.6.2.6.1—General

Unless specified otherwise in this Article or in Articles 4.6.2.6.2, 4.6.2.6.3, or 4.6.2.6.5, the effective flange width of a concrete deck slab in composite or monolithic construction may be taken as the tributary width perpendicular to the axis of the member for determining cross-section stiffnesses for analysis and for determining flexural resistances. The effective flange width of orthotropic steel decks shall be as specified in Article 4.6.2.6.4. For the calculation of live load deflections, where required, the provisions of Article 2.5.2.6.2 shall apply.

$$b_{efec} := S' = 2.1 \text{ m}$$



Se asume que $c=t=0.20\text{m}$

$$c_1 := t = 20 \text{ cm}$$

$$a_T := 0.85 \cdot c_1 = 17 \text{ cm}$$

$$d_T := 0.85 \cdot h_{viga} = 72.25 \text{ cm}$$

$$\phi_f := 0.90$$

$$As_T := \frac{Mu}{\phi_f \cdot fy \cdot \left(d_T - \frac{a_T}{2}\right)} = 61.852 \text{ cm}^2$$

$$a_{T_f} := \frac{As_T \cdot fy}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{efec}} = 5.198 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a_{T_f}}{0.85} = 6.115 \text{ cm}$$

if ($c \leq t$, “Eje neutro en el patín”, “Eje neutro en el alma”) = “Eje neutro en el patín”

Se diseña como viga rectangular

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (1) \quad a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{efec}} \quad (2)$$

$$a = 0.08403 \cdot As$$

$$As = \frac{149.048 \cdot 10^5}{0.90 \cdot 4200 \cdot \left(d - \frac{0.08403 \cdot As}{2}\right)}$$

$$0.04202 \cdot As^2 - 72.25 \cdot As + 3943.07 \xrightarrow{\text{solve}} \begin{bmatrix} 56.427165846514188613 \\ 1662.9921582848518276 \end{bmatrix}$$

$$As_v := 56.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 12 \text{ } \phi 25\text{mm} \quad As_{real} := 12 \cdot \frac{\pi \cdot (2.5 \text{ cm})^2}{4} = 58.905 \text{ cm}^2$$

$$a_v := \frac{0.08403}{\text{cm}} \cdot As_v = 4.742 \text{ cm}$$

- Cálculo de ϕ

$$\beta_1 = 0.85 \quad (f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$c_V := \frac{a_v}{\beta_1} = 5.579 \text{ cm}$$

$$\phi_V := 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d_T}{c_V} - 1 \right) = 2.443$$

$$\phi_V := \min(\phi_V, 0.90) = 0.9$$

- Chequeo de Límites de Armadura de refuerzo en viga

- As máximo: No aplica

- As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

Caso 1

$$M_{cr} = 1.1 \cdot (f_r \cdot S)$$

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{kgf/cm}^2}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 33.634 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S := \frac{b_{efec} \cdot h_{viga}^2}{6} = 252875 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := 1.1 \cdot (f_r \cdot S) = 93.556 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 2

$$M_{min2} := 1.33 \cdot M_u = 198.233 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{min} := \min(M_{cr}, M_{min2}) = 93.556 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

4.- Acero de Contracción y Temperatura

$$As_{temp} = \frac{0.18 \cdot b_{viga} \cdot h_{viga}}{2 \cdot (b_{viga} + h_{viga})} \left(\frac{cm^2}{m} \right)$$

$$As_{temp} := 1.99 \frac{cm^2}{m}$$

$$2.33 \frac{cm^2}{m} \geq As_{temp}$$

$$As_{temp} := 2.33 \frac{cm^2}{m}$$

En las vigas, el acero de contracción y temperatura puede ubicarse en la mitad de la altura del elemento

$$As_{temp} := 2.33 \frac{cm^2}{m} \cdot 0.40 m = 0.932 cm^2 \quad \text{Acero en cada cara de la viga}$$

Usar 1 $\phi 12 mm$

$$As_{real_temp} := \frac{\pi \cdot (1.20 cm)^2}{4} = 1.131 cm^2$$

5.- Diseño por corte (Viga Interior)

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

De acuerdo al Art. 5.7.3.2, cuando la reacción en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo.

Determinación del peralte efectivo por corte

$$d_T = 72.25 \text{ cm} \quad \text{Altura efectiva de la viga}$$

$$a_v = 4.742 \text{ cm} \quad \text{Ancho de bloque de compresión en viga}$$

$$b_{apoyo} := 25 \text{ cm} \quad \text{Ancho de dispositivo de apoyo (asumido)}$$

$$d_v := d_T - \frac{a_v}{2} = 69.879 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo por corte}$$

$$d_{min} := \max(0.90 \cdot d_T, 0.75 \cdot h_{viga}) = 65.025 \text{ cm}$$

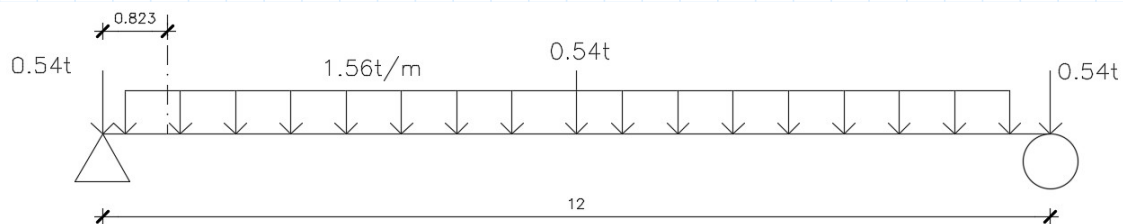
$$\frac{b_{apoyo}}{2} + d_v = 82.379 \text{ cm} \quad \text{Sección crítica de corte: ubicada desde el eje del apoyo}$$

Los cortantes se deben calcular a una distancia de 82.38cm desde el apoyo

- Carga Muerta (DC)

$$w_{DC} = 1.559 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$P_{diaf} = 0.54 \text{ tonnef}$$



