

VI- Cálculo de los factores de amplificación de Momentos de Primer orden (Sección C.1.4)

(a) Cálculo de B1

$$B_1 = \frac{C_m}{\left[1 - \frac{P_u}{P_{e1}}\right]} \geq 1 \quad (\text{C.1-2})$$

La columna se halla sometida a momentos en los extremos producidos por los empotramientos y también a una carga uniformemente distribuida entre extremos (solo en la combinación 4b) (Presión del viento).

- **Combinación 2 (1,2 · D + 1,6 · L + 0,5 · L_r)**

Debido a los momentos extremos:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 0,6 - 0,4 \cdot \left(\frac{16,19}{32,43}\right) = 0,40$$

P_{e1} debe ser determinada para el plano de flexión y con el factor de longitud efectiva para pórtico indesplazable. Se toma conservadoramente $k_x=1$

$$\lambda_x = \frac{1 \cdot 450}{11,05} = 40,72 \longrightarrow \lambda_c = 0,454$$

$$P_{e1} = \frac{A_g \cdot F_y \cdot 10^{-1}}{\lambda_c^2} = \frac{92,9 \cdot 248 \cdot 10^{-1}}{0,454^2} = 11177 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{0,40}{\left[1 - \frac{111,44}{11177}\right]} = 0,405 < 1 \quad \rightarrow \quad \mathbf{B_1 = 1}$$

- **Combinación 4b (1,2 · D + 1,3 · W + L + 0,5 · L_r)**

Debido a los momentos extremos:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot \left(\frac{M_{nt1}}{M_{nt2}}\right) = 0,6 - 0,4 \cdot \left(\frac{122,52}{188,43}\right) = 0,34$$

$$B_1 = \frac{0,34}{\left[1 - \frac{111,44}{11177}\right]} = 0,35$$

Debido a la carga distribuida, aplicando Tabla C-C.1-1 de los comentarios para apoyo (caso 2)

$$\mathbf{C_m=1}$$

$$B_1 = \frac{1}{\left[1 - \frac{96,37}{11177}\right]} = 1,009$$

Por ambos efectos $B = 1,009 \cdot 0,35 = 0,36 < 1 \rightarrow B_1 = 1$

(b) Cálculo de B_2

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{ei}}} \geq 1$$

• **Para la combinación 2(1,2 . D + 1,6 . L + 0,5 . Lr)**

$$\sum P_u = 111,44 \cdot 2 + 211 = 433,88 \text{ kN}$$

$$\sum P_{ei} = 2 \cdot P_{e2}$$

Se deberá calcular P_{e2} con los coeficientes k correspondientes al plano de flexión para el pórtico desplazable pero sin la corrección por diferencia de rigidez y pandeo no simultáneo pues este efecto está incluido en la ecuación (C.1-5).

$$k_1 = 1,42$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{1,42 \cdot 450}{11,05} \cdot \sqrt{\frac{248}{202000}} = 0,65$$

$$P_{e2} = \frac{A_g \cdot F_y \cdot 10^{-1}}{\lambda_c^2} = \frac{92,9 \cdot 248 \cdot 10^{-1}}{0,65^2} = 5453 \text{ kN}$$

$$\sum P_{ei} = 5453 \cdot 2 = 10906 \text{ kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{433,88}{10906}} = 1,042$$

• **Para la combinación 4b (1,2 . D + 1,3 . W + L + 0,5 . Lr)**

$$\sum P_u = 96,37 + 16,67 + 141,76 = 254,8 \text{ kN}$$

$$\sum P_{ei} = 10906 \text{ kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{254,8}{10906}} = 1,024$$

(c) Momentos requeridos amplificados

Según observación de Comentarios C.1.4. (últimos párrafos) al ser $B_1=1$ se suman los momentos amplificados de la misma sección.

$$M_u = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{1t}$$

Combinación 2 $M_u = 1 \cdot 31,96 + 1,042 \cdot 0,47 = 32,45 \text{ kN.m}$

Combinación 4b $M_u = 1 \cdot 43,88 + 1,024 \cdot 144,55 = 191,90 \text{ kN.m}$

VII- Verificación de la ecuación de interacción

Aplicación Capítulo H

- Combinación 2

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{111,4}{0,85 \cdot 1635} = 0,08 < 0,2$$

La ecuación de interacción es (Ecuación H.1-1b)

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} = \frac{0,08}{2} + \frac{32,45}{0,9 \cdot 233,62} = 0,20 < 1 \quad \text{VERIFICA}$$

- Combinación 4b

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{96,37}{0,85 \cdot 1784} = 0,064 < 0,2$$

