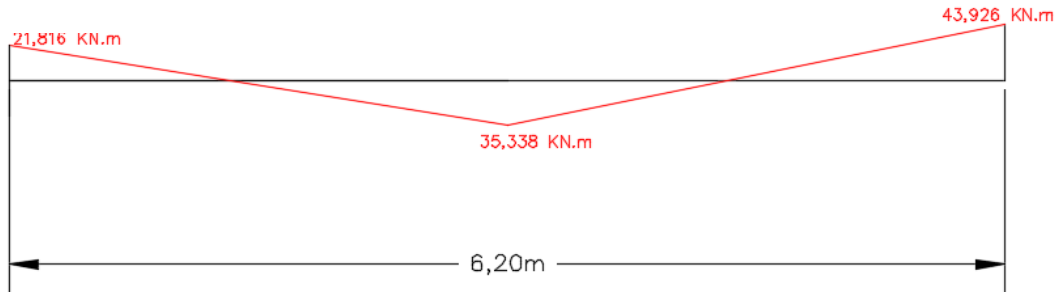


A.1.1.1. Diseño de viga N°1.

A.1.1.1.1. Armadura longitudinal.

Figura 1: Momentos "Viga N°1".



Fuente: Elaboración propia.

Datos de entrada.

$f_{ck} = 25$ MPa.

$f_{yk} = 500$ MPa.

Resistencia de cálculo de los materiales.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,5} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ N/mm}^2$$

$b = 20$ cm.

$h = 25$ cm (Altura de viga asumida ya que se obtiene el dominio N°3).

$$r_{\text{mecánico}} = r_{\text{geométrico}} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$\phi_{\text{estribo}} = 6$ mm (Diámetro mínimo, norma CBH-87).

$\phi_{\text{longitudinal}} = 12$ mm (Diámetro calculado posteriormente).

$r_{\text{geométrico}} = 2$ cm. (Tabla N°26: Elección del recubrimiento mínimo).

$$r_{\text{mecánico}} = 2 + 0,60 + \frac{1,2}{2} = 3,20 \text{ cm}$$

Canto útil de la viga.

$$d = h - r_{\text{mecánico}}$$

$$d = 25 - 3,20 = 21,80 \text{ cm}$$

- **Armadura para: $M_{\text{máx}+} = 35,338 \text{ KN}\cdot\text{m}$.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$\mu_d = \frac{35,338}{0,20 * 0,218^2 * 1.6666,667} = 0,223 < 0,2961, \text{ No necesita } A_{s2}, \text{ Dominio 3}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de cálculo de flexión simple.

$$\omega = 0,257$$

Armadura Positiva.

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,257 * 20 * 21,80 * \frac{16,667}{434,783} = 4,30 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s(\text{min})} = \omega_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\text{min}} = 0,0028 \text{ (CBH-87)}$$

$$A_{s(\text{min})} = 0,0015 * 20 * 21,80 = 1,22 \text{ cm}^2$$

Armadura provista.

$$A_{\text{requerida}} > A_{\text{mínima}} \quad \mathbf{A_s = 4,30 \text{ cm}^2}$$

Armadura de montaje.

La instrucción española señala en su apartado 42.3.2. Que la armadura de montaje debe de ser al menos un tercio de la armadura requerida.

$$A_{\text{montaje}} = \frac{1}{3} * A_s = \frac{1}{3} * 4,30$$

$$A_{\text{montaje}} = 1,432 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 12\text{mm}} = \frac{1,432}{1,13} \approx 2\text{barras}$$

Usar= 2φ12mm

$$A_{\text{montaje(Provista)}} = 2 * 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_s - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 4,30 - 2,26 = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 12\text{mm}} = \frac{2,04}{1,13} \approx 2\text{barras}$$

Usar = 2φ12mm

$$A_{\text{total(provista)}} = 4 * 1,13 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 4,30 \text{ cm}^2$$

- **Armadura para: Mizquierda= -21,816 KN*m.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{21,816}{0,20 * 0,218^2 * 1.6666,667} = 0,138 < 0,2961 \text{ (No necesita armadura a compresión)}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de cálculo de flexión simple.

$$\omega = 0,15$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,15 * 20 * 21,80 * \frac{16,667}{434,783} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s(\text{min})} = w_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$w_{\text{min}} = 0,0028 \text{ (CBH-87)}.$$

$$A_{s(\text{min})} = 0,0015 * 20 * 21,80 = 1,22 \text{ cm}^2$$

Armadura provista.

$$A_{\text{requerida}} > A_{\text{mínima}} \quad \mathbf{A_s = 2,51 \text{ cm}^2}$$

Armadura de montaje.

$$A_{\text{montaje}} = \frac{1}{3} * A_s = \frac{1}{3} * 2,51$$

$$A_{\text{montaje}} = 0,836 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 10\text{mm}} = \frac{0,836}{0,785} \approx 2\text{barras}$$

Usar = 2φ10mm

$$A_{\text{montaje(provista)}} = 2 * 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_s - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 2,51 - 1,57 = 0,940 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 10\text{mm}} = \frac{0,940}{0,785} \approx 2\text{barras}$$

Usar = 2φ10mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 1,57 + 2 * 0,785 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 2,51 \text{ cm}^2$$

- **Armadura para: $M_{derecha} = -43,926 \text{ KN}\cdot\text{m}$.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{43,926}{0,20 \cdot 0,218^2 \cdot 1.6666,667} = 0,277 < 0,2961 \text{ (No se necesita armadura a compresión)}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de cálculo de flexión simple.

$$\omega = 0,335$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,335 \cdot 20 \cdot 21,80 \cdot \frac{16,667}{434,783} = 5,60 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s(\min)} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\min} = 0,0028$$

$$A_{s(\min)} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 21,80 = 1,22 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida

$$A_{requerida} > A_{mínima} \quad \mathbf{A_s = 5,60 \text{ cm}^2}$$

Armadura de montaje.

$$A_{montaje} = 2\phi 10\text{mm}$$

$$A_{montaje(\text{Provista})} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{refuerzo} = A_s - A_{montaje(\text{Provista})}$$

$$A_{refuerzo} = 5,60 - 1,57 = 4,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 16\text{mm}} = \frac{4,03}{2,011} \approx 2\text{barras}$$

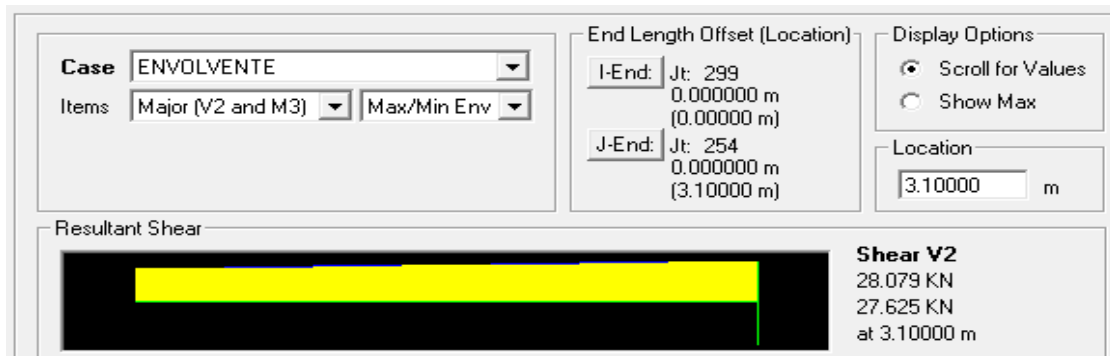
Usar = 2φ16mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 1,57 + 2 * 2,011 = 5,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 5,60 \text{ cm}^2$$

A.1.1.1.2. Armadura longitudinal

Figura 2: Cortantes "Viga N°1"



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$$V_{rd} = 28,08 \text{ KN}$$

$$d = 218 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

Coefficiente de influencia.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{218}} = 1,958$$

Cuantía de la armadura longitudinal de montaje a tracción.

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ (Armadura de montaje).}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} < 2\% \text{ (Por norma CBH-87)}$$

$$\rho = \frac{2,26}{20 * 21,8} = 0,00518$$

Resistencia virtual del hormigón.

$$f_{cv} = 0,10 * \epsilon (100 * \rho * f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,10 * 1,958(100 * 0,00518 * 25)^{1/3} = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el hormigón

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d$$

$$V_{cu} = \frac{0,46}{1000} * 200 * 218 = 20,050 \text{ KN}$$

Caso que corresponde:

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$ (se necesita armadura transversal)

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \quad V_{u1} = \text{Resistencia de la biela de compresión}$$

$$V_{u1} = \frac{0,30}{1000} * \frac{25}{1,5} * 200 * 218 = 218 \text{ KN}$$

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$

$$218 > 28,08 > 20,050$$

Esfuerzo cortante que debe ser absorbido.

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 28,08 - 20,05 = 8,030 \text{ KN}$$

Cálculo de armadura.

Asumiendo estribos de: $\phi 6\text{mm}$.

$$A_{\text{estribo}} = 28,274 \text{ mm}^2$$

La separación será:

$$S = \frac{n * A_{\text{estribo}}}{A_{90}}, \quad A_{90} = \frac{V_{su}}{0,9 * d * f_{yd}}, \quad f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{90} = \frac{8,030 * 1000}{0,9 * 218 * 400} = 0,102 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$S = \frac{2 * 28,278}{0,102} = 552,672 \text{ mm}, \quad \text{Asumiendo separacion máxima de 30cm}$$

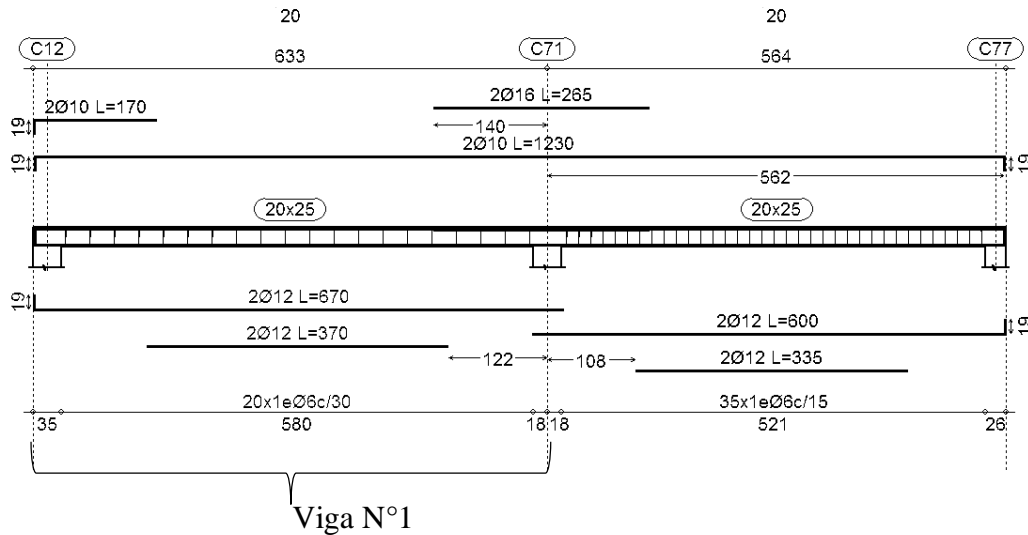
USAR $\phi 6\text{mm}$ c/30cm

Tabla 1: Comparación de resultados con el programa “Cypecad”.

Elemento viga	Diseño Manual	Diseño con el Programa	Variación %
Armadura positiva	4,30 cm ²	4,45 cm ²	3,37%
Armadura negativa “izquierda”	2,51 cm ²	2,60 cm ²	3,46%
Armadura negativa “derecha”	5,60 cm ²	5,69cm ²	1,58%
Armadura transversal	$\phi 6\text{mm}/30\text{cm}$.	$\phi 6\text{mm}/30\text{cm}$.	0%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado "Viga N°1"



Fuente: Elaboración propia.

A.1.1.1.3. Estado límite de servicio (Verificación de la fisuración máxima “ W_k ”).

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} \quad (\text{Según la instrucción española})$$

$\beta = 1,3$ “Coeficiente de paso”

Separación media entre fisuras “ s_m ”

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho}$$

$c = 20\text{mm}$ “recubrimiento geométrico”

$s = 33,333\text{ mm}$ “separación de armaduras”

$\phi = 12\text{mm}$ “diámetro de la barra traccionada”

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eficaz}} \quad \text{Siendo } A_s \text{ la sección total de las barras situadas en } A_{c,eficaz}$$

$A_s = 4,30\text{ cm}^2$ “Área de acero en la parte traccionada”

$A_{c,eficaz} = 7,5\phi \cdot b$ debido a que $7,5\phi < 0,5h$

$$A_{c,eficaz} = 7,5 * 1,2 * 20 = 180\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{4,30}{180} = 0,0238$$

$k_1 = "0,125 \text{ Para flexión simple}"$ $k_2 = 0,50 \text{ "Para cargas repetidas}"$

$$S_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho} = 2 * 20 + 0,2 * 33,333 + 0,4 * 0,125 * \frac{12}{0,0238}$$

$$S_m = 71,877\text{mm}$$

Momento por carga de servicio “M_k”

$$M_k = 25,18 \text{ KN.m}$$

Momento de fisuración “M_f”

Resistencia media a tracción axial del hormigón

$$f_{ct,m} = \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Resistencia a flexotracción del hormigón

$$f_{ct,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ct,m} = \left(1,6 - \frac{250}{1000}\right) * 2,56 = 3,456 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Momento de fisuración

$$M_f = \frac{bh^2 f_{ct,fl}}{6} = \frac{200 * 250^2 * 3,456}{6} = 7.200.000 \text{ N.mm} = 7,20 \text{ KN.m}$$

Momento de servicio

$$M_k = 25,18 \text{ KN.m}$$

Tensión de la armadura

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,20 * 10^6}{0,8 * (250 - 32) * 430} = 96,010 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{25,18 * 10^6}{0,8 * (250 - 32) * 430} = 335,769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cálculo del alargamiento medio relativo

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{335,769}{200.000} \left[1 - 0,5 \left(\frac{96,010}{335,769} \right)^2 \right] = 0,00161$$

Fisura esperada

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} = 1,30 \cdot 71,877 \cdot 0,00161 = 0,150\text{mm}$$

$$W_k = 0,150\text{mm}$$

Tabla 2: Fisura permisible:

Condiciones ambientales de la estructura	Clase general de exposición	$w_{\text{máx}}$ (mm)
Interiores de edificios.	I	0,4
Interiores con humedades altas y exteriores en zonas de clima medio. Elementos enterrados o sumergidos.	IIa	0,3
Exteriores en zonas de clima seco.	IIb	0,3
Elementos de estructuras marinas por encima del nivel de pleamar, o permanentemente sumergidas, o próximas a la costa. Elementos en contacto con aguas no marinas de elevado contenido en cloruros.	IIIa, IIIb y IV	0,2
Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas.	IIIc	0,1

Fuente: Jiménez Montoya. 15 ed.

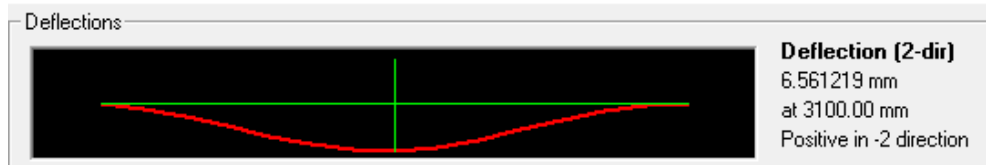
$$W_{\text{máx}} = 0,30\text{mm}$$

Verificación

$$W_k = 0,150\text{mm} < W_{\text{máx}} = 0,30\text{mm} \text{ "Cumple"}$$

A.1.1.1.4. Estado límite de servicio (Verificación de la deformación máxima).

Figura 4: Flecha en estado de servicio "Viga N°1".



Fuente: Elaboración propia.

$$f_{\text{servicio}} = 6,561 \text{ mm}$$

Flecha máxima recomendada

$$f_{\text{máx}} = \frac{L}{400} = \frac{6200}{400} = 15,5 \text{ mm}$$

$$f_{\text{máx}} = 15,5 \text{ mm}$$

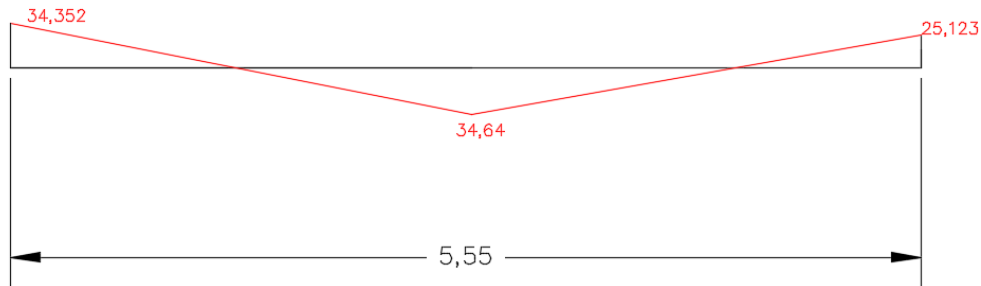
Verificación

$$f_{\text{servicio}} = 6,561 \text{ mm} < f_{\text{máx}} = 15,5 \text{ mm} \text{ "Cumple"}$$

A.1.1.2. Diseño de viga N°2.

A.1.1.2.1. Armadura longitudinal.

Figura 1: Momentos "Viga N°2".



Fuente: Elaboración propia.

Datos.

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

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$r_{\text{mecánico}} = r_{\text{geométrico}} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6 \text{ mm (Diámetro mínimo. CBH 87).}$$

$$\phi_{\text{longitudinal}} = 12 \text{ mm (Asumido).}$$

$$r(\text{geométrico}) = 2 \text{ cm.}$$

$$r_{\text{mecánico}} = 2 + 0,60 + \frac{1,2}{2} = 3,20 \text{ cm}$$

Canto útil de la viga

$$d = h - r_{\text{mecánico}}$$

$$d = 25 - 3,20 = 21,80 \text{ cm}$$

- Armadura para: $M_{\text{máx}+} = 34,64 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{34,64}{0,20 \cdot 0,218^2 \cdot 1.6666,667} = 0,219 < 0,2961 \text{ (No necesita armadura a compresión)}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de cálculo de flexión simple.

$$\omega = 0,253$$

Armadura de cálculo.

$$A_S = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_S = 0,253 * 20 * 21,80 * \frac{16,667}{434,783} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{S(\min)} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\min} = 0,0028 \text{ (CBH 87).}$$

$$A_{S(\min)} = 0,0015 * 20 * 21,80 = 1,22 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida

$$A_{\text{cálculo}} > A_{\text{mínima}} \quad A_S = 4,23 \text{ cm}^2$$

Armadura de montaje.

$$A_{\text{montaje}} = \frac{1}{3} * A_S = \frac{1}{3} * 4,23$$

$$A_{\text{montaje}} = 1,409 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 12\text{mm}} = \frac{1,409}{1,13} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar= 2φ12mm

$$A_{\text{montaje(Provista)}} = 2 * 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_S - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 4,23 - 2,26 = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 12\text{mm}} = \frac{1,97}{1,13} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar = 2φ12mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 4 * 1,13 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 4,23 \text{ cm}^2$$

- **Armadura para: M(Derecha)= -25,123 KN*m.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de cálculo.

$$\mu_d = \frac{25,123}{0,20 * 0,218^2 * 1.6666,667} = 0,159 < 0,2961 \text{ (No necesita armadura a compresión)}$$

De la tabla universal de cálculo de flexión simple.

$$\omega = 0,176$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_s = 0,176 * 20 * 21,80 * \frac{16,667}{434,783} = 2,94 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s(\text{min})} = \omega_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\text{min}} = 0,0028 \text{ (CBH 87)}$$

$$A_{s(\text{min})} = 0,0015 * 20 * 21,80 = 1,22 \text{ cm}^2$$

Armadura requerida.

$$A_{\text{requerida}} > A_{\text{mínima}} \quad \mathbf{A_s = 2,94 \text{ cm}^2}$$

Armadura de montaje.

$$A_{\text{montaje}} = \frac{1}{3} * A_s = \frac{1}{3} * 2,94 = 0,981 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 10\text{mm}} = \frac{0,981}{0,785} \approx 2\text{barras}$$

Usar= 2φ10mm

$$A_{\text{montaje(Provista)}} = 2 * 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_s - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 2,94 - 1,57 = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 10\text{mm}} = \frac{1,37}{0,785} \approx 2\text{barras}$$

Usar = 2φ10mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 4 * 0,785 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 2,94 \text{ cm}^2$$

- **Armadura para: M(Izquierda)= -34,352 KN*m.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{34,352}{0,20 * 0,218^2 * 1.6666,667} = 0,217 < 0,2961 \text{ (No necesita armadura a compresión)}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de flexión simple.

$$\omega = 0,248$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,248 * 20 * 21,80 * \frac{16,667}{434,783} = 4,14 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{S(\text{min})} = w_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\min} = 0,0028 \text{ (CBH 87).}$$

$$A_{S(\min)} = 0,0015 * 20 * 21,80 = 1,22 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida

$$A_{\text{requerida}} > A_{\text{mínima}} \quad \mathbf{A_s = 4,14 \text{ cm}^2}$$

Armadura de montaje.

$$A_{\text{montaje}} = \frac{1}{3} * A_s = \frac{1}{3} * 4,14$$

$$A_{\text{montaje}} = 1,382 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 10\text{mm}} = \frac{1,382}{0,785} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar= 2φ10mm

$$A_{\text{montaje(Provista)}} = 2 * 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_s - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 4,14 - 1,57 = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 16\text{mm}} = \frac{2,57}{2,011} \approx 2 \text{ barras}$$

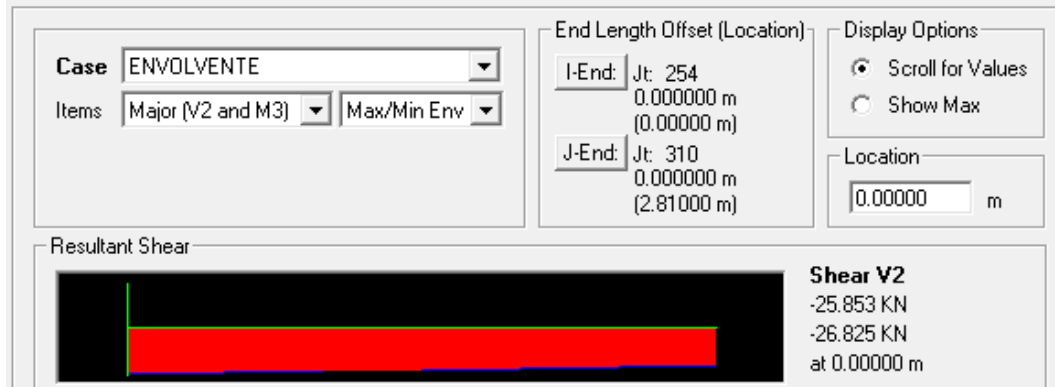
Usar = 2φ16mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 2 * 0,785 + 2 * 2,011 = 5,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 4,14 \text{ cm}^2$$

A.1.1.2.2. Armadura transversal.

Figura 2: Cortantes "Viga N°2".



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$$V_{rd} = 26,825 \text{ KN}$$

$$d = 218 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

Coefficiente de influencia.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$
$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{218}} = 1,958$$

Cuantía de la armadura longitudinal de montaje a tracción.

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} < 2\% \text{ (Por norma CBH-87)}$$

$$\rho = \frac{2,26}{20 * 21,8} = 0,00518$$

Resistencia virtual del hormigón.

$$f_{cv} = 0,10 * \epsilon (100 * \rho * f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,10 * 1,958(100 * 0,00518 * 25)^{1/3} = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el hormigón

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d$$

$$V_{cu} = \frac{0,46}{1000} * 200 * 218 = 20,050 \text{ KN}$$

Caso que corresponde:

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$ (se necesita armadura transversal)

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \quad V_{u1} = \text{Resistencia de la biela de compresión}$$

$$V_{u1} = \frac{0,30}{1000} * \frac{25}{1,5} * 200 * 218 = 218 \text{ KN}$$

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$

$$218 > 26,825 > 20,050$$

Esfuerzo cortante que debe ser absorbido.

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 26,825 - 20,05 = 6,775 \text{ KN}$$

Cálculo de armadura.

Asumiendo estribos de: $\phi 6\text{mm}$.

$$A_{\text{estribo}} = 28,274 \text{ mm}^2$$

La separación será:

$$S = \frac{n * A_{\text{estribo}}}{A_{90}}, \quad A_{90} = \frac{V_{su}}{0,9 * d * f_{yd}}, \quad f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{90} = \frac{6,775 * 1000}{0,9 * 218 * 400} = 0,086 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$S = \frac{2 * 28,278}{0,086} = 655,05 \text{ mm}, \quad \text{Asumiendo separacion máxima de 30cm}$$

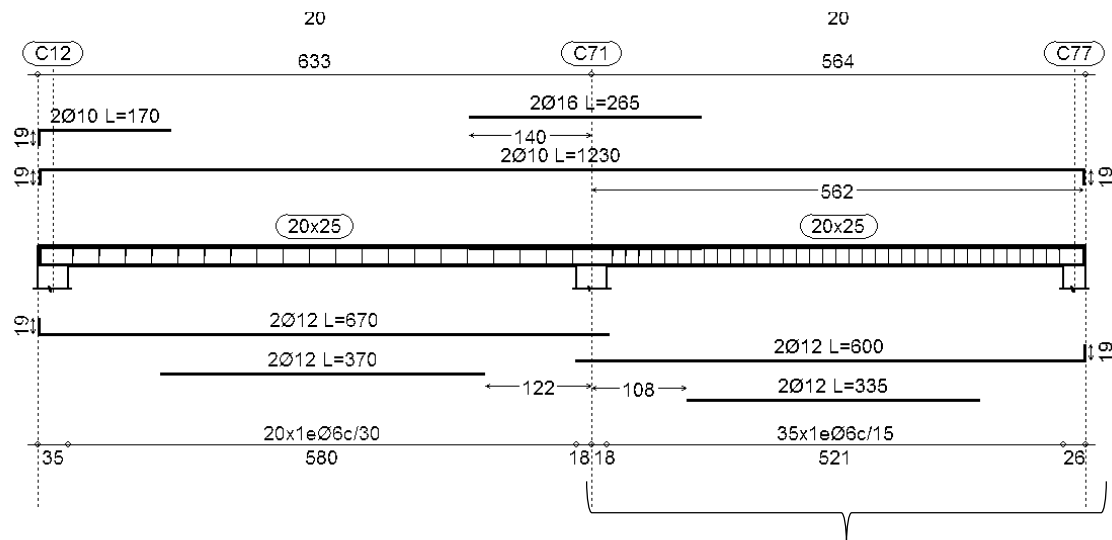
Usar = $\phi 6\text{mm c}/30\text{cm}$

Tabla 1: Comparación de resultados "Viga N°2".

Elemento viga	Diseño Manual	Diseño con el Programa	Variación con %
Armadura positiva	4,23 cm ²	4,24 cm ²	0,24%
Armadura negativa "izquierda"	4,14 cm ²	4,15 cm ²	0,24%
Armadura negativa "derecha"	2,94 cm ²	3,05 cm ²	3,61%
Armadura transversal	$\Phi 6\text{mm}/30\text{cm}$.	$\Phi 6\text{mm}/30\text{cm}$.	0%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado "Viga N°2".



Fuente: Elaboración propia.

Viga N°2

A.1.1.2.3. Estado límite de servicio (Verificación de la fisuración máxima “ W_k ”).

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} \quad (\text{Según la instrucción española})$$

$$\beta = 1,3 \quad \text{“Coeficiente de paso”}$$

Separación media entre fisuras “ s_m ”

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho}$$

$$c = 20\text{mm} \quad \text{“recubrimiento geométrico”}$$

$$s = 33,333 \text{ mm} \quad \text{“separación de armaduras”}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad \text{“diámetro de la barra traccionada”}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eficaz}} \quad \text{Siendo } A_s \text{ la sección total de las barras situadas en } A_{c,eficaz}$$

$$A_s = 4,23 \text{ cm}^2 \quad \text{“Área de acero en la parte traccionada”}$$

$$A_{c,eficaz} = 7,5\phi \cdot b \quad \text{debido a que } 7,5\phi < 0,5h$$

$$A_{c,eficaz} = 7,5 * 1,2 * 20 = 180\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{4,23}{180} = 0,024$$

$$k_1 = "0,125 \text{ Para flexión simple}" \quad k_2 = 0,50 \text{ "Para cargas repetidas"}$$

$$S_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho} = 2 * 20 + 0,2 * 33,333 + 0,4 * 0,125 * \frac{12}{0,024}$$

$$S_m = 71,67\text{mm}$$

Momento por carga de servicio “ M_k ”

$$M_k = 25,50 \text{ KN.m}$$

Momento de fisuración “ M_f ”

Resistencia media a tracción axial del hormigón

$$f_{ct,m} = \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia a flexotracción del hormigón

$$f_{ct,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ct,m} = \left(1,6 - \frac{250}{1000}\right) * 2,56 = 3,456 \frac{N}{mm^2}$$

Momento de fisuración

$$M_f = \frac{bh^2 f_{ct,fl}}{6} = \frac{200 * 250^2 * 3,456}{6} = 7.200.000 \text{ N.mm} = 7,20 \text{ KN.m}$$

Momento de servicio

$$M_k = 25,50 \text{ KN.m}$$

Tensión de la armadura

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,20 * 10^6}{0,8 * (250 - 32) * 423} = 97,600 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{25,50 * 10^6}{0,8 * (250 - 32) * 423} = 345,663 \frac{N}{mm^2}$$

Cálculo del alargamiento medio relativo

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 > 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right]$$

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{345,663}{200.000} \left[1 - 0,5 \left(\frac{97,600}{345,663} \right)^2 \right] = 0,00166$$

Fisura esperada

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} = 1,30 * 71,67 * 0,00166 = 0,155 \text{ mm}$$

$$W_k = 0,155 \text{ mm}$$

Fisura permisible

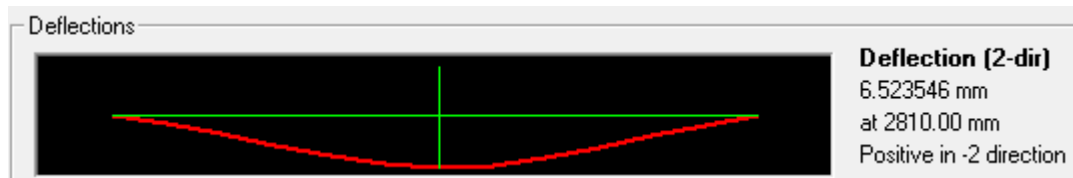
$$W_{\text{máx}} = 0,30\text{mm (De tabla N}^\circ\text{2)}.$$

Verificación

$$W_k = 0,155\text{mm} < W_{\text{máx}} = 0,30\text{mm "Cumple"}$$

A.1.1.2.4. Estado límite de servicio (Verificación de la deformación máxima).

Figura 4: Flecha en estado de servicio "Viga N°2".



Fuente: Elaboración propia.

$$f_{\text{servicio}} = 6,524 \text{ mm}$$

Flecha máxima recomendada

$$f_{\text{máx}} = \frac{L}{400} = \frac{5540}{400} = 13,850 \text{ mm}$$

$$f_{\text{máx}} = 13,850 \text{ mm}$$

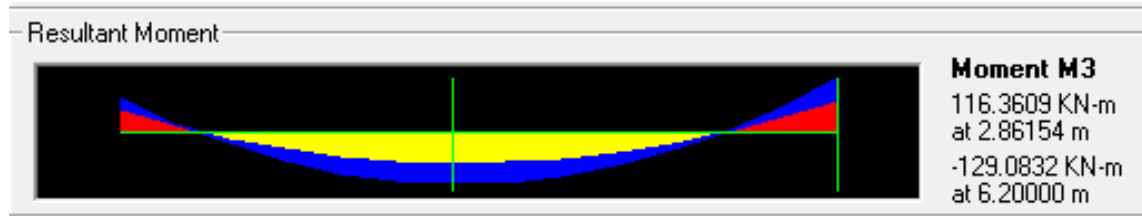
Verificación

$$f_{\text{servicio}} = 6,524 \text{ mm} < f_{\text{máx}} = 13,85 \text{ mm "Cumple"}$$

A.1.1.3. Diseño de viga N°3.

A.1.1.3.1. Armadura longitudinal.

Figura 1: Momentos "Viga N°3".



Fuente: Elaboración propia.

Datos.

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$r_{\text{mecánico}} = r_{\text{geométrico}} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6 \text{ mm (Diámetro mínimo. CBH 87).}$$

$$\phi_{\text{longitudinal}} = 16 \text{ mm (Calculado posteriormente).}$$

$$r(\text{geométrico}) = 2 \text{ cm.}$$

Canto útil de la viga

$$r_{\text{mecánico}} = 2 + 0,60 + \frac{1,6}{2} = 3,40 \text{ cm}$$

$$d = h - r_{\text{mecánico}}$$

$$d = 40 - 3,40 = 36,60 \text{ cm}$$

- Armadura para: $M_{\text{máx}+} = 116,361 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{116,361}{0,25 \cdot 0,366^2 \cdot 1.6666,667} = 0,208 < 0,2961 \text{ (No necesita armadura a compresión)}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de flexión simple.

$$\omega = 0,228$$

Armadura de cálculo.

$$A_S = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_S = 0,228 * 25 * 36,60 * \frac{16,667}{434,783} = 8,0 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{S(\min)} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\min} = 0,0028 \text{ (CBH 87)}$$

$$A_{S(\min)} = 0,0028 * 25 * 21,80 = 2,562 \text{ cm}^2$$

Armadura requerida

$$A_{\text{cálculo}} > A_{\text{mínima}} \quad A_s = 8 \text{ cm}^2$$

Armadura de montaje.

$$A_{\text{montaje}} = \frac{1}{3} * A_s = \frac{1}{3} * 8$$

$$A_{\text{montaje}} = 2,666 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 16\text{mm}} = \frac{2,666}{2,011} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar = 2φ16mm

$$A_{\text{montaje(Provista)}} = 2 * 2,011 = 4,022 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_s - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 8 - 4,022 = 3,980 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 16\text{mm}} = \frac{3,980}{2,011} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar = 2φ16mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 4 * 2,011 = 8,044 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 8 \text{ cm}^2$$

- **Armadura para: M= -83,996KN*m.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{83,996}{0,25 * 0,366^2 * 1.6666,667} = 0,15 < 0,2961$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de cálculo.

$$\omega = 0,164$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,164 * 25 * 36,60 * \frac{16,667}{434,783} = 5,76 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s(\text{min})} = \omega_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\text{min}} = 0,0028$$

$$A_{s(\text{min})} = 0,0028 * 25 * 36,60 = 2,562 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida.

$$A_{\text{requerida}} > A_{\text{mínima}} \quad A_s = 5,76 \text{ cm}^2$$

Armadura de montaje.

$$A_{\text{montaje}} = \frac{1}{3} * A_s = \frac{1}{3} * 5,76$$

$$A_{\text{montaje}} = 1,921 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 12\text{mm}} = \frac{1,921}{1,13} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar= 2φ12mm

$$A_{\text{montaje(Provista)}} = 2 * 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_s - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 5,76 - 2,26 = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 16\text{mm}} = \frac{3,50}{2,011} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar = 2φ16mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 2,26 + 2 * 2,011 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 5,76 \text{ cm}^2$$

- **Armadura para: M= -129,083 KN*m.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{129,083}{0,25 * 0,366^2 * 1.6666,667} = 0,23 < 0,296$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de flexión simple.

$$\omega = 0,26$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,26 * 25 * 36,60 * \frac{16,667}{434,783} = 8,50 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s(\text{min})} = \omega_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\text{min}} = 0,0028 \text{ (CBH 87)}$$

$$A_{S(\min)} = 0,0028 * 25 * 36,60 = 2,562 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida.

$$A_{\text{requerida}} > A_{\text{mínima}} \quad A_s = 8,50 \text{ cm}^2$$

Armadura de montaje.