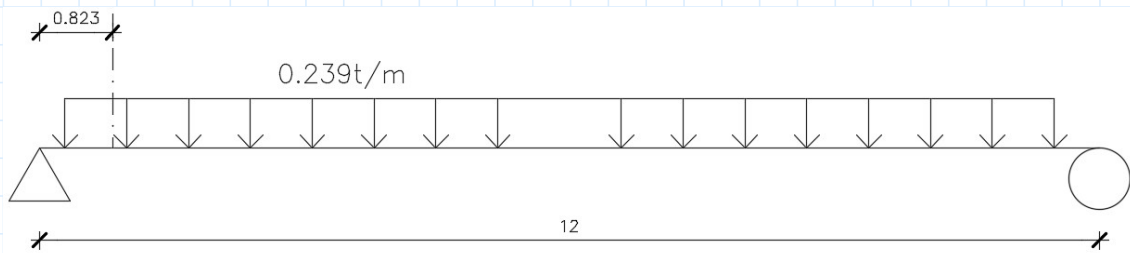
$$R_{izq_DC} := 10.17 \text{ tonnef} \quad \text{Equilibrio}$$

$$V_{DC} := (R_{izq_DC} - P_{diaf}) - w_{DC} \cdot 0.8238 \text{ m} = 8.346 \text{ tonnef}$$

- Asfalto (DW)

$$w_{DW} = 0.239 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

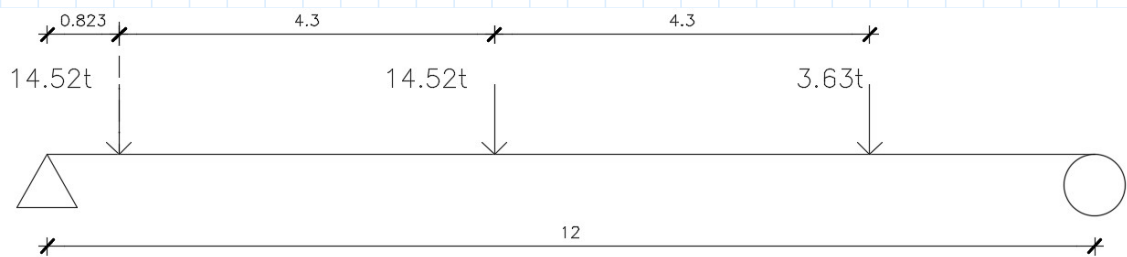
$$R_{izq_DW} := \frac{w_{DW} \cdot L_{\text{puente}}}{2} = 1.434 \text{ tonnef}$$



$$V_{DW} := R_{izq_DW} - w_{DW} \cdot 0.8238 \text{ m} = 1.237 \text{ tonnef}$$

- Carga Viva (LL+IM)

a) Camión de Diseño



$$R_{izq_camion} := 22.63 \text{ tonnef} \quad \text{Equilibrio}$$

$$V_{camion} := R_{izq_camion} = 22.63 \text{ tonnef}$$

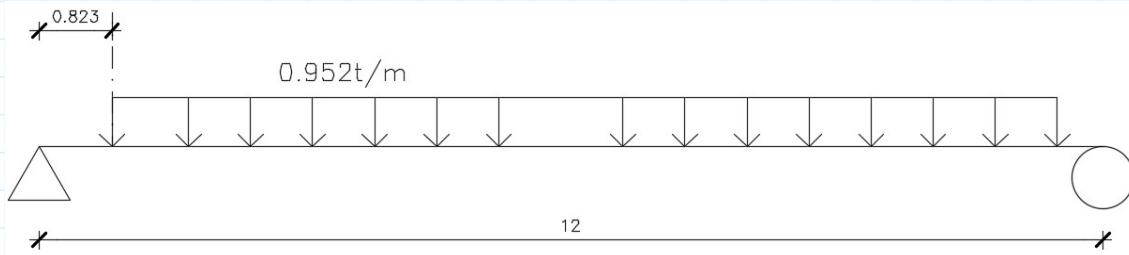
b) Tándem de diseño



$$R_{izq_tandem} := 20 \text{ tonnef} \quad \text{Equilibrio}$$

$$V_{tandem} := R_{izq_tandem} = 20 \text{ tonnef}$$

c) Carril de diseño



$$R_{izq_carril} := 4.96 \text{ tonnef} \quad \text{Equilibrio}$$

$$V_{carril} := R_{izq_carril} = 4.96 \text{ tonnef}$$

$$V_{vehiculo} := \max(V_{camion}, V_{tandem}) = 22.63 \text{ tonnef}$$

$$V_{LL_IM} := V_{vehiculo} \cdot 1.33 + V_{carril} = 35.058 \text{ tonnef}$$

Porcentaje de Distribución de cortante en viga interior (g) Tabla 4.6.2.2.3a-1

Tabla 4.6.2.2.3a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Caso: 1 carril cargado

$$g_{v1} := 0.36 + \frac{S'}{7600 \text{ mm}} = 0.636$$

Caso: 2 o más carriles cargados

$$g_{v2} := 0.20 + \frac{S'}{3600 \text{ mm}} - \left(\frac{S'}{10700 \text{ mm}} \right)^2 = 0.745$$

$$g_v := \max(g_{v1}, g_{v2}) = 0.745$$

$$V_{LL_IM} := g_v \cdot V_{LL_IM} = 26.112 \text{ tonnef}$$

Resumen de Cortantes en viga interior

1.- Losa+Diafragma

2.- Asfalto

$$V_{DC} = 8.346 \text{ tonnef}$$

$$V_{DW} = 1.237 \text{ tonnef}$$

3.- Carga Viva + Impacto

$$V_{LL_IM} = 26.112 \text{ tonnef}$$

Factores de Mayoración

$$\gamma_{DC} := 1.25 \quad \gamma_{DW} = 1.5 \quad \gamma_{LL_IM} = 1.75$$

$$Vu := \gamma_{DC} \cdot V_{DC} + \gamma_{DW} \cdot V_{DW} + \gamma_{LL_IM} \cdot V_{LL_IM} = 57.983 \text{ tonnef}$$

Diseño de estribos en sección crítica

$$V_u = 57.983 \text{ tonnef} \quad \text{Corte Actuante}$$

$$V_r = \phi \cdot V_n \quad \text{Corte Resistente (5.7.2.1-1)}$$

$$\phi_{\text{corte}} := 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

V_n debe ser el menor de las siguientes expresiones:

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p \quad (5.7.3.3-1)$$

$$V_{n2} = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p \quad (5.7.3.3-2)$$

a) Cortante nominal resistente del hormigón con $\beta=2$ (Art. 5.7.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.7.2.5-1):

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$b_v := b_{\text{viga}} = 30 \text{ cm}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_v \cdot d_v = 18.592 \text{ tonnef}$$

b) Cortante nominal resistente del acero con $\theta = 45^\circ$ (Art. 5.7.3.4.1), proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.7.2.5) y ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

$$\phi_{\text{estribo}} := 14 \text{ mm} \quad \text{Asumido}$$

$$A_{\text{estribo}} := \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \phi_{\text{estribo}}^2}{4} \right) = 3.079 \text{ cm}^2$$

$$s_{\text{estribo}} := 15 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento entre estribos asumido}$$

$$V_s := \frac{A_{\text{estribo}} \cdot f_y \cdot d_v}{s_{\text{estribo}}} = 60.239 \text{ tonnef}$$

c) Componente nominal de la fuerza de pretensado

$$V_p := 0 \text{ tonnef}$$

$$V_n := \min(V_c + V_s + V_p, 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p) = 78.831 \text{ tonnef}$$

$$V_c + V_s + V_p = 78.831 \text{ tonnef} \quad 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p = 146.746 \text{ tonnef}$$

$$V_r := \phi_{corte} \cdot V_n = 70.948 \text{ tonnef}$$

Refuerzo transversal mínimo

5.7.2.5—Minimum Transverse Reinforcement

Where transverse reinforcement is required as specified in either Article 5.7.2.3 or Article 5.12.5.3.8c, and nonprestressed reinforcement is used to satisfy that requirement, the area of steel shall satisfy:

$$A_v \geq 0.0316 \lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.7.2.5-1)$$

$$A_v \geq 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot s_{estribo}}{f_y} \quad \lambda := 1 \quad \text{Hormigón de peso normal}$$

$$A_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_v \cdot s_{estribo}}{f_y} = 0.484 \text{ cm}^2$$

if ($A_{estribo} \geq A_{v_min}$, “OK”, “Cambiar diámetro”) = “OK”

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

5.7.2.8—Shear Stress on Concrete

The shear stress on the concrete shall be determined as:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (5.7.2.8-1)$$

$$v_u := \frac{V_u - \phi_{corte} \cdot V_p}{\phi_{corte} \cdot b_v \cdot d_v} = 30.732 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

5.7.2.6—Maximum Spacing of Transverse Reinforcement

The spacing of the transverse reinforcement shall not exceed the maximum permitted spacing, s_{max} , determined as:

- If $v_u < 0.125 f'_c$, then:

$$s_{max} = 0.8d_v \leq 24.0 \text{ in.} \quad (5.7.2.6-1)$$

- If $v_u \geq 0.125 f'_c$, then:

$$s_{max} = 0.4d_v \leq 12.0 \text{ in.} \quad (5.7.2.6-2)$$

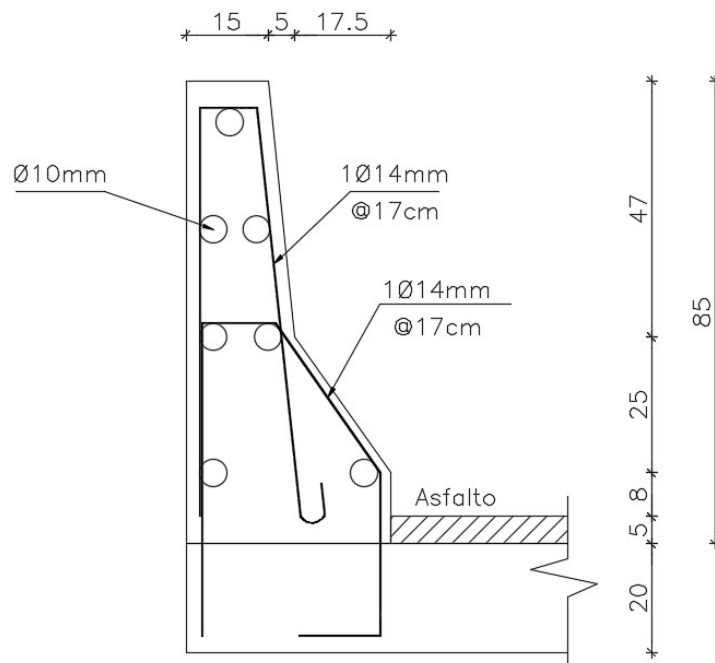
if $(v_u < 0.125 \cdot f'_c, "0.80d_v", "0.40d_v") = "0.80d_v"$

$s_{max} := \text{if } (0.80 \cdot d_v \leq 24 \text{ in}, 0.80 \cdot d_v, 24 \text{ in}) = 55.903 \text{ cm}$

if $(s_{estribo} \leq s_{max}, "OK", "Cambiar espaciamiento") = "OK"$

6.- Diseño de barrera de hormigón

Se propone en este caso un modelo de barrera de concreto con perfil basado en la barrera de New Jersey.