La ecuación de interacción es (Ecuación H.1-1b)

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} = \frac{0,064}{2} + \frac{191,90}{0,9 \cdot 233,62} \cong 0,95 < 1 \quad \text{VERIFICA}$$

VIII- Verificación al corte

Se verifica para el máximo corte requerido

$$V_u = 76,71 \text{ kN}$$

Se aplica Capítulo F, Sección F.2.

$$\frac{h_w}{t_w} = 22,6 < \frac{1100}{\sqrt{F_{yw}}} = \frac{1100}{\sqrt{248}} = 69,85$$

La resistencia nominal

$$V_n = 0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w \cdot 10^{-1} = 0,6 \cdot 248 \cdot (25,35 \cdot 0,86) \cdot 10^{-1} = 324,40 \text{ kN} \quad (\text{F.2-1})^*$$

La resistencia de diseño

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = 0,9 \cdot 324,40 = 291,9 \text{ kN} > V_u = 76,71 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA}$$

IX- Verificación en Servicio

(Capítulo L y Apéndice L)

Se verifica el desplazamiento lateral.

El desplazamiento lateral en la cabeza de la columna con respecto a la base resulta máximo para la combinación A-L.1-1.

$$\mathbf{D + W_{EO}}$$

Del análisis estructural $\delta_{total} = \mathbf{5,00\ cm} \cong \delta_w$

De acuerdo a la Tabla A-L.4-1

$$\delta_{admtotal} = \frac{H}{150} = \frac{800}{150} = 5,33\text{cm} > 5\text{ cm}$$

VERIFICA

$$\delta_{admtviento} = \frac{H}{160} = \frac{800}{160} = 5\text{cm} \approx 5\text{ cm}$$

VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA BASE DE LA COLUMNA C₇ – C₉ (base empotrada)

Solicitaciones requeridas

Para la determinación de las dimensiones de la base se plantean las combinaciones de acciones más desfavorables:

- **4b) 1,2 . D + 1,3.W + L + 0,5.L_r (flexocompresión más desfavorable para la columna)**
- **5b) 0,9 . G + 1,3.W (flexotracción más desfavorable para la columna)**

Las solicitaciones requeridas resultan

$$\begin{aligned} \mathbf{4b)} \quad N_u &= -96,37 \text{ kN (compresión)} \\ M_u &= 188,69 \text{ kN.m} \\ V_u &= 76,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{5b)} \quad N_u &= 44,08 \text{ kN (tracción)} \\ M_u &= 178,02 \text{ kN.m} \\ V_u &= 71,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Determinación de las dimensiones de la Base

De acuerdo al Capítulo C, se resolverá el esquema estático de la base con análisis global elástico.

Las columnas transmiten las solicitaciones al suelo de fundación a través de bases metálicas unidas a bases de H^o A^o o pozos de fundación.

Se supone la base totalmente rígida. Se plantea el equilibrio estático de acciones y reacciones para obtener las solicitaciones en la base.

• **Combinación 5b). (flexotracción)**

La excentricidad de la fuerza requerida resulta:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{178,02}{44,08} = 4,04\text{m} = 404\text{cm}$$

Dada la gran excentricidad, se supone en estado último una zona de Hormigón comprimida y plastificada, con una longitud igual a ¼ de la longitud útil de la base (**h**) en la dirección de la flexión y se colocan pernos de anclaje para tomar las tracciones. (ver esquema en Figura Ej.19-30)

Se predimensiona la longitud de la base (en la dirección de la flexión): $d = 60 \text{ cm}$.

Con $h' = 5 \text{ cm}$ resulta $h = d - h' = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$.

Para la resistencia al aplastamiento del hormigón se adopta conservadoramente (Sección J.9.):

$$f_H = 0,60 \cdot 0,85 \cdot f_c = 0,51 f_c$$

con

$$\begin{aligned} f_c &= 17 \text{ MPa} && \text{resulta} \\ f_H &= 0,51 \cdot 17 = 8,6 \text{ MPa} = 0,86 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Se realiza el equilibrio de momentos:

$$f_H \cdot (h/4) \cdot b \cdot [h - (h/8)] = N_u \cdot [e - (d/2 - h')] \quad \text{de dónde :}$$

$$b = \frac{N_u \cdot \left[e - \left(\frac{d}{2} - h' \right) \right]}{f'_H \cdot \frac{7}{32} \cdot h^2} = \frac{44,08 \cdot \left[404 - \left(\frac{60}{2} - 5 \right) \right]}{0,86 \cdot \frac{7}{32} \cdot 55^2} \approx 30 \text{ cm}$$