Usar= 2φ12mm

$$A_{\text{montaje(Provista)}} = 2 * 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_s - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 8,50 - 2,26 = 6,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 20\text{mm}} = \frac{6,24}{3,1416} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar = 2φ20mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 2,26 + 2 * 3,142 = 8,543 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 8,50 \text{ cm}^2$$

- **Armadura para: M(tramo N°2) = -58,911 KN*m.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{58,911}{0,20 * 0,266^2 * 1.6666,667} = 0,248 < 0,2961 \text{ (No necesita armadura a compresión)}$$

Cuántía obtenida de la tabla universal de flexión simple.

$$\omega = 0,29$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,29 * 20 * 26,60 * \frac{16,667}{434,783} = 5,91 \text{ cm}^2$$

Armadura de montaje.

Asumiendo:

Montaje = $2\phi 10\text{mm}$

$$A_{\text{montaje}} = 2 * 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

Está condicionado por la armadura de refuerzo del tramo inferior, que son dos varillas de 20mm.

Usar = $2\phi 20\text{mm}$

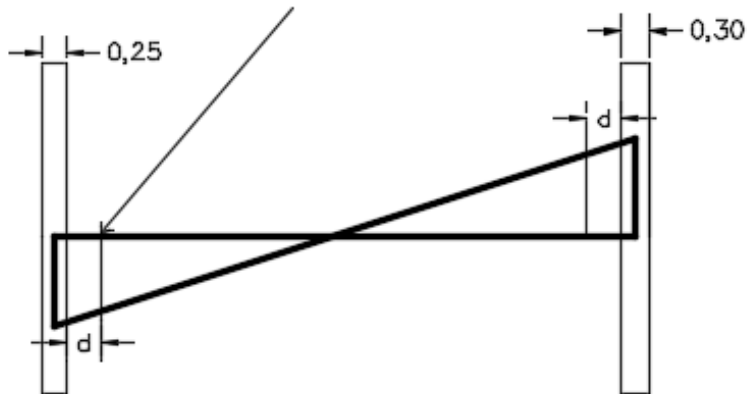
$$A_{\text{montaje}} = 2 * 3,142 = 6,283 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(Provista)}} = 1,57 + 6,283 = 7,853 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 5,91 \text{ cm}^2$$

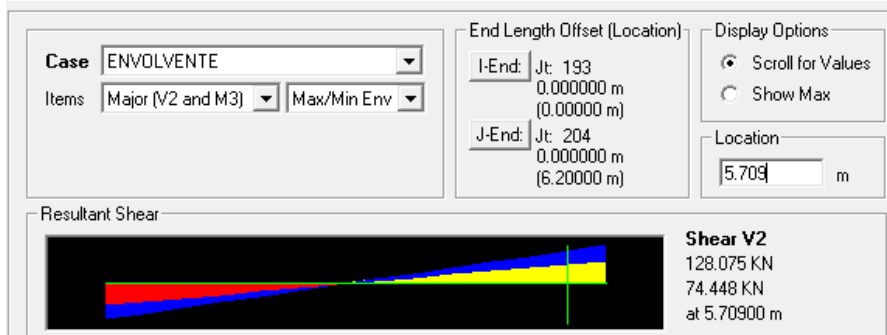
A.1.1.3.2. Armadura transversal.

Figura 2: Ubicación de la cortante "Viga N°3".



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Cortante derecha "Viga N°3".



Fuente: Elaboración propia.

Vrd= 128,075 kN (derecha).

d= 366 mm

b= 250 mm

fck= 25 N/mm²

Coefficiente de influencia.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{366}} = 1,739$$

Cuantía de la armadura longitudinal de montaje a tracción.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} < 2\% \text{ (Por norma CBH-87)}$$

$$\rho = \frac{4,022}{25 * 36,6} = 0,0044$$

$$A_s = 4,022 \text{ cm}^2$$

Resistencia virtual del hormigón.

$$f_{cv} = 0,10 * \epsilon (100 * \rho * f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,10 * 1,739 (100 * 0,0044 * 25)^{1/3} = 0,387 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el hormigón

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d$$

$$V_{cu} = \frac{0,387}{1000} * 250 * 366 = 35,380 \text{ KN}$$

Caso que corresponde:

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$ (se necesita armadura transversal)

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \quad V_{u1} = \text{Resistencia de la biela de compresión}$$

$$V_{u1} = \frac{0,30}{1000} * \frac{25}{1,5} * 250 * 366 = 457,5 \text{ KN}$$

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$

$$457,5 > 128,075 > 35,380$$

Esfuerzo cortante que debe ser absorbido.

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 128,075 - 35,380 = 92,625 \text{ KN}$$

Cálculo de armadura.

Asumiendo estribos de: $\phi 8\text{mm}$.

$$A_{\text{estribo}} = 50,266 \text{ mm}^2$$

La separación será:

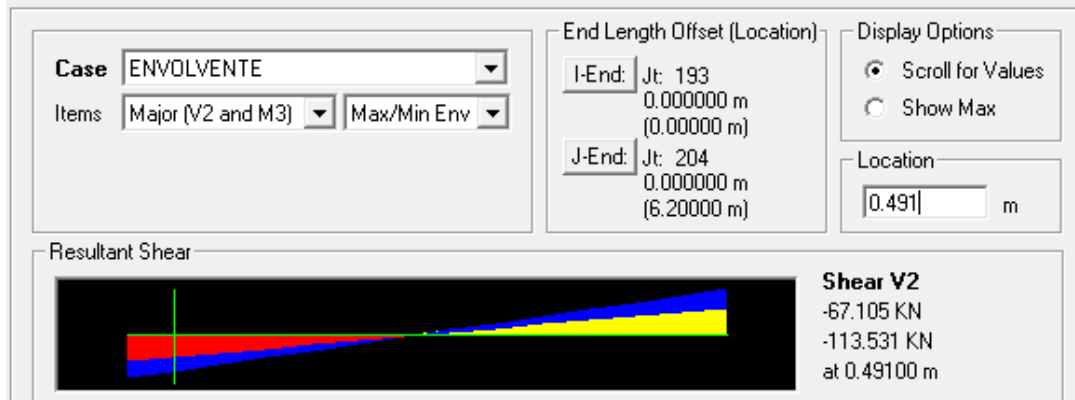
$$S = \frac{n * A_{\text{estribo}}}{A_{90}}, \quad A_{90} = \frac{V_{su}}{0,9 * d * f_{yd}}, \quad f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{90} = \frac{92,625 * 1000}{0,9 * 366 * 400} = 0,703 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$S = \frac{2 * 50,266}{0,703} = 153,004 \text{ mm,}$$

Usar = $\phi 8\text{mm}$ c/15 cm

Figura 4: Cortante izquierda "Viga N°3".



Fuente: Elaboración propia.

Caso que corresponde:

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$ (se necesita armadura transversal)

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \quad V_{u1} = \text{Resistencia de la biela de compresión}$$

$$V_{u1} = \frac{0,30}{1000} * \frac{25}{1,5} * 250 * 366 = 457,5 \text{ KN}$$

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$

$$457,5 > 113,531 > 35,380$$

Esfuerzo cortante que debe ser absorbido.

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 113,531 - 35,380 = 78,151 \text{ KN}$$

Cálculo de armadura.

Asumiendo estribos de: $\phi 8\text{mm}$.

$$A_{\text{estribo}} = 50,266 \text{ mm}^2$$

La separación será:

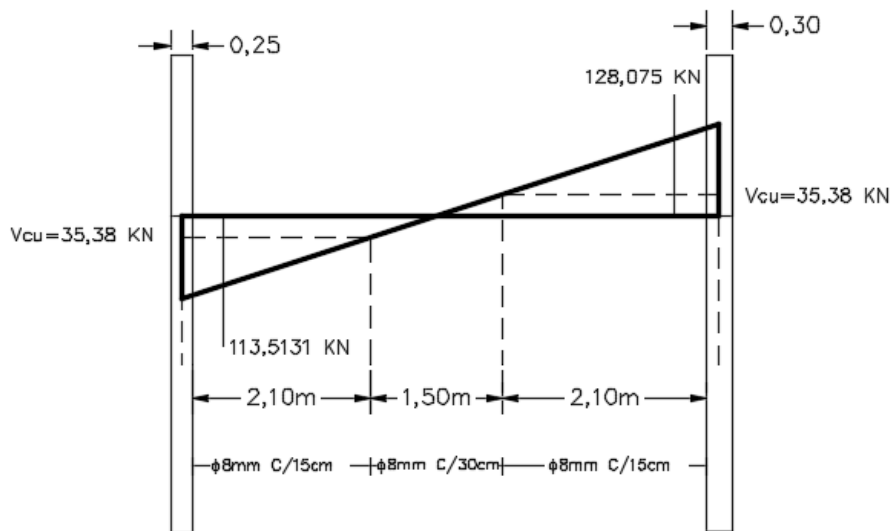
$$S = \frac{n * A_{\text{estribo}}}{A_{90}}, \quad A_{90} = \frac{V_{su}}{0,9 * d * f_{yd}}, \quad f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{90} = \frac{78,151 * 1000}{0,9 * 366 * 400} = 0,593 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$S = \frac{2 * 50,266}{0,593} = 169,531 \text{ mm}$$

Usar = $\phi 8\text{mm c}/15\text{cm}$

Figura 5: Ubicación de estribos "Viga N°3".



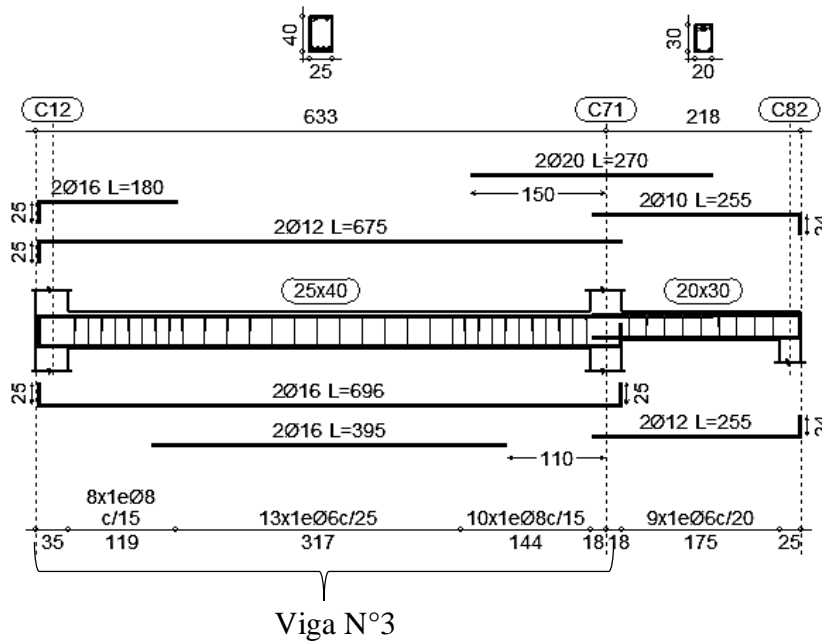
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 1: Comparación de resultados "Viga N°3".

Elemento viga	Diseño Manual	Diseño con Programa	Variación %
Armadura positiva	8,0 cm ²	8,08 cm ²	1%
Armadura negativa "Izq"	5,76 cm ²	5,62 cm ²	2,431%
Armadura negativa "der"	8,50 cm ²	8,77 cm ²	3,08%
Armadura transversal	$\Phi 8\text{mm}/15\text{cm}$.	$\Phi 8\text{mm}/15\text{cm}$.	0%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 6: Disposición de armado "Viga N°3".



Fuente: Elaboración propia.

A.1.1.3.3. Estado límite de servicio (Verificación de la fisuración máxima “ W_k ”).

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} \quad (\text{Según la instrucción española})$$

$\beta = 1,3$ “Coeficiente de paso”

Separación media entre fisuras “ s_m ”

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho}$$

$c = 20\text{mm}$ “recubrimiento geométrico”

$s = 44,667\text{mm}$ “separación de armaduras”

$\phi = 16\text{mm}$ “diámetro de la barra traccionada”

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eficaz}} \quad \text{Siendo } A_s \text{ la sección total de las barras situadas en } A_{c,eficaz}$$

$A_s = 8,044 \text{ cm}^2$ “Área de acero en la parte traccionada”

$A_{c,eficaz} = 7,5\phi \cdot b$ debido a que $7,5\phi < 0,5h$

$$A_{c,eficaz} = 7,5 * 1,6 * 25 = 300\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{8,044}{300} = 0,0268$$

$$k_1 = "0,125 \text{ Para flexión simple}" \quad k_2 = 0,50 \text{ "Para cargas repetidas"}$$

$$S_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho} = 2 * 20 + 0,2 * 44,667 + 0,4 * 0,125 * \frac{16}{0,0268}$$

$$S_m = 78,784 \text{ mm}$$

Momento por carga de servicio “M_k”

$$M_k = 91,07 \text{ KN.m}$$

Momento de fisuración “M_f”

Resistencia media a tracción axial del hormigón

$$f_{ct,m} = \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Resistencia a flexotracción del hormigón

$$f_{ct,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ct,m} = \left(1,6 - \frac{400}{1000}\right) * 2,56 = 3,072 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Momento de fisuración

$$M_f = \frac{bh^2 f_{ct,fl}}{6} = \frac{250 * 400^2 * 2,56}{6} = 20.480.000 \text{ N.m} = 20,48 \text{ KN.m}$$

Momento de servicio

$$M_k = 91,07 \text{ KN.m}$$

Tensión de la armadura

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{20,48 * 10^6}{0,8 * (400 - 34) * 804,4} = 86,950 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{91,07 * 10^6}{0,8 * (400 - 34) * 804,4} = 386,660 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cálculo del alargamiento medio relativo

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 > 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right]$$

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{386,660}{200.000} \left[1 - 0,5 \left(\frac{86,950}{386,660} \right)^2 \right] = 0,00188$$

Fisura esperada

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} = 1,30 \cdot 78,784 \cdot 0,00188 = 0,193 \text{ mm}$$

$$W_k = 0,193 \text{ mm}$$

Fisura permisible

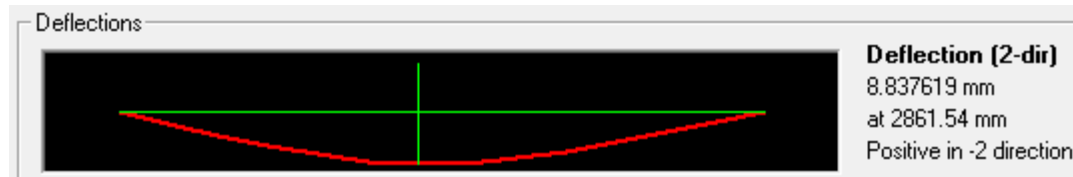
$$W_{m\acute{a}x} = 0,30 \text{ mm (De tabla N}^\circ\text{2)}.$$

Verificación

$$W_k = 0,193 \text{ mm} < W_{m\acute{a}x} = 0,30 \text{ mm "Cumple"}$$

A.1.3.4. Estado límite de servicio (Verificación de la deformación máxima).

Figura 7: Flecha en estado de servicio "Viga N°3".



Fuente: Elaboración propia.

$$f_{servicio} = 8,838 \text{ mm}$$

Flecha máxima recomendada

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{L}{400} = \frac{6200}{400} = 15,5 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} = 15,5 \text{ mm}$$

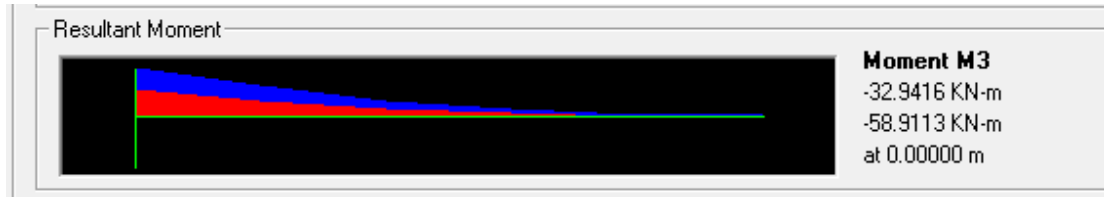
Verificación

$$f_{servicio} = 8,838 \text{ mm} < f_{m\acute{a}x} = 15,5 \text{ mm "Cumple"}$$

A.1.1.4. Diseño de viga N°4.

A.1.1.4.1. Armadura longitudinal.

Figura 1: Momento "Viga N°4".



Fuente: Elaboración propio.

- Armadura para: $M(\text{izquierda}) = -58,911 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$\mu_d = \frac{58,911}{0,20 \cdot 0,266^2 \cdot 1.6666,667} = 0,248 < 0,2961 \text{ (No necesita armadura a compresión)}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de flexión simple.

$$\omega = 0,29$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_s = 0,29 \cdot 20 \cdot 26,60 \cdot \frac{16,667}{434,783} = 5,91 \text{ cm}^2$$

Armadura de montaje.

Asumiendo:

$$\text{Montaje} = 2\phi 10\text{mm}$$

$$A_{\text{montaje}} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

Está condicionado por la armadura de refuerzo del tramo inferior, que son dos varillas de 20mm.

$$\text{Usar} = 2\phi 20\text{mm}$$

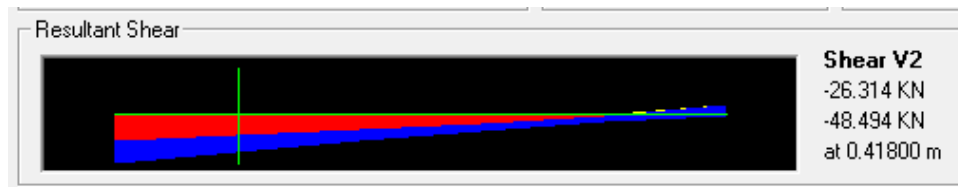
$$A_{\text{montaje}} = 2 * 3,142 = 6,283 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(Provista)}} = 1,57 + 6,283 = 7,853 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 5,91 \text{ cm}^2$$

A.1.1.4.2. Armadura transversal.

Figura 2: Cortante "Viga N°4".



Fuente: Elaboración propia.

$$d = 268 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$V_{rd} = 48,494 \text{ KN}$$

Coefficiente de influencia.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{268}} = 1,864$$

Cuantía de la armadura longitudinal de montaje a tracción.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} < 2\% \text{ (Por norma CBH-87)}$$

$$\rho = \frac{2,26}{20 * 26,8} = 0,004216$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

Resistencia virtual del hormigón.

$$f_{cv} = 0,10 * \epsilon (100 * \rho * f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,10 * 1,864 (100 * 0,004216 * 25)^{1/3} = 0,409 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el hormigón

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d$$

$$V_{cu} = \frac{0,409}{1000} * 200 * 268 = 21,905 \text{ KN}$$

Caso que corresponde:

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$ (se necesita armadura transversal)

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \quad V_{u1} = \text{Resistencia de la biela de compresión}$$

$$V_{u1} = \frac{0,30}{1000} * \frac{25}{1,5} * 200 * 268 = 268 \text{ KN}$$

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$

$$268 > 48,494 > 21,905$$

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 48,494 - 21,905 = 26,589 \text{ KN}$$

Cálculo de armadura.

Asumiendo estribos de: $\phi 6\text{mm}$.

La separación será:

$$S = \frac{n * A_{\text{estribo}}}{A_{90}}, \quad A_{90} = \frac{V_{su}}{0,9 * d * f_{yd}}, \quad f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{90} = \frac{26,589 * 1000}{0,9 * 268 * 400} = 0,276 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$S = \frac{2 * 28,274}{0,276} = 205,190 \text{ mm,}$$

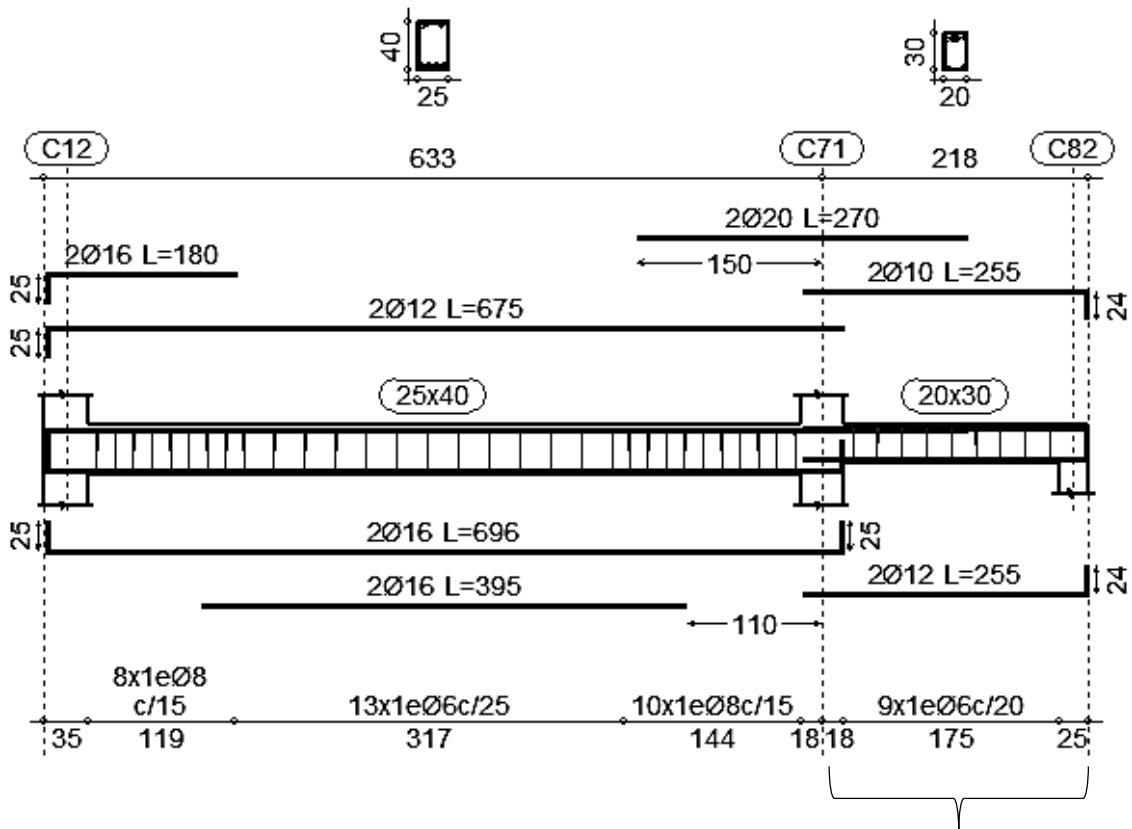
Usar = $\phi 6\text{mm c}/20 \text{ cm}$

Tabla 1: "Comparación de resultados "Viga N°4".

Elemento Viga	Diseño manual	Diseño con programa	Variación %
Armadura negativa	5,91 cm ²	6,03 cm ²	1,99 %
Armadura Transversal	Φ6mm/20cm	Φ6mm/20cm.	0%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado "Viga N°4".



Fuente: Elaboración propia.

Viga N°4

A.1.1.4.3. Estado límite de servicio (Verificación de la fisuración máxima “ W_k ”).

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} \quad (\text{Según la instrucción española})$$

$$\beta = 1,3 \quad \text{“Coeficiente de paso”}$$

Separación media entre fisuras “ s_m ”

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho}$$

$$c = 20\text{mm} \quad \text{“recubrimiento geométrico”}$$

$$s = 44,4 \text{ mm} \quad \text{“separación de armaduras”}$$

$$\phi = 20\text{mm} \quad \text{“diámetro de la barra traccionada”}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eficaz}} \quad \text{Siendo } A_s \text{ la sección total de las barras situadas en } A_{c,eficaz}$$

$$A_s = 6,77 \text{ cm}^2 \quad \text{“Área de acero en la parte traccionada”}$$

$$A_{c,eficaz} = 7,5\phi \cdot b \quad \text{debido a que } 7,5\phi < 0,5h$$

$$A_{c,eficaz} = 7,5 * 2 * 20 = 300\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{6,77}{300} = 0,0226$$

$$k_1 = "0,125 \text{ Para flexión simple}" \quad k_2 = 0,50 \text{ "Para cargas repetidas"}$$

$$S_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho} = 2 * 20 + 0,2 * 44,4 + 0,4 * 0,125 * \frac{20}{0,0226}$$

$$S_m = 93,127\text{mm}$$

Momento por carga de servicio “ M_k ”

$$M_k = 46,70 \text{ KN.m}$$

Momento de fisuración “ M_f ”

Resistencia media a tracción axial del hormigón

$$f_{ct,m} = \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia a flexotracción del hormigón

$$f_{ct,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ct,m} = \left(1,6 - \frac{300}{1000}\right) * 2,56 = 3,328 \frac{N}{mm^2}$$

Momento de fisuración

$$M_f = \frac{bh^2 f_{ct,fl}}{6} = \frac{200 * 300^2 * 3,328}{6} = 9.984.000 \text{ N. mm} = 9,984 \text{ KN. m}$$

Momento de servicio

$$M_k = 46,70 \text{ KN. m}$$

Tensión de la armadura

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{9,984 * 10^6}{0,8 * (300 - 32) * 677} = 68,785 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{46,70 * 10^6}{0,8 * (300 - 32) * 677} = 321,738 \frac{N}{mm^2}$$

Cálculo del alargamiento medio relativo

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 > 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right]$$

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{321,738}{200.000} \left[1 - 0,5 \left(\frac{68,785}{321,738} \right)^2 \right] = 0,00157$$

Fisura esperada

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} = 1,30 * 93,127 * 0,00157 = 0,19 \text{ mm}$$

$$W_k = 0,19 \text{ mm}$$

Fisura permisible

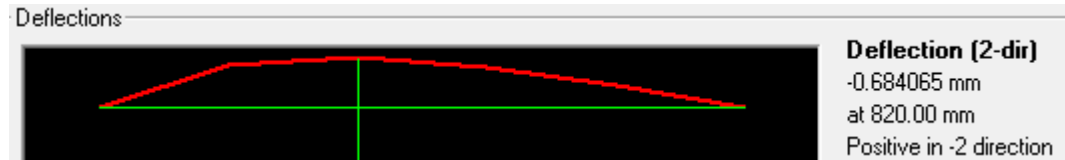
$$W_{m\acute{a}x} = 0,30 \text{ mm (Tabla N}^\circ\text{2)}.$$

Verificación

$$W_k = 0,190\text{mm} < W_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 0,30\text{mm} \text{ "Cumple"}$$

A.1.1.4.3. Estado límite de servicio (Verificación de la deformación máxima).

Figura 4: Flecha en estado de servicio "Viga N°4".



Fuente: Elaboración propia.

$$f_{\text{servicio}} = 0,68 \text{ mm}$$

Flecha máxima recomendada

$$f_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{L}{400} = \frac{2050}{400} = 5,125 \text{ mm}$$

$$f_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 5,125 \text{ mm}$$

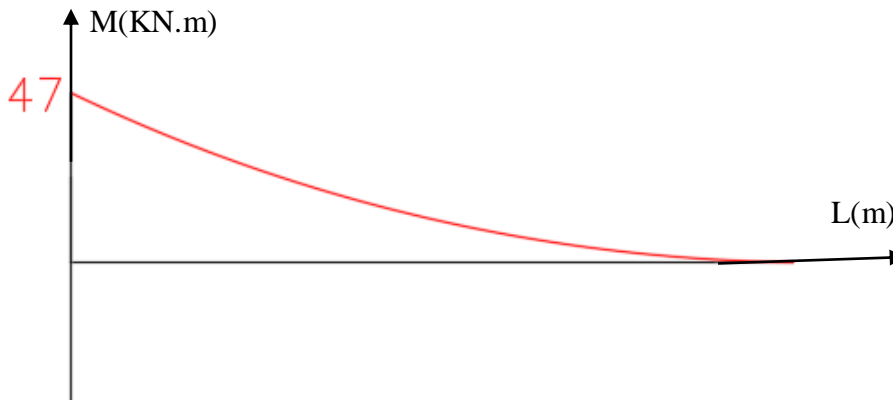
Verificación

$$f_{\text{servicio}} = 0,68 \text{ mm} < f_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 5,125 \text{ mm} \text{ "Cumple"}$$

A.1.1.5. Diseño de viga N°5.

A.1.1.5.1. Armadura longitudinal.

Figura 1: Momentos "Viga N°5".



Fuente: Elaboración propia.

Datos.

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

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$r_{\text{mecánico}} = r_{\text{geométrico}} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6 \text{ mm (Diámetro mínimo, Norma CBH 87).}$$

$$\phi_{\text{longitudinal}} = 12 \text{ mm (Calculado posteriormente).}$$

$$r_{\text{(geométrico)}} = 2 \text{ cm.}$$

$$r_{\text{mecánico}} = 2 + 0,60 + \frac{1,2}{2} = 3,20 \text{ cm}$$

Canto útil de la viga

$$d = h - r_{\text{mecánico}}$$

$$d = 25 - 3,20 = 21,80 \text{ cm}$$

- Armadura para: $M = -47 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{47}{0,2 * 0,218^2 * 1.6666,667} = 0,29 < 0,2961 \text{ (No necesita armadura a compresión)}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de flexión simple.

$$\omega = 0,36$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_s = 0,36 * 20 * 21,80 * \frac{16,667}{434,783} = 6,02 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s(\min)} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\min} = 0,0028 \text{ (Norma CBH 87).}$$

$$A_{s(\min)} = 0,0028 * 20 * 21,80 = 1,221 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida.

$$A_{\text{cálculo}} > A_{\text{mínima}} \quad \mathbf{A_s = 6,02 \text{ cm}^2}$$

Armadura de montaje.

$$A_{\text{requerida}} = \frac{1}{3} * A_s = \frac{1}{3} * 6,02$$

$$A_{\text{montaje}} = 2,006 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 12\text{mm}} = \frac{2,006}{1,13} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar= 2φ12mm

$$A_{\text{montaje(Provista)}} = 2 * 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_s - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 6,02 - 2,26 = 3,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 16\text{mm}} = \frac{3,66}{2,011} \approx 2\text{barras}$$

Usar = 2φ16mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 2,26 + 2 * 2,011 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 6,02 \text{ cm}^2$$

Armadura inferior.

Ya que no existe momento positivo, se dispondrá únicamente armadura mínima.

$$A_{S(\text{min})} = w_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$w_{\text{min}} = 0,0028 \text{ (Norma CBH 87)}$$

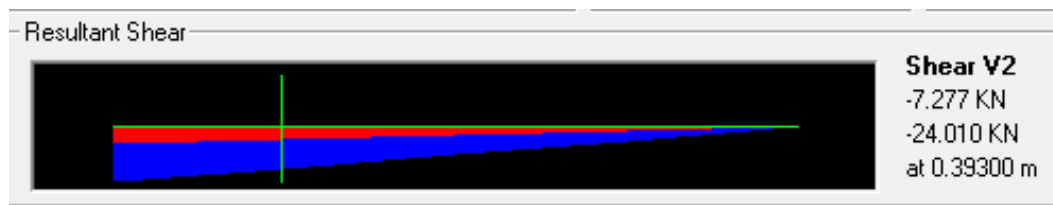
$$A_{S(\text{min})} = 0,0028 * 20 * 21,80 = 1,221 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 10\text{mm}} = \frac{1,221}{0,785} \approx 2\text{barras}$$

Usar = 2φ10mm

A.1.1.5.2. Armadura transversal.

Figura 2: Cortante "Viga N°5".



Fuente: Elaboración propia.

$$V_{rd} = 24,010 \text{ KN}$$

$$d = 218 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente de influencia.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{218}} = 1,958$$

Cuantía de la armadura longitudinal de montaje a tracción.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} < 2\% \text{ (Por norma CBH-87)}$$

$$\rho = \frac{1,571}{20 * 21,8} = 0,00360$$

$$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$$

Resistencia virtual del hormigón.

$$f_{cv} = 0,10 * \epsilon (100 * \rho * f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,10 * 1,958 (100 * 0,00360 * 25)^{1/3} = 0,407 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el hormigón

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d$$

$$V_{cu} = \frac{0,407}{1000} * 200 * 218 = 17,761 \text{ KN}$$

Caso que corresponde:

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$ (se necesita armadura transversal)

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \quad V_{u1} = \text{Resistencia de la biela de compresión}$$

$$V_{u1} = \frac{0,30}{1000} * \frac{25}{1,5} * 200 * 218 = 218 \text{ KN}$$

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$

$$218 > 24,010 > 17,761$$

Esfuerzo cortante que debe ser absorbido.

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 24,010 - 17,761 = 6,249 \text{ KN}$$

Cálculo de armadura.

Asumiendo estribos de: $\phi 6\text{mm}$.

$$A_{\text{estribo}} = 28,274 \text{ mm}^2$$

La separación será:

$$S = \frac{n * A_{\text{estribo}}}{A_{90}}, \quad A_{90} = \frac{V_{su}}{0,9 * d * f_{yd}}, \quad f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{90} = \frac{6,249 * 1000}{0,9 * 218 * 400} = 0,080 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$S = \frac{2 * 28,274}{0,080} = 710,20 \text{ mm},$$

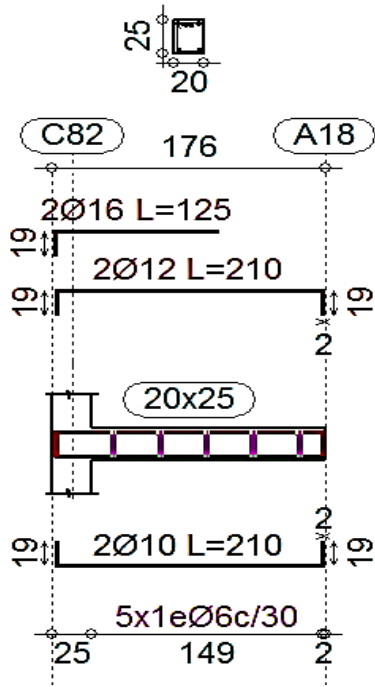
Usar = $\phi 6\text{mm}$ c/30 cm

Tabla 1: Comparación de resultados "Viga N°5".

Elemento viga	Diseño Manual	Diseño con el Programa	Variación con
Armadura negativo "izquierda"	6,02 cm ²	6,21 cm ²	3,06%
Armadura transversal	$\Phi 6\text{mm}/30\text{cm}$.	$\Phi 6\text{mm}/30\text{cm}$.	0%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado "Viga N°5".



Fuente: Elaboración propia.

A.1.1.5.3. Estado límite se servicio (Verificación de la fisuración máxima “ W_k ”).