$$h1_barrera := 15 \text{ cm}$$

$$b1_barrera := 47 \text{ cm}$$

$$h2_barrera := 20 \text{ cm}$$

$$b2_barrera := 25 \text{ cm}$$

$$h3_barrera := 37.50 \text{ cm}$$

$$b3_barrera := 13 \text{ cm}$$

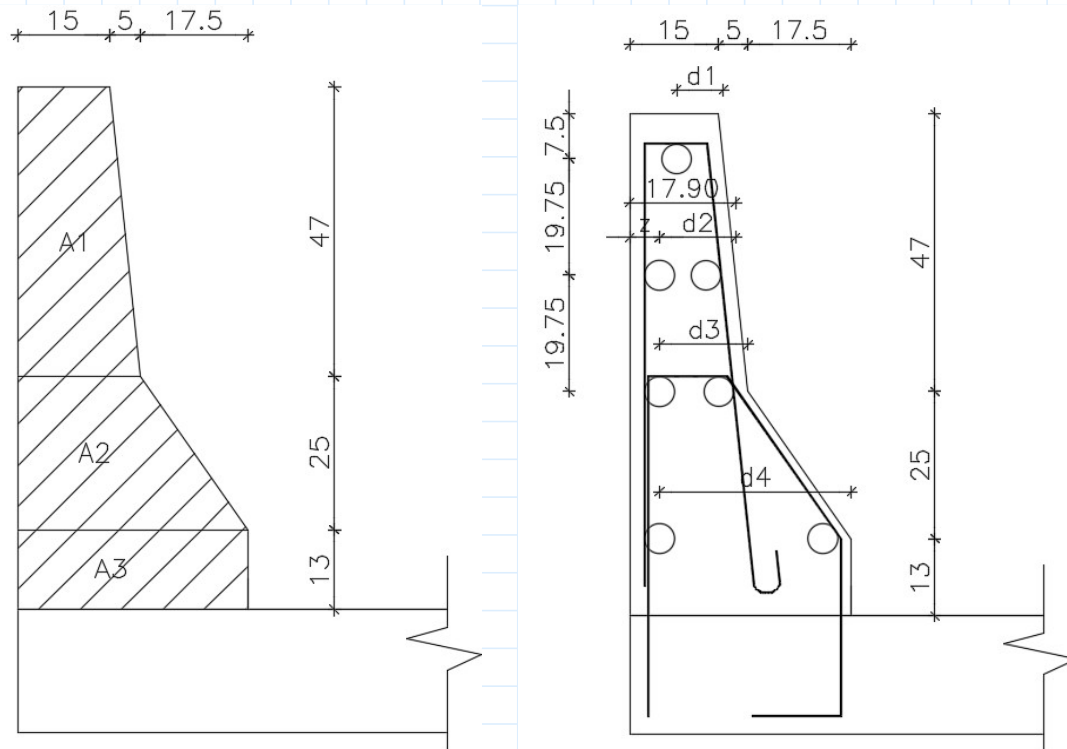
$$b_barrera := b1_barrera + b2_barrera + b3_barrera$$

$$b_barrera = 0.85 \text{ m}$$

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

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; se determina así el refuerzo horizontal en la cara vertical de la barrera (en este caso $4\phi 10\text{mm}$).

Para determinar el momento resistente se dividirá la sección de barrera en tres partes: A1, A2y A3, tal como se observa en la figura a continuación. Los aceros que resisten la flexión son los aceros de la cara vertical de la barrera



$$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$rec_{barrera} := 5 \text{ cm}$$

$$\phi_{long_barrera} := 10 \text{ mm}$$

$$\phi_{trans_barrera} := 14 \text{ mm}$$

- Sección A1

$$rec_{barrera} = 5 \text{ cm}$$

$$z := rec_{barrera} + \phi_{trans_barrera} + \frac{\phi_{long_barrera}}{2} = 6.9 \text{ cm}$$

$$d1 := \frac{h1_barrera}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d2 := 17.90 \text{ cm} - z = 11 \text{ cm}$$

$$d3 := h2_barrera - z = 13.1 \text{ cm}$$

$$d_{prom1} := \frac{d1 + d2 + d3}{3} = 10.533 \text{ cm}$$

$$As_{1_barrera} := (2.50) \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{long_barrera}^2}{4} = 1.963 \text{ cm}^2$$

$$a1_barrera := \frac{As_{1_barrera} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b1_barrera} = 0.737 \text{ cm}$$

1.3.2.1—General

Each component and connection shall satisfy Eq. 1.3.2.1-1 for each limit state, unless otherwise specified. For service and extreme event limit states, resistance factors shall be taken as 1.0, except for bolts, for which the provisions of Article 6.5.5 shall apply, and for concrete columns in Seismic Zones 2, 3, and 4, for which the provisions of Articles 5.11.3 and 5.11.4.1.2 shall apply. All limit states shall be considered of equal importance.

$$\phi_{barrera} := 1$$

Estado Límite de Evento Extremo

$$\phi Mn1_barrera := \phi_{barrera} \cdot As_{1_barrera} \cdot fy \cdot \left(d_{prom1} - \frac{a1_barrera}{2} \right) = 0.838 \text{ tonnef} \cdot m$$

- Sección A2

$$d3 = 13.1 \text{ cm}$$

$$d4 := h3_barrera - z = 30.6 \text{ cm}$$

$$d_{prom2} := \frac{d3 + d4}{2} = 21.85 \text{ cm}$$

$$As_{2_barrera} := (0.50 + 0.50) \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{long_barrera}^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$a2_barrera := \frac{As_2_barrera \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b2_barrera} = 0.554 \text{ cm}$$

$$\phi Mn2_barrera := \phi_{barrera} \cdot As_2_barrera \cdot fy \cdot \left(d_{prom2} - \frac{a2_barrera}{2} \right) = 0.712 \text{ tonnef} \cdot m$$

- Sección A3

$$d_{prom3} := d4 = 30.6 \text{ cm}$$

$$As_3_barrera := (0.50) \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{long_barrera}^2}{4} = 0.393 \text{ cm}^2$$

$$a3_barrera := \frac{As_3_barrera \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b3_barrera} = 0.533 \text{ cm}$$

$$\phi Mn3_barrera := \phi_{barrera} \cdot As_3_barrera \cdot fy \cdot \left(d_{prom3} - \frac{a3_barrera}{2} \right) = 0.5 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Mw := \phi Mn1_barrera + \phi Mn2_barrera + \phi Mn3_barrera = 2.05 \text{ tonnef} \cdot m$$

b) Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (M_c)

Se calcula de acuerdo a las líneas de rotura con el momento de flexión negativo. Éste produce esfuerzos de tensión en la cara inclinada de la barrera, determinando el refuerzo de la barrera para esa cara. Se considera el acero de refuerzo en franjas de 1 metro de ancho.

$$\phi_{trans_barrera} = 14 \text{ mm}$$

$$s_{trans_barrera} := 17 \text{ cm}$$

$$b_c := 100 \text{ cm}$$

$$As_{trans} := \frac{\frac{\pi \cdot \phi_{trans_barrera}^2}{4}}{s_{trans_barrera}} = 9.055 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Sección A1