Planteando el equilibrio de fuerzas verticales se determina la fuerza requerida en los pernos de anclaje:

$$Z_u = f'_H \cdot (h/4) \cdot b + N_u = 0,86 \cdot (55/4) \cdot 30 + 44,08 = 398,9 \text{ kN (tracción)}$$

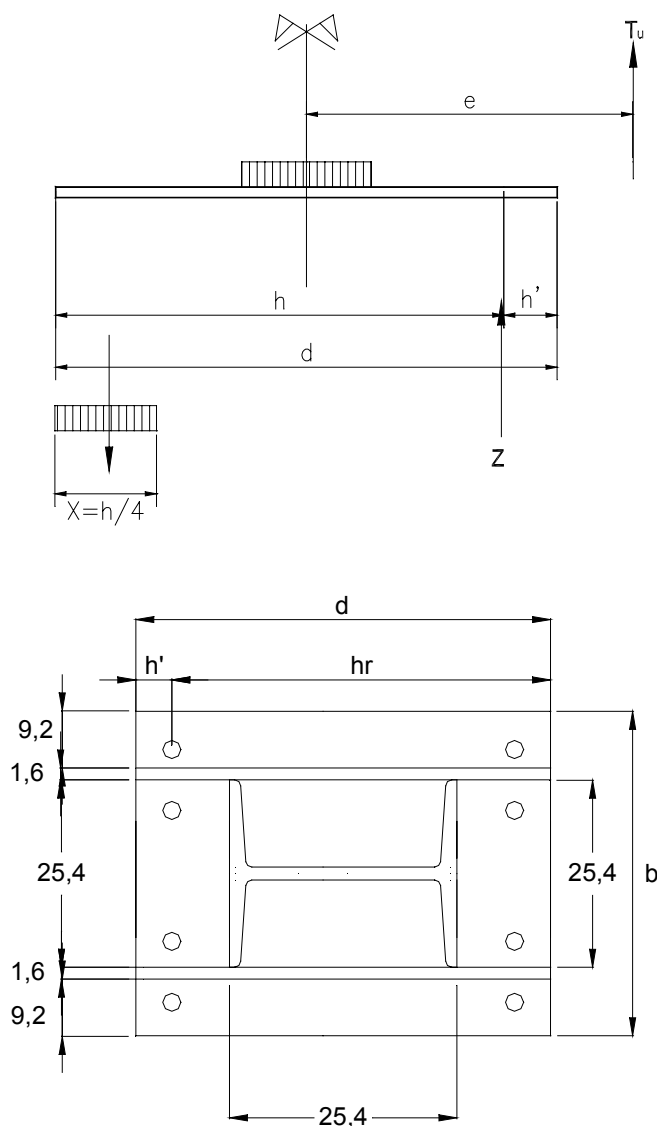


Figura Ej.19-30

Resultan para esta Combinación:

$$b = 30 \text{ cm} \quad d = 60 \text{ cm} \quad Z_u = 398,9 \text{ kN}$$

- **Combinación 4b) (flexocompresión)**

La excentricidad de la fuerza requerida resulta :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{188,69}{96,37} \cong 1,96\text{m} = 196\text{cm}$$

Con $d = 60\text{ cm}$ $h' = 5\text{ cm}$ $h = 60 - 5 = 55\text{ cm}$
 $f'_H = 0,86\text{ kN/cm}^2$

se realiza el equilibrio de fuerzas resultando :

$$f'_H = N_u \frac{e + \left(\frac{d}{2} - h'\right)}{b \cdot \frac{7}{32} \cdot h^2} \quad \text{de donde}$$

$$b = N_u \frac{e + \left(\frac{d}{2} - h'\right)}{f'_H \cdot \frac{7}{32} \cdot h^2} = 96,37 \frac{196 + \left(\frac{60}{2} - 5\right)}{0,86 \cdot \frac{7}{32} \cdot 55^2} \cong 38\text{cm}.$$

Las dimensiones necesarias resultan mayores que para la Combinación **5b)**
 En función de las dimensiones necesarias para colocar los pernos de anclaje (ver Figura 19-30) se adopta:

$$b = 47\text{ cm} \quad d = 60\text{ cm}$$

Tensiones de contacto y fuerza de tracción en pernos de anclaje

Con las dimensiones adoptadas para la base resultan las siguientes tensiones de contacto (f'_H) y fuerzas de tracción en los pernos (Z_u)