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} \quad (\text{Según la instrucción española})$$

$\beta = 1,3$ “Coeficiente de paso”

Separación media entre fisuras “ s_m ”

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho}$$

$c = 20\text{mm}$ “recubrimiento geométrico”

$s = 29,333\text{ mm}$ “separación de armaduras”

$\phi = 16\text{mm}$ “diámetro de la barra traccionada”

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eficaz}} \quad \text{Siendo } A_s \text{ la sección total de las barras situadas en } A_{c,eficaz}$$

$A_s = 6,02 \text{ cm}^2$ "Área de acero en la parte traccionada"

$A_{c,eficaz} = 7,5\phi \cdot b$ debido a que $7,5\phi < 0,5h$

$$A_{c,eficaz} = 7,5 * 1,6 * 20 = 240 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{6,02}{240} = 0,0251$$

$k_1 = "0,125 \text{ Para flexión simple}"$ $k_2 = 0,50 \text{ "Para cargas repetidas"}$

$$S_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho} = 2 * 20 + 0,2 * 29,333 + 0,4 * 0,125 * \frac{16}{0,0251}$$

$$S_m = 77,739 \text{ mm}$$

Momento por carga de servicio "M_k"

$$M_k = 31,333 \text{ KN.m}$$

Momento de fisuración "M_f"

Resistencia media a tracción axial del hormigón

$$f_{ct,m} = \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Resistencia a flexotracción del hormigón

$$f_{ct,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ct,m} = \left(1,6 - \frac{250}{1000}\right) * 2,56 = 3,456 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Momento de fisuración

$$M_f = \frac{bh^2 f_{ct,fl}}{6} = \frac{200 * 250^2 * 3,456}{6} = 7.200.000 \text{ N.mm} = 7,20 \text{ KN.m}$$

Momento de servicio

$$M_k = 31,333 \text{ KN.m}$$

Tensión de la armadura

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,20 * 10^6}{0,8 * (250 - 32) * 602} = 68,579 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{31,333 \cdot 10^6}{0,8 \cdot (250 - 32) \cdot 602} = 298,441 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cálculo del alargamiento medio relativo

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 > 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right]$$

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{298,441}{200.000} \left[1 - 0,5 \left(\frac{68,579}{298,441} \right)^2 \right] = 0,00145$$

Fisura esperada

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} = 1,30 \cdot 77,739 \cdot 0,00145 = 0,46 \text{ mm}$$

$$W_k = 0,46 \text{ mm}$$

Fisura permisible

$$W_{m\acute{a}x} = 0,30 \text{ mm (Tabla N}^\circ 2).$$

Verificación

$$W_k = 0,460 \text{ mm} < W_{m\acute{a}x} = 0,30 \text{ mm "Cumple"}$$

A.1.1.5.4. Estado límite de servicio (Verificación de la deformación máxima).

Flecha en estado de servicio

$$f_{\text{servicio}} \simeq 0 \text{ mm}$$

Flecha máxima recomendada

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{L}{400} = \frac{1600}{400} = 4 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} = 4 \text{ mm}$$

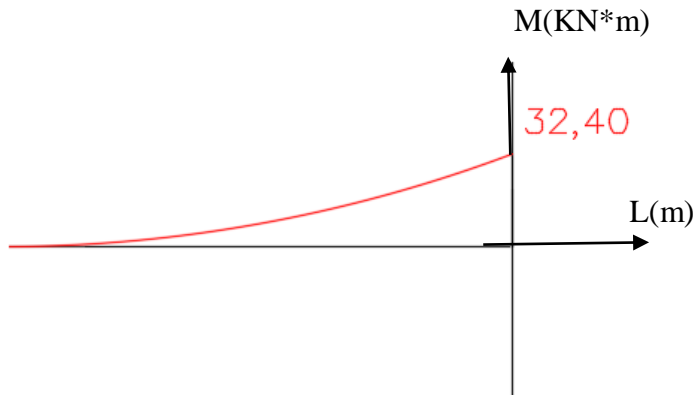
Verificación

$$f_{\text{servicio}} = 0 \text{ mm} < f_{m\acute{a}x} = 4 \text{ mm "Cumple"}$$

A.1.1.6. Diseño de viga N°6.

A.1.1.6.1. Armadura longitudinal.

Figura 1: Momentos "Viga N°6".



Fuente: Elaboración propia.

Datos.

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

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 434,783 \text{ N/mm}^2$$

$$r_{\text{mecánico}} = r_{\text{geométrico}} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6 \text{ mm (Asumido).}$$

$$\phi_{\text{longitudinal}} = 12 \text{ mm (Asumido).}$$

$$r(\text{geométrico}) = 2 \text{ cm.}$$

$$r_{\text{mecánico}} = 2 + 0,60 + \frac{1,2}{2} = 3,20 \text{ cm}$$

Canto útil de la viga

$$d = h - r_{\text{mecánico}}$$

$$d = 25 - 3,20 = 21,80 \text{ cm}$$

- **Armadura para: M= -32,4 KN*m.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{32,4}{0,2 * 0,218^2 * 1.6666,667} = 0,205 < 0,2961 \text{ (No necesita armadura a compresión)}$$

Cuantía obtenida de la tabla universal de flexión simple.

$$\omega = 0,24$$

Armadura de cálculo.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,24 * 20 * 21,80 * \frac{16,667}{434,783} = 4,01 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s(\min)} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$\omega_{\min} = 0,0028 \text{ (CBH-87).}$$

$$A_{s(\min)} = 0,0028 * 20 * 21,80 = 1,221 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida.

$$A_{\text{requerida}} > A_{\text{mínima}} \quad \mathbf{A_s = 4,01 \text{ cm}^2}$$

Armadura de montaje.

$$A_{\text{montaje}} = \frac{1}{3} * A_s = \frac{1}{3} * 4,01$$

$$A_{\text{montaje}} = 1,337 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 12\text{mm}} = \frac{1,337}{1,13} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar= 2φ12mm

$$A_{\text{montaje(Provista)}} = 2 * 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo.

$$A_{\text{refuerzo}} = A_s - A_{\text{montaje(Provista)}}$$

$$A_{\text{refuerzo}} = 4,01 - 2,26 = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 12\text{mm}} = \frac{1,75}{1,13} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar = 2 ϕ 12mm

$$A_{\text{total(Provista)}} = 2 * 1,13 + 2 * 1,13 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total(requerida)}} = 6,02 \text{ cm}^2$$

Elaboración propia.

- **Armadura inferior.**

Ya que no existe momento positivo, se dispondrá únicamente armadura mínima.

$$A_{S(\text{min})} = w_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$w_{\text{min}} = 0,0028 \text{ (CBH 87).}$$

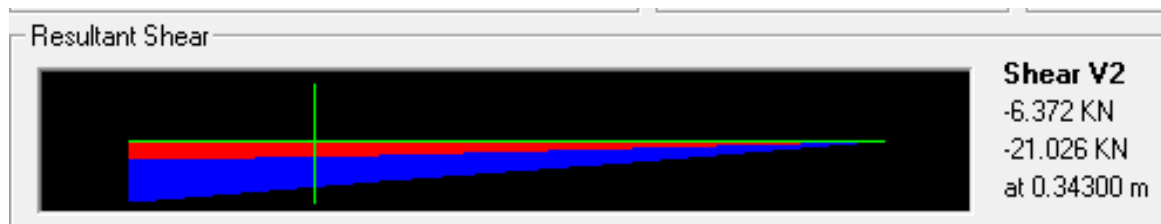
$$A_{S(\text{min})} = 0,0028 * 20 * 21,80 = 1,221 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras}_{\phi 10\text{mm}} = \frac{1,221}{0,785} \approx 2 \text{ barras}$$

Usar = 2 ϕ 10mm

A.1.1.6.2. Armadura transversal.

Figura 2: Cortante "Viga N°6".



Fuente: Elaboración propia.

$$V_{rd} = 21,026 \text{ KN}$$

$$d = 218 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

Coefficiente de influencia.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$
$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{218}} = 1,958$$

Cuantía de la armadura longitudinal de montaje a tracción.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} < 2\% \text{ (Por norma CBH-87)}$$

$$\rho = \frac{1,571}{20 * 21,8} = 0,00360$$

$$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$$

Resistencia virtual del hormigón.

$$f_{cv} = 0,10 * \epsilon (100 * \rho * f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,10 * 1,958 (100 * 0,00360 * 25)^{1/3} = 0,407 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el hormigón

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d$$

$$V_{cu} = \frac{0,407}{1000} * 200 * 218 = 17,761 \text{ KN}$$

Caso que corresponde:

b) $V_{u1} > V_{rd} > V_{cu}$ (se necesita armadura transversal)

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \quad V_{u1} = \text{Resistencia de la biela de compresión}$$

$$V_{u1} = \frac{0,30}{1000} * \frac{25}{1,5} * 200 * 218 = 218 \text{ KN}$$

$$b) Vu1 > Vrd > Vcu$$

$$218 > 24,010 > 17,761$$

Esfuerzo cortante que debe ser absorbido.

$$Vsu = Vrd - Vcu$$

$$Vsu = 21,026 - 17,761 = 5,752 \text{ KN}$$

Cálculo de armadura.

Asumiendo estribos de: $\phi 6\text{mm}$.

$$A_{\text{estribo}} = 28,274 \text{ mm}^2$$

La separación será:

$$S = \frac{n * A_{\text{estribo}}}{A_{90}}, \quad A_{90} = \frac{Vsu}{0,9 * d * fyd}, \quad fyd < 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{90} = \frac{5,752 * 1000}{0,9 * 218 * 400} = 0,073 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$S = \frac{2 * 28,274}{0,073} = 771,567 \text{ mm},$$

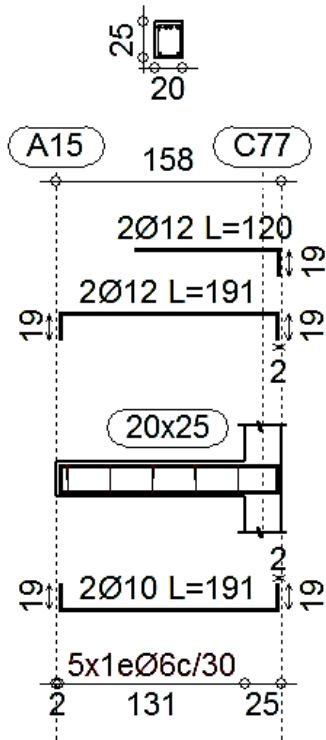
Usar = $\phi 6\text{mm}$ c/30 cm

Tabla 1: Comparación de resultados "Viga N°6".

Elemento viga	Diseño Manual	Diseño con el Programa	Variación
Armadura negativo "izquierda"	4,01 cm ²	4,14 cm ²	3,14%
Armadura transversal	$\Phi 6\text{mm}/30\text{cm}$.	$\Phi 6\text{mm}/30\text{cm}$.	0%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado "Viga N°6".



Fuente: Elaboración propia.

A.1.6.2. Estado límite de servicio (Verificación de la fisuración máxima “ W_k ”).

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{s_m,r} \quad (\text{Según la instrucción española})$$

$\beta = 1,3$ “Coeficiente de paso”

Separación media entre fisuras “ s_m ”

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho}$$

$c = 20\text{mm}$ “recubrimiento geométrico”

$s = 33,333\text{ mm}$ “separación de armaduras”

$\phi = 12\text{mm}$ “diámetro de la barra traccionada”

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eficaz}} \quad \text{Siendo } A_s \text{ la sección total de las barras situadas en } A_{c,eficaz}$$

$A_s=4,01 \text{ cm}^2$ "Área de acero en la parte traccionada"

$A_{c,eficaz} = 7,5\phi \cdot b$ debido a que $7,5\phi < 0,5h$

$$A_{c,eficaz} = 7,5 * 1,2 * 20 = 180 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{4,01}{180} = 0,0223$$

$k_1 = "0,125 \text{ Para flexión simple}"$ $k_2 = 0,50 \text{ "Para cargas repetidas"}$

$$S_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho} = 2 * 20 + 0,2 * 33,333 + 0,4 * 0,125 * \frac{12}{0,0223}$$

$$S_m = 73,572 \text{ mm}$$

Momento por carga de servicio "M_k"

$$M_k = 21,60 \text{ KN.m}$$

Momento de fisuración "M_f"

Resistencia media a tracción axial del hormigón

$$f_{ct,m} = \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Resistencia a flexotracción del hormigón

$$f_{ct,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ct,m} = \left(1,6 - \frac{250}{1000}\right) * 2,56 = 3,456 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Momento de fisuración

$$M_f = \frac{bh^2 f_{ct,fl}}{6} = \frac{200 * 250^2 * 3,456}{6} = 7.200.000 \text{ N.mm} = 7,20 \text{ KN.m}$$

Momento de servicio

$$M_k = 21,60 \text{ KN.m}$$

Tensión de la armadura

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,20 * 10^6}{0,8 * (250 - 32) * 401} = 102,954 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{21,60 \cdot 10^6}{0,8 \cdot (250 - 32) \cdot 401} = 308,861 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cálculo del alargamiento medio relativo

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 > 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right]$$

$$\epsilon_{sm,r} = \frac{308,861}{200.000} \left[1 - 0,5 \left(\frac{102,954}{308,861} \right)^2 \right] = 0,00146$$

Fisura esperada

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm,r} = 1,30 \cdot 73,572 \cdot 0,00146 = 0,14 \text{ mm}$$

$$W_k = 0,14 \text{ mm}$$

Fisura permisible

$$W_{m\acute{a}x} = 0,30 \text{ mm (Tabla N}^\circ 2).$$

Verificación

$$W_k = 0,14 \text{ mm} < W_{m\acute{a}x} = 0,30 \text{ mm "Cumple"}$$

A.1.6.3. Estado límite de servicio (Verificación de la deformación máxima).

Flecha en estado de servicio

$$f_{\text{servicio}} \simeq 0 \text{ mm}$$

Flecha máxima recomendada

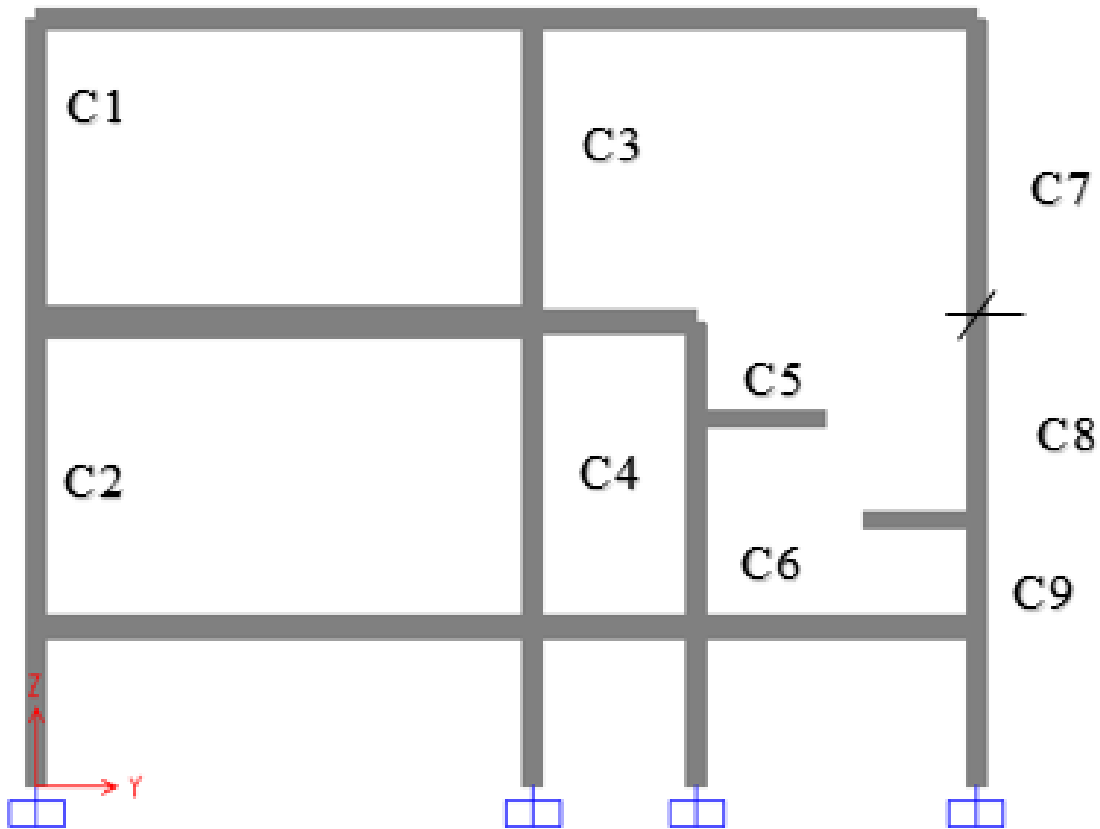
$$f_{m\acute{a}x} = \frac{L}{400} = \frac{1400}{400} = 3,5 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} = 3,5 \text{ mm}$$

Verificación

$$f_{\text{servicio}} = 0 \text{ mm} < f_{m\acute{a}x} = 3,5 \text{ mm "Cumple"}$$

Figura 1: Columnas a diseñar.



Fuente: Elaboración propia.

A.1.2.1. Diseño de columna N°1.

Datos de la columna.

$b = 25$ cm. (Dimensión mínima por norma CBH-87)

$h = 35$ cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje “y”)

$L = 3,8$ m.

De las 12 (Doce) combinaciones de carga generadas, se obtuvieron las fuerzas internas, generadas con el programa SAP 2000.

Tabla 1: Combinaciones de carga para columna N°1.

Combinación	(Nd) KN	Dirección "y"		Dirección "x"	
		Md(mayor) kn.m	Md(menor) Kn.m	Md(mayor) kn.m	Md(menor) Kn.m
U1	77,08	-43,15	27	-0,605	0,03
U2	76,84	-32,43	25,05	-0,483	0,085
U3	77	-38,77	26,7	-0,598	0,0421
U4	76,76	-28,14	24,71	-0,476	0,0724
U5	77,16	-43,53	27,26	-0,653	0,085
U6	76,84	-32,43	25,05	-0,482	0,085
U7	77,08	-39,24	26,92	-0,646	0,0971
U8	76,76	-28,14	24,71	-0,476	0,0724
U9	77,11	-45	27,15	-0,607	0,021
U10	76,87	-34,26	25,1	-0,484	0,0902
U11	77	-38,86	26,7	-0,598	0,0421
U12	76,76	-28,14	24,71	-0,476	0,0724

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la columna con la combinación N°1.

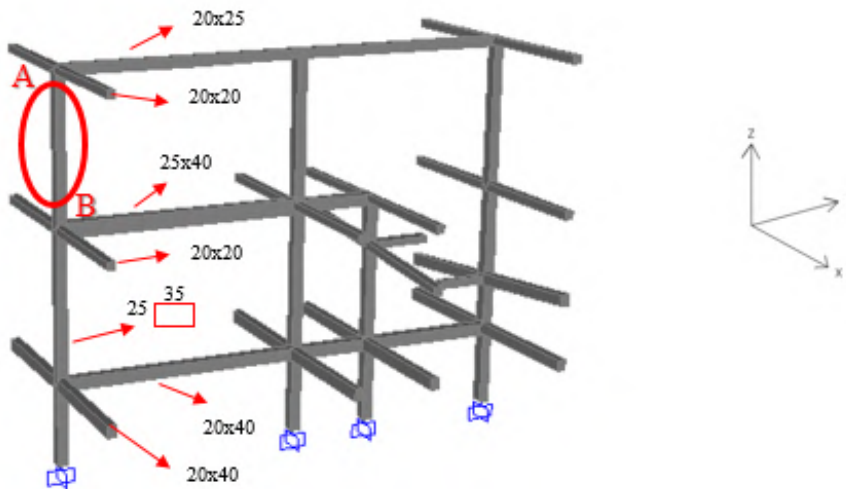
Dirección “Y”

Cálculo de la longitud de pandeo.

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_C \cdot I_C}{L_C}}{\sum \frac{E_V \cdot I_V}{L_V}}$$

$\Psi = 10$ (Cimentaciones superficiales)

Figura 2: Columna N°1.



Fuente: Elaboración propia.

Inercias:

Para la columna 25x35 (dirección “y”) será:

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_i = \frac{0,25 \cdot 0,35^3}{12} = 0,00089 \text{ m}^4$$

Para la columna 25x35 (dirección “x”) será:

$$I_i = \frac{h * b^3}{12}$$

$$I_i = \frac{0,35 * 0,25^3}{12} = 0,000456 \text{ m}^4$$

Para la viga 20x25 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,25^3}{12} = 0,00026 \text{ m}^4$$

Para la 25x40 será:

$$I_x = \frac{0,25 * 0,40^3}{12} = 0,00133 \text{ m}^4$$

Para la viga 20x20 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,20^3}{12} = 0,000133 \text{ m}^4$$

Para la 20x40 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,20^3}{12} = 0,001067 \text{ m}^4$$

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,00089}{3,8}}{\frac{0,00026}{6,2}} = 5,60$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,00089}{3,8} * 2}{\frac{0,00133}{6,2}} = 2,19$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (5,60 + 2,19) + 1,6 \cdot 5,60 \cdot 2,19}{7,5 + 5,60 + 2,19}} = 1,95$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 1,95 \cdot 3,80$$

$$l_0 = 7,419 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$l_0 = 7,419 \text{ m.}$$

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$I_i = 0,00089 \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h$$

$$A = 25 \cdot 35 = 875 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{7,419}{\sqrt{\frac{0,00089}{0,0875}}}$$

$\gamma_m = 73,430 > 35$ La pieza está solicitada a pandeo.

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 43,150 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 77,080 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{43,150}{77,080}$$

$$e_e = 0,560 \text{ m}$$

Axil reducido de cálculo.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$v = \frac{77,080}{875 \times 1,667} \quad v = 0,05$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

Se debe de calcular la deformación máxima del acero, y debe de estar limitada al dos por mil (0,2%), ya que esa es la deformación máxima del concreto a compresión.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$E_y = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

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

$$i_c = \frac{0,35}{\sqrt{12}} = 0,1010$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

Factor de armado “ β ”.

$\beta=1$ (Para armadura simétrica en las dos caras opuestas respecto al plano de flexión, máxima eficiencia frente al pandeo).

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

$$l_0 = 7,419 \text{ m}$$

$$e_e = 0,56 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,35 + 20 \times 0,56}{0,35 + 10 \times 0,56} \cdot \frac{(7,419)^2}{50 \times 0,1010}$$

$$e_a = 0,12 \text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,56 + 0,12$$

$$e_t = 0,68 \text{ m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 77,08 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,68 \text{ m}$$

$$M_d = 77,08 * 0,68 \quad \mathbf{M_d = 52,716 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$\mu_a = \frac{M_d}{A_c * h * F_{cd}}$$

$$M_d = 52,716 \text{ KN.m}$$

$$A_c = 0,0875 \text{ m}^2$$

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

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{52,716}{0,0875 * 0,35 * 1,667 * 100^2} \quad \mu_a = 0,10$$

Dirección "X"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000456}{3,8}}{\frac{0,000133}{3,3} * 2} = 1,49$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000456}{3,8} * 2}{\frac{0,000133 * 2}{3,3}} = 2,98$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$
$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (1,49 + 2,98) + 1,6 \cdot 1,49 \cdot 2,98}{7,5 + 1,49 + 2,98}} = 1,65$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 1,65 \cdot 3,80$$

$$l_0 = 6,260 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 6,260 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000456 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 25 \times 35 = 875 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{6,260}{\sqrt{\frac{0,000456}{0,0875}}}$$

$\gamma_m = 86,741 > 35$ La pieza está solicitada a pandeo.

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 0,20 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 77,080 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{0,20}{77,080}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \mathbf{0,002}$$

$$E_y = 200.000 \text{ Mpa}$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$i_c = 0,25 / \sqrt{12} = 0,0722$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$l_0 = 6,260 \text{ m}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,25 + 20 \times 0,02}{0,25 + 10 \times 0,02} \cdot \frac{(6,260)^2}{50 \times 0,0722}$$

$$e_a = 0,10 \text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,02 + 0,10$$

$$e_t = 0,12 \text{ m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 77,08 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,12 \text{ m}$$

$$M_d = 77,08 * 0,12 \quad \mathbf{M_d = 8,990 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$\mu_b = \frac{M_d b}{A_c * b * F_{cd}}$$

$$M_d = 52,716 \text{ KN.m}$$

$$A_c = 0,0875 \text{ m}^2$$

$b = 0,25\text{m}$

$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$

$$\mu_b = \frac{8,990}{0,0875 * 0,25 * 1,667 * 100^2} \quad \mu_b = 0,02$$

Cálculo de la armadura requerida.

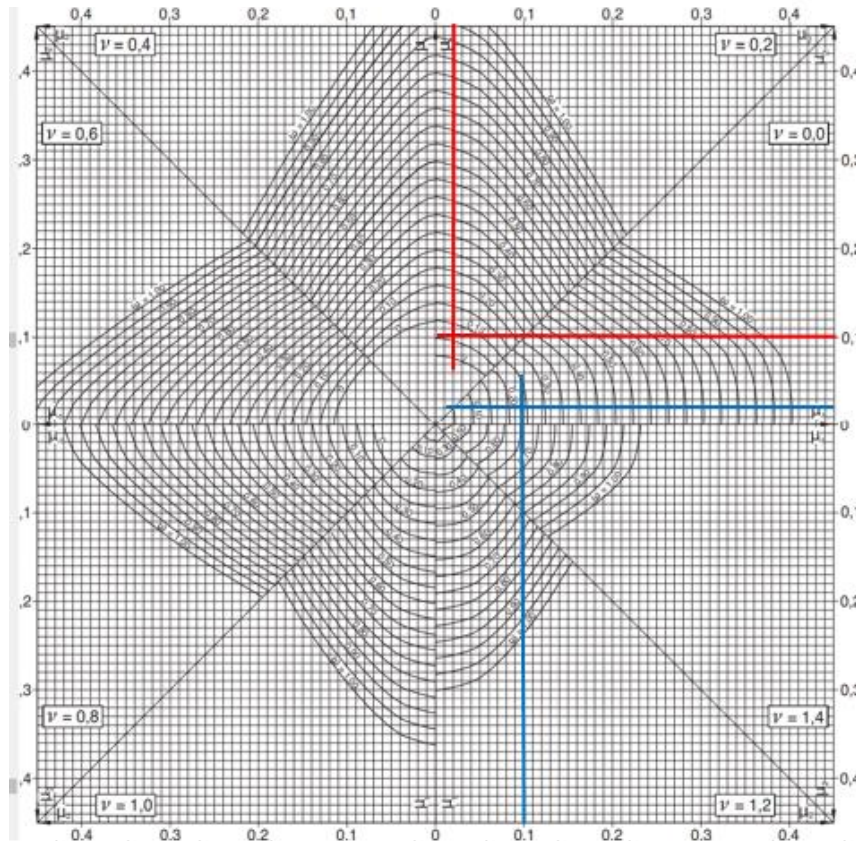
$\mu_a = 0,10$

$\mu_b = 0,02$

$v = 0,05$

Utilizamos este ábaco ya que los momentos en la dirección “y” son mucho mayores que los momentos en la dirección “x”.

Figura 3: Abaco en roseta para columna N°1.



Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

Para $v=0$, tenemos una cuantía de $w=0,25$

Para $v=0,20$ tenemos una cuantía de $w=0,07$

Interpolando para $v=0,05$

$w=0,21$

Capacidad mecánica requerida

$$U_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s = 0,21 \cdot 875 \cdot 1,667 = 306,25 \text{ KN}$$

Entrando a la tabla:

Tabla 2: Elección para columna N°1.

CAPACIDAD MECÁNICA EN KN
 $U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$

$f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$ $\gamma_s = 1,15$
 $f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 434,78$

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

Armadura requerida= 4φ16 mm

Armadura mínima

La norma Boliviana CBH-87, indica que la armadura mínima debe ser el 4 por mil de Ac.

$$A_{mín} = \frac{4}{1000} * 875 = 3,5 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a una armadura mínima de 4φ12mm.

Por lo tanto:

Usar 4φ16 mm

Armadura transversal.

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \phi_{\text{máxima As longitudinal}} \\ \phi_{6\text{mm}} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 * 16 = 4\text{mm} \\ \phi_{6\text{mm}} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} b \text{ ó } h, \text{ menor dimensión} = 250\text{mm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{\text{min As longitudinal}} = 15 * 16 = 240\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6\text{mm c}/20\text{cm}$$

Tabla 3: Armaduras para columna N°1.

Combinaciones	Armadura
U1	4φ16mm
U2	6φ12mm
U3	6φ12mm
U4	6φ12mm
U5	4φ16mm
U6	6φ12mm
U7	4φ16mm
U8	6φ12mm
U9	4φ16mm
U10	6φ12mm
U11	6φ12mm
U12	6φ12mm

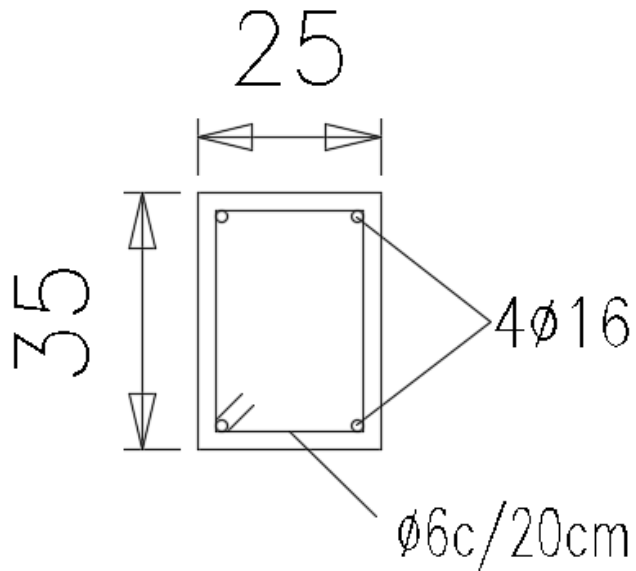
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4: Comparación de resultados para columna N°1.

Elemento Columna	Diseño manual	Diseño con el Programa	Variación respecto Al cálculo manual %
Armadura Longitudinal	4 ϕ 16mm	4 ϕ 16mm	0 %
Armadura Transversal	ϕ 6mm c/20cm	ϕ 6mm c/20cm	0 %

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4: Disposición de armado para columna N°1.



Fuente: Elaboración propia.

A.1.2.2. Diseño de columna N°2.

Datos de la columna.

b= 25 cm. (Dimensión mínima por norma CBH-87)

h= 35 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "y")

L= 3,8 m.

Tabla 1: Combinaciones de carga para columna N°2.

Combinación	Nd (KN)	Dirección "y"		Dirección "x"	
		Md(Mayor) KN.m	Md(Menor) KN.m	Md(Mayor) KN.m	Md(Menor) KN.m
U1	257	37,2	-12,55	-0,11	0,11
U2	222,23	28,44	-10,78	-0,02	0,01
U3	241,92	32,64	-11,39	0,14	0,002
U4	207,21	23,89	-9,56	0,05	-0,006
U5	256,77	36,38	-11,83	0,13	-0,014
U6	222,22	28,44	-10,72	0,02	-0,022
U7	241,76	31,78	-10,68	0,16	-0,03
U8	207,21	24	-9,57	0,05	-0,038
U9	263,37	39,14	-13,41	0,1	-0,046
U10	228,66	30,39	-11,3	0	0
U11	241,92	32,64	-11,4	0,15	-0,062
U12	207,21	23,89	-9,56	0,05	-0,03

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la columna con la combinación N°9.

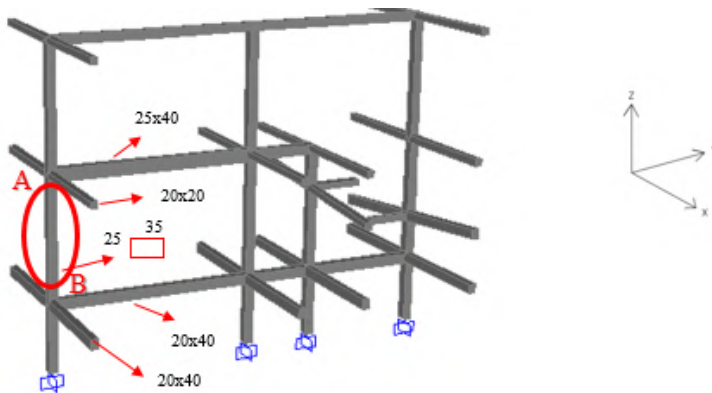
Dirección “Y”

Cálculo de la longitud de pandeo.

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_C \cdot I_C}{L_C}}{\sum \frac{E_V \cdot I_V}{L_V}}$$

$\Psi = 10$ (Cimentaciones superficiales).

Figura 1: Columna N°2.



Fuente: Elaboración propia.

Inercias:

Para la columna 25x35 (dirección “y”) será:

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12}$$
$$I_i = \frac{0,25 \cdot 0,35^3}{12} = 0,00089 \text{ m}^4$$

Para la columna 25x35 (dirección “x”) será:

$$I_i = \frac{h \cdot b^3}{12}$$
$$I_i = \frac{0,35 \cdot 0,25^3}{12} = 0,000456 \text{ m}^4$$

Para la 25x40 será:

$$I_x = \frac{0,25 * 0,40^3}{12} = 0,00133 \text{ m}^4$$

Para la 20x40 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,40^3}{12} = 0,00045 \text{ m}^4$$

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,00089}{3,8} * 2}{\frac{0,00133}{6,2}} = 2,19$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,00089}{3,8} + \frac{0,00089}{2}}{\frac{0,00045}{6,2}} = 9,39$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6. \Psi_A. \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (2,19 + 9,39) + 1,6x2,19x9,39}{7,5 + 2,19 + 9,39}} = 2,132$$

$$l_0 = \alpha. L$$

$$l_0 = 2,132x3,80$$

$$l_0 = \mathbf{8,101 \text{ m.}}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 8,101 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,00089 \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h$$

$$A = 25 \times 35 = 875 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{8,101}{\sqrt{\frac{0,00089}{0,0875}}}$$

$\gamma_m = 80,183 > 35$ La pieza esta está solicitada a pandeo.

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 39,140 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 263,370 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{39,140}{263,37}$$

$$e_e = 0,149 \text{ m}$$

Axil reducido de cálculo.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$v = \frac{263,370}{875 \times 1,667} \quad v = \mathbf{0,18}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = \mathbf{0,002}$$

$$E_y = 200.000 \text{ Mpa}$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = h/\sqrt{12}$$

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

$$i_c = 0,35/\sqrt{12} = 0,1010$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

Factor de armado “ β ”.

$\beta=1$ (Para armadura simétrica en las dos caras opuestas respecto al plano de flexión, máxima eficiencia frente al pandeo).