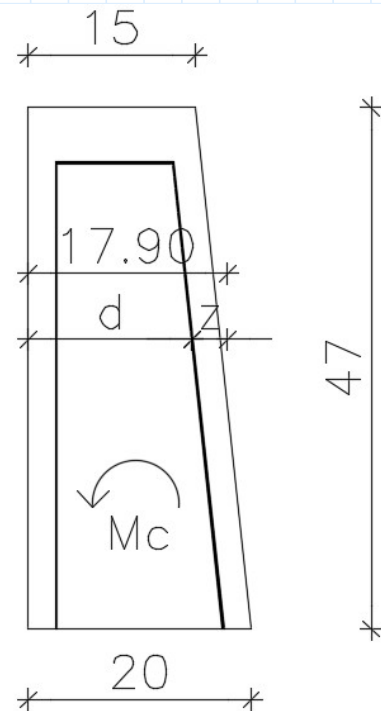
$$z_c := rec_{barrera} + \frac{\phi_{trans_barrera}}{2} = 5.7 \text{ cm}$$

$$d1_c := 17.90 \text{ cm} - z_c = 12.2 \text{ cm}$$

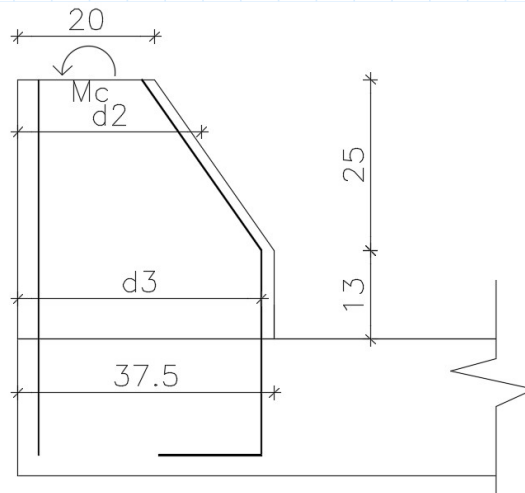
$$a1_c := \frac{As_{trans} \cdot f_y \cdot \text{m}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_c} = 1.598 \text{ cm}$$

$$M1_c := \phi_{barrera} \cdot As_{trans} \cdot \text{m} \cdot f_y \cdot \left(d1_c - \frac{a1_c}{2} \right)$$

$$M1_c = 4.336 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



- Sección A2



$$d2_c := \left(\frac{h2_barrera + h3_barrera}{2} \right) - z_c = 23.05 \text{ cm}$$

$$a2_c := a1_c = 1.598 \text{ cm}$$

$$M2_c := \phi_{barrera} \cdot A_{s_trans} \cdot m \cdot f_y \cdot \left(d2_c - \frac{a2_c}{2} \right)$$

$$M2_c = 8.462 \text{ tonnef} \cdot m$$

- Sección 3

$$d3_c := h3_barrera - z_c = 31.8 \text{ cm}$$

$$a3_c := a1_c = 1.598 \text{ cm}$$

$$M3_c := \phi_{barrera} \cdot A_{s_trans} \cdot m \cdot f_y \cdot \left(d3_c - \frac{a2_c}{2} \right)$$

$$M3_c = 11.79 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Mc := \frac{M1_c \cdot b1_barrera + M2_c \cdot b2_barrera + M3_c \cdot b3_barrera}{b1_barrera + b2_barrera + b3_barrera} = 6.69 \text{ tonnef} \cdot m$$

c) Longitud crítica de la línea de rotura (L_c) según el patrón de falla

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 \cdot H \cdot (M_b + M_w)}{M_c}} \quad (\text{A13.3.1-2})$$

$L_t := 3.50 \text{ ft} = 1.067 \text{ m}$ Longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t (Nivel de prueba TL-4_Tabla A13.2-1)

$H := b_{\text{barrera}} = 0.85 \text{ m}$ Altura de la barrera

$M_b := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ Resistencia flexional adicional en la parte superior del muro

$M_w = 2.05 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ Resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical

$M_c = 6.69 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ Resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente

$$L_c := \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 \cdot H \cdot (M_b + M_w)}{M_c} \cdot \text{m}^2} = 2.072 \text{ m}$$

d) Resistencia nominal a la carga transversal de la barrera R_w

$$R_w := \left(\frac{2}{2 \cdot L_c - L_t} \right) \cdot \left(8 M_b + 8 M_w + \frac{M_c \cdot L_c^2}{H \cdot \text{m}} \right) = 32.62 \text{ tonnef} \quad (\text{A13.3.1-1})$$

$F_t := 54 \text{ kip} = 24.494 \text{ tonnef}$ Tabla A13.2-1

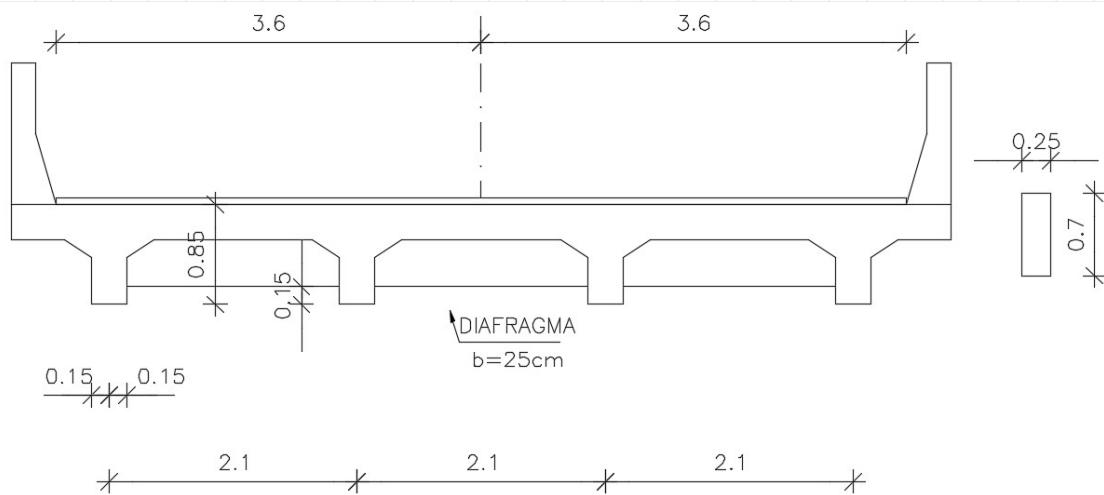
$\text{if}(R_w \geq F_t, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$

7.- Diseño de vigas diafragma

Las vigas diafragma son vigas transversales que se usan como riostras en zonas de estribos, pilares, y uniones articuladas para resistir las fuerzas aplicadas y transmitir las a los apoyos así como para mantener la geometría de la sección y resistir fuerzas laterales. Los diafragmas intermedios se usan en sistemas curvos y donde sean necesarios para suministrar resistencia torsional y para apoyar el tablero de losa en puntos de discontinuidad (Art. 5.12.4).