- **Combinación 4b)**

$$f'_H = \frac{96,37 \cdot \left[196 + \left(\frac{60}{2} - 5\right)\right]}{47 \cdot \frac{7}{32} \cdot 55^2} = 0,69\text{kN/cm}^2$$

$$Z_u = f'_H \cdot \frac{h}{4} \cdot b - N_u = 0,69 \cdot \frac{55}{4} \cdot 47 - 96,37 = 349,5\text{kN} \quad (\text{Tracción})$$

- **Combinación 5b)**

$$f'_H = \frac{44,08 \cdot \left[404 - \left(\frac{60}{2} - 5\right)\right]}{47 \cdot \frac{7}{32} \cdot 55^2} = 0,54\text{ kN/cm}^2$$

$$Z_u = 0,54 \cdot (55/4) \cdot 47 + 44,08 = 393,1\text{kN} \quad (\text{Tracción})$$

Dimensionamiento del perno de anclaje.

Al ser mayor la fuerza de tracción producida por la flexotracción en la Combinación **5b)** se dimensionan los pernos con :

$$Z_u = 393,1 \text{ kN}$$

Se utilizan pernos de acero F 26 (equivalentes a bulones tipo ASTM A307) con:

$$F_u = 390 \text{ MPa} \quad F_y = 245 \text{ MPa}$$

Se proponen 4 pernos de cada lado de $\phi 25 \text{ mm}$.

Se verificarán los pernos a tracción y corte combinados (Sección J.3.7.).

(a) resistencia a tracción

La resistencia de diseño a tracción de un perno sometido a corte y tracción combinados es

$$R_{d1} = \phi_t \cdot F_t \cdot A_b \cdot 0,1$$

Donde $\phi_t = 0,75$

F_t = resistencia a tracción nominal según Tabla J.3.5 en función de f_v (Tensión requerida al corte en el perno).

A_b = área del perno = $4,91 \text{ cm}^2$

La tensión elástica requerida al corte es (sección circular maciza)

$$f_v = \frac{V_{u1}}{0,75 \cdot A_b \cdot 10^{-1}}$$

$$V_{u1} = \text{corte que toma cada perno} = \frac{V_u}{n} = \frac{71,12}{8} = 8,89 \text{ kN}$$

$$f_v = \frac{8,89}{0,75 \cdot 4,91 \cdot 0,1} \cong 24 \text{ MPa}$$

de acuerdo a Tabla J.3.5, para los pernos del tipo adoptado, la tensión F_t es igual a:
 $F_t = (390 - 2,5 f_v) = (390 - 2,5 \cdot 24) = 330 \text{ MPa}$ y $F_t < 300 \text{ MPa}$, por lo tanto :

$$F_t = 300 \text{ MPa}$$

Entonces $R_{d1} = 0,75 \cdot 300 \cdot 4,91 \cdot 0,1 = 110,5 \text{ kN}$

Cantidad de pernos $n = \frac{Z_u}{R_{d1}} = \frac{393,1}{110,5} = 3,6 \longrightarrow n = 4$ necesarios en los extremos.

Se disponen los pernos de la manera, indicada en la Figura 19-31, verificando las distancias mínimas y máximas (Secciones J.3.3, J.3.4 y J.3.5).

$$d_{b\text{mín}} = 1,75d = 1,75 \cdot 2,5 = 4,375 \text{ cm} < 4,6 \text{ cm} \quad (\text{VERIFICA})$$

$$d_{b\text{max}} = 12t = 12 \cdot 1,59 = 19,08 \text{ cm} \text{ o } 15 \text{ cm} > 4,6 \text{ cm} \quad (\text{VERIFICA})$$

(b) Resistencia a corte:

La resistencia de diseño al corte según Tabla J.3.2

$$\phi \cdot F_v = 0,75 \cdot (0,35 \cdot 390) \approx 102,4 \text{ MPa}$$

Tensión requerida de corte $f_v = 24 \text{ MPa} < \phi \cdot F_v = 102,4 \text{ MPa}$ (VERIFICA)