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

$$l_0 = 8,101 \text{ m}$$

$$e_e = 0,149 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,35 + 20 \times 0,149}{0,35 + 10 \times 0,149} \cdot \frac{(8,101)^2}{50 \times 0,1010}$$

$$\mathbf{e_a = 0,140 \text{ m}}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,149 + 0,140$$

$$e_t = 0,290\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 236,37 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,29\text{m}$$

$$M_d = 236,37 * 0,29 \quad \mathbf{M_d = 75,468 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 75,468 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_d a}{A_c * h * F_{cd}}$$

$$A_c = 0,0875 \text{ m}^2$$

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

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{75,468}{0,0875 * 0,35 * 1,667 * 100^2} \quad \mathbf{\mu_a = 0,15}$$

Dirección "X"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000456}{3,8} * 2}{\frac{0,000133}{3,3} * 2} = 2,98$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000456}{3,8} + \frac{0,000456}{2}}{\frac{0,00045 * 2}{3,3}} = 1,276$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (2,98 + 1,276) + 1,6 \cdot 2,98 \cdot 1,276}{7,5 + 2,98 + 1,276}} = 1,610$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 1,61 \cdot 3,80$$

$$l_0 = 6,132 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 6,132 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000456 \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h$$

$$A = 25 \cdot 35 = 875 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{6,132}{\sqrt{\frac{0,000456}{0,0875}}}$$

$$\gamma_m = 84,961 > 35 \text{ La pieza está solicitada a pandeo.}$$

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 0,10 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 263,370 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{0,10}{263,370}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = b/\sqrt{12}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$i_c = 0,25/\sqrt{12} = 0,0722$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$l_0 = 6,132 \text{ m}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,25 + 20 \times 0,02}{0,25 + 10 \times 0,02} \cdot \frac{(6,132)^2}{50 \times 0,0722}$$

$$e_a = 0,090 \text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,02 + 0,09$$

$$e_t = 0,11\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 263,37 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,11\text{m}$$

$$M_d = 263,37 * 0,11 \quad \mathbf{M_d = 28,525 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 28,525 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_d}{A_c * b * F_{cd}}$$

$$A_c = 0,0875 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25\text{m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_b = \frac{28,525}{0,0875 * 0,25 * 1,667 * 100^2} \quad \mathbf{\mu_b = 0,06}$$

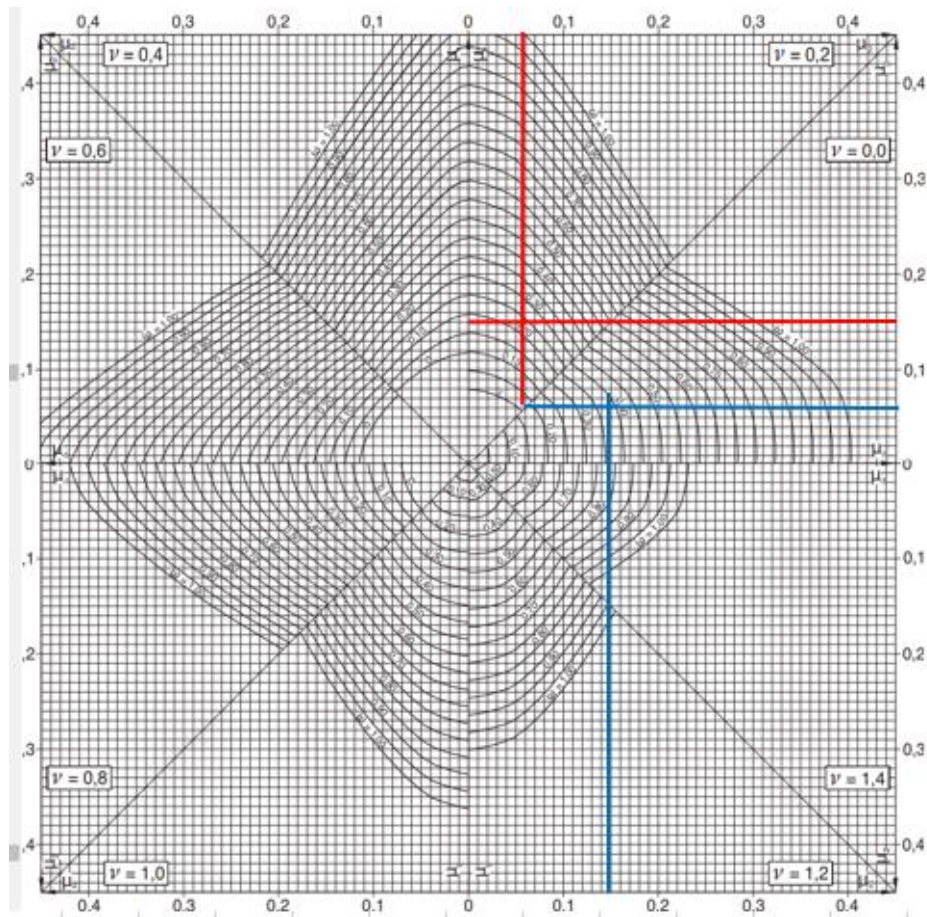
Cálculo de la armadura requerida.

$$\mu_a = 0,15$$

$$\mu_b = 0,06$$

$$v = 0,18$$

Figura 2: Abaco en roseta para columna N°2.



Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

Para $v=0$, tenemos una cuantía de $w=0,38$

Para $v=0,20$ tenemos una cuantía de $w=0,25$

Interpolando para $v=0,18$

$w=0,26$

Capacidad mecánica requerida

$$U_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s = 0,26 * 875 * 1,667 = 379,167 \text{ KN}$$

Tabla 2: Elección de armadura para columna N°2.

CAPACIDAD MECÁNICA EN KN
 $U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$

f_{yk} (N/mm²) = 500 $\gamma_s = 1,15$
 f_{yd} (N/mm²) = **434,78**

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

$U(\text{Provista}) = 98,3 + 349,7 = 448 \text{ KN}$

Armadura requerida = 4φ16+2φ12mm

Armadura mínima

$$A_{\text{mín}} = \frac{4}{1000} * 875 = 3,5 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a una armadura mínima de 4φ12mm.

Por lo tanto:

Usar 4φ16+2φ12 mm

Armadura transversal.

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \phi_{\text{máxima As longitudinal}} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 * 16 = 4\text{mm} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} b \text{ ó } h, \text{ menor dimensión} = 250\text{mm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{\text{mín As longitudinal}} = 15 * 16 = 240\text{mm} \end{cases}$$

φ_{estribo} = 6mm c/20cm

Para las demás combinaciones de cargas:

Tabla 3: Armados para columna N°2.

Combinaciones	Armadura Requerida
U1	4 ϕ 16mm
U2	6 ϕ 12mm
U3	4 ϕ 16mm
U4	6 ϕ 12mm
U5	4 ϕ 16mm
U6	6 ϕ 12mm
U7	4 ϕ 16mm
U8	6 ϕ 12mm
U9	4 ϕ 16+2 ϕ 12mm
U10	4 ϕ 16mm
U11	4 ϕ 16mm
U12	6 ϕ 12mm

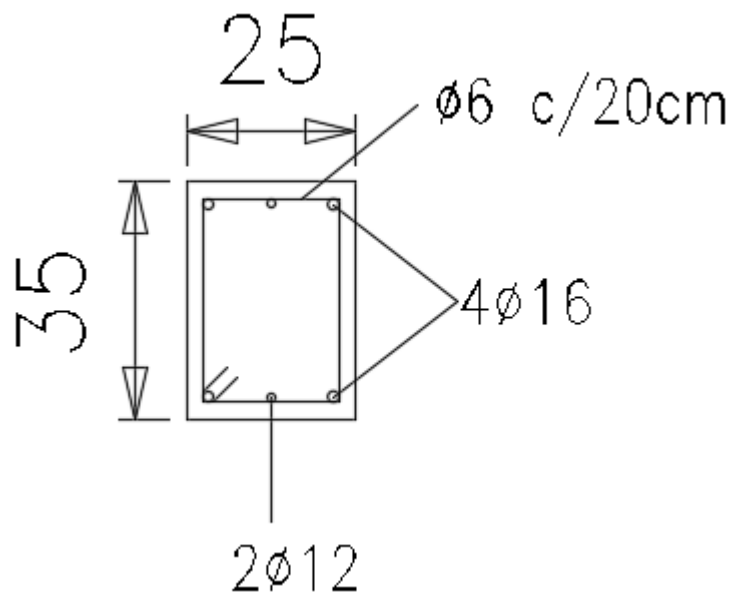
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4: Comparación de resultado para columna N°2.

Elemento	Diseño manual	Diseño con el Programa	Variación respecto Al cálculo manual %
Columna			
Armadura Longitudinal	4 ϕ 16+2 ϕ 12mm	4 ϕ 16+2 ϕ 12mm	0 %
Armadura Transversal	ϕ 6mm c/20cm	ϕ 6mm c/20cm	0 %

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado de columna N°2.



Fuente: Elaboración propia.

A.1.2.3. Diseño de columna N°3.

Datos de la columna.

b= 30 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "x")

h= 35 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "y")

L= 3,8 m.

Tabla 1: Esfuerzos de columna N°3.

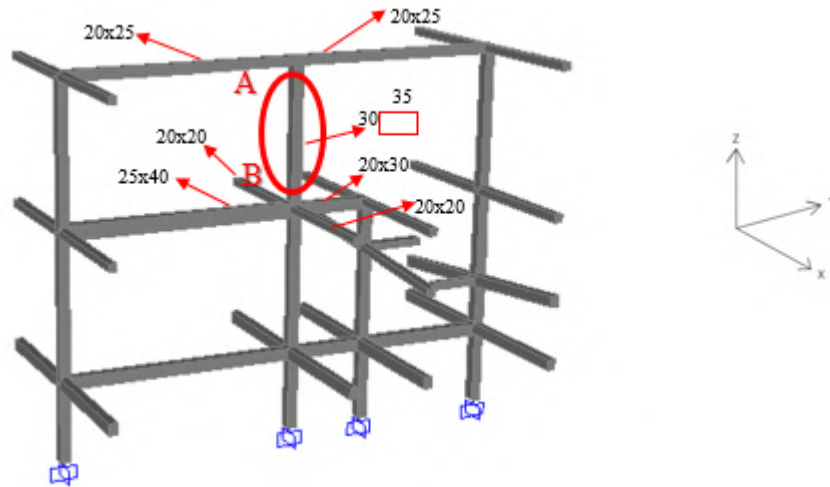
Combinación	(Nd) KN	Dirección "y"		Dirección "x"	
		Md(Mayor) KN.m	Md(Menor) KN.m	Md(Mayor) KN.m	Md(Menor) KN.m
U1	103,8	32,31	-11,55	-0,172	0,04
U2	104,78	26,1	-10,23	-0,154	0,04
U3	104,04	28,52	-10,57	-0,16	0,04
U4	105,02	22,3	-9,25	-0,14	0,04
U5	103,6	31,51	-11,32	-0,19	0,04
U6	104,79	26,05	-10,23	-0,15	0,04
U7	103,84	27,71	-10,4	-0,175	0,04
U8	105,02	22,3	-9,25	-0,142	0,04
U9	103,7	33,94	-12,03	-0,18	0,04
U10	104,7	27,73	-10,65	-0,161	0,04
U11	104,04	28,52	-10,63	-0,16	0,04
U12	105,02	22,31	-9,25	-0,14	0,04

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la armadura con la combinación N°1.

Cálculo de la longitud de pandeo.

Figura 1: Columna N°3.



Fuente: Elaboración propia.

Inercias:

Para la columna 30x35 (dirección “y”) será:

$$I_i = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_i = \frac{0,30 * 0,35^3}{12} = 0,00107 \text{ m}^4$$

Para la columna 30x35 (dirección “x”) será:

$$I_i = \frac{h * b^3}{12}$$

$$I_i = \frac{0,35 * 0,30^3}{12} = 0,000788 \text{ m}^4$$

Para la 25x40 será:

$$I_x = \frac{0,25 * 0,40^3}{12} = 0,00133 \text{ m}^4$$

Para la 20x30 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,30^3}{12} = 0,00045 m^4$$

Para la 20x20 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,20^3}{12} = 0,000133 m^4$$

Para la 20x25 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,25^3}{12} = 0,00026 m^4$$

Dirección “Y”

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,00107}{3,8}}{\frac{0,00026}{6,2} + \frac{0,00026}{5,543}} = 3,169$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,00107}{3,8} * 2}{\frac{0,00133}{6,2} + \frac{0,00045}{2,05}} = 1,30$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6. \Psi_A. \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$
$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (3,169 + 1,30) + 1,6x3,169x1,30}{7,5 + 3,169 + 1,30}} = 1,634$$

$$l_0 = \alpha. L$$

$$l_0 = 1,634x3,80$$

$$l_0 = \mathbf{6,210 m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{I_i}}$$

$$l_0 = 6,210 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,00107 \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h$$

$$A = 30 \times 35 = 1050 \text{ cm}^2$$

$$Y_m = \frac{6,210}{\sqrt{\frac{0,00107}{0,1050}}}$$

$Y_m = 61,466 > 35$ La pieza está solicitada a pandeo.

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 32,31 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 103,80 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{32,31}{103,80}$$

$$e_e = 0,311 \text{ m}$$

Axil reducido de cálculo.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$v = \frac{103,80}{1050 \times 1,667} \quad \mathbf{v = 0,06}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$E_y = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = \mathbf{0,002}$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

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

$$i_c = \frac{0,35}{\sqrt{12}} = 0,1010$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

Factor de armado "β".

β=1 (Para armadura simétrica en las dos caras opuestas respecto al plano de flexión, máxima eficiencia frente al pandeo).

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

$$l_0 = 6,21 \text{ m}$$

$$e_e = 0,31 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,35 + 20 \times 0,31}{0,35 + 10 \times 0,31} \cdot \frac{(6,21)^2}{50 \times 0,1010}$$

$$\mathbf{e_a = 0,09m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,31 + 0,09$$

$$e_t = 0,40\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 103,80 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,40\text{m}$$

$$M_d = 103,80 * 0,40 \quad \mathbf{M_d = 41,140 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 41,140 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_d}{A_c * h * F_{cd}}$$

$$A_c = 0,105 \text{ m}^2$$

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

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{41,140}{0,105 * 0,35 * 1,667 * 100^2} \quad \mathbf{\mu_a = 0,07}$$

Dirección "X"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{0,000788}{\frac{3,8}{0}} = 10$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000788}{3,8} * 2}{\frac{0,000133 * 2}{3,3}} = 5,145$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6. \Psi_A. \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (10 + 5,145) + 1,6 \times 10 \times 5,145}{7,5 + 10 + 5,145}} = 2,58$$

$$l_0 = \alpha. L$$

$$l_0 = 2,58 \times 3,80$$

$$l_0 = 9,793 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 9,793 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000788 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 30 \times 35 = 1050 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{9,793}{\sqrt{\frac{0,000788}{0,1050}}}$$

$$\gamma_m = 87,540 > 35 \text{ La pieza esta está solicitada a pandeo.}$$

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 0,172 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 103,80 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{0,172}{103,80}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$i_c = \frac{0,30}{\sqrt{12}} = 0,0866$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$l_0 = 9,793 \text{ m}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,30 + 20 \times 0,02}{0,30 + 10 \times 0,02} \cdot \frac{(9,793)^2}{50 \times 0,0866}$$

$$e_a = 0,18 \text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,02 + 0,18$$

$$e_t = 0,20 \text{ m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 103,80 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,20 \text{ m}$$

$$M_d = 103,80 \cdot 0,20 \quad \mathbf{M_d = 20,962 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 20,962 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_d}{A_c \cdot b \cdot F_{cd}}$$

$$A_c = 0,105 \text{ m}^2$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_b = \frac{20,962}{0,105 \cdot 0,30 \cdot 1,667 \cdot 100^2}$$

$$\mathbf{\mu_b = 0,03}$$

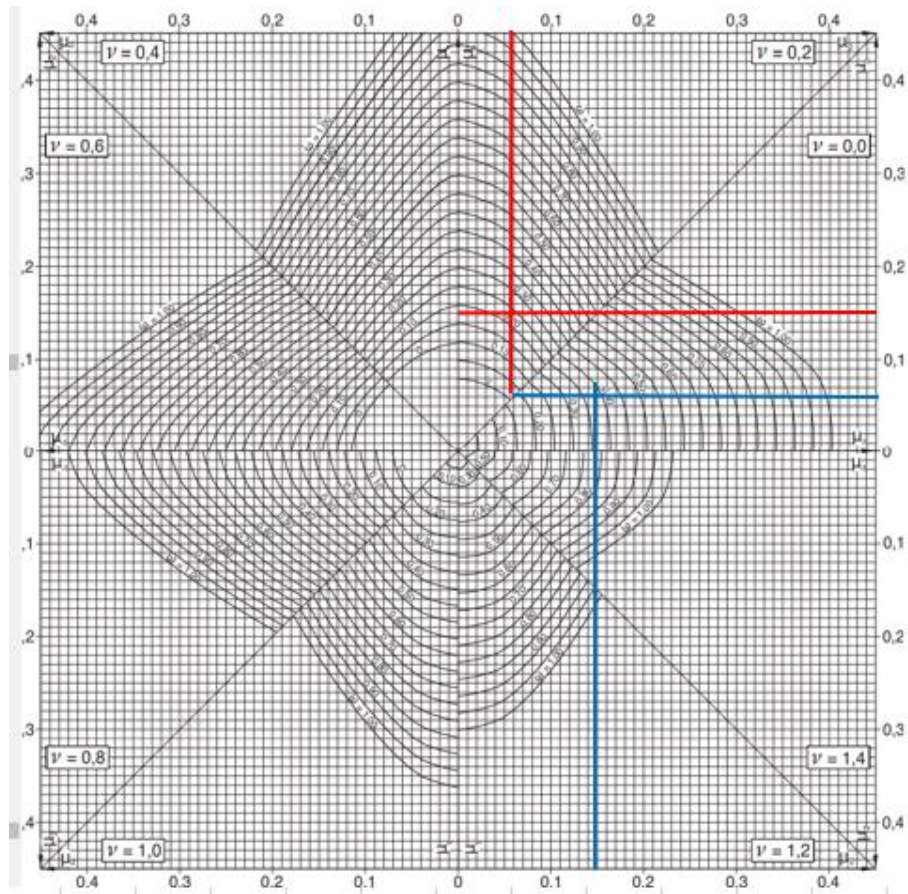
Cálculo de la armadura requerida.

$$\mu_a = 0,07$$

$$\mu_b = 0,03$$

$$v = 0,06$$

Figura 2: Abaco en roseta columna N°3.



Fuente: Jiménez Montoya, 15 Ed.

Para $v=0$, tenemos una cuantía de $w=0,17$

Para $v=0,20$ tenemos una cuantía de $w=0$

Interpolando para $v=0,06$

$w=0,16$

Capacidad mecánica requerida

$$U_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s = 0,16 * 1050 * 1,667 = 280,056 \text{ KN}$$

Tabla 2: Elección de armadura de columna N°3.

CAPACIDAD MECÁNICA EN kN
 $U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$

f_{yk} (N/mm²) = 500 $\gamma_s = 1,15$
 f_{yd} (N/mm²) = 434,78

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Fuente: Jiménez Montoya, 15 Ed.

U(Provista)= 295 KN

Armadura requerida= 6φ12mm

Armadura mínima

$$A_{\min} = \frac{4}{1000} * 1050 = 4,2 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a una armadura mínima de 4φ12mm.

Por lo tanto:

Usar 6φ12 mm

Armadura transversal.

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \phi_{\text{máxima As longitudinal}} \\ \phi_{6\text{mm}} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} b \text{ ó } h, \text{ menor dimensión} = 30\text{cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{\min} \text{As longitudinal} = 15 * 12 = 180\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = \mathbf{6\text{mm c}/15\text{cm}}$$

Para las demás combinaciones de cargas:

Tabla 3: Armaduras de columna N°3.

Combinaciones	Armadura Requerida
U1	6 ϕ 12mm
U2	6 ϕ 12mm
U3	6 ϕ 12mm
U4	6 ϕ 12mm
U5	6 ϕ 12mm
U6	6 ϕ 12mm
U7	6 ϕ 12mm
U8	6 ϕ 12mm
U9	6 ϕ 12mm
U10	6 ϕ 12mm
U11	6 ϕ 12mm
U12	6 ϕ 12mm

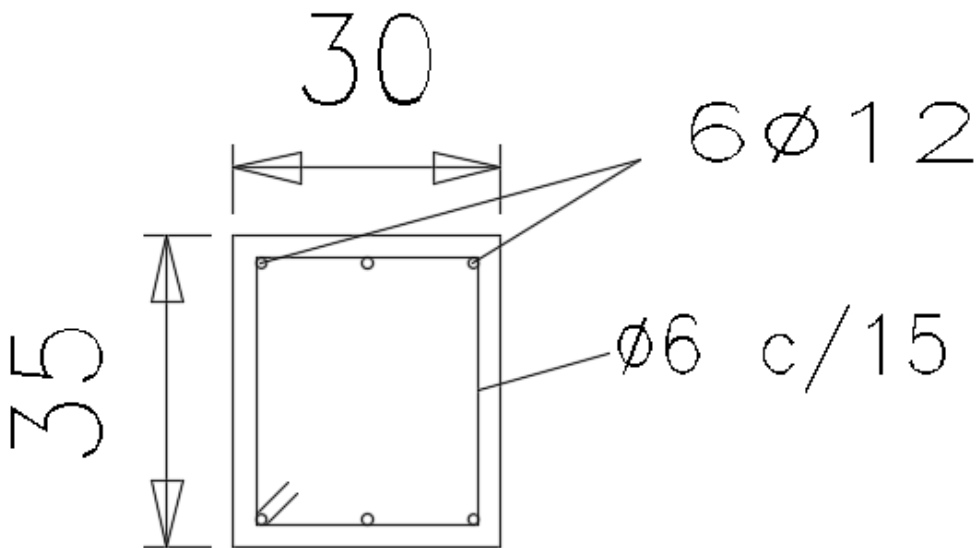
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4: Comparación de resultados de columna N°3.

Elemento Columna	Diseño manual	Diseño con el Programa	Variación respecto Al cálculo manual %
Armadura Longitudinal	6 ϕ 12mm	6 ϕ 12mm	0 %
Armadura Transversal	ϕ 6mm c/15cm	ϕ 6mm c/15cm	0 %

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado de columna N°3.



Fuente: Elaboración propia.

A.1.2.4. Diseño de columna N°4.

Datos de la columna.

b= 30 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje “x”)

h= 35 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje “y”)

L= 3,8 m.

Tabla 1: Esfuerzos de columna N°4.

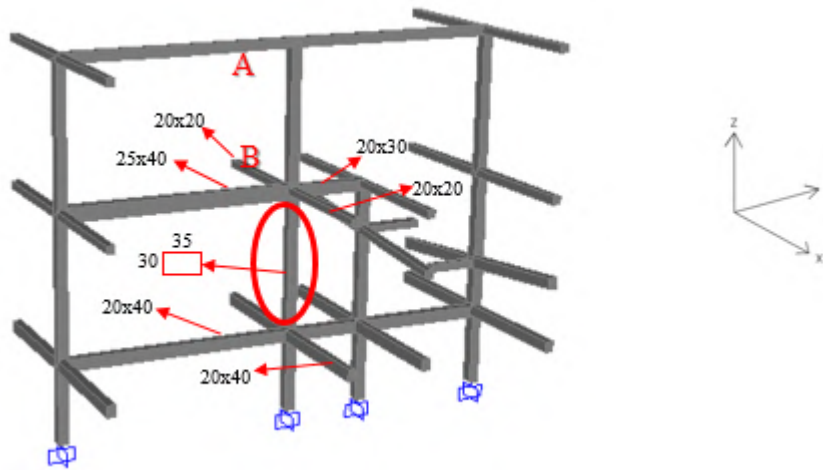
Combinación	(Nd)	Dirección "y"		Dirección "x"	
	KN	Md(Mayor)	Md(Menor)	Md(Mayor)	Md(Menor)
		KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
U1	346,32	-34,13	17,45	-0,319	0,185
U2	286,9	-23,85	11,81	-0,104	0
U3	326,75	-29,56	15,3	-0,4	0,25
U4	267,34	-19,24	9,54	-0,178	0,068
U5	352,28	-34,49	18,1	-0,352	0,219
U6	286,9	-23,85	11,81	-0,107	0
U7	332,72	-29,92	15,87	-0,424	0,279
U8	267,34	-19,28	9,58	-0,178	0,068
U9	354,7	-36,09	18,48	-0,294	0,167
U10	295,29	-25,81	12,76	-0,079	-0,013
U11	326,75	-29,56	15,3	-0,394	0,248
U12	267,34	-19,28	9,58	-0,178	0,0683

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la armadura con la combinación N°1.

Cálculo de la longitud de pandeo.

Figura 1: Columna N°4.



Fuente: Elaboración propia.

Inercias:

Para la columna 30x35 (dirección “y”) será:

$$I_i = \frac{b * h^3}{12}$$
$$I_i = \frac{0,30 * 0,35^3}{12} = 0,00107 \text{ m}^4$$

Para la columna 30x35 (dirección “x”) será:

$$I_i = \frac{h * b^3}{12}$$
$$I_i = \frac{0,35 * 0,30^3}{12} = 0,000788 \text{ m}^4$$

Para la viga 25x40 será:

$$I_x = \frac{0,25 * 0,40^3}{12} = 0,00133 \text{ m}^4$$

Para la viga 20x30 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,30^3}{12} = 0,00045 m^4$$

Para la viga 20x20 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,20^3}{12} = 0,000133 m^4$$

Para la viga 20x40 será:

$$I_x = \frac{0,20 * 0,40^3}{12} = 0,00045 m^4$$

Dirección “Y”

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,00107}{3,8} * 2}{\frac{0,00133}{6,2} + \frac{0,00045}{2,05}} = 1,30$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,00107}{3,8} + \frac{0,00107}{2}}{\frac{0,00045}{6,2} + \frac{0,00045}{2,05}} = 2,80$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6. \Psi_A. \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (1,30 + 2,80) + 1,6x1,30x2,80}{7,5 + 1,30 + 2,80}} = 1,60$$

$$l_0 = \alpha. L$$

$$l_0 = 1,60x3,80$$

$$l_0 = 6,083 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 6,083 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,00107 \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h$$

$$A = 30 \times 35 = 1050 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{6,083}{\sqrt{\frac{0,00107}{0,1050}}}$$

$\gamma_m = 60,205 > 35$ La pieza esta está solicitada a pandeo.

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 34,130 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 346,32 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{34,130}{346,32}$$

$$e_e = 0,098 \text{ m}$$

Axil reducido de cálculo.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$v = \frac{346,32}{1050 \times 1,667} \quad v = 0,198$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = h / \sqrt{12}$$

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

$$i_c = 0,35 / \sqrt{12} = 0,1010$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

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

$$l_0 = 6,083 \text{ m}$$

$$e_e = 0,098 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,35 + 20 \times 0,098}{0,35 + 10 \times 0,098} \cdot \frac{(6,083)^2}{50 \times 0,1010}$$

$$e_a = 0,07 \text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,098 + 0,07$$

$$e_t = 0,17\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 346,32 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,17\text{m}$$

$$M_d = 346,32 * 0,17 \quad \mathbf{M_d = 60 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_d}{A_c * h * F_{cd}}$$

$$A_c = 0,105 \text{ m}^2$$

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

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{60}{0,105 * 0,35 * 1,667 * 100^2} \quad \mathbf{\mu_a = 0,10}$$

Dirección "X"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000788}{3,8} * 2}{\frac{0,000133}{3,3} * 2} = 5,14$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000788}{3,8} + \frac{0,000788}{2}}{\frac{0,00045 * 2}{3,3}} = 2,21$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4.(\Psi_A + \Psi_B) + 1,6. \Psi_A. \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4.(5,14 + 2,21) + 1,6 \times 5,14 \times 2,21}{7,5 + 5,14 + 2,21}} = 1,93$$

$$l_0 = \alpha. L$$

$$l_0 = 1,93 \times 3,80$$

$$l_0 = 7,318 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$Ym = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 7,318 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000788 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 30 \times 35 = 1050 \text{ cm}^2$$

$$Ym = \frac{7,318}{\sqrt{\frac{0,000788}{0,1050}}}$$

$Ym = 84,502 > 35$ La pieza esta está solicitada a pandeo.

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 0,319 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 346,32 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{0,319}{346,32}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$i_c = \frac{0,30}{\sqrt{12}} = 0,0866$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$l_0 = 7,318 \text{ m}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,30 + 20 \times 0,02}{0,30 + 10 \times 0,02} \cdot \frac{(7,318)^2}{50 \times 0,0866}$$

$$e_a = 0,10 \text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,02 + 0,10$$

$$e_t = 0,12 \text{ m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 346,32 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,12 \text{ m}$$

$$M_d = 346,32 * 0,12 \quad \mathbf{M_d = 42,113 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 42,113 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_d}{A_c * b * F_{cd}}$$

$$A_c = 0,105 \text{ m}^2$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_b = \frac{42,113}{0,105 * 0,30 * 1,667 * 100^2} \quad \mathbf{\mu_b = 0,07}$$

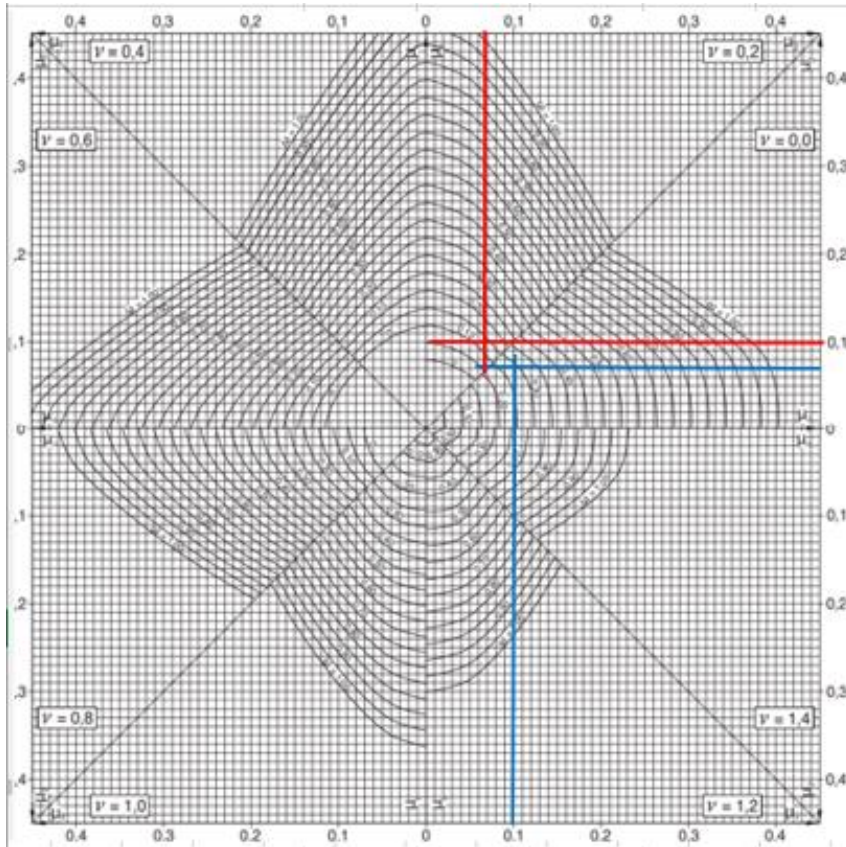
Cálculo de la armadura requerida.

$$\mu_a = 0,10$$

$$\mu_b = 0,07$$

$$v = 0,198$$

Figura 2: Abaco en roseta de columna N°4.



Fuente: Jiménez Montoya 15 Ed.

Para $v = 0$, tenemos una cuantía de $w = 0,29$

Para $v = 0,20$ tenemos una cuantía de $w = 0,14$

Interpolando para $v = 0,198$

$$w = 0,142$$

Capacidad mecánica requerida

$$U_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s = 0,142 * 1050 * 1,667 = 248,5 \text{ KN}$$

Tabla 2: Elección de armadura de columna N°4.

CAPACIDAD MECÁNICA EN KN $f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500 \quad \gamma_s = 1,15$
 $U = A \cdot f_{yk} \quad U' = A' \cdot f_{yk} \quad f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 434,78$

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

$$U(\text{Provista}) = 295 \text{ KN}$$

Armadura requerida = 6φ12mm

Armadura mínima

$$A_{\text{mín}} = \frac{4}{1000} * 1050 = 4,2 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a una armadura mínima de 4φ12mm.

Por lo tanto:

Usar 6φ12 mm

Armadura transversal.

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \phi_{\text{máxima As longitudinal}} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 * 12 = 3\text{mm} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} b \text{ ó } h, \text{ menor dimensión} = 30\text{cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{\text{min}} \text{ As longitudinal} = 15 * 12 = 180\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6\text{mm c}/15\text{cm}$$

Tabla 3: Armados de columna N°4.

Combinaciones	Armadura Requerida
U1	6 ϕ 12mm
U2	4 ϕ 12mm
U3	6 ϕ 12mm
U4	4 ϕ 12mm
U5	6 ϕ 12mm
U6	4 ϕ 12mm
U7	6 ϕ 12mm
U8	4 ϕ 12mm
U9	6 ϕ 12mm
U10	6 ϕ 12mm
U11	6 ϕ 12mm
U12	4 ϕ 12mm

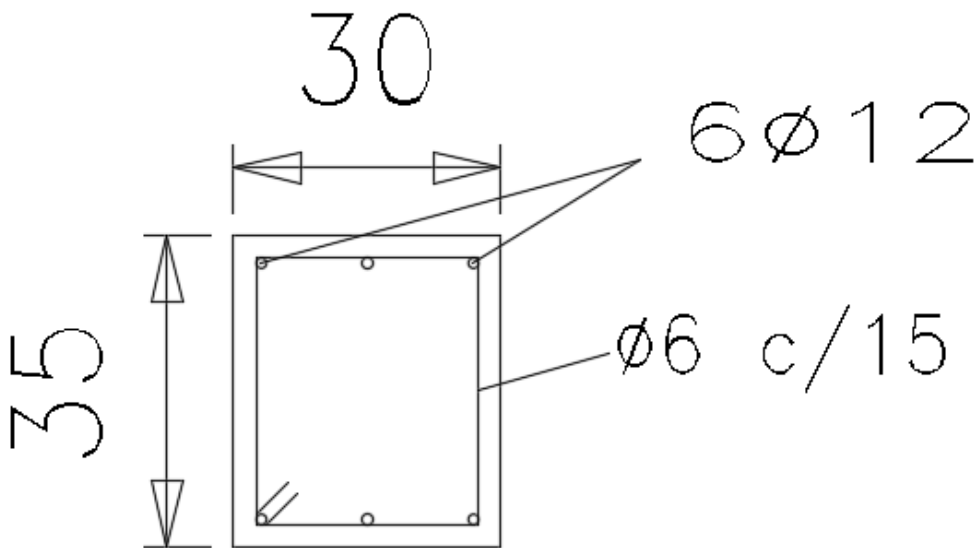
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4: Comparación de resultados de columna N°4.

Elemento Columna	Diseño manual	Diseño con el Programa	Variación respecto Al cálculo manual %
Armadura Longitudinal	6 ϕ 12mm	6 ϕ 12mm	0 %
Armadura Transversal	ϕ 6mm c/15cm	ϕ 6mm c/15cm	0 %

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado de columna N°4.



Fuente: Elaboración propia.

A.1.2.5. Diseño de columna N°5.

Datos de la columna.

b= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "x")

h= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "y")

L= 1,20 m.

Tabla 1: Esfuerzos de columna N°5.

Combinación	(Nd)	Dirección "y"		Dirección "x"	
	KN	Md(Mayor) KN.m	Md(Menor) KN.m	Md(Mayor) KN.m	Md(Menor) KN.m
U1	40,79	-25,1	-2,517	-1,347	0,852
U2	34,15	-23,34	-0,128	-1,012	0,612
U3	43,84	-21,567	-2,878	-1,352	0,867
U4	37,2	-26,778	-0,48	-1,035	0,62
U5	46,86	-24,893	-4,145	-1,48	0,931
U6	34,15	-22,444	-0,129	-1	0,611
U7	49,91	-24,112	-4,496	-1,502	0,959
U8	37,2	-25,332	-0,48	-1,022	0,625
U9	39,48	-23,21	-2,367	-1,338	0,842
U10	32,84	-21,33	0	-1	0,595
U11	43,84	-24,343	-2,868	-1,366	0,867
U12	37,2	-25,554	-0,48	-1,032	0,628

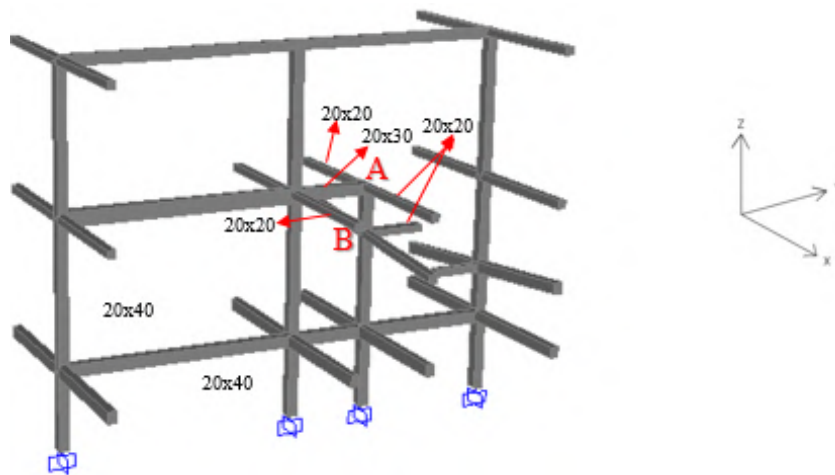
Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la columna con la combinación N°1.