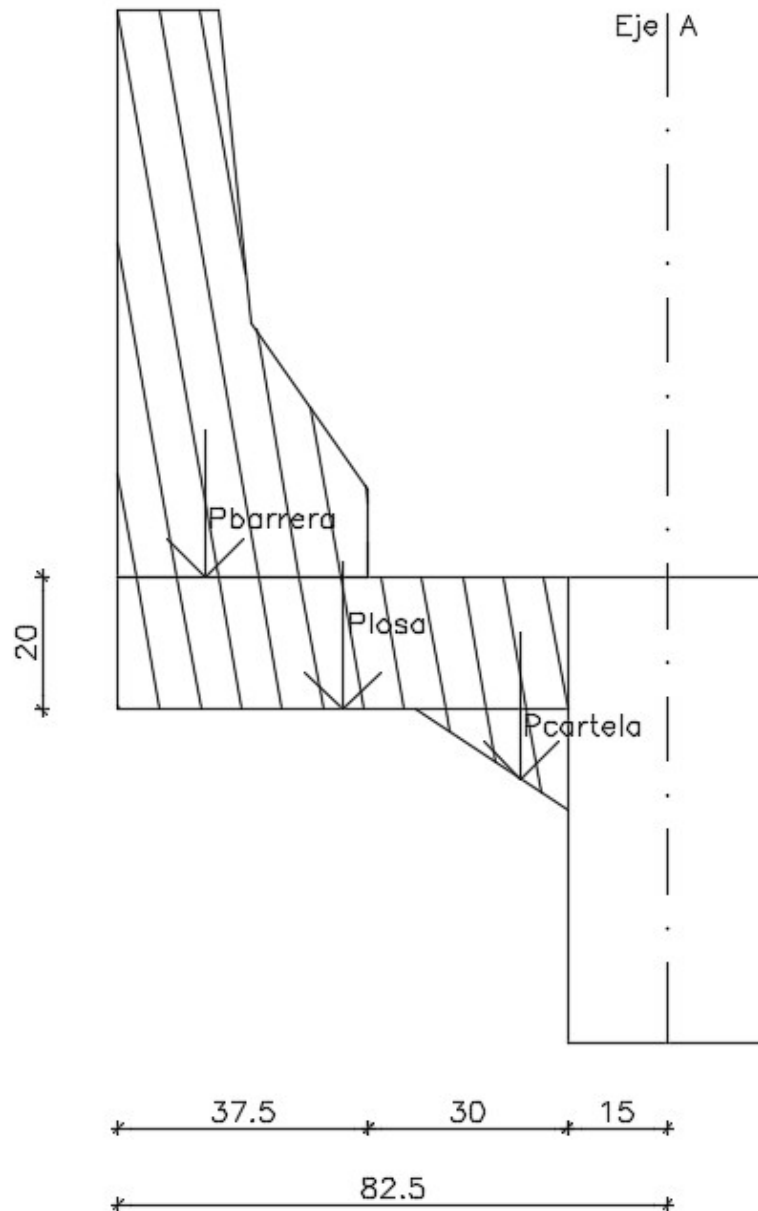
a) Cálculo del acero principal negativo

Se hará sobre la base del máximo momento negativo que ocurre en cualquiera de los apoyos interiores



Momento en el eje B por las cargas

Carga muerta (DC)



Cálculo de cargas en el eje A debido al volado

$$b_{diaf} := 25 \text{ cm}$$

$$h_{diaf} := 70 \text{ cm}$$

$$P_{barrera_A} := 487 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot b_{diaf} = 121.75 \text{ kgf}$$

$$P_{losa_A} := t \cdot 0.675 \text{ m} \cdot b_{diaf} \cdot 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 81 \text{ kgf}$$

$$P_{cartela_A} := \frac{0.15 \text{ m} \cdot 0.23 \text{ m}}{2} \cdot b_{diaf} \cdot 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 10.35 \text{ kgf}$$

$$P_{total_A} := P_{barrera_A} + P_{losa_A} + P_{cartela_A} = 213.1 \text{ kgf}$$

Cálculo de momentos en eje A debido al volado

$$M_{barrera_A} := P_{barrera_A} \cdot (0.825 \text{ m} - 0.13 \text{ m}) = 84.616 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{losa_A} := P_{losa_A} \cdot \left(0.825 \text{ m} - \frac{0.675 \text{ m}}{2} \right) = 39.488 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

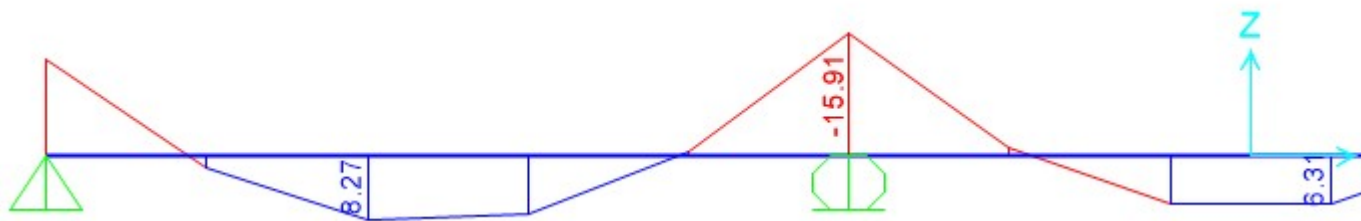
$$M_{cartela_A} := P_{cartela_A} \cdot \left(\frac{0.23 \text{ m}}{3} + 0.15 \text{ m} \right) = 2.346 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{total_A} := M_{barrera_A} + M_{losa_A} + M_{cartela_A} = 126.45 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Carga distribuida por el peso propio del diafragma

$$w_{pp_diaf} := b_{diaf} \cdot h_{diaf} \cdot 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 420 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Se resuelve la viga hiperestática



$$M_{izq_B_diaf} := 0.1039 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento cara izq de viga}$$

$$M_{der_B_diaf} := 0.1062 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento cara der de viga}$$

$$M_{DC_diaf} := \max(M_{izq_B_diaf}, M_{der_B_diaf}) = 0.106 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Carga de asfalto (DW)