Cálculo de la longitud de pandeo.

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_C \cdot I_C}{L_C}}{\sum \frac{E_V \cdot I_V}{L_V}}$$

Figura 1: Columna N°5.



Fuente: Elaboración propia.

Inercias:

Para la columna 25x25 (dirección "X y Y") será:

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_i = \frac{0,25 \cdot 0,25^3}{12} = 0,000326 \text{ m}^4$$

Para la 20x20 será:

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,20^3}{12} = 0,000133 \text{ m}^4$$

Para la 20x30 será:

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,30^3}{12} = 0,00045 \text{ m}^4$$

Dirección “Y”

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{1,2}}{\frac{0,00045}{2,05}} = 1,238$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{1,2} + \frac{0,000326}{2,6}}{\frac{0,000133}{1,6}} = 4,777$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$
$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (1,238 + 4,777) + 1,6 \cdot 1,238 \cdot 4,777}{7,5 + 1,238 + 4,777}} = 1,742$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 1,742 \cdot 1,2$$

$$l_0 = 2,091 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 2,091 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h$$

$$A = 30 \cdot 35 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{2,091}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$\gamma_m = 28,970 < 35$ No se verifica el pandeo.

Momento de diseño.

$$M_d = 25,100 \text{ KN.m}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 25,100 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_d a}{A_c \cdot h \cdot F_{cd}}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{25,100}{0,0625 \cdot 0,25 \cdot 1,667 \cdot 100^2} \quad \mu_a = 0,10$$

Axil reducido de cálculo.

$$N = 40,79 \text{ KN}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$v = \frac{40,79}{625 \cdot 1,667} \quad v = 0,04$$

Dirección "X"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{1,2}}{\frac{0,000133}{3,3} * 2} = 3,37$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{1,2} + \frac{0,000326}{2,6}}{\frac{0,000133}{3,3} * 2} = 4,926$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6. \Psi_A. \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$
$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4. (3,37 + 4,926) + 1,6 \times 3,37 \times 4,926}{7,5 + 3,37 + 4,926}} = 2,067$$

$$l_0 = \alpha. L$$

$$l_0 = 2,067 \times 1,20$$

$$l_0 = 2,476 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 2,476 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{2,476}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$\gamma_m = 34,307 < 35$ No se verifica a pandeo.

Momento de diseño.

$$M_d = 1,347 \text{ KN.m}$$

Momento adimensional.

$$\mu_b = \frac{M_{db}}{A_c * b * F_{cd}}$$

$$M_d = 1,347 \text{ KN.m}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_b = \frac{1,347}{0,0625 * 0,25 * 1,667 * 100^2}$$

$$\mu_b = 0,01$$

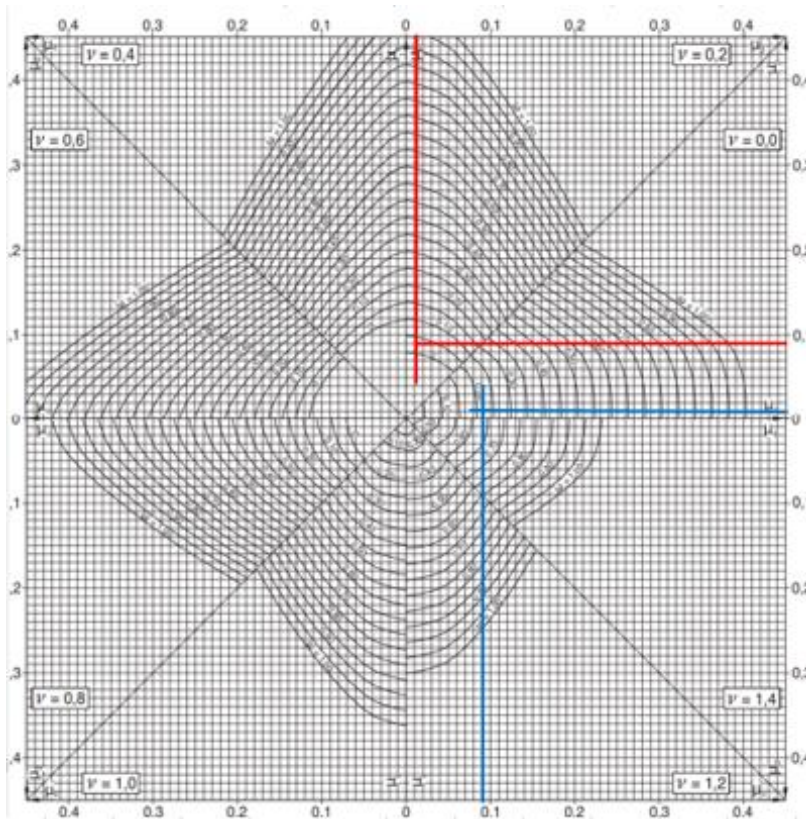
Cálculo de la armadura requerida.

$$\mu_a = 0,10$$

$$\mu_b = 0,01$$

$$v = 0,04$$

Figura 2: Abaco en roseta de columna N°5.



Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

Para $v = 0$, tenemos una cuantía de $w = 0,24$

Para $v = 0,20$ tenemos una cuantía de $w = 0,05$

Interpolando para $v = 0,04$

$w = 0,203$

Capacidad mecánica requerida

$$U_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s = 0,203 \cdot 625 \cdot 1,667 = 211,458 \text{ KN}$$

Tabla 2: Elección de armadura de columna N°5.

CAPACIDAD MECÁNICA EN KN $f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500 \quad \gamma_s = 1,15$
 $U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd} \quad f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 434,78$

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

U(Provista)= 295 KN

Armadura requerida= 6φ12mm

Armadura mínima

$$A_{\text{mín}} = \frac{4}{1000} * 625 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a una armadura mínima de 4φ10mm.

Por lo tanto:

Usar 6φ12 mm

Armadura transversal.

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \phi_{\text{máxima As longitudinal}} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 * 12 = 3\text{mm} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} b \text{ ó } h, \text{ menor dimensión} = 30\text{cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{\min} \text{As longitudinal} = 15 * 12 = 180\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6\text{mm c}/15\text{cm}$$

Para las demás combinaciones de cargas:

Tabla 3: Armados de columna N°5.

Combinaciones	Armadura Requerida
U1	6 ϕ 12mm
U2	4 ϕ 12mm
U3	4 ϕ 12mm
U4	6 ϕ 12mm
U5	6 ϕ 12mm
U6	4 ϕ 12mm
U7	6 ϕ 12mm
U8	6 ϕ 12mm
U9	4 ϕ 12mm
U10	6 ϕ 12mm
U11	6 ϕ 12mm
U12	6 ϕ 12mm

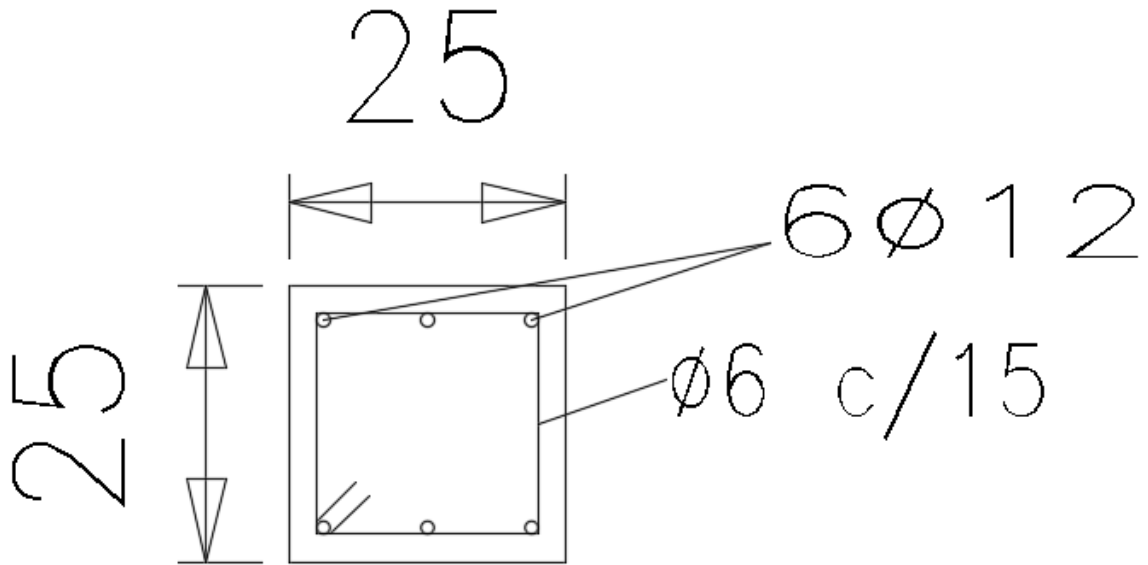
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4: Comparación de resultados de columna N°5.

Elemento Columna	Diseño manual	Diseño con el Programa	Variación respecto Al cálculo manual %
Armadura Longitudinal	6 ϕ 12mm	6 ϕ 12mm	0 %
Armadura Transversal	ϕ 6mm c/15cm	ϕ 6mm c/15cm	0 %

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado de columna N°5.



Fuente: Elaboración propia

A.1.2.6. Diseño de columna N°6.

b= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "x")

h= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "y")

L= 2,60 m.

Tabla 1: Esfuerzos de columna N°6.

Combinación	(Nd)	Dirección "y"		Dirección "x"	
	KN	Md(Mayor)	Md(Menor)	Md(Mayor)	Md(Menor)
		KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
U1	85,636	32,553	17	-1,348	0,838
U2	57,701	31,44	16,5	-0,868	0,477
U3	88,702	32,011	15,54	-1,36	0,842
U4	60,767	31,787	16,667	-0,88	0,485
U5	100,823	30,554	15,65	-1,564	1
U6	57,701	32,886	16,545	-0,87	0,481
U7	103,889	31,667	15,454	-1,569	1,01
U8	60,767	32,566	15,453	-0,88	0,485
U9	84,322	30,601	16,45	-1,35	0,843
U10	56,387	33,308	17,234	-0,87	0,483
U11	88,702	34,877	17,233	-1,36	0,845
U12	60,767	31,844	16,333	-0,88	0,485

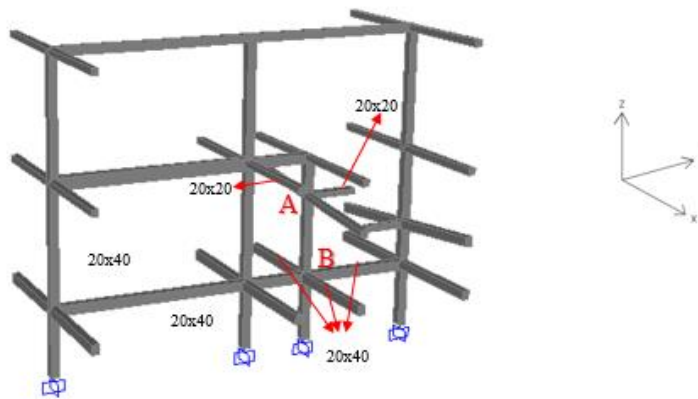
Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la armadura con la combinación N°1.

Cálculo de la longitud de pandeo.

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_C \cdot I_C}{L_C}}{\sum \frac{E_V \cdot I_V}{L_V}}$$

Figura 1: Columna N°6.



Fuente: Elaboración propia.

Inercias:

Para la columna 25x25 (dirección “X y Y”) será:

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_i = \frac{0,25 \cdot 0,25^3}{12} = 0,000326 \text{ m}^4$$

Para la viga 20x20 será:

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,20^3}{12} = 0,000133 \text{ m}^4$$

Para la viga 20x40 será:

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,40^3}{12} = 0,00045 \text{ m}^4$$

Axil reducido de cálculo.

$$N = 85,636 \text{ KN}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$v = \frac{85,636}{625 \times 1,667} \quad v = 0,08$$

Dirección "Y"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{1,2} + \frac{0,000326}{2,6}}{\frac{0,000133}{1,6}} = 4,777$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{2,6} + \frac{0,000326}{2}}{\frac{0,00045}{2,05} + \frac{0,00045}{3,50}} = 0,828$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (4,777 + 0,828) + 1,6 \times 4,777 \times 0,828}{7,5 + 4,777 + 0,828}} = 1,66$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 1,66 \times 2,60$$

$$l_0 = 4,324 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 4,324 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{4,324}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$\gamma_m = 59,917 > 35$ Se debe de verificar al pandeo

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 32,553 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 85,636 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{32,553}{85,636}$$

$$e_e = 0,380 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$E_y = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = b/\sqrt{12}$$

$$b = 0,25\text{m}$$

$$i_c = 0,25/\sqrt{12} = 0,0721$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,25\text{m}$$

$$l_0 = 4,324\text{m}$$

$$e_e = 0,38\text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,25 + 20 \times 0,38}{0,25 + 10 \times 0,38} \cdot \frac{(4,324)^2}{50 \times 0,0721}$$

$$e_a = 0,06\text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,38 + 0,06$$

$$e_t = 0,44\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 85,636 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,44 \text{ m}$$

$$M_d = 85,636 * 0,44 \quad \mathbf{M_d = 37,60 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 37,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_d a}{A_c * h * F_{cd}}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{37,60}{0,0625 * 0,25 * 1,667 * 100^2} \quad \mathbf{\mu_a = 0,14}$$

Dirección "X"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{1,2} + \frac{0,000326}{2,6}}{\frac{0,000133}{3,3} * 2} = 4,926$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{2,6} + \frac{0,000326}{2}}{\frac{0,00045}{3,3} * 2} = 1,057$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4.(\Psi_A + \Psi_B) + 1,6. \Psi_A. \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4.(4,926 + 1,057) + 1,6 * 4,926 * 1,057}{7,5 + 4,926 + 1,057}} = 1,717$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 1,717 \times 2,60$$

$$l_0 = 4,465 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 4,465 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{4,465}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$$\gamma_m = 61,868 > 35 \text{ Se debe de verificar al pandeo}$$

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 1,348 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 85,636 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{1,348}{85,636}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = b/\sqrt{12}$$

$$b = 0,25\text{m}$$

$$i_c = 0,25/\sqrt{12} = 0,0721$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,25\text{m}$$

$$l_0 = 4,465\text{m}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,25 + 20 \times 0,02}{0,25 + 10 \times 0,02} \cdot \frac{(4,465)^2}{50 \times 0,0721}$$

$$e_a = 0,05 \text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,02 + 0,05$$

$$e_t = 0,07\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

Nd=85,636 KN

et= 0,07m

$$M_d = 85,636 * 0,07 \quad M_d = 5,723 \text{ KN.m}$$

Momento adimensional.

$$Mdb = 5,723 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Mdb}{A_c * b * Fcd}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25\text{m}$$

$$\mu_b = \frac{5,723}{0,0625 * 0,25 * 1,667 * 100^2} \quad \mu_b = 0,02$$

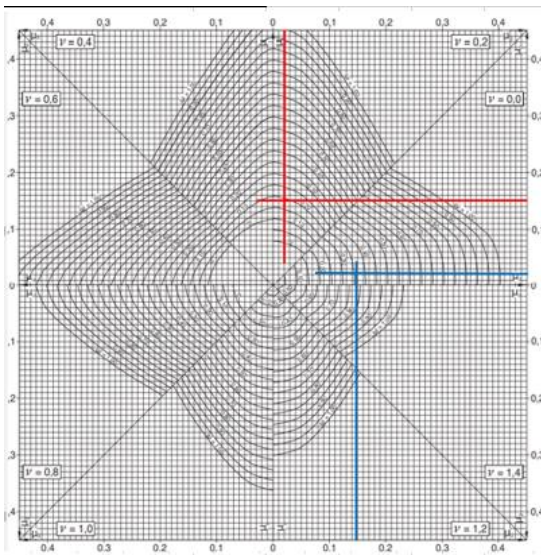
Cálculo de la armadura requerida.

$$\mu_a = 0,14$$

$$\mu_b = 0,02$$

$$v = 0,082$$

Figura 2: Abaco en roseta de columna N°6.



Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

Para $v=0$, tenemos una cuantía de $w=0,34$

Para $v=0,20$ tenemos una cuantía de $w=0,17$

Interpolando para $v=0,082$

$w=0,27$

Capacidad mecánica requerida

$$U_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s = 0,27 * 625 * 1,667 = 281,306 \text{ KN}$$

Tabla 2: Elección de armadura de columna N°6.

CAPACIDAD MECÁNICA EN KN
 $U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$

$f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$ $\gamma_s = 1,15$
 $f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 434,78$

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1.067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

$$U(\text{Provista}) = 295 \text{ KN}$$

Armadura requerida = 6 ϕ 12mm

Armadura mínima

$$A_{\text{mín}} = \frac{4}{1000} * 1050 = 4,2 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a una armadura mínima de 4 ϕ 12mm.

Por lo tanto:

Usar 6φ12 mm

Armadura transversal.

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \phi_{\text{máxima As longitudinal}} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 * 12 = 3\text{mm} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} b \text{ ó } h, \text{ menor dimensión} = 30\text{cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{\text{min As longitudinal}} = 15 * 12 = 180\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6\text{mm c}/15\text{cm}$$

Tabla 3: Armaduras para columna N°6.

Combinaciones	Armadura Requerida
U1	6φ12mm
U2	6φ12mm
U3	6φ12mm
U4	6φ12mm
U5	6φ12mm
U6	6φ12mm
U7	6φ12mm
U8	6φ12mm
U9	6φ12mm
U10	6φ12mm
U11	4φ10mm
U12	6φ12mm

Fuente: Elaboración propia.

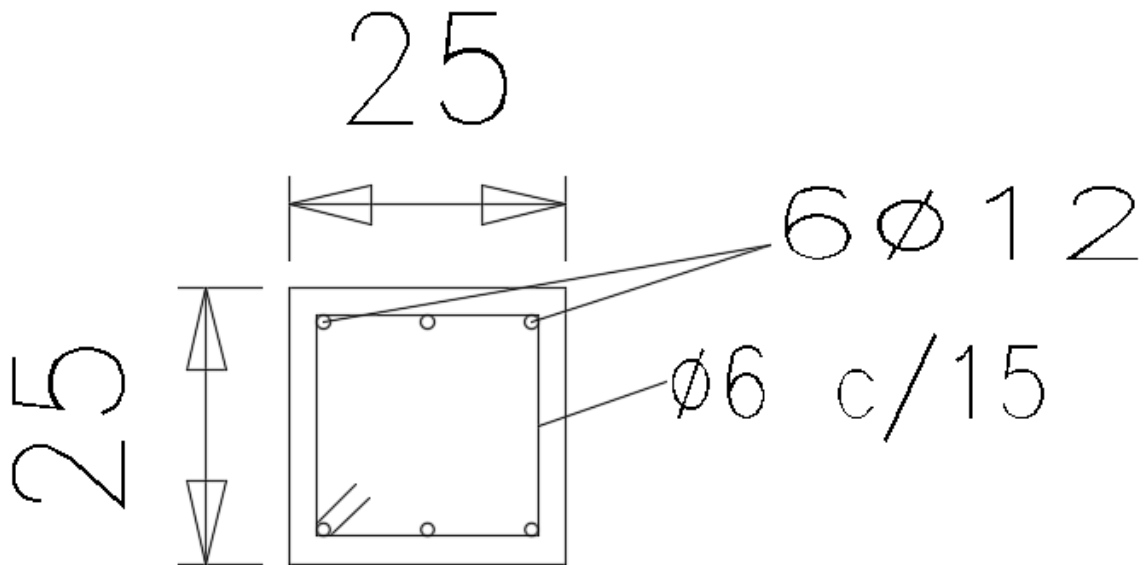
Tabla 4: Comparación de resultados de columna N°6.

Elemento Columna	Diseño manual	Diseño con el Programa	Variación respecto Al cálculo manual %
Armadura Longitudinal	6 ϕ 12mm	6 ϕ 12mm	0 %
Armadura Transversal	ϕ 6mm c/15cm	ϕ 6mm c/15cm	0 %

Fuente: Elaboración propia.

Disposición de columna N°6.

Figura 3: Disposición de armado de columna N°6.



Fuente: Elaboración propia

A.1.2.7. Diseño de columna N°7.

Datos de la columna.

b= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "x")

h= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "y")

L= 3,80 m.

Tabla 1: Esfuerzos de columna N°7.

Combinación	(Nd)	Dirección "y"		Dirección "x"	
	KN	Md(Mayor)	Md(Menor)	Md(Mayor)	Md(Menor)
		KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
U1	77,824	-11,825	1,812	0,605	-0,197
U2	77,171	-9,833	-0,486	0,534	-0,044
U3	77,624	-11,454	1,891	0,577	-0,178
U4	76,97	-9,462	-0,407	0,506	0
U5	77,938	-12,409	2,812	0,628	-0,262
U6	77,171	-9,833	-0,486	0,53	0
U7	77,738	-12,038	2,892	0,605	0,247
U8	76,97	-9,462	-0,407	0,506	-0,024
U9	77,91	-11,984	1,778	0,608	-0,196
U10	77,257	-19,992	-0,52	0,537	-0,042
U11	77,624	-11,454	1,858	0,577	-0,178
U12	76,97	-9,462	-0,407	0,506	-0,025

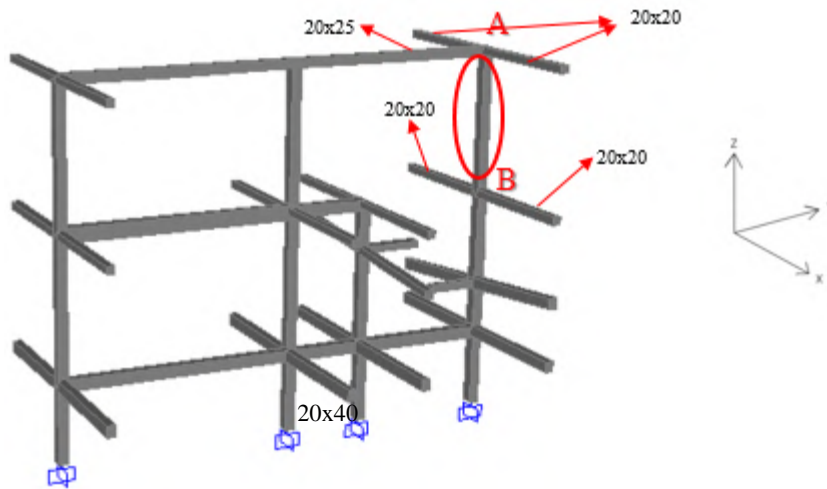
Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la columna con la combinación N°1.

Cálculo de la longitud de pandeo.

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_C \cdot I_C}{L_C}}{\sum \frac{E_V \cdot I_V}{L_V}}$$

Figura 1: Columna N°7.



Elaboración propia.

Inercias:

Para la columna 25x25 (dirección "X y Y") será:

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Para la viga 20x20 será:

$$I_i = \frac{0,25 \cdot 0,25^3}{12} = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,20^3}{12} = 0,000133 \text{ m}^4$$

Para la viga 20x25 será:

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,25^3}{12} = 0,00026 \text{ m}^4$$

Axil reducido de cálculo.

$$N = 77,824 \text{ KN}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$v = \frac{77,824}{625 \times 1,667} \quad v = 0,07$$

Dirección “Y”

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{3,8}}{\frac{0,00026}{5,543}} = 1,829$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{3,8} + \frac{0,000326}{2,47}}{0} = 10$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (1,829 + 10) + 1,6 \times 1,829 \times 10}{7,5 + 1,829 + 10}} = 2,086$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 2,086 \times 3,80$$

$$l_0 = 7,925 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 7,925 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{7,925}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$$\gamma_m = 85,33 > 35 \text{ Se debe de verificar al pandeo}$$

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 11,825 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 77,824 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{11,825}{77,824}$$

$$e_e = 0,152 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002 \quad \epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = b/\sqrt{12}$$

$$b = 0,25\text{m}$$

$$i_c = 0,25/\sqrt{12} = 0,0721$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,25\text{m}$$

$$l_0 = 7,925\text{m}$$

$$e_e = 0,152\text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,25 + 20 \times 0,152}{0,25 + 10 \times 0,152} \cdot \frac{(7,925)^2}{50 \times 0,0721}$$

$$e_a = 0,19\text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,152 + 0,190$$

$$e_t = 0,34\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 77,824\text{ KN}$$

$$e_t = 0,34\text{m}$$

$$M_d = 77,824 * 0,34 \quad \mathbf{M_d = 26,600\text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 26,600 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot F_{cd}}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{26,600}{0,0625 \cdot 0,25 \cdot 1,667 \cdot 100^2} \quad \mu_a = 0,10$$

Dirección "X"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{3,8}}{\frac{0,000133}{3,3} \cdot 2} = 1,064$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{3,8} + \frac{0,000326}{2,47}}{\frac{0,000133}{3,3} \cdot 2} = 2,70$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (1,064 + 2,70) + 1,6 \cdot 1,064 \cdot 2,70}{7,5 + 1,064 + 2,70}} = 1,553$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 1,553 \cdot 3,80$$

$$l_0 = 5,900 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 5,900 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{5,900}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$$\gamma_m = 81,751 > 35 \text{ Se debe de verificar al pandeo}$$

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 0,605 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 77,824 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{0,605}{77,824}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$E_y = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = b / \sqrt{12}$$

$$b = 0,25\text{m}$$

$$i_c = 0,25 / \sqrt{12} = 0,0721$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,25\text{m}$$

$$l_0 = 5,900\text{m}$$

$$e_e = 0,02\text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,25 + 20 \times 0,02}{0,25 + 10 \times 0,02} \cdot \frac{(5,900)^2}{50 \times 0,0721}$$

$$e_a = 0,08\text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,02 + 0,08$$

$$e_t = 0,10\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 77,824\text{ KN}$$

$$e_t = 0,10\text{m}$$

$$M_d = 77,824 * 0,10 \quad M_d = 7,919 \text{ KN.m}$$

Momento adimensional.

$$M_{db} = 7,919 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{db}}{A_c * b * F_{cd}}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$\mu_b = \frac{7,919}{0,0625 * 0,25 * 1,667 * 100^2} \quad \mu_b = 0,03$$

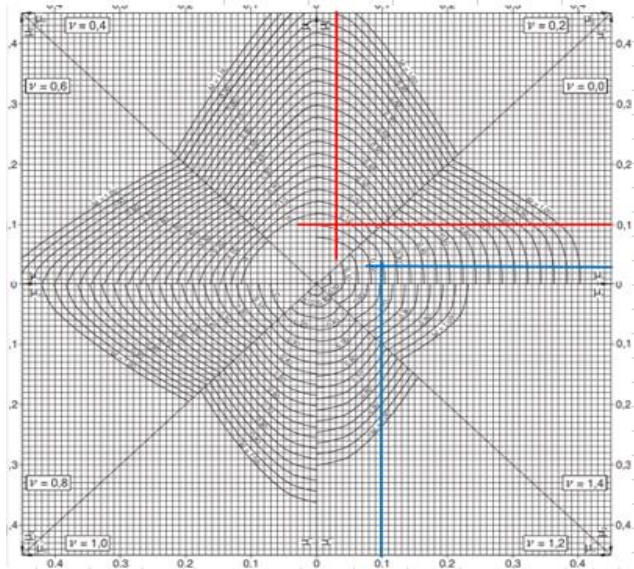
Cálculo de la armadura requerida.

$$\mu_a = 0,10$$

$$\mu_b = 0,03$$

$$v = 0,07$$

Figura 2: Abaco en roseta de columna N°7.



Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

Para $v=0$, tenemos una cuantía de $w=0,25$

Para $v=0,20$ tenemos una cuantía de $w=0,07$

Interpolando para $v=0,07$

$w=0,18$

Capacidad mecánica requerida

$$U_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s = 0,18 * 625 * 1,667 = 187,500 \text{ KN}$$

Tabla 2: Elección de armadura de columna N°7.

CAPACIDAD MECÁNICA EN KN
 $U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$

$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500$ $\gamma_s = 1,15$
 $f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 434,78$

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

$$U(\text{Provista}) = 196,7 \text{ KN}$$

Armadura requerida = 4 ϕ 12mm

Armadura mínima

$$A_{\text{mín}} = \frac{4}{1000} * 625 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a una armadura mínima de 4 ϕ 10mm.

Por lo tanto:

Usar 4 ϕ 12 mm

Armadura transversal.

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \phi_{\text{máxima As longitudinal}} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 * 12 = 3\text{mm} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} b \text{ ó } h, \text{ menor dimensión} = 25\text{cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{\text{min As longitudinal}} = 15 * 12 = 180\text{mm} \end{cases}$$

$\phi_{\text{estribo}} = 6\text{mm c}/15\text{cm}$

Tabla 3: Armaduras de columna N°7.

Combinaciones	Armadura Requerida
U1	4φ12mm
U2	4φ12mm
U3	4φ12mm
U4	4φ12mm
U5	4φ12mm
U6	4φ12mm
U7	4φ12mm
U8	4φ12mm
U9	4φ12mm
U10	4φ12mm
U11	4φ12mm
U12	4φ12mm

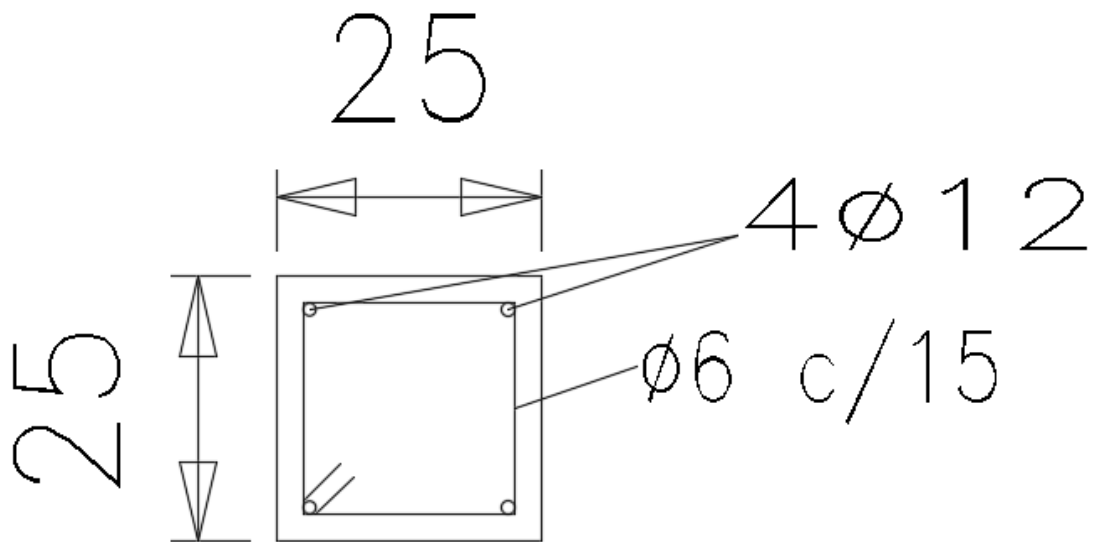
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4: Comparación de resultados de columna N°7.

Elemento Columna	Diseño manual	Diseño con el Programa	Variación respecto Al cálculo manual %
Armadura Longitudinal	4 ϕ 12mm	4 ϕ 12mm	0 %
Armadura Transversal	ϕ 6mm c/15cm	ϕ 6mm c/15cm	0 %

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado de columna N°7.



Fuente: Elaboración propia

A.1.2.8. Diseño de columna N°8.

Datos de la columna.

b= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "x")

h= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "y")

L= 2,47 m.

Tabla 1: Esfuerzos de columna N°8.

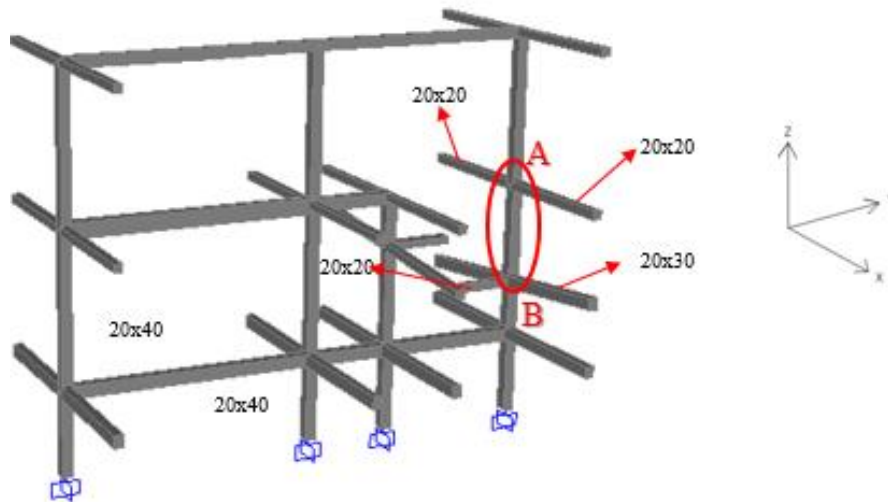
Combinación	(Nd)	Dirección "y"		Dirección "x"	
	KN	Md(Mayor)	Md(Menor)	Md(Mayor)	Md(Menor)
		KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
U1	124,696	11,719	0,963	-0,684	0,48
U2	123,978	6,889	-1,247	-0,751	0,444
U3	124,495	11,526	1,025	-0,671	0,353
U4	123,777	6,712	-1,026	-0,739	0,449
U5	124,838	13,685	1,942	-0,648	0,304
U6	123,978	6,89	-1,247	-0,749	0,444
U7	124,637	13,506	2,004	-0,638	0,31
U8	123,777	6,711	-1,185	-0,739	0,449
U9	124,782	11,796	0,952	-0,683	0,346
U10	124,064	6,967	-1,273	-0,749	0,443
U11	124,495	11,541	1,025	-0,671	0,356
U12	123,777	6,711	-1,185	-0,739	0,449

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la columna con la combinación N°1.

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_C \cdot I_C}{L_C}}{\sum \frac{E_V \cdot I_V}{L_V}}$$

Figura 1: Columna N°8.



Fuente: Elaboración propia.

Inercias:

Para la columna 25x25 (dirección “X y Y”) será:

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Para la viga 20x20 será:

$$I_i = \frac{0,25 \cdot 0,25^3}{12} = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,20^3}{12} = 0,000133 \text{ m}^4$$

Para la viga 20x30 será:

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,30^3}{12} = 0,00045 \text{ m}^4$$

Axil reducido de cálculo.

$$N = 124,700 \text{ KN}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$v = \frac{124,700}{625 \times 1,667} \quad v = 0,12$$

Dirección "Y"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{3,8} + \frac{0,000326}{2,74}}{0} = 10$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{2,47} + \frac{0,000326}{1,33}}{\frac{0,000133}{1,4}} = 3,97$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (10 + 3,97) + 1,6 \times 10 \times 3,97}{7,5 + 10 + 3,97}} = 2,43$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 2,43 \times 2,47$$

$$l_0 = 6,005 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 6,005 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{6,005}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$$\gamma_m = 83,207 > 35 \text{ Se debe de verificar al pandeo}$$

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 11,719 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 124,7 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{11,719}{124,7}$$

$$e_e = 0,094 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = b / \sqrt{12}$$

$$b = 0,25\text{m}$$

$$i_c = 0,25 / \sqrt{12} = 0,0721$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,25\text{m}$$

$$l_0 = 6,005\text{ m}$$

$$e_e = 0,094\text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,25 + 20 \times 0,094}{0,25 + 10 \times 0,094} \cdot \frac{(6,005)^2}{50 \times 0,0721}$$

$$e_a = 0,10\text{m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,094 + 0,10$$

$$e_t = 0,20\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 124,7\text{ KN}$$

$$e_t = 0,20\text{m}$$

$$M_d = 124,7 * 0,20 \quad \mathbf{M_d = 24,807 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$\mu_a = \frac{M_d a}{A_c * h * F_{cd}}$$

$$M_d = 24,807 \text{ KN.m}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{24,807}{0,0625 * 0,25 * 1,667 * 100^2} \quad \mu_a = \mathbf{0,10}$$

Dirección "X"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{2,47} + \frac{0,000326}{3,8}}{\frac{0,000133}{3,3} * 2} = 2,70$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{2,47} + \frac{0,000326}{1,33}}{\frac{0,00045}{3,32} * 2} = 1,39$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4.(\Psi_A + \Psi_B) + 1,6. \Psi_A. \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4.(2,70 + 1,39) + 1,6 * 2,70 * 1,39}{7,5 + 2,70 + 1,39}} = 1,605$$

$$l_0 = \alpha. L$$

$$l_0 = 1,605 * 2,47$$

$$l_0 = 3,965 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{3,965}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$$\gamma_m = 54,940 > 35 \text{ Se debe de verificar al pandeo}$$

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 0,684 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 124,70 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{0,684}{124,70}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} = \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = b/\sqrt{12}$$

$$b = 0,25\text{m}$$

$$i_c = 0,25/\sqrt{12} = 0,0721$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,25\text{m}$$

$$l_0 = 3,965\text{m}$$

$$e_e = 0,02 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,25 + 20 \times 0,02}{0,25 + 10 \times 0,02} \cdot \frac{(3,965)^2}{50 \times 0,0721}$$

$$e_a = 0,04 \text{ m}$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,02 + 0,04$$

$$e_t = 0,06\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 124,70 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,06\text{m}$$

$$M_d = 124,70 * 0,06 \quad \mathbf{M_d = 7,098 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$Mdb = 7,098 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Mdb}{A_c \cdot b \cdot Fcd}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$Fcd = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_b = \frac{7,098}{0,0625 \cdot 0,25 \cdot 1,667 \cdot 100^2} \quad \mu_b = 0,03$$

Cálculo de la armadura requerida.

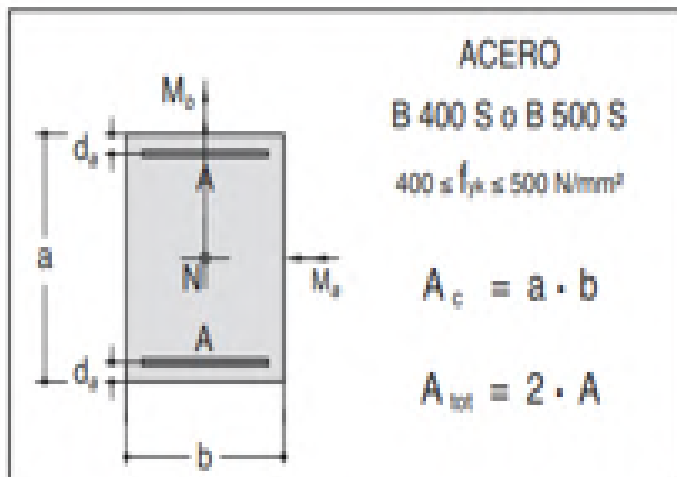
$$\mu_a = 0,10$$

$$\mu_b = 0,03$$

$$v = 0,12$$

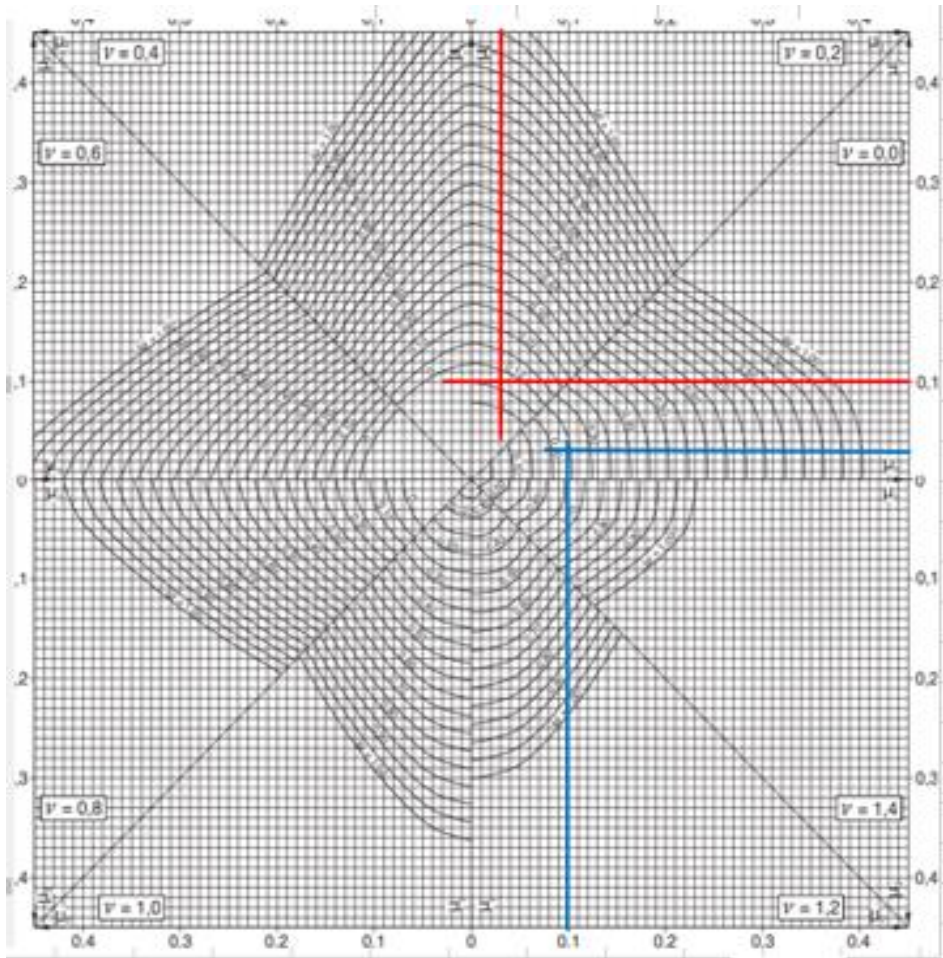
Disposición de armadura

Figura 2: Disposición de armado de columna N°8.



Fuente: Jiménez Montoya, 15 Ed.

Figura 3: Abaco en roseta de columna N°8.



Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

Para $v = 0$, tenemos una cuantía de $w = 0,25$

Para $v = 0,20$ tenemos una cuantía de $w = 0,07$

Interpolando para $v = 0,12$

$w = 0,16$

Capacidad mecánica requerida

$$U_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s = 0,16 * 625 * 1,667 = 166,667 \text{ KN}$$

Tabla 2: Elección de armado de columna N°8.

CAPACIDAD MECÁNICA EN kN
 $U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$

f_{yk} (N/mm²) = 500 $\gamma_s = 1,15$
 f_{yd} (N/mm²) = 434,78

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

U(Provista)= 196,7 KN

Armadura requerida= 4φ12mm

Armadura mínima

$$A_{\text{mín}} = \frac{4}{1000} * 625 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a una armadura mínima de 4φ10mm.

Por lo tanto:

Usar 4φ12 mm

Armadura transversal.

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \phi_{\text{máxima As longitudinal}} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 * 12 = 3\text{mm} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} b \text{ ó } h, \text{ menor dimensión} = 25\text{cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{\min} \text{As longitudinal} = 15 * 12 = 180\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6\text{mm c}/15\text{cm}$$

Para las demás combinaciones de cargas:

Tabla 3: Armados para columna N°8.

Combinaciones	Armadura Requerida
U1	4 ϕ 12mm
U2	4 ϕ 8mm
U3	4 ϕ 12mm
U4	4 ϕ 8mm
U5	4 ϕ 12mm
U6	4 ϕ 8mm
U7	4 ϕ 12mm
U8	4 ϕ 8mm
U9	4 ϕ 12mm
U10	4 ϕ 8mm
U11	4 ϕ 12mm
U12	4 ϕ 8mm

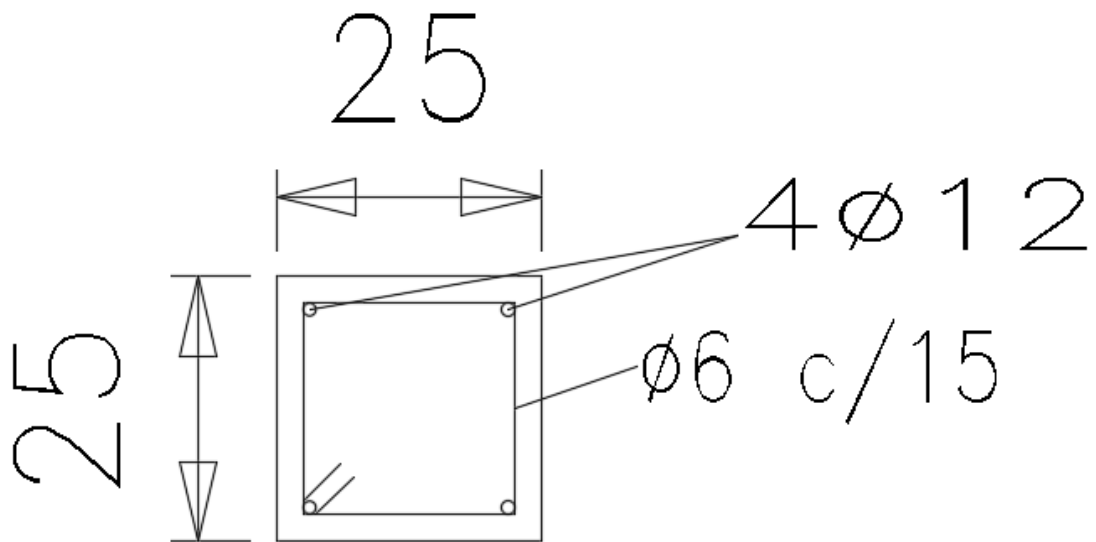
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4: Comparación de resultados de columna N°8.

Elemento Columna	Diseño manual	Diseño con el Programa	Variación respecto Al cálculo manual %
Armadura Longitudinal	4 ϕ 12mm	4 ϕ 12mm	0 %
Armadura Transversal	ϕ 6mm c/15cm	ϕ 6mm c/15cm	0 %

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4: Disposición de armado de columna N°8.



Fuente: Elaboración propia

A.1.2.9. Diseño de columna N°9.

Datos de la columna.

b= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "x")

h= 25 cm. (En dirección del eje con mayor momento, eje "y")

L= 1,33 m.

Tabla 1: Esfuerzos de columna N°9.

Combinación	(Nd)	Dirección "y"		Dirección "x"	
	KN	Md(Mayor)	Md(Menor)	Md(Mayor)	Md(Menor)
		KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
U1	163,842	25,544	7,654	-0,605	0,03
U2	144,16	24,544	8,769	-0,483	0,085
U3	163,648	23,544	7,987	-0,598	0,0421
U4	143,961	25,233	8,898	-0,476	0,0724
U5	172,119	23,244	6,789	-0,653	0,085
U6	144,159	23,665	9,658	-0,482	0,085
U7	171,921	22,769	7,675	-0,646	0,0971
U8	143,961	25,233	8,786	-0,476	0,0724
U9	163,931	24,768	7,678	-0,607	0,021
U10	144,244	22,768	8,879	-0,484	0,0902
U11	163,648	24,767	6,769	-0,598	0,0421
U12	143,961	23,789	8,786	-0,476	0,0724

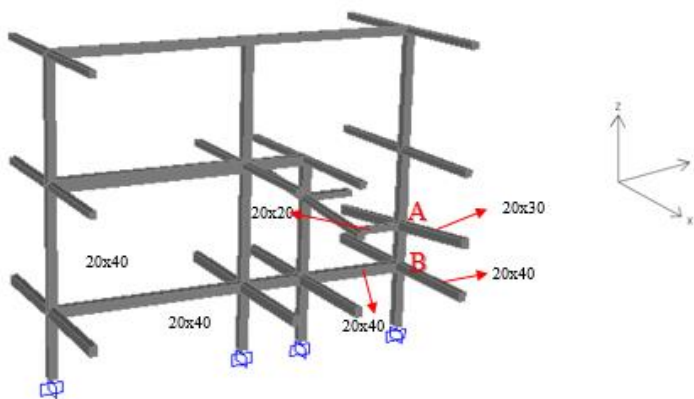
Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la columna con la combinación N°1.

Cálculo de la longitud de pandeo.

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_C \cdot I_C}{L_C}}{\sum \frac{E_V \cdot I_V}{L_V}}$$

Figura 1: Columna N°9.



Fuente: Elaboración propia.

Inercias:

Para la columna 25x25 (dirección “X y Y”) será:

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_i = \frac{0,25 \cdot 0,25^3}{12} = 0,000326 \text{ m}^4$$

Para la 20x20 será:

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,20^3}{12} = 0,000133 \text{ m}^4$$

Para la 20x30 será:

$$I_x = \frac{0,20 \cdot 0,30^3}{12} = 0,00045 \text{ m}^4$$

Axil reducido de cálculo.

$$N = 163,842 \text{ KN}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$v = \frac{163,842}{625 \times 1,667} \quad v = 0,16$$

Dirección "Y"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{2,47} + \frac{0,000326}{1,33}}{\frac{0,000133}{1,4}} = 3,97$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{1,33} + \frac{0,000326}{2}}{\frac{0,00045}{3,5}} = 3,17$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (3,97 + 3,17) + 1,6 \times 3,97 \times 3,17}{7,5 + 3,97 + 3,17}} = 1,96$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 1,96 \times 1,33$$

$$l_0 = 2,606 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$Y_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 2,606 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h$$

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$Y_m = \frac{2,606}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$$Y_m = 36,106 > 35 \text{ Se debe de verificar al pandeo}$$

Excentricidad máxima de cálculo.

$$e_e = \frac{M_d(\text{Mayor})}{N_d}$$

$$M_d(\text{Mayor}) = 25,544 \text{ KN.m.}$$

$$N_d = 163,842 \text{ KN.}$$

$$e_e = \frac{25,544}{163,842}$$

$$e_e = 0,156 \text{ m}$$

Deformación del acero para su resistencia de cálculo.

$$\epsilon = \frac{f_{yd}}{E_y} \leq 0,002$$

$$\epsilon = \frac{500/1,15}{200.000} \leq 0,002$$

$$\epsilon = 0,002$$

Radio de giro de la columna.

$$i_c = b/\sqrt{12}$$

$$b = 0,25\text{m}$$

$$i_c = 0,25/\sqrt{12} = 0,0721$$

Excentricidad adicional.

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \cdot (\epsilon_{yd} + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(l_0)^2}{50 \cdot i_c}$$

$$\beta = 1$$

$$h = 0,25\text{m}$$

$$l_0 = 2,606 \text{ m}$$

$$e_e = 0,156 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,002$$

$$e_a = (1 + 0,12) \cdot (0,002 + 0,0035) \cdot \frac{0,25 + 20 \times 0,156}{0,25 + 10 \times 0,156} \cdot \frac{(2,606)^2}{50 \times 0,0721}$$

$$e_a = 0,02$$

Excentricidad total.

$$e_t = e_e + e_a$$

$$e_t = 0,156 + 0,02$$

$$e_t = 0,18\text{m}$$

Momento de diseño.

$$M_d = N_d \cdot e_t$$

$$N_d = 163,842 \text{ KN}$$

$$e_t = 0,18\text{m}$$

$$M_d = 163,842 * 0,18 \quad \mathbf{M_d = 28,912 \text{ KN.m}}$$

Momento adimensional.

$$M_d = 28,912 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_d a}{A_c \cdot h \cdot F_{cd}}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{28,912}{0,0625 \cdot 0,25 \cdot 1,667 \cdot 100^2} \quad \mu_a = 0,11$$

Dirección "X"

Para Ψ_A

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,000326}{2,47} + \frac{0,000326}{1,33}}{\frac{0,00045}{3,32} \cdot 2} = 1,39$$

Para Ψ_B

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,000326}{1,33} + \frac{0,000326}{2}}{\frac{0,00045}{3,3} \cdot 2} = 1,50$$

Longitud de pandeo.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + \Psi_A + \Psi_B}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (1,39 + 1,50) + 1,6 \cdot 1,39 \cdot 1,50}{7,5 + 1,39 + 1,50}} = 1,47$$

$$l_0 = \alpha \cdot L$$

$$l_0 = 1,47 \cdot 1,33$$

$$l_0 = 1,953 \text{ m.}$$

Esbeltez mecánica.

$$\gamma_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_i}{A_i}}}$$

$$l_0 = 1,953 \text{ m.}$$

$$I_i = 0,000326 \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h$$

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{1,953}{\sqrt{\frac{0,000326}{0,0625}}}$$

$$\gamma_m = 27,057 < 35 \text{ No se debe de verificar al pandeo}$$

Momento de diseño.

$$M_d = 0,605 \text{ KN.m}$$

Momento adimensional.

$$M_{db} = 0,605 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{db}}{A_c \cdot b \cdot F_{cd}}$$

$$A_c = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu_b = \frac{0,605}{0,0625 \cdot 0,25 \cdot 1,667 \cdot 100^2}$$

$$\mu_b = 0,002$$

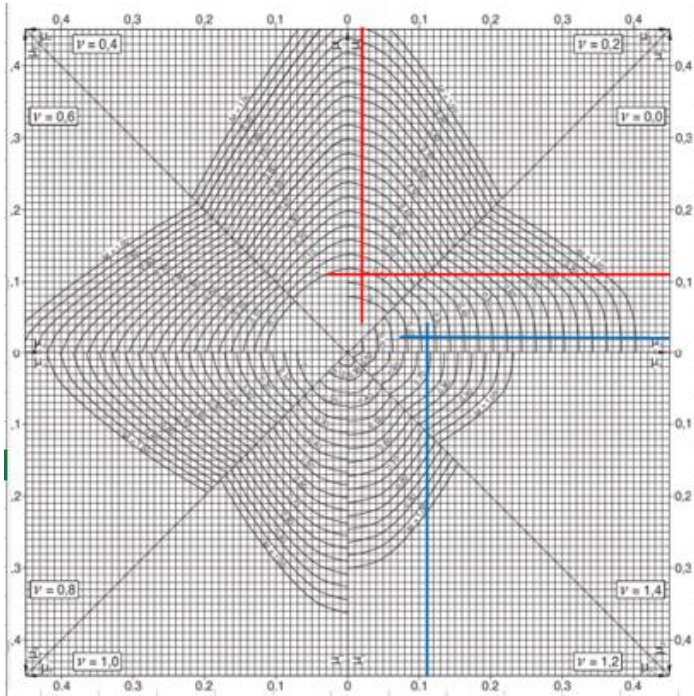
Cálculo de la armadura requerida.

$$\mu_a = 0,11$$

$$\mu_b = 0,002$$

$$v = 0,16$$

Figura 2: Abaco en roseta de columna N°9.



Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

Para $v = 0$, tenemos una cuantía de $w = 0,26$

Para $v = 0,20$ tenemos una cuantía de $w = 0,10$

Interpolando para $v = 0,16$

$$w = 0,14$$

Capacidad mecánica requerida

$$U_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s = 0,14 \cdot 625 \cdot 1,667 = 145,833 \text{ KN}$$

Tabla 2: Elección de armado de columna N°9.

CAPACIDAD MECÁNICA EN kN
 $U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$

f_{yk} (N/mm²) = 500 $\gamma_s = 1,15$
 f_{yd} (N/mm²) = 434,78

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

Fuente: Jiménez Montoya. 15 Ed.

U(Provista)= 196,7 KN

Armadura requerida= 4φ12mm

Armadura mínima

$$A_{\text{mín}} = \frac{4}{1000} * 625 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Lo que corresponde a una armadura mínima de 4φ10mm.

Por lo tanto:

Usar 4φ12 mm

Armadura transversal.

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \phi_{\text{máxima As longitudinal}} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 * 12 = 3\text{mm} \\ \phi 6\text{mm} \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} b \text{ ó } h, \text{ menor dimensión} = 25\text{cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{\min} \text{ As longitudinal} = 15 * 12 = 180\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 6\text{mm c}/15\text{cm}$$

Para las demás combinaciones de cargas:

Tabla 3: Armado de columna N°9.

Combinaciones	Armadura Requerida
U1	4 ϕ 12mm
U2	4 ϕ 12mm
U3	4 ϕ 12mm
U4	4 ϕ 12mm
U5	4 ϕ 12mm
U6	4 ϕ 12mm
U7	4 ϕ 12mm
U8	4 ϕ 12mm
U9	4 ϕ 12mm
U10	4 ϕ 12mm
U11	4 ϕ 12mm
U12	4 ϕ 12mm

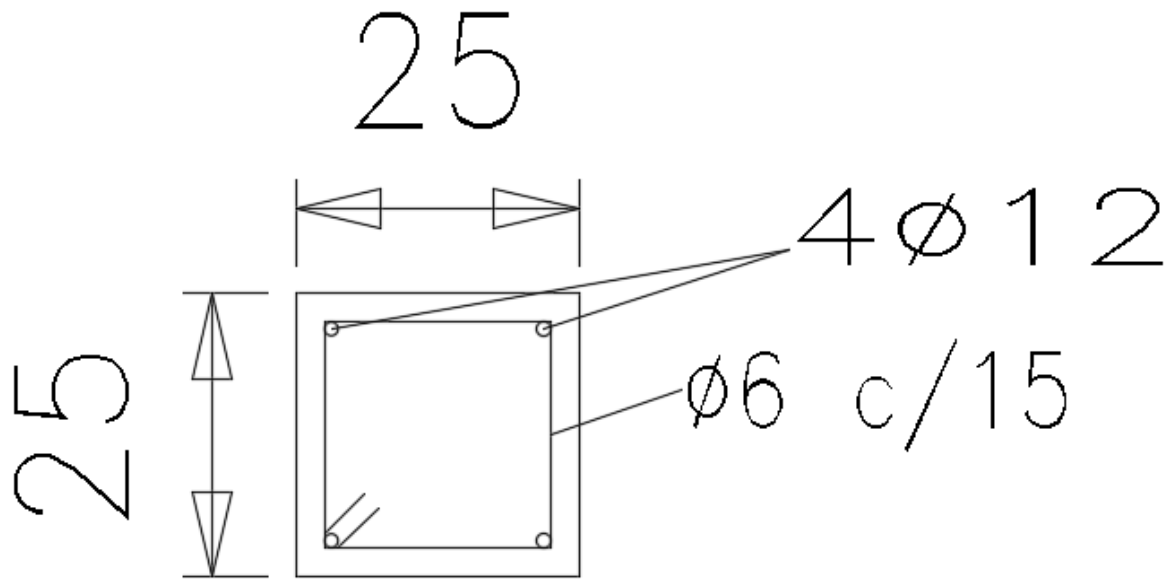
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4: Comparación de resultados de columna N°9.

Elemento Columna	Diseño manual	Diseño con el Programa	Variación respecto Al cálculo manual %
Armadura Longitudinal	4 ϕ 12mm	4 ϕ 12mm	0 %
Armadura Transversal	ϕ 6mm c/15cm	ϕ 6mm c/15cm	0 %

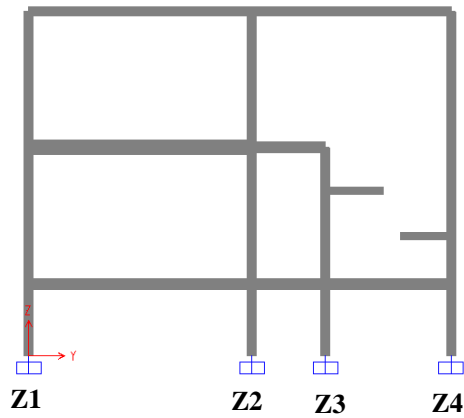
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado de columna N°9.



Fuente: Elaboración propia

Figura 1: Zapatas de H°A° a diseñar.



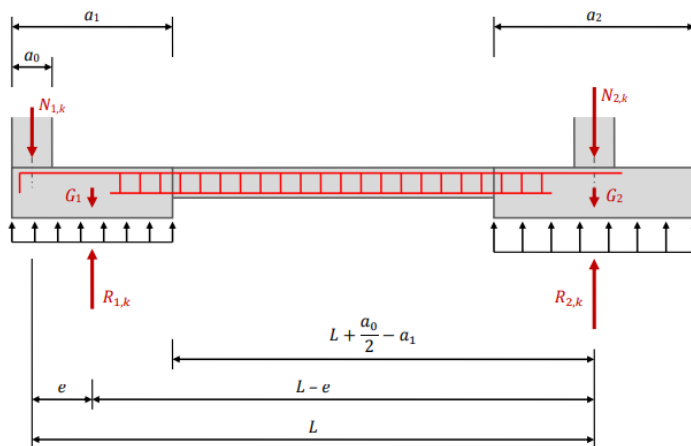
Fuente: Elaboración propia.

A.1.3.1. Diseño de Zapata N°1 “Con viga centradora”

Datos:

- | | |
|---|-------------------------------------|
| $a_0(y) = 0,35\text{m}$ | $h = 0,4\text{m}$ |
| $b_0(x) = 0,25\text{m}$ | $r = 0,04\text{m}$ |
| $\sigma(\text{adm}) = 122 \text{ KN/m}^2$ | $d = 0,36\text{m}$ |
| $N_d(S) = 213,911 \text{ KN}$ | $f_{cd} = 16666,666 \text{ KN/m}^2$ |
| $N_d(U) = 281,05 \text{ KN}$ | $f_{yd} = 400000 \text{ KN/m}^2$ |
| $L = 6,155\text{m}$ | |

Figura 2: Modelo de zapata N°1.



Fuente: Jiménez Montoya. 15 ed.

Ecuaciones del equilibrio de fuerzas y momentos.

$$R_{1,K} = N_{1,K} \cdot \frac{L}{L - e} + G_1$$

$$R_{2K} = N_{2,K} + G_2 - N_{1,K} \cdot \frac{e}{L - e}$$

Dimensiones en planta

Se debe de cumplir la siguiente restricción:

$$\frac{R_{1,k}}{a_1 \cdot b_1} \leq \sigma_{adm} \quad \text{Dónde:} \quad R_{1,K} = N_{1,K} \cdot \frac{L}{L - e}$$

Asumiendo:

$$a_1 = 1m$$

$$b_1 = 2m$$

$$R_{1,K} = N_{1,K} \cdot \frac{L}{L - e} = 213,911 * \frac{6,155}{6,155 - 0,325} = 225,836 \text{ KN}$$

Verificando presión en el suelo:

$$\frac{R_{1,k}}{a_1 \cdot b_1} \leq \sigma_{adm} \quad \frac{225,836}{2 * 1} = 112,918 \text{ KN} < 122 \text{ KN "Cumple"}$$

Calculo del armado en "y".

Esfuerzo último en el suelo

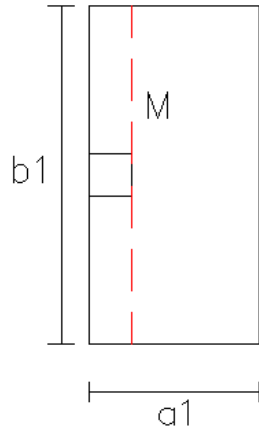
$$\sigma_U = \frac{R_{1d}}{a_1 * b_1} \quad R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{L}{L - e}$$

$$R_{1d} = 281,05 \cdot \frac{6,155}{6,155 - 0,325} = 296,717 \text{ KN}$$

$$\sigma_U = \frac{296,717}{1 * 2} = 148,359 \text{ KN/m}^2$$

Momento de diseño

Figura 3: Momento de diseño en “y” de zapata N°1.



Fuente: Elaboración propia.

$$M = \frac{\sigma_U \cdot b_1 \cdot m^2}{2}$$

$$m = a_1 - a_0 = 1 - 0,35 = 0,65m$$

$$M = \frac{\sigma_U \cdot b_1 \cdot m^2}{2} = \frac{148,359 \cdot 2 \cdot 0,65^2}{2} = 62,682 \text{ KN} \cdot m$$

Área requerida

$$u = \frac{M}{b_1 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{62,682}{2 \cdot 0,36^2 \cdot 16.666,667} = 0,0145$$

$$\omega = u(1 + u) = 0,0145 \cdot (1 + 0,0145) = 0,0147$$

$$A \cdot f_{yd} = \omega \cdot b_1 \cdot d \cdot f_{cd} \quad A_s = \frac{0,0147 \cdot 2 \cdot 0,36 \cdot 16.666,667}{400.000} = 0,0004 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4,416 \text{ cm}^2$$

Área mínima

$$A_{S(\text{mín})} = \rho \cdot b_1 \cdot d \quad \rho_{\text{mín}} = 1\text{‰}$$

$$A_{S(\text{mín})} = 0,001 \cdot 200 \cdot 36 = 7,2 \text{ cm}^2$$

Área adoptada

$$A_s = 7,2 \text{ cm}^2$$

Numero de barras "Nb"

$$\text{Si } \phi_{12\text{mm}} \quad Nb = \frac{7,2}{1,131} \approx 7 \text{ barras}$$

Separación

$$S = \frac{b1 - 2rm}{N - 1} = \frac{200 - 2 * 4}{7 - 1} \approx 30\text{cm}$$

USAR 7Ø12mm c/30cm

Calculo del armado en "x".

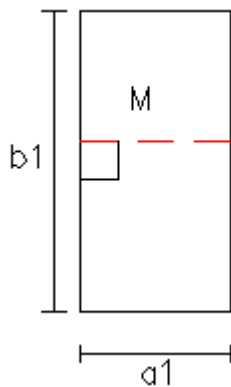
Esfuerzo último en el suelo

$$R_{1d} = 281,05 \cdot \frac{6,155}{6,155 - 0,325} = 296,717 \text{ KN}$$

$$\sigma_U = \frac{296,717}{1 * 2} = 148,359 \text{ KN/m}^2$$

Momento de diseño

Figura 4: Momento en "x" de zapata N°1.



Fuente: Elaboración propia.

$$M = \frac{\sigma_U \cdot b1 \cdot m^2}{2}$$

$$m = (b_1 - b_0)/2 = (2 - 0,25)/2 = 0,875m$$

$$M = \frac{\sigma_U \cdot a_1 \cdot m^2}{2} = \frac{148,359 * 1 * 0,875^2}{2} = 56,794 \text{ KN.m}$$

Área requerida

$$u = \frac{M}{a_1 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{56,794}{1 * 0,36^2 * 16.666,667} = 0,0263$$

$$\omega = u(1 + u) = 0,0263 * (1 + 0,0263) = 0,027$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot a_1 \cdot d \cdot f_{cd} \quad A_s = \frac{0,027 * 1 * 0,36 * 16.666,667}{400.000} = 0,0004 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4,048 \text{ cm}^2$$

Área mínima

$$A_{S(\text{mín})} = \rho \cdot a_1 \cdot d \quad \rho_{\text{mín}} = 1\%$$

$$A_{S(\text{mín})} = 0,001 * 100 * 36 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Área adoptada

$$A_s = 4,048 \text{ cm}^2$$

Numero de barras “Nb”

$$\text{Si } \phi_{12\text{mm}} \quad Nb = \frac{4,048}{1,131} \approx 4 \text{ barras}$$

Separación

$$S = \frac{a_1 - 2rm}{N - 1} = \frac{100 - 2 * 4}{4 - 1} \approx 30\text{cm}$$

USAR 4Ø12mm c/30cm

Verificación a corte (y)

Verificar que: $V_{CU} > V_d$

Cortante actuante.

$$V_d = \sigma_u \cdot a_1 \cdot \left(\frac{b_1 - b_0}{2} - d \right)$$

$$V_d = 148,359 * 1 * \left(\frac{2 - 0,25}{2} - 0,36 \right) = 76,405 \text{ KN}$$

Cortante que resiste el hormigón.

Cuantía geométrica.

$$\rho = \frac{A_s}{(a_1 * d)} = \frac{1,131 * 4}{100 * 36} = 0,00126$$

Coefficiente de cálculo.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,745$$

Resistencia virtual a cortante

$$f_{cv} = 0,12 * \epsilon * (100 \rho f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,12 * 1,745 * (100 * 0,00126 * 25)^{1/3} * 1000 = 306,751 \text{ KN/m}^2$$

Resistencia del hormigón a corte

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot a_1 \cdot d = 306,751 * 1 * 0,36 = 110,430 \text{ KN}$$

$$V_{cu} > V_d \quad 110,430 > 76,405 \text{ "Cumple"}$$

Verificación a corte (x)

Verificar que: $V_{CU} > V_d$

Cortante actuante.

$$V_d = \sigma_u \cdot b_1 \cdot (a_1 - a_0 - d)$$

$$V_d = 148,359 * 2 * (1 - 0,35 - 0,36) = 86,048 \text{ KN}$$

Cortante que resiste el hormigón.

Cuantía geométrica.

$$\rho = \frac{A_s}{(b_1 * d)} = \frac{1,131 * 7}{200 * 36} = 0,0011$$

Coefficiente de cálculo.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,745$$

Resistencia virtual a cortante

$$f_{cv} = 0,12 * \epsilon * (100 \rho f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,12 * 1,745 * (100 * 0,0011 * 25)^{1/3} * 1000 = 293,396 \text{ KN}/\text{m}^2$$

Resistencia del hormigón a corte

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_1 \cdot d = 293,396 * 2 * 0,36 = 211,245 \text{ KN}$$

$$V_{cu} > V_d \quad 211,245 > 86,048 \text{ "Cumple"}$$

Verificación por punzonamiento

Se debe de verificar que: $\emptyset V_c \geq V_u$

$$V_u = \sigma_U \left[(a_1 \cdot b_1) - \left(a_0 + \frac{d}{2} \right) (b_0 + d) \right]$$

$$B_c = \frac{\text{MAX}(a_0, b_0)}{\text{MIN}(a_0, b_0)} \quad b_0 = 2 \left(b_0 + \frac{d}{2} \right) + (b_0 + d) \quad \alpha_0 = 30$$

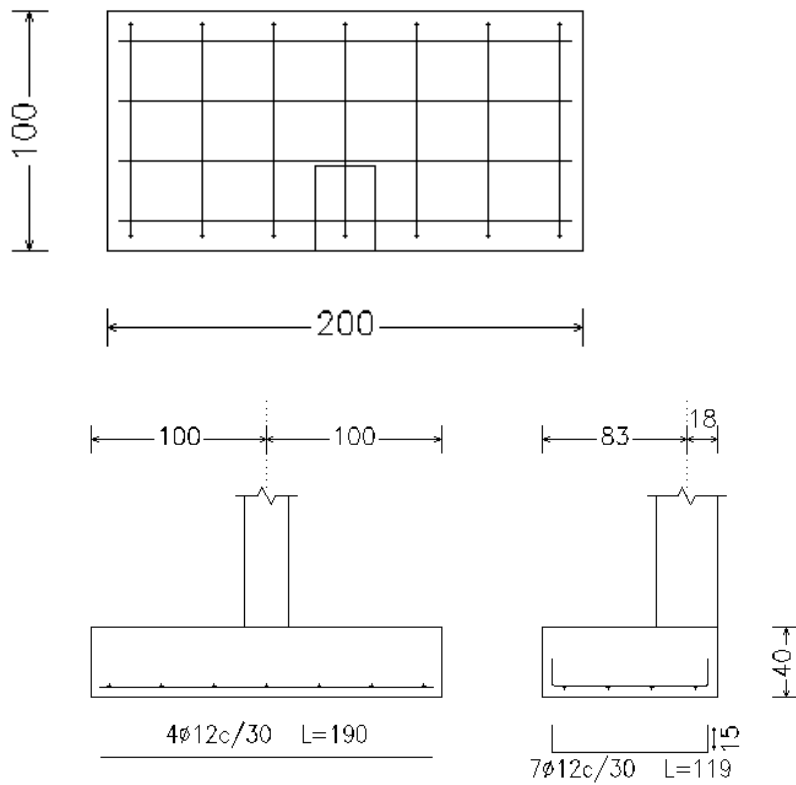
$$V_u = 148,359 * \left[(1 * 2) - \left(0,35 + \frac{0,36}{2} \right) * (0,25 + 0,36) \right] = 248,753 \text{ KN}$$

$$\emptyset V_{c1} = \emptyset \cdot 0,27 \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d = 2956,616 \text{ KN} > V_u = 248,753 \text{ KN} \text{ "Cumple"}$$

$$\emptyset V_{c2} = \emptyset \cdot 0,27 \left(2 + \frac{\alpha_0 \cdot d}{b_0} \right) \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d = 5154,03 \text{ KN} > V_u = 248,753 \text{ KN} \text{ "Cumple"}$$

$$\emptyset V_{c3} = \emptyset \cdot 1,1 \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d = 2479,95 \text{ KN} > V_u = 248,753 \text{ KN} \text{ "Cumple"}$$

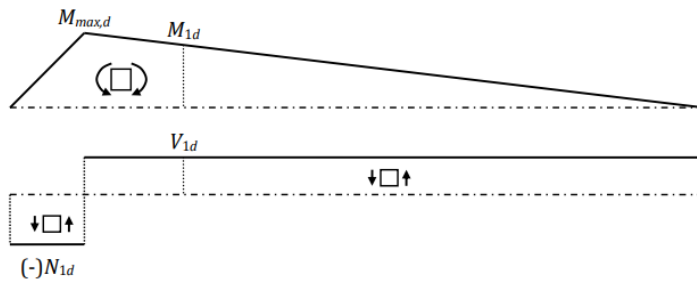
Figura 5: Disposición de armado de zapata N°1.