Para este elemento no se considera por ser muy pequeño

Carga viva (LL+IM)

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (m)
Hormigón: - Colado in situ - Colado in situ con encofrados perdidos - Prefabricado, postesado	Vuelo	$1.14+0.833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$

$$M_{LL_IM1} = -2.731 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$E_{franja_neg} := 1.22 \text{ m} + 0.25 \cdot S' = 1.745 \text{ m}$$

$$M_{LL_IM_neg} := M_{LL_IM1} \cdot E_{franja_neg} = -4.765 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{diag_neg} := 1.25 \cdot M_{DC_diaf} + 1.75 \cdot M_{LL_IM_neg} = -8.206 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de acero por momento negativo

$$\phi_{prin_diaf} := 16 \text{ mm} \quad rec_{diaf} := 5 \text{ cm}$$

$$\phi_{losa} := \phi_1 = 1.2 \text{ cm}$$

$$\phi_{est_diaf} := 10 \text{ mm}$$

$$z := rec_{diaf} + \phi_{losa} + \phi_{est_diaf} + \frac{\phi_{prin_diaf}}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$d_{diaf_neg} := h_{diaf} - z = 62 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu_{diag_neg}}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (1) \quad a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad (2) \quad b := b_{diaf} = 0.25 \text{ m}$$

$$\frac{4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 25} = 0.706$$

$$a = 0.706 \cdot As \quad \frac{0.706}{2} = 0.353$$

$$As = \frac{8.21 \cdot 10^5}{0.90 \cdot 4200 \cdot \left(d - \frac{0.706 \cdot As}{2}\right)}$$

$$As_5 := 0.353 \cdot As^2 - 62 \cdot As + 217.196 \xrightarrow{\text{solve}} \begin{bmatrix} 3.5759678005791104185 \\ 172.06142596712627202 \end{bmatrix}$$

$$As_{diaf_neg} := 3.58 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } 2\phi 16mm$$

$$As_{colocado_diaf_neg} := \frac{2 \cdot \pi \cdot \phi_{prin_diaf}^2}{4} = 4.021 \text{ cm}^2$$

$$a_{diaf_neg} := \frac{0.706}{\text{cm}} \cdot As_{colocado_diaf_neg} = 2.839 \text{ cm}$$

$$Mu_{diag_neg_f} := As_{colocado_diaf_neg} \cdot \phi \cdot fy \cdot \left(d_{diaf_neg} - \frac{a_{diaf_neg}}{2}\right) = 9.208 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de ϕ

$$\beta_1 = 0.85 \quad (f'c = 280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$c_{diaf_neg} := \frac{a_{diaf_neg}}{\beta_1} = 3.34 \text{ cm}$$

$$\phi_{diaf_neg} := 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d_{diaf_neg}}{c_{diaf_neg}} - 1\right) = 3.284$$

$$\phi := \min(\phi_2, 0.9) = 0.9$$

- Chequeo de Límites de Armadura de refuerzo negativo
- As máximo: No aplica
- As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

Caso 1

$$M_{cr} = 1.1 \cdot (f_r \cdot S)$$

$$f_r = 33.634 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{diaf} := \frac{b_{diaf} \cdot h_{diaf}^2}{6} = 20416.667 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_{diaf} = 7.554 \text{ tonnef} \cdot m$$

Caso 2

$$M_{min2} := -1.33 \cdot M_{u_{diag_neg}} = 10.915 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{min} := \min(M_{cr}, M_{min2}) = 7.554 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\text{if}(M_{u_{diag_neg_f}} \geq M_{min}, \text{"OK"}, \text{"Revisar acero"}) = \text{"OK"}$$

b) Cálculo del acero principal positivo

Se hará sobre la base del máximo momento positivo que ocurre en los tramos AB ó CD, a $0.4L$ de un apoyo exterior (L es la longitud de tramos)

Carga por peso propio (DC)

$$M_{DC_pos} := 82.74 \text{ kgf} \cdot m \quad \text{De modelo SAP2000 en la sección de } 0.40 L$$

Carga de asfalto (DW)

Para este elemento no se considera por ser muy pequeño

Carga viva (LL+IM)

$$M_{LL_IM_pos} = 2.384 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$E_{franja_pos} := 0.66 \text{ m} + 0.55 \cdot S' = 1.815 \text{ m}$$

$$M_{LL_IM_pos} := M_{LL_IM_pos} \cdot E_{franja_pos} = 4.327 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{diaf_pos} := 1.25 \cdot M_{DC_pos} + 1.75 \cdot M_{LL_IM_pos} = 7.676 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de acero por momento positivo

Habiendo utilizado para el acero negativo 2Ø16mm con capacidad $M_u = 8.21 \text{ T-m}$, utilizaremos la misma cantidad de acero principal para el acero positivo donde el momento actuante: $M_u = 7.68 \text{ T-m}$ es menor.

c) Armadura de contracción y temperatura para las caras laterales

$$As_{temp_diaf} = \frac{0.18 \cdot b_{diaf} \cdot h_{diaf}}{2 (b_{diaf} + h_{diaf})} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \quad \frac{0.18 \cdot b_{diaf} \cdot h_{diaf}}{2 (h_{diaf} + b_{diaf})} = 1.658 \text{ cm}$$

$$As_{temp_diaf} := 1.66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 1.66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$As_{temp_diaf} := 2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El acero de contracción y temperatura se debe distribuir en la altura libre del elemento

$$h_{libre_diaf} := h_{diaf} - t = 50 \text{ cm}$$

$$As_{temp} := 2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot h_{libre_diaf} = 1.165 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero en cada cara de la viga}$$

Usar 1 Ø14 mm

$$As_{real_temp} := \frac{\pi \cdot (1.40 \text{ cm})^2}{4} = 1.539 \text{ cm}^2$$

D) Diseño por Corte

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

De acuerdo al Art. 5.7.3.2, la sección crítica por cortante se ubica a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo, donde d_v es el peralte efectivo por corte del elemento. El mayor cortante ocurre en el tramo exterior, cerca al apoyo interior.

- Determinación del peralte efectivo por corte

$$\theta := 45^\circ$$

5.7.3.4.1—Simplified Procedure for Nonprestressed Sections

For concrete footings in which the distance from point of zero shear to the face of the column, pier, or wall is less than $3d_v$ with or without transverse reinforcement, and for other nonprestressed concrete sections not subjected to axial tension and containing at least the minimum amount of transverse reinforcement specified in Article 5.7.2.5, or having an overall depth of less than 16.0 in., the following values may be used:

$$\beta = 2.0$$
$$\theta = 45 \text{ degrees}$$

$$d_{v_diaf} := d_{diaf_neg} - \frac{a_{diaf_neg}}{2} = 60.581 \text{ cm}$$

$$d_{v1} := 0.90 \cdot d_{diaf_neg} = 55.8 \text{ cm}$$

$$d_{v2} := 0.72 \cdot h_{diaf} = 50.4 \text{ cm}$$

$$d_{v_min} := \max(d_{v1}, d_{v2}) = 55.8 \text{ cm}$$

$$\text{if } (d_{v_diaf} \geq d_{v_min}, \text{“OK”}, \text{“Revisar”}) = \text{“OK”}$$

$$Sección_corte := \frac{b_{viga}}{2} + d_{v_diaf} = 75.581 \text{ cm}$$

Carga por peso propio (DC)

$$V_{DC_diaf} := 139.13 \text{ kgf}$$

De modelo SAP2000 en sección crítica de corte

Carga de asfalto (DW)

Para este elemento no se considera por ser muy pequeño

Carga viva (LL+IM)

$V_{LL_diaf} := -5.91 \text{ tonnef}$ De línea de influencia en la sección crítica (Vigas hiperestáticas)

$$V_{LL_IM_diaf} := V_{LL_diaf} \cdot 1.20 \cdot 1.33 = -9.432 \text{ tonnef}$$

$\gamma_{DC} := 0.90$ Se elige el valor que da la condición más crítica $\gamma_{LL_IM} = 1.75$

$$V_{u_diaf} := \gamma_{DC} \cdot V_{DC_diaf} + \gamma_{LL_IM} \cdot V_{LL_IM_diaf} = -16.381 \text{ tonnef}$$

Diseño de estribos en sección crítica

$V_{u_diaf} = -16.381 \text{ tonnef}$ Corte Actuante

$V_r = \phi \cdot V_n$ Corte Resistente (5.7.2.1-1)

$\phi_{corte} = 0.9$ (5.5.4.2)

V_n debe ser el menor de las siguientes expresiones:

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p \quad (5.7.3.3-1)$$

$$V_{n2} = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p \quad (5.7.3.3-2)$$

a) Cortante nominal resistente del hormigón con $\beta=2$ (Art. 5.7.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.7.2.5-1):

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$b_v := b_{diaf} = 25 \text{ cm}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_v \cdot d_{v_diaf} = 13.432 \text{ tonnef}$$

b) Cortante nominal resistente del acero con $\theta = 45^\circ$ (Art. 5.7.3.4.1), proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.7.2.5) y ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

$\phi_{estribo} := 10 \text{ mm}$ Asumido

$$A_{estribo} := \frac{2 \cdot \pi \cdot \phi_{estribo}^2}{4} = 1.571 \text{ cm}^2$$

$$s_{estribo} := 45 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento entre estribos asumido}$$

$$V_s := \frac{A_{estribo} \cdot f_y \cdot d_{v_diaf}}{s_{estribo}} = 8.882 \text{ tonnef}$$

c) Componente nominal de la fuerza de pretensado

$$V_p := 0 \text{ tonnef}$$

$$V_n := \min(V_c + V_s + V_p, 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_{v_diaf} + V_p) = 22.313 \text{ tonnef}$$

$$V_r := \phi_{corte} \cdot V_n = 20.082 \text{ tonnef}$$

Refuerzo transversal mínimo

5.7.2.5—Minimum Transverse Reinforcement

Where transverse reinforcement is required as specified in either Article 5.7.2.3 or Article 5.12.5.3.8c, and nonprestressed reinforcement is used to satisfy that requirement, the area of steel shall satisfy:

$$A_v \geq 0.0316 \lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.7.2.5-1)$$

$$A_v \geq 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot s_{estribo}}{f_y} \quad \lambda := 1 \quad \text{Hormigón de peso normal}$$

$$A_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_v \cdot s_{estribo}}{f_y} = 1.21 \text{ cm}^2$$

if $(A_{estribo} \geq A_{v_min}, \text{"OK"}, \text{"Cambiar diámetro"}) = \text{"OK"}$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

5.7.2.8—Shear Stress on Concrete

The shear stress on the concrete shall be determined as:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (5.7.2.8-1)$$

$$v_u := \frac{-V_{u_diaf} - \phi_{corte} \cdot V_p}{\phi_{corte} \cdot b_v \cdot d_{v_diaf}} = 12.018 \frac{kgf}{cm^2}$$

5.7.2.6—Maximum Spacing of Transverse Reinforcement

The spacing of the transverse reinforcement shall not exceed the maximum permitted spacing, s_{max} , determined as:

- If $v_u < 0.125 f'_c$, then:

$$s_{max} = 0.8 d_v \leq 24.0 \text{ in.} \quad (5.7.2.6-1)$$

- If $v_u \geq 0.125 f'_c$, then:

$$s_{max} = 0.4 d_v \leq 12.0 \text{ in.} \quad (5.7.2.6-2)$$

if $(v_u < 0.125 \cdot f'_c, "0.80dv", "0.40dv") = "0.80dv"$

$s_{max} := \text{if}(0.80 \cdot d_{v_diaf} \leq 24 \text{ in}, 0.80 \cdot d_{v_diaf}, 24 \text{ in}) = 48.464 \text{ cm}$

if $(s_{estribo} \leq s_{max}, "OK", "Cambiar espaciamento") = "OK"$