Fuente: Elaboración propia.

Diseño de viga centradora.

Figura 6: Diagrama de fuerzas internas de viga medianera.



Fuente: "Jiménez Montoya. 15 ed.

Cuyas resultantes son, respectivamente:

$$V_{1d} = N_{1,d} \cdot \frac{e}{L - e}$$

$$M_{1d} = N_{1,d} \cdot \frac{e}{L - e} * (L + \frac{a_0}{2} - a_1)$$

Cálculo del momento de diseño.

$$N_{1d} = 281,05 \text{ KN}$$

$$e = 0,325 \text{ m}$$

$$L = 6,155 \text{ m}$$

$$a_0(y) = 0,35 \text{ m}$$

$$a_1 = 1 \text{ m}$$

$$V_{1d} = N_{1,d} \cdot \frac{e}{L - e} = 281,05 * \frac{0,325}{6,155 - 0,325} = 15,667 \text{ KN}$$

$$M_{1d} = 281,05 * \frac{0,325}{6,155 - 0,325} * \left(6,155 + \frac{0,35}{2} - 1 \right) = 83,508 \text{ KN.m}$$

Cálculo del armado de la viga

$$b_w = 25 \text{ cm (Es igual al ancho de la columna)}$$

$$r_m = 0,04 + 0,006 + 0,012 = 0,058 \text{ m}$$

$$H = 0,40 \text{ m}$$

$$d = 0,35 - 0,058 = 0,292 \text{ m}$$

Momento adimensional

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{83,508}{0,25 * 0,292^2 * \left(\frac{25}{1,5} \right) * 1000} = 0,235 \text{ "Dominio 3"}$$

$$\omega = 0,270 \text{ (Valor interpolado de la tabla universal de flexión simple)}$$

Área de acero longitudinal superior.

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,270 * 25 * 29,2 * \frac{25/1,5}{500/1,15} = 7,556 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{mín})} = \omega_{\text{mín}} * b_w * d = 0,0028 * 25 * 29,2 = 2,044 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

Si usamos barras de $\phi 16\text{mm}$. Tenemos:

$$NB = \frac{7,556}{2,011} \approx 4\phi 16\text{mm}$$

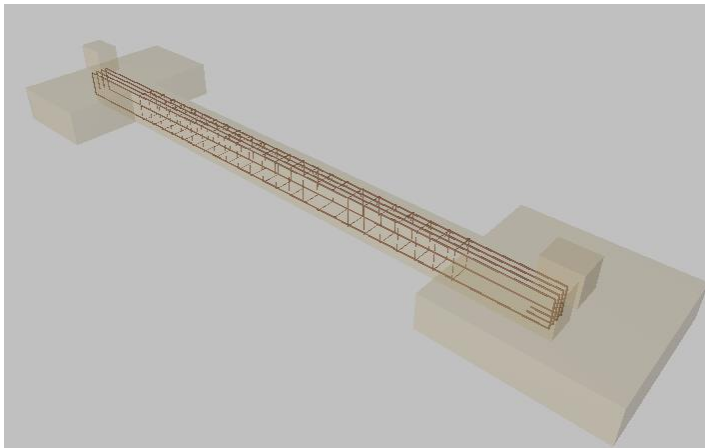
Área de acero longitudinal inferior.

Se dispondrá armadura mínima:

$$As(\text{mín}) = 2,044 \text{ cm}^2$$

$$NB = \frac{2,044}{2,011} \approx 2\phi 16\text{mm}$$

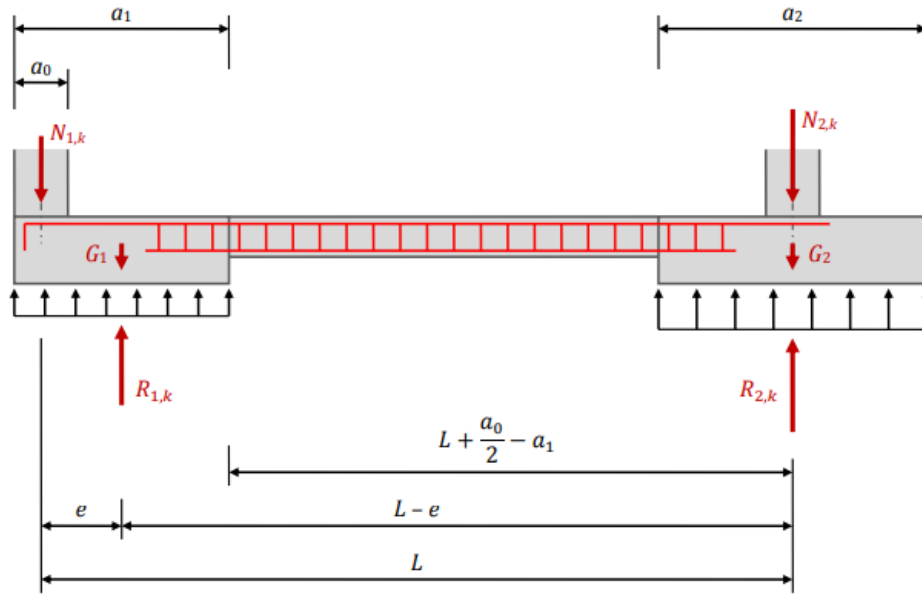
Figura 7: Idealización de viga centradora.



Fuente: Elaboración propia.

A.1.3.2. Diseño de Zapata N°4 “Con viga centradora”.

Figura 1: Modelo de zapata N°4.



Fuente: Jiménez Montoya. 15 ed.

Ecuaciones del equilibrio de fuerzas y momentos.

$$R_{1,K} = N_{1,K} \cdot \frac{L}{L - e} + G_1$$

$$R_{2K} = N_{2,K} + G_2 - N_{1,K} \cdot \frac{e}{L - e}$$

Dimensiones en planta

Se debe de cumplir la siguiente restricción:

$$\frac{R_{1,k}}{a_1 \cdot b_1} \leq \sigma_{adm} \quad \text{Dónde:} \quad R_{1,K} = N_{1,K} \cdot \frac{L}{L - e}$$

Asumiendo:

$$a_1 = 0,80m$$

$$b_1 = 1,60m$$

$$R_{1,K} = N_{1,K} \cdot \frac{L}{L - e} = 135,865 * \frac{3,46}{3,46 - 0,275} = 147,596 \text{ KN}$$

Verificando presión en el suelo:

$$\frac{R_{1,k}}{a_1 \cdot b_1} \leq \sigma_{adm} \quad \frac{147,596}{0,80 * 1,60} = 115,309 \text{ KN} < 122 \text{ KN "Cumple"}$$

Calculo del armado en "y".

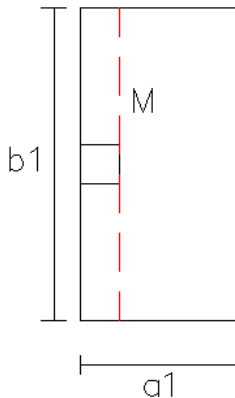
Esfuerzo último en el suelo

$$\sigma_U = \frac{R_{1d}}{a_1 * b_1} \quad R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{L}{L - e}$$

$$R_{1d} = 185,95 \cdot \frac{3,46}{3,46 - 0,275} = 202,005 \text{ KN}$$

$$\sigma_U = \frac{202,005}{0,80 * 1,60} = 157,817 \text{ KN/m}^2$$

Figura 2: Momento en dirección "y" de zapata N°4.



Fuente: Elaboración propia.

$$M = \frac{\sigma_U \cdot b_1 \cdot m^2}{2}$$

$$m = a_1 - a_0 = 0,80 - 0,25 = 0,55 \text{ m}$$

$$M = \frac{\sigma_U \cdot b_1 \cdot m^2}{2} = \frac{157,817 * 1,6 * 0,55^2}{2} = 38,192 \text{ KN.m}$$

Área requerida

$$u = \frac{M}{b_1 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{38,192}{1,60 * 0,26^2 * 16.666,667} = 0,0212$$

$$\omega = u(1 + u) = 0,0212 * (1 + 0,0212) = 0,0216$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b_1 \cdot d \cdot f_{cd} \quad A_s = \frac{0,0212 * 1,60 * 0,26 * 16.666,667}{400.000} = 0,000375 \text{ m}^2$$

$$A_s = 3,75 \text{ cm}^2$$

Área mínima

$$A_{s(\text{mín})} = \rho \cdot b_1 \cdot d \quad \rho_{\text{mín}} = 1\text{‰}$$

$$A_{s(\text{mín})} = 0,001 * 160 * 26 = 4,16 \text{ cm}^2$$

Área adoptada

$$A_s = 4,16 \text{ cm}^2$$

Numero de barras “Nb”

$$\text{Si } \phi_{12\text{mm}} \quad Nb = \frac{4,16}{1,131} \approx 5 \text{ barras}$$

Separación

$$S = \frac{b_1 - 2rm}{N - 1} = \frac{160 - 2 * 4}{5 - 1} \approx 35\text{cm}$$

USAR 5Ø12mm c/35cm

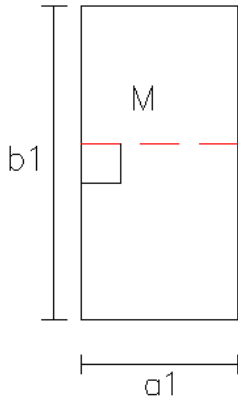
Calculo del armado en “x”.

Esfuerzo último en el suelo

$$R_{1d} = 185,95 \cdot \frac{3,46}{3,46 - 0,275} = 202,005\text{KN}$$

$$\sigma_u = \frac{202,005}{0,80 * 1,60} = 157,817 \text{ KN/m}^2$$

Figura 3: Momentos en dirección "x" de zapata N°4.



Fuente: Elaboración propia.

$$M = \frac{\sigma_U \cdot b_1 \cdot m^2}{2}$$

$$m = (b_1 - b_0)/2 = (1,60 - 0,25)/2 = 0,675m$$

$$M = \frac{\sigma_U \cdot a_1 \cdot m^2}{2} = \frac{157,817 * 0,8 * 0,675^2}{2} = 28,762 \text{ KN. m}$$

Área requerida

$$u = \frac{M}{a_1 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{28,762}{0,80 * 0,26^2 * 16.666,667} = 0,0319$$

$$\omega = u(1 + u) = 0,0319 * (1 + 0,0319) = 0,0329$$

$$A \cdot f_{yd} = \omega \cdot a_1 \cdot d \cdot f_{cd} \quad A_s = \frac{0,0329 * 0,80 * 0,26 * 16.666,667}{400.000} = 0,0003 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,854 \text{ cm}^2$$

Área mínima

$$A_{S(\text{mín})} = \rho \cdot a_1 \cdot d \quad \rho_{\text{mín}} = 1\text{‰}$$

$$A_{S(\text{mín})} = 0,001 * 80 * 26 = 2,08 \text{ cm}^2$$

Área adoptada

$$A_s = 2,854 \text{ cm}^2$$

Numero de barras “Nb”

$$\text{Si } \phi_{12mm} \quad Nb = \frac{2,854}{1,131} \approx 3 \text{ barras}$$

Separación

$$S = \frac{a_1 - 2rm}{N - 1} = \frac{80 - 2 * 4}{3 - 1} \approx 35cm$$

USAR 3Ø12mm c/35cm

Verificación a corte (y)

Verificar que: $V_{CU} > V_d$

Cortante actuante.

$$V_d = \sigma_u \cdot a_1 \cdot \left(\frac{b_1 - b_0}{2} - d \right)$$

$$V_d = 157,817 * 0,80 * \left(\frac{1,60 - 0,25}{2} - 0,26 \right) = 52,395 \text{ KN}$$

Cortante que resiste el hormigón.

Cuantía geométrica.

$$\rho = \frac{A_s}{(a_1 * d)} = \frac{1,131 * 3}{80 * 26} = 0,00163$$

Coefficiente de cálculo.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{260}} = 1,877$$

Resistencia virtual a cortante

$$f_{cv} = 0,12 * \epsilon * (100 \rho f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,12 * 1,877 * (100 * 0,00163 * 25)^{1/3} * 1000 = 359,870 \text{ KN/m}^2$$

Resistencia del hormigón a corte

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot a_1 \cdot d = 359,870 \cdot 0,8 \cdot 0,26 = 74,853 \text{ KN}$$

$$V_{cu} > V_d \quad 74,853 > 52,395 \text{ "Cumple"}$$

Verificación a corte (x)

Verificar que: $V_{CU} > V_d$

Cortante actuante.

$$V_d = \sigma_u \cdot b_1 \cdot (a_1 - a_0 - d)$$

$$V_d = 157,817 \cdot 1,6 \cdot (0,80 - 0,25 - 0,26) = 73,227 \text{ KN}$$

Cortante que resiste el hormigón.

Cuantía geométrica.

$$\rho = \frac{A_s}{(b_1 \cdot d)} = \frac{1,131 \cdot 5}{160 \cdot 26} = 0,00136$$

Coefficiente de cálculo.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{260}} = 1,877$$

Resistencia virtual a cortante

$$f_{cv} = 0,12 \cdot \epsilon \cdot (100 \rho f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,12 \cdot 1,877 \cdot (100 \cdot 0,00136 \cdot 25)^{1/3} \cdot 1000 = 338,651 \text{ KN/m}^2$$

Resistencia del hormigón a corte

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_1 \cdot d = 338,651 \cdot 1,6 \cdot 0,26 = 140,879 \text{ KN}$$

$$V_{cu} > V_d \quad 140,879 > 73,227 \text{ "Cumple"}$$

Verificación por punzonamiento

Se debe de verificar que: $\emptyset V_c \geq V_u$

$$V_u = \sigma_U \left[(a_1 \cdot b_1) - \left(a_0 + \frac{d}{2} \right) (b_0 + d) \right]$$

$$B_c = \frac{\text{MAX}(a_0, b_0)}{\text{MIN}(a_0, b_0)} \quad b_0 = 2 \left(b_0 + \frac{d}{2} \right) + (b_0 + d) \quad \alpha_0 = 30$$

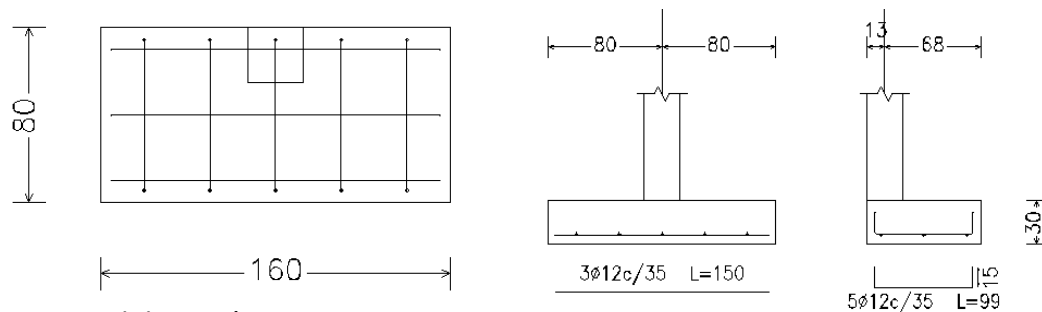
$$V_u = 157,817 * \left[(0,80 * 1,60) - \left(0,25 + \frac{0,26}{2} \right) * (0,25 + 0,26) \right] = 171,420 \text{ KN}$$

$$\phi V_{ci} = \phi \cdot 0,27 \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d = 631,508 \text{ KN} > V_u = 171,420 \text{ KN} \quad \text{"Cumple"}$$

$$\phi V_{c2} = \phi \cdot 0,27 \left(2 + \frac{\alpha_0 \cdot d}{b_0} \right) \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d = 836,765 \text{ KN} > V_u = 171,420 \text{ KN} \quad \text{"Cumple"}$$

$$\phi V_{c3} = \phi \cdot 1,1 \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d = 408,622 \text{ KN} > V_u = 171,420 \text{ KN} \quad \text{"Cumple"}$$

Figura 4: Disposición de armado de zapata N°4.



Fuente: Elaboración propia.

Diseño de viga centradora.

Cálculo del momento de diseño.

$$N_{1d} = 185,950 \text{ KN}$$

$$e = 0,275 \text{ m}$$

$$L = 3,460 \text{ m}$$

$$a_0(y) = 0,25 \text{ m}$$

$$a_1 = 0,80 \text{ m}$$

$$V_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{e}{L - e} = 185,950 * \frac{0,275}{3,460 - 0,275} = 16,055 \text{ KN}$$

$$M_{1d} = 185,950 * \frac{0,275}{3,460 - 0,275} * \left(3,460 + \frac{0,25}{2} - 0,80 \right) = 44,714 \text{ KN.m}$$

Cálculo del armado de la viga

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$r_m = 0,04 + 0,006 + 0,012 = 0,058 \text{ m}$$

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

$$d = 0,35 - 0,058 = 0,292 \text{ m}$$

Momento adimensional

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{44,714}{0,25 * 0,292^2 * \left(\frac{25}{1,5} \right) * 1000} = 0,126 \text{ "Dominio 2"}$$

$$\omega = 0,14 \text{ (Valor interpolado de la tabla universal de cálculo)}$$

Área de acero longitudinal superior.

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,14 * 25 * 29,2 * \frac{25/1,5}{500/1,15} = 3,918 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{mín})} = \omega_{\text{mín}} * b_w * d = 0,0028 * 25 * 29,2 = 2,45 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

Si usamos barras de $\phi 16\text{mm}$. Tenemos:

$$NB = \frac{3,918}{2,011} \approx 2\phi 16\text{mm}$$

Área de acero longitudinal inferior.

Se dispondrá armadura mínima:

$$A_{s(\text{mín})} = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$NB = \frac{2,45}{2,011} \approx 2\phi 16\text{mm}$$

A.1.3.2. Diseño de Zapata N°2.

Tabla 1: Cargas de servicio de zapata N°2.

N_s=	282,608	KN
M_{ys}=	2,695	KN.m
M_{xs}=	0,062	KN.m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2: Cargas últimas de zapata N°2.

N_u=	367,637	KN
M_{yu}=	3,253	KN.m
M_{xu}=	0,1	KN.m

Fuente: Elaboración propia.

Ancho de la zapata "a".

Se decide trabajar con una zapata cuadrada

$$A_0 = a_0^2 = \frac{1,25N_s}{\sigma_{adm}}$$

$$a = \sqrt{\frac{1,25 * 282,608}{122}} = 1,702m$$

a ≈ 1,70 m "Zapata cuadrada"

Excentricidades.

$$e_L = \frac{M}{N_s}$$

$$e_L = \frac{2,695}{282,608} * 100 = 0,954 \text{ cm} < \frac{B}{6} = \frac{170}{6} = 28,33 \text{ cm} \quad \text{"Cumple"}$$

$$e_B = \frac{M}{N_s}$$

$$e_B = \frac{0,062}{282,608} * 100 = 0,022 \text{ cm} < \frac{B}{6} = \frac{170}{6} = 28,33 \text{ cm} \quad \text{"Cumple"}$$

Al verificar las excentricidades, se verifica que estas caen dentro del tercio central de la zapata, con lo que aseguramos que no existen esfuerzos a tracción en el suelo.

Canto de la zapata.

Para presiones admisibles sobre el terreno bajas ($\sigma_{adm} < 160 \text{ KN/m}^2$), Tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{a \cdot b}{2k - 1}}$$

$$k = \frac{1276}{\sigma_t} \quad \sigma_t = \frac{N_u}{a \cdot b}$$

$$\sigma_t = \frac{367,637}{1,7 * 1,7} = 127,210 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad k = \frac{1276}{127,210} = 10,031$$

$$d = \sqrt{\frac{1,7 * 1,7}{2 * 10,031 - 1}} \approx 0,41\text{m}$$

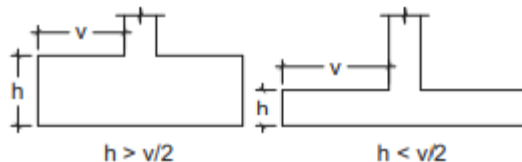
$$h = d + r \quad r = 4 \text{ cm}$$

$$\mathbf{h = 45\text{cm} \quad d = 41\text{cm} \quad r = 4\text{cm}}$$

Clasificación de zapata.

Cómo flexible ($h < v/2$) o rígida ($h > v/2$).

Figura 1: Zapatas rígidas y flexibles.



Fuente: Elaboración propia.

$h_c = 30\text{cm}$ (Canto de la columna)

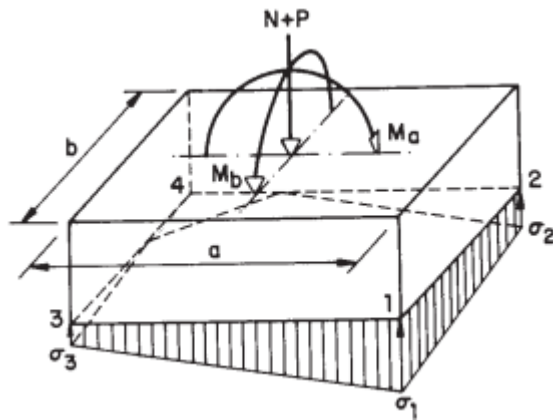
$b_c = 25\text{cm}$ (Base de la columna)

$h = 45\text{ cm}$ (Canto de la zapata)

$$V = \frac{170 - 25}{2} = 72,5\text{ cm} < 2h = 90\text{cm} \text{ "Zapata r\u00edgida"}$$

Verificaci\u00f3n de esfuerzos.

Figura 2: Esfuerzos en esquinas de las zapatas.



Fuente: Elaboraci\u00f3n propia.

Se comprob\u00f3 que las excentricidades caen dentro del tercio central por lo que:

$$\sigma_{min} > 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_{med}(1 + 6n) \quad \sigma_{med} = \frac{N + P}{a * a} \quad n = \frac{e}{a}$$

$$P = \gamma \cdot a^2 \cdot h = 25 * 1,7^2 * 0,45 = 32,513 \text{ KN "Peso de zapata"}$$

$$\sigma_{med} = \frac{N_s + P}{a * a} = \frac{282,608 + 32,513}{1,7 * 1,7} = 109,038 \text{ KN/m}^2$$

$$n = \frac{e}{a} = \frac{0,954}{170} = 0,006$$

$$\sigma_1 = \sigma_{m\u00e1x} = \sigma_{med}(1 + 6n) = 109,038(1 + 0,006) = 112,708 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 112,708 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} = 122 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ "Cumple"}$$

Armadura de la zapata.

Para zapatas rígidas. Tenemos mediante el método de bielas y tirantes:

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{R_{1d}}{0,85d} (x_1 - 0,25 a_0) \quad f_{yd} \leq 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$R_{1d} = \frac{N_u}{2} (1 + 3n) = \frac{367,637}{2} (1 + 3 * 0,006) = 186,909 \text{ KN}$$

$$x_1 = a \frac{1 + 4n}{4 + 12n} = 1,7 \frac{1 + 4 * 0,006}{4 + 12 * 0,006} = 0,427 \text{ m}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{186,909}{0,85 * 0,41} (0,427 - 0,25 * 0,25) = 195.673,724 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{195.673,724}{400} = 489,184 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima

$$A_s = \rho \cdot a \cdot d \quad \rho_{\text{min}} = 1\text{‰}$$

$$A_{s(\text{min})} = 0,001 * 1700 * 410 = 697 \text{ mm}^2$$

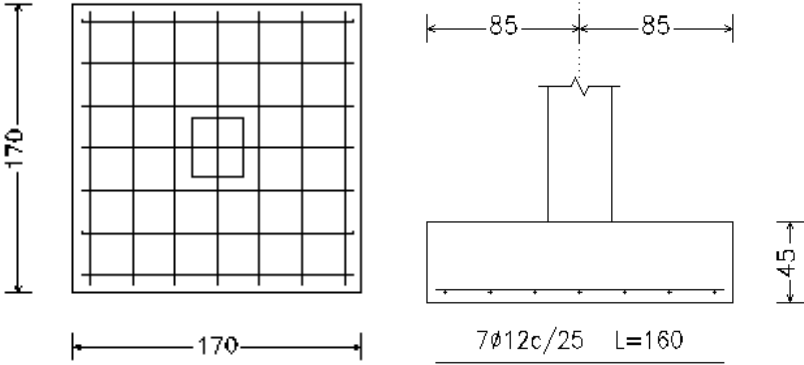
Número de barras

$$\text{Si } \emptyset 12 \text{ mm } \text{ NB} = \frac{697}{113,098} \approx 7 \emptyset 12 \text{ mm}$$

Separación

$$S = \frac{B - 2r}{N - 1} = \frac{170 - 2 * 4}{7 - 1} \approx 25 \text{ cm}$$

Figura 3: Disposición de armado de zapata N°2.



Fuente: Elaboración propia.

Usar 7 ϕ 12mm c/25cm

A.1.3.3. Diseño de zapata N°3.

Tabla 1: Cargas de servicio de zapata N°3.

P_s=	87,214	KN
M_{ys}=	0,596	KN.m
M_{xs}=	0,0018	KN.m

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2: Cargas últimas de zapata N°3.

P_u=	127,126	KN
M_{yu}=	1,061	KN.m
M_{xu}=	0,081	KN.m

Fuente: Elaboración propia.

Ancho de la zapata "a".

Se decide trabajar con una zapata cuadrada

$$A_0 = a_0^2 = \frac{1,25N_s}{\sigma_{adm}}$$

$$a = \sqrt{\frac{1,25 * 87,217}{122}} = 0,945m$$

a ≈ 1 m "Zapata cuadrada"

Excentricidades.

$$e_L = \frac{M}{N_s}$$

$$e_L = \frac{0,596}{87,214} * 100 = 0,683 \text{ cm} < \frac{B}{6} = \frac{100}{6} = 16,667 \text{ cm} \quad \text{"Cumple"}$$

$$e_B = \frac{M}{N_s}$$

$$e_B = \frac{0,0018}{87,214} * 100 = 0,002 \text{ cm} < \frac{B}{6} = \frac{100}{6} = 16,667 \text{ cm} \quad \text{"Cumple"}$$

Al verificar las excentricidades, se verifica que estas caen dentro del tercio central de la zapata, con lo que aseguramos que no existen esfuerzos a tracción en el suelo.

Canto de la zapata.

Para presiones admisibles sobre el terreno bajas ($\sigma_{adm} < 160 \text{ KN/m}^2$), Tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{a \cdot b}{2k - 1}}$$

$$k = \frac{1276}{\sigma_t} \quad \sigma_t = \frac{N_u}{a \cdot b}$$

$$\sigma_t = \frac{127,126}{1 * 1} = 127,126 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad k = \frac{1276}{127,126} = 10,037$$

$$d = \sqrt{\frac{1 * 1}{2 * 10,037 - 1}} \approx 0,229\text{m}$$

$$h = d + r \quad r = 4 \text{ cm}$$

$$\mathbf{h = 30cm \quad d = 26cm \quad r = 4cm}$$

Clasificación de zapata.

Antes de realizar el cálculo de las armaduras de la zapata. Se debe de clasificar a la zapata como flexible ($h < v/2$) o rígida ($h > v/2$).

hc=30cm (Canto de la columna).

bc=25cm (Base de la columna)

d= 26 cm (Canto de la zapata)

$$V = \frac{100 - 25}{2} = 37,50 \text{ cm} < 2h = 60\text{cm} \quad \text{"Zapata rígida"}$$

Verificación de esfuerzos.

Se comprobó que las excentricidades caen dentro del tercio central por lo que:

$$\sigma_{min} > 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_{med}(1 + 6n) \quad \sigma_{med} = \frac{N + P}{a * a} \quad n = \frac{e}{a}$$

$$P = \gamma \cdot a^2 \cdot h = 25 * 1^2 * 0,30 = 7,50 \text{ KN "Peso de zapata"}$$

$$\sigma_{med} = \frac{N_s + P}{a * a} = \frac{87,214 + 7,50}{1 * 1} = 94,714 \text{ KN/m}^2$$

$$n = \frac{e}{a} = \frac{0,683}{100} = 0,007$$

$$\sigma_1 = \sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_{med}(1 + 6n) = 94,714(1 + 6 * 0,007) = 98,598 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 98,598 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 122 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ "Cumple"}$$

Armadura de la zapata.

Para zapatas r\ıgidas. Tenemos mediante el m\etodo de bielas y tirantes:

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{R_{1d}}{0,85d} (x_1 - 0,25 a_0) \quad f_{yd} \leq 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$R_{1d} = \frac{N_u}{2} (1 + 3n) = \frac{127,126}{2} (1 + 3 * 0,007) = 64,942 \text{ KN}$$

$$x_1 = a \frac{1 + 4n}{4 + 12n} = 1 \frac{1 + 4 * 0,007}{4 + 12 * 0,007} = 0,252 \text{ m}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{64,942}{0,85 * 0,26} (0,252 - 0,25 * 0,25) = 55.617,265 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{55.617,265}{400} = 139,043 \text{ mm}^2$$

Armadura m\ınima

$$A_s = \rho \cdot a \cdot d \quad \rho_{min} = 1\%$$

$$A_{s(\min)} = 0,001 * 1000 * 260 = 260\text{mm}^2$$

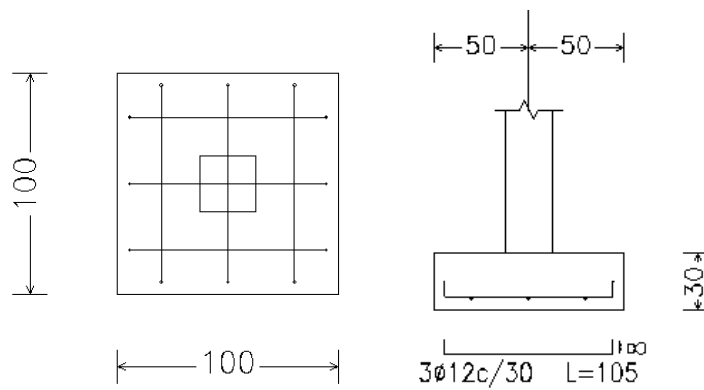
Número de barras

$$\text{Si } \varnothing 12\text{mm} \quad \text{NB} = \frac{260}{113,098} \approx 3\varnothing 12\text{mm}$$

Separación

$$S = \frac{B - 2r}{N - 1} = \frac{100 - 2 * 4}{3} \approx 30\text{cm}$$

Figura 1: Disposición de armado de zapata N°3.



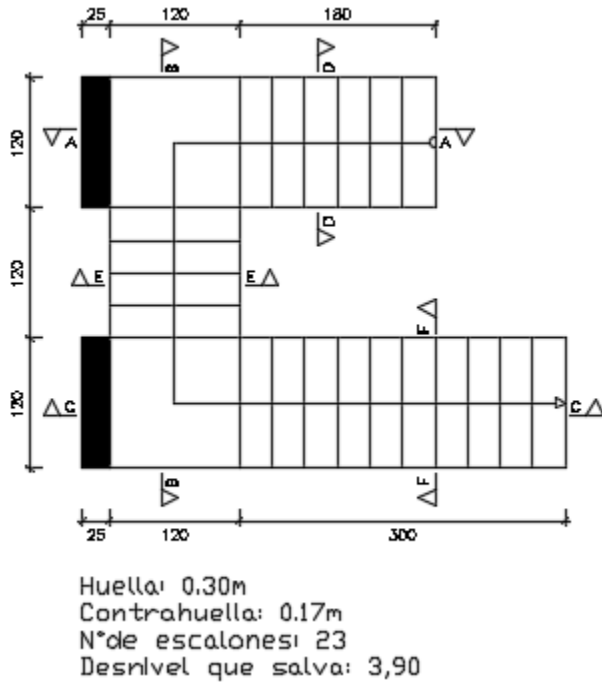
Fuente: Elaboración propia.

Usar 3ø12mm c/30cm

A.1.4. DISEÑO DE ESCALERA DE H°A°.

Se realizará el diseño del tramo “A-A” de la escalera de H°A°, con su respectiva comparación con el programa cypecad 2018.

Figura 1: Modelo de la escalera de H°A°.



Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del espesor de la escalera.

$$L_n = 180 + 120 = 300 \text{ cm}$$

Espesor de losa “t”

$$t = \frac{L_n}{20} \quad \text{"Diseño de concreto armado, Roberto morales morales".}$$

$$t = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$$

Huella= 30 cm.

Contrahuella= 17cm.

Cargas a considerar. (Usando NB 1225002-1).

Carga viva.

$C_v = 5 \text{ KN/m}^2$. “Carga para escaleras”.

Cargas muertas.

$CM(\text{Cerámica}) = 0,28 \text{ KN/m}^2$.

$Y(\text{Pegamento}) = 21 \text{ KN/m}^3$.

$h(\text{Pegamento}) = 1 \text{ cm}$. (Asumido).

$CM(\text{Pegamento}) = 21 * 0,01 = 0,21 \text{ KN/m}^2$.

$Y(\text{Yeso}) = 12,5 \text{ KN/m}^3$.

$h(\text{Pegamento}) = 4 \text{ cm}$. (Asumido).

$CM(\text{Pegamento}) = 12,5 * 0,04 = 0,5 \text{ KN/m}^2$.

$CM_T = 0,21 + 0,28 + 0,5 = 1 \text{ KN/m}^2$.

Pesos propios.

Tramo N°1(Descanso).

$Y(\text{Hormigón armado}) = 25 \text{ KN/m}^3$.

$PP1 = 25 * 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$.

Tramo N°2(Escalones).

Altura media “Hm”

$CP = 17 \text{ cm}$.

$P = 30 \text{ cm}$.

$t = 15 \text{ cm}$.

$$H_m = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2}$$

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 17^2}} = 0,87$$

$$H_m = \frac{15}{0,87} + \frac{17}{2} = 25,74 \text{ cm}$$

$$PP2 = 0,2574 * 25 = 6,435 \text{ KN/m}^2.$$

Cargas lineales.

Ancho tributario= 1,20m.

$$CM= 1*1,20= 1,20 \text{ KN/m}$$

$$Cv= 5*1,20= 6 \text{ KN/m}$$

$$PP1= 3,75*1,20= 4,50 \text{ KN/m}$$

$$PP2= 6,435*1,20= 7,722 \text{ KN/m}$$

$U = 1,35D + 1,5CV$ Combinación de carga, –Norma Española.

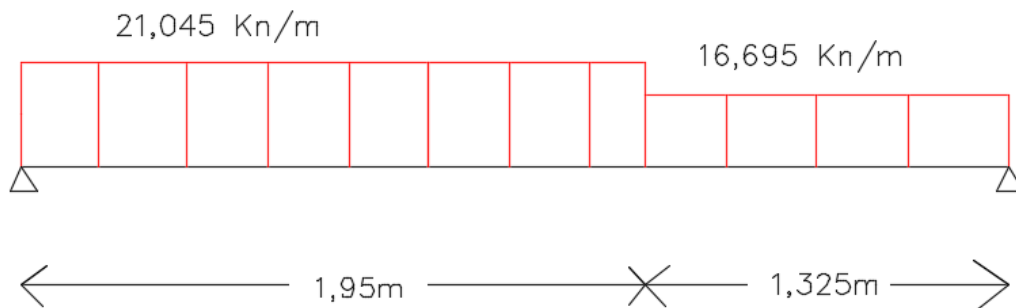
Combinación de carga para tramo N°1.

$$U= 1,35(1,20+4,50)+1,5(6)= 16,695 \text{ KN/m}$$

Combinación de carga para tramo N°2.

$$U= 1,35(1,20+7,722)+1,5(6)= 21,045 \text{ KN/m}$$

Figura 2: Cargas en la escalera.



Fuente: Elaboración propia.

Momentos de diseño.

$$Md(+)= 26,4 \text{ KN.m}$$

$$Md(-)= 1/3 *Md(+)= 1/3 *26,4= 8,8 \text{ KN.m}$$

Armadura longitudinal positiva.

Datos:

$$b_w = 1,20\text{m}$$

$$r_g = 0,02\text{m}$$

$$f_{cd} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

Recubrimiento mecánico:

$$r_m = r_g + \varnothing(\text{trans}) + \frac{\varnothing(\text{long})}{2} = 2 + 1 + \frac{1}{2} = 3,5\text{cm}$$

Momento reducido:

$$\mu_d = \frac{M_d(+)}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{26,4 * 1000}{1,20 * (0,15 - 0,035)^2 * 16,667 * 1000^2} = 0,10$$

Interpolando de la tabla universal de cálculo de flexión simple:

$$\omega = 0,1064$$

Área de cálculo:

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1064 * 120 * (15 - 3,5) * \frac{25/1,5}{500/1,15} = 5,63 \text{ cm}^2$$

Área mínima:

$$A(\text{mín}) = \omega_{\text{mín}} * b_w * d = 0,0028 * 120 * (15 - 3,5) = 3,864 \text{ cm}^2$$

Área de diseño.

Se opta por el área de cálculo, puesto que es mayor al área mínima

$$A_s(\text{diseño}) = 5,63 \text{ cm}^2.$$

Número de barras.

$$N_{B_{\varnothing 10\text{mm}}} = \frac{5,63}{0,785} \approx 8 \text{ barras}$$

Armadura longitudinal negativa.

$$M_d(-) = 8,8 \text{ KN.m}$$

Momento reducido:

$$\mu_d = \frac{M_d(+)}{b \omega * d^2 * f_{cd}} = \frac{8,8 * 1000}{1,20 * (0,15 - 0,035)^2 * 16,667 * 1000^2} = 0,0333$$

Interpolando de la tabla universal de cálculo:

$$\omega = 0,0343$$

Área de cálculo:

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0343 * 120 * (15 - 3,5) * \frac{25/1,5}{500/1,15} = 1,815 \text{ cm}^2$$

Área mínima:

$$A(\text{mín}) = \omega_{\text{mín}} * b_w * d = 0,0028 * 120 * (15 - 3,5) = 3,864 \text{ cm}^2$$

Área de diseño.

Se opta por el área mínima, puesto que es mayor al área de cálculo.

$$A_s(\text{diseño}) = 3,864 \text{ cm}^2.$$

Número de barras.

$$N_{B_{\phi 8\text{mm}}} = \frac{3,864}{0,503} \approx 8 \text{ barras}$$

Diseño de la armadura transversal.

Datos:

$$V_{rd} = 33,33 \text{ KN}$$

$$d = 15 - 3,3 = 11,7 \text{ cm}$$

$$b = 1200 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente de influencia.

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{117}} = 2,307$$

Cuántía de la armadura longitudinal de montaje a tracción.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} < 2\% \text{ (Por norma CBH-87)}$$

$$\rho = \frac{5,63}{120 * 11,7} = 0,004$$

$$A_s = 5,63 \text{ cm}^2$$

Resistencia virtual del hormigón.

$$f_{cv} = 0,10 * \epsilon (100 * \rho * f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,10 * 2,307 (100 * 0,004 * 25)^{1/3} = 0,497 \text{ N/mm}^2$$

Resistencia del hormigón a corte:

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d = 0,497 * 1200 * 117 = 69,78 \text{ KN}$$

Verificar el caso que corresponde:

$$a) V_{su} \geq V_{rd}, \quad 69,78 > 33,3$$

La estructura no requiere armadura a corte, sin embargo se dispondrá armadura mínima a una separación máxima para evitar las fisuras por temperatura.

$$S < \begin{cases} 15\phi_{Long} = 15 * 1 = 15\text{cm} \\ 30 \text{ cm} \\ b \text{ ó } h \text{ (menor)} = 15\text{cm} \end{cases}$$

USAR $\phi 6\text{mm}$ c/15cm

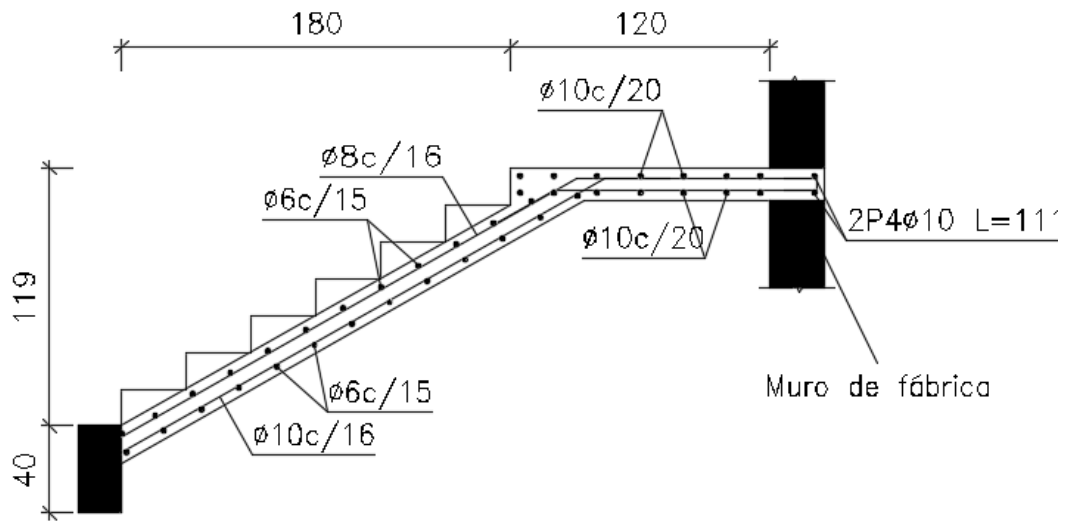
Tabla 1: Comparación de armado de la escalera con el programa Cypecad.

Elemento Escalera	Diseño manual (cm ²)	Diseño con el Programa	Variación (%)
Armadura positiva	8φ10mm c/16cm	8φ10mm c/20cm	2%
Armadura negativa	8φ8mm c/16cm	8φ10mm c/20cm	2%
Armadura transversal	φ6mm c/15cm	φ6mm c/20cm	2,50%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3: Disposición de armado de la escalera de H°A°.

Sección A-A



Fuente: Elaboración propia

A.1.5. DISEÑO DE LA RAMPA.

Características:

Ámbito: 1,30m. (De los planos de la propuesta)

Espesor de losa: 20cm.

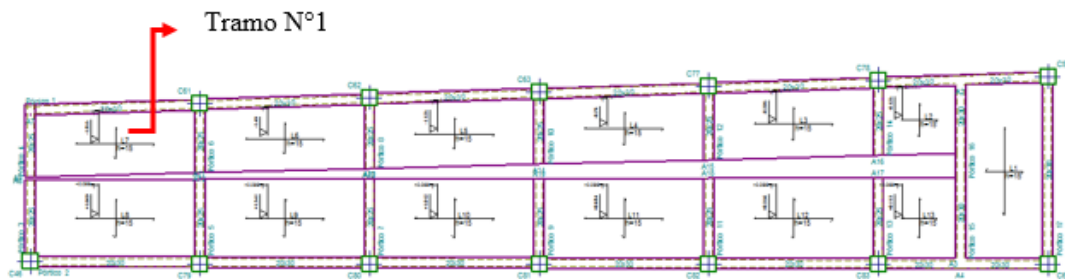
Separación de columnas: 3,30m.

f_{ck} : 25 MPa.

f_{yk} : 500 MPa

Peso específico: 25KN/m³.

Figura 1: Rampa peatonal.



Fuente: Elaboración propia.

$$\epsilon = \frac{l_y}{l_x}$$

$$\epsilon = \frac{3,30}{1,30} = 2,54 > 2; \text{"Losa armada en una dirección"}$$

(Se resuelve como viga, en la dirección de mayor dimensión).

Cargas actuantes: (Usando NB 1225002-1).

Carga viva: 4 KN/m².

Carga muerta: 0,15 KN/m².

$$\text{Peso propio} = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,20\text{m} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Barandado} = 0,22 \text{ KN/m}^2$$

Combinación de carga.

$$U = 1,35D + 1,5CV \quad (\text{De Norma española, "EHE - 08"})$$

$$U = 1,35 * (1,5 + 5) + 1,50 * 4 = 14,775 \text{ KN/m}^2$$

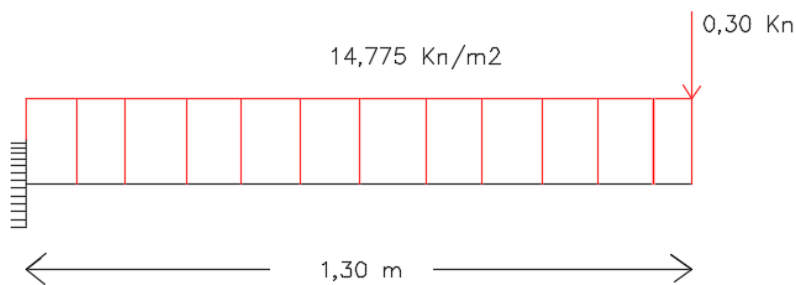
$$\text{Barandado} = 0,22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1,35 = 0,30 \text{ KN/m}^2$$

Todo es para un metro de losa:

$$U = 14,775 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1\text{m}$$

$$\text{Barandado: } 0,30 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 1\text{m} = 0,30 \text{ KN}$$

Figura 2: Análisis estructural de la rampa.



Fuente: Elaboración propia.

$$M_d = 14,775 * \frac{1,3^2}{2} + 0,30 * 1,30 = 12,875 \text{ KN.m}$$

Cálculo de la armadura transversal superior.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

Ancho de cálculo: $b_w = 100\text{cm}$.

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{cd} = 25 / 1,50 = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 434,783 \text{ N/mm}^2$$

Altura de cálculo.

$$d = h - r_m$$

$$r_m = r_g + \phi / 2$$

$r_g = 2\text{cm}$.

$\phi = 8\text{mm}$, diámetro asumido.

$$r_m = 2 + \frac{0,80}{2} = 2,40 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{12,85 * 1000 * 100}{100 * (20 - 2,4)^2 * 1666,667} = 0,025 < 0,2961 \text{ "No necesita As2"}$$

De la tabla universal de flexión simple: $w=0,0308$

$$A_s = \omega_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,0308 * 100 * (20 - 2,4) * \frac{16,667}{434,783} = 2,078 \text{ cm}^2$$

Área mínima:

$$A_{\text{mín}} = \omega_{\text{mín}} * b_w * d = 0,0015 * 100 * (20 - 2,4) = 2,64 \text{ cm}^2$$

Adoptamos: $A_s = 2,64 \text{ cm}^2$

$$\text{Si } \phi_{8\text{mm}} \text{ Número de barras} = \frac{2,64}{0,503} \approx 6 \text{ barras}$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{6} \approx 15\text{cm.}$$

USAR: $\phi 8\text{mm c}/15\text{cm}$.

Cálculo de la armadura longitudinal superior.

Se las dispondrán únicamente para evitar las fisuras por temperatura y retracción.

$$r_g = 2\text{cm.}$$

$$r_m = r_g + \phi_{\text{transversal}} + \frac{\phi_{\text{long}}}{2}$$

Asumiendo $\phi_{\text{long}} = 8\text{mm}$.

$$r_m = 2 + 0,80 + \frac{0,80}{2} = 3,20 \text{ cm}$$

$$A_{\text{mín}} = \omega_{\text{mín}} * b_w * d = 0,0015 * 100 * (20 - 3,2) = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } \phi_{8\text{mm}} \text{ Número de barras} = \frac{2,52}{0,503} \approx 5 \text{ barras}$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{5} \approx 20\text{cm.}$$

USAR: $\phi 8\text{mm c}/20\text{cm}$.

Cálculo de la armadura longitudinal y transversal inferior.

Se las dispondrán únicamente para evitar las fisuras por temperatura y retracción.

$$r_g = 2\text{cm.}$$

$$r_m = r_g + \phi_{\text{transversal}} + \frac{\phi_{\text{long}}}{2}$$

Asumiendo $\phi_{\text{long}} = 8\text{mm}$.

$$r_m = 2 + 0,80 + \frac{0,80}{2} = 3,20\text{ cm}$$

$$A_{\text{mín}} = \omega_{\text{mín}} * b_{\omega} * d = 0,0015 * 100 * (20 - 3,2) = 2,52\text{ cm}^2$$

$$\text{Si } \phi_{8\text{mm}} \text{ Número de barras} = \frac{2,52}{0,503} \approx 5 \text{ barras}$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{5} \approx 20\text{cm.}$$

USAR: $\phi 8\text{mm}$ c/20cm.

Figura 3: Armado superior de la rampa.

Dirección	Manual	Cypecad	Variación
Longitudinal	$\phi 8\text{mm}$ c/20cm	$\phi 8\text{mm}$ c/20cm	0%
Transversal	$\phi 8\text{mm}$ c/15cm	$\phi 8\text{mm}$ c/15cm	0%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4: Armado inferior de la rampa

Dirección	Manual	Cypecad	Variación
Longitudinal	$\phi 8\text{mm}$ c/20cm	$\phi 8\text{mm}$ c/20cm	0%
Transversal	$\phi 8\text{mm}$ c/20cm	$\phi 8\text{mm}$ c/20cm	0%

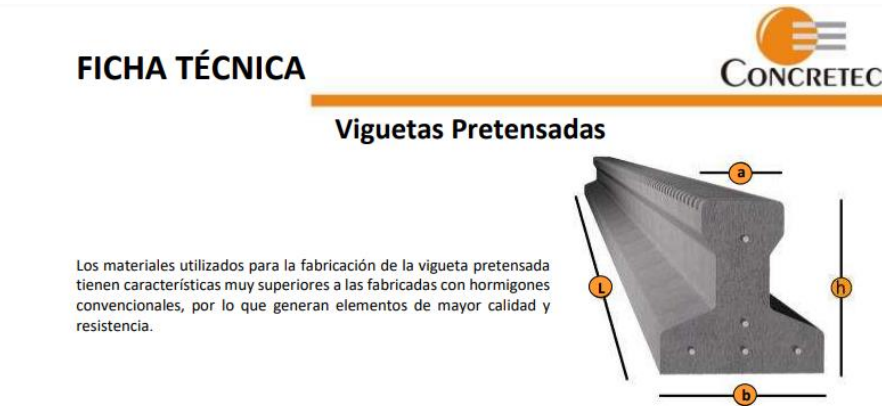
Fuente: Elaboración propia.

A.1.6. DISEÑO DE LOSA ALIVIANADA.

Se realizará el diseño y el cálculo estructural de la losa alivianada con viguetas pretensadas.

Elección del tipo de vigueta pretensada.

Figura 1: Ficha técnica de viguetas.



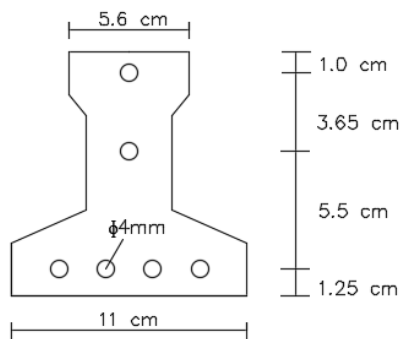
Fuente: Revista concretec.

Figura 2: Viga seleccionada.

REGIONAL	PRODUCTO	DIMENSIONES [mm]				PESO PROMEDIO [Kg]	RESISTENCIA DEL ACERO [Fvk=Kg/cm ²]
		a	b	h	L		
SANTA CRUZ, LA PAZ, SUCRE	VIGUETA PRETENSADA	56	110	114.4	Variable	17.2	18.000
COCHABAMBA	VIGUETA PRETENSADA	60	121	112	Variable	19.5	18.000

Fuente: Revista concretec.

Figura 3: Selección de vigueta.



Fuente: Elaboración propia.

Cargas actuantes. (Usando NB 1225002-1).

- **Carga de peso propio.**

Área de la sección bruta: 72,51 cm².

Peso específico del H°A°: 25 KN/m³.

$$\text{Peso propio (PP)} = 25 * \frac{72,51}{100^2} = 0,18 \frac{\text{KN}}{\text{m}}.$$

- **Cargas muertas.**

Capa de compresión.

Espesor de la capa de compresión: 5 cm.

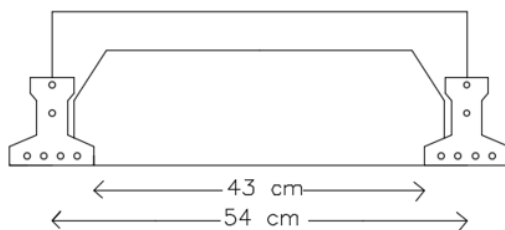
Peso específico del hormigón: 25 KN/m³.

Figura 4: Disposición de vigueta.

Paso entre viguetas (P) cm	Dimensiones				Tipo de complemento	Consumo de hormigón (m3/m2)
	Alt. Total de losa (cm) e+h	e (cm)	h (cm)	b (cm)		
60	15	5	10	53	10 x 53	0.054
50	15	5	10	43	10 x 43	0.055
60	17	5	12	53	12 x 53	0.057
50	17	5	12	43	12 x 43	0.059
60	20	5	15	53	15 x 53	0.063
50	20	5	15	43	15 x 43	0.065
60	25	5	20	53	20 x 53	0.075
50	25	5	20	43	20 x 43	0.079

Fuente: Revista concretec.

Figura 5: Colocado de viguetas.



Fuente: Elaboración propia.

Ancho tributario: 54cm.

$$CM(\text{Capa}) = 25 * 0,54 * 0,05 = 0,675 \text{ KN/m}^2$$

Peso del complemento de plastoforno

Peso específico: 0,10 KN/m³.

Área del complemento: 0,068m².

$$CM(\text{Complemento}) = 0,10 * 0,068 = 0,0068 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Peso del relleno del hormigón.

Peso específico del hormigón sin armar: 22,8 KN/m³

Área del relleno: 0,006m².

$$CM(\text{Relleno}) = 0,006 * 22,8 = 0,137 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Carpeta de nivelación.

Espesor de la carpeta: 3cm.

Peso específico del mortero de cemento y arena: 21KN/m³.

Ancho tributario: 54 cm.

$$CM(\text{Nivelación}) = 21 * 0,03 * 0,54 = 0,34 \text{KN/m}$$

Peso de cielo Razo.

Peso específico del yeso: 12,50 KN/m³.

Espesor de la carpeta: 2cm.

Ancho tributario: 54cm.

$$CM(\text{cielo razo}) = 12,50 * 0,02 * 0,54 = 0,135 \text{KN/m}$$

Peso del cerámico y del pegamento.

Ancho tributario: 54cm.

$$CM(\text{Cerámico}): 0,151 \text{ KN/m}^2.$$

Espesor de la carpeta: 1cm.

Peso específico del pegamento: 21 KN/m³.

$$CM(\text{Pegamento}) = 21 * 0,01 * 0,54 = 0,113\text{KN/m}$$

Tabla 1: Resumen de cargas muertas sobre losa alivianada.

Cargas	KN/m
CM(Capa)=	0,675
CM(complemento)=	0,007
CM(relleno)=	0,137
CM(Nivelación)=	0,340
CM(cielo raso)=	0,135
CM(cerámico)=	0,151
CM(Pegamento)=	0,113
CM(Total)=	1,558

Fuente: Elaboración propia.

-Carga Viva.

$$CV = 5 \text{ KN/m}^2. \text{ "Salón audio visual"}$$

Ancho tributario: 54cm.

$$CV = 5 * 0,54 = 2,7 \text{ KN/m}$$

Tabla 2: Cargas sin mayorar sobre losa alivianada.

Cargas	KN/m
PP(vigueta)=	0,18
CM(Total)=	1,558
Cv=	2,7

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3: Cargas mayoradas sobre losa alivianada.

$$U = 1,35D + 1,5L$$

Cargas	KN/m
PP(vigueta)=	0,24
CM(Total)=	2,10
Cv=	4,05

Fuente: Elaboración propia.

Propiedades geométricas.

- **En tiempo cero.**

Área de la sección: $A = 72,51 \text{ cm}^2$.

Brazo mecánico superior: $C1 = 6,75 \text{ cm}$.

Brazo mecánico superior: $C2 = 4,69 \text{ cm}$.

Momento de inercia en "x": $I_x = 901,982 \text{ cm}^4$.

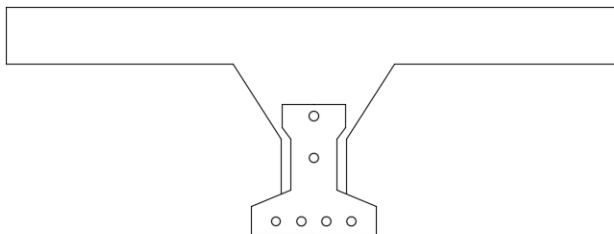
Centro de gravedad de los cables:

$$Y = \frac{4 \times 1,25 + 1 \times 10,4 + 1 \times 6,74}{6} = 3,69$$

Excentricidad: $e = 1 \text{ cm}$.

- **En tiempo infinito.**

Figura 6: Vigueta en tiempo infinito.



Fuente: Elaboración propia.

$$B(\text{homogenizado}) = \frac{E_c(\text{losa})}{E_c(\text{viga})} * B_e$$

$$S = 54 \text{ cm.}$$

$$Luz = 4 \text{ m.}$$

$$b_w = 4 \text{ cm.}$$

$$h_f = 5 \text{ cm.}$$

$$E_c = 3.830 \sqrt{f'c}$$

$$f'c(\text{Losa}) = 25 \text{ Mpa.}$$

$$E(\text{Losa}) = 19.150 \text{ Mpa}$$

$$f'c(\text{Losa}) = 40 \text{ Mpa.}$$

$$E(\text{Losa}) = 24.223,047 \text{ Mpa}$$

$$B_e \leq S$$

$$B_e \leq L/4$$

$$B_e \leq b_w + 16 * h_f$$

Base homogenizada.

$$B(\text{homogenizado}) = \frac{E_c(\text{losa})}{E_c(\text{viga})} * B_e = 42,69 \text{ cm.}$$

$$\text{Área de la sección: } A = 344,638 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Brazo mecánico superior: } C_1 = 6,117 \text{ cm.}$$

$$\text{Brazo mecánico superior: } C_2 = 13,883 \text{ cm.}$$

$$\text{Momento de inercia en "x": } I_x = 10.972,687 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Excentricidad: } e = 10,193 \text{ cm.}$$

Fuerza de pretensado.

$$f'c = 40 \text{ MPa, a los 28 días.}$$

$$f_{ci} = 28 \text{ MPa, A los 7 días.}$$

Cargas:

$$q_o = 244,7 \text{ N/m.}$$

$$q_d = 2103,8 \text{ N/m.}$$

$$q_l = 4050 \text{ N/m.}$$

L=4m.

Esfuerzos admisibles.

$$t=0 \quad f_{ci} = -0,6 \cdot f'_{ci} = -16,8 \text{ MPa}$$

$$t=0 \quad f_{ti} = 0,8 \cdot v f'_{ci} = 1,339 \text{ MPa}$$

$$t=\infty \quad f_{cs} = -0,45 \cdot f'_c = -18 \text{ MPa}$$

$$t=\infty \quad f_{ts} = 1,6 \cdot v f'_c = 3,2 \text{ MPa}$$

n= 0,80

Inecuaciones de condición.

-En tiempo t=0

A tracción.

$$P_i \leq \frac{\left(f_{ti} + \frac{M_0 \cdot c_{10}}{I_0} \right)}{\left(\frac{e_0 \cdot c_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0} \right)}$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 \cdot c_{10}}{I_0} + \frac{(P_i \cdot e_0) \cdot c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

Tabla 4: Datos para la tracción en tiempo cero.

$f_{ti} =$	1,339	MPa
$M_0 =$	489,442	N*m
$C_{10} =$	6,7501	cm
$I_0 =$	901,9815	cm ⁴
$e_0 =$	0,9999	cm
$A_0 =$	72,51	cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Restricción:

$$P_i < -79283,69 \text{ N}$$

A compresión:

$$P_i \leq \frac{\left(-f_{ci} + \frac{M_0 \cdot c_{20}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 \cdot c_{20}}{I_0} + \frac{1}{A_0}\right)}$$

$$f_{20} = + \frac{M_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{(P_i \cdot e_0) \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

Tabla 5: Datos para la compresión en tiempo cero.

$f_{ci} =$	-16,80	MPa
$M_0 =$	489,443	N.m
$C_{20} =$	4,6899	cm
$I_0 =$	901,9815	cm ⁴
$e_0 =$	1,00	cm
$A_0 =$	72,51	cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Restricción:

$$P_i = 101.867,5 \text{ N}$$

-En tiempo infinito.

A compresión.

$$P_e = \eta P_i$$

$$P_i \geq \frac{\left(f_{cs} + \frac{M_T \cdot c_{1\infty}}{I_\infty}\right)}{\eta \left(\frac{e_\infty \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}\right)}$$

$$f_{1\infty} = - \frac{M_T \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\eta P_i \cdot e_\infty) \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta P_i}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

Tabla 6: Datos para la compresión en tiempo infinito.

$f_{cs} =$	-18	MPa
$M_t =$	12.797,123	N.m
$C_{1\infty} =$	6,12	cm
$I_{\infty} =$	10.972,69	cm ⁴
$e_{\infty} =$	10,19	cm
$A_{\infty} =$	344,64	cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Restricciones:

$P_i > -487486,80 \text{ N}$

A tracción.

$$P_i \geq \frac{\left(-f_{ts} + \frac{M_T \cdot c_{2\infty}}{I_{\infty}}\right)}{\eta \left(\frac{e_{\infty} \cdot c_{2\infty}}{I_{\infty}} + \frac{1}{A_{\infty}}\right)}$$

$$f_{2\infty} = + \frac{M_T \cdot c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{(\eta P_i \cdot e_{\infty}) \cdot c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta P_i}{A_{\infty}} \leq f_{ts}$$

Tabla 7: Datos para la tracción en tiempo infinito.

$f_{ts} =$	3,2	MPa
$M_t =$	12.797,12	N.m
$C_{2\infty} =$	13,88	cm
$I_{\infty} =$	10.972,69	cm ⁴
$e_{\infty} =$	10,19	cm
$A_{\infty} =$	344,64	cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Restricción:

$P_i > 102590,381 \text{ N}$

Tabla 8: Elección del número de torones.

0,75*fpu MPa	Área de un torón φ4mm cm ²	Fuerza máxima de un torón (N)	Número de torones	Po adoptada (N)
1.350	0,126	1.6964,5	6,00	101.787

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9: Esfuerzos reales vs admisibles.

Esfuerzo real	Mpa		Esfuerzo adm(Mpa)
f10=	-10	≤	1,338
f20=	-16,784	≥	-16,8
f1∞=	-4,865	≥	-18,0
f2∞=	3,0	≤	3,2

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación de la flecha

- **Determinación de la contra flecha debido solamente a la fuerza de preesforzado.**

La ecuación que se empleará para determinar la contra flecha es la siguiente:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 * M * Lv^2}{48 * E * I}$$

Donde:

$$Lv = 4 \text{ m} \quad E_c = 242.230,469 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad I_{cx} = 901,981 \text{ cm}^4$$

El valor de momento M corresponde al momento generado por los cables.

$$M = P_0 * e_0 = 10.178,70 \text{ Kg} * 1 \text{ cm} = 10.178,70 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Entonces el valor de la contra flecha es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 * M * Lv^2}{48 * E * I} = \frac{5 * 10.178,70 * 400^2}{48 * 242.230,469 * 901,981} = 0,776 \text{ cm}$$

- **Determinación de la flecha debido a las cargas que actúan sobre la vigueta**

La ecuación que se empleará para determinar la flecha es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 * w * Lv^4}{480 * E * I}$$

Donde:

$$Lv = 4 \text{ m} \quad E_c = 242.230,469 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad I_{cx} = 901,981 \text{ cm}^4$$

El valor de momento w corresponde a la carga total generada para el tiempo infinito analizado anteriormente:

$$w = q_0 + q_d + q_L = 24,47 + 210,38 + 405 = 639,85 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$W = 6,399 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

Entonces el valor de la flecha es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 * w * Lv^4}{480 * E * I} = \frac{5 * 6,399 * 400^4}{480 * 242.230,469 * 901,981} = 1,456 \text{ cm}$$

- Por lo tanto la flecha final para la sección será:

$$\Delta_{\text{final}} = \Delta_{\text{fuerza de preesforzado}} - \Delta_{\text{cargas que actúan sobre la vigueta}}$$

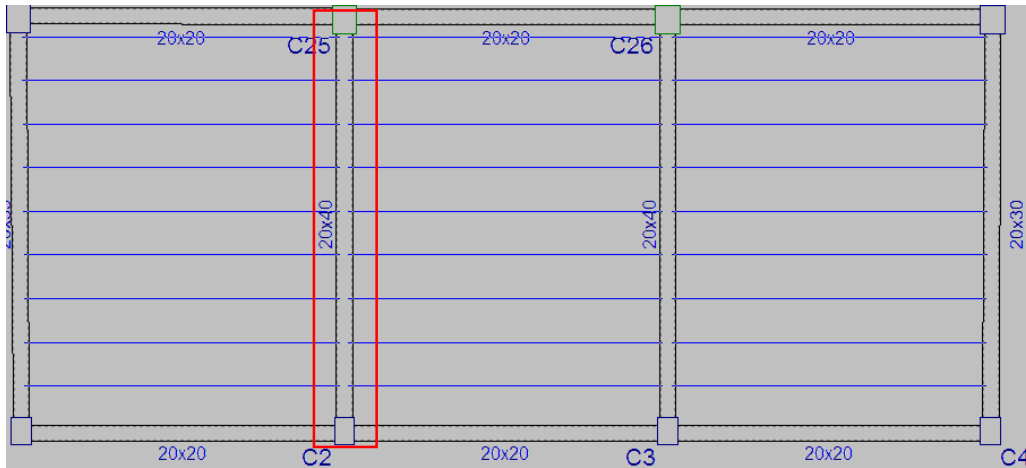
$$\Delta_{\text{final}} = 0,776 - 1,456 = 0,68 \text{ (En sentido hacia abajo)}$$

- Verificación de la flecha

$$\Delta_{\text{final}} \leq \frac{L_v}{480}$$

$$0,68 \leq 0,833 \text{ cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

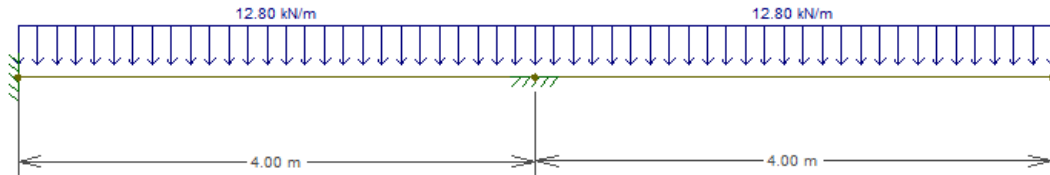
Figura 7: Sección de la armadura negativa de losa alivianada.



Fuente: Elaboración propia.

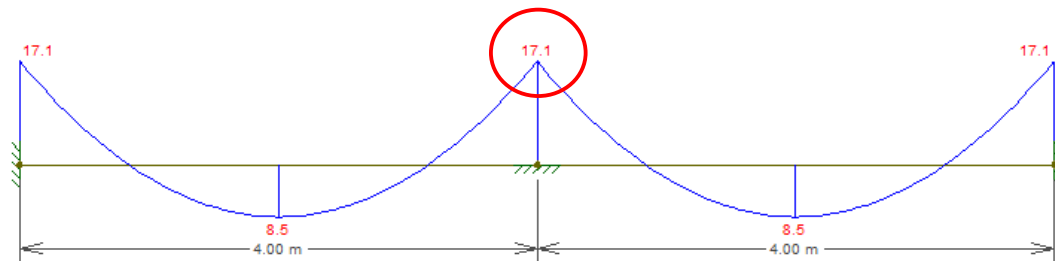
Lado menor= 4m
Lado mayor= 5,1 m
Representación:

Figura 8: Cargas actuantes para armadura negativa de losa alivianada.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 9: Diagrama de momentos para armadura negativa de losa alivianada.



Fuente: Elaboración propia.

$$M_d^- = 17,10 \text{ KN.m}$$

$$b_w(\text{Ancho tributario}) = 54 \text{ cm}$$

$h(\text{Espesor de losa}) = 20 \text{ cm}$

$$f_{cd} = 16,667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} = 434,783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Canto útil

$$d = 20 - \left(0,80 + \frac{0,6}{2}\right) = 18,90 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{17,10 * (1000 * 100)}{54 * 18,90^2 * 434,783 * (100)} = 0,053$$

Entrando a la tabla de flexión simple, se tiene:

$$\omega = 0,06$$

Armadura de cálculo

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,06 * 54 * 18,90 * \frac{16,667}{434,783} = 2,35 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s(\min)} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0015 * 54 * 18,90 = 1,531 \text{ cm}^2$$

Número de barras

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$NB_{\phi 10 \text{ mm}} = \frac{2,35}{0,785} \approx 3$$

Separación

$$S = \frac{b}{NB - 1} = \frac{54}{3 - 1} \approx 25 \text{ cm}$$

Resumen

Longitud de la barra "l_b"

$$l_b = \frac{3}{8} * l_m$$

$$l_m = \text{Lado menor} = 4 \text{ m}$$

$$l_b = \frac{3}{8} * 4 = 1,50 \text{ m}$$

Usar $\phi 10 \text{ mm}$ c/25cm L = 1,5