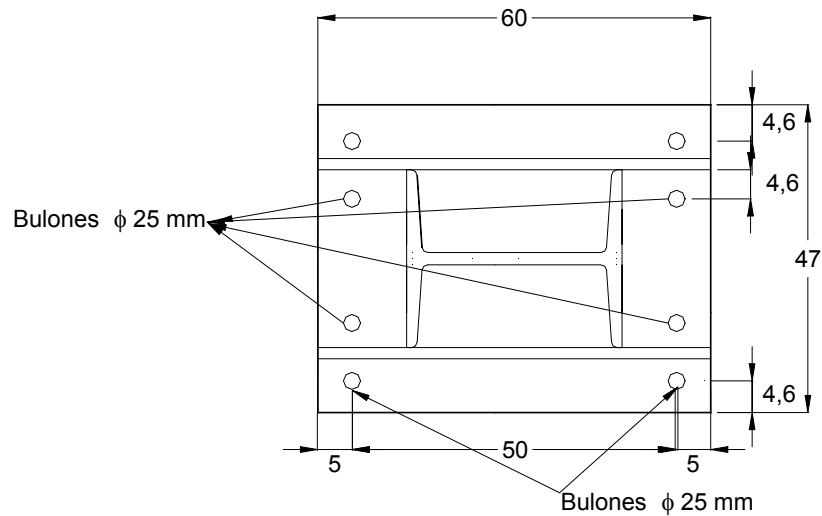


Figura Ej.19-31

(c) Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros (ver Sección J.3.10) :
Por ser los agujeros normales y al considerar en el proyecto la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio, se adopta la siguiente ecuación:

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 \quad \text{por cada perno} \quad (\text{J.3-2a})$$

Para la unión la resistencia al aplastamiento de la chapa es la suma de las resistencias al aplastamiento de la chapa en todos los agujeros de la unión. (Sección J.3.10).

$$R_{n1} = 1,2 \cdot (4 \cdot (5,0 - 2,5 \cdot 0,5)) \cdot 3,8 \cdot 370 \cdot 0,1 \approx 2531 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi \cdot R_{n1} = 0,75 \cdot 2531 = 1898 \text{ kN} > V_u = 76,71 \text{ kN} \quad \text{====> VERIFICA}$$

$$R_{n2} = 2,4 \cdot 2,5 \cdot 3,8 \cdot 370 \cdot 0,1 = 844 \text{ kN para un perno}$$

La resistencia de diseño total es:

$$R_d = \phi \cdot R_{n2} \cdot n = 0,75 \cdot 844 \cdot 8 = 5062 \text{ kN} > V_u = 76,71 \text{ kN} \quad \text{====> VERIFICA}$$

Se deberá determinar la longitud de anclaje necesaria del perno en la base de hormigón.

Observación: según como se realice el anclaje puede ser necesario verificar el perno a flexotracción en la zona embebida en el hormigón, considerando la zona de máximo efecto por la combinación de flexión y tracción.

Puede también adoptarse una nariz de corte para transmitir la fuerza de corte.

Dimensionamiento de la placa de apoyo

Acero F24 $F_y = 235 \text{ MPa}$

Se dimensiona para zona de contacto con hormigón y para zona de pernos.

(a) En zona de contacto con hormigón:

La mayor tensión de contacto corresponde a Combinación **4b)** $f_H = 0,69 \text{ kN/cm}^2$

Se resuelve mediante las ecuaciones de la estática (Ver Capítulo C) considerando un esquema de losa de fajas independientes de 1 cm de ancho, con la acción de la tensión de contacto ($q = f_H$). La placa se apoya en cartelas (ver esquema en Figura Ej.19 - 32)

Se predimensiona el espesor de la cartela

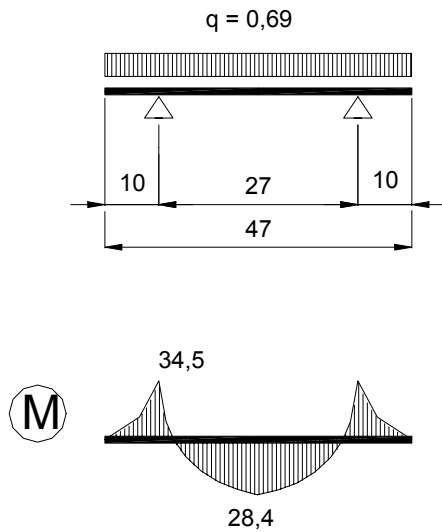


Figura Ej.19-32

$$e_c = 1,59 \text{ cm}$$

$$l_t = \text{longitud del tramo} = 25,4 + 1,59 \cong 27 \text{ cm}$$

$$l_v = \text{longitud del voladizo} = \frac{47 - 27}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$M_v = \text{momento de voladizo}$$

$$M_t = \text{momento de tramo}$$

$$M_v = 0,69 \cdot \frac{10^2}{2} = 34,5 \text{ kNcm / cm}$$

$$M_t = 0,69 \cdot \frac{27^2}{8} - 34,5 = 28,4 \text{ kNcm / cm}$$

(b) En zona de pernos de anclaje (Figura 19-33):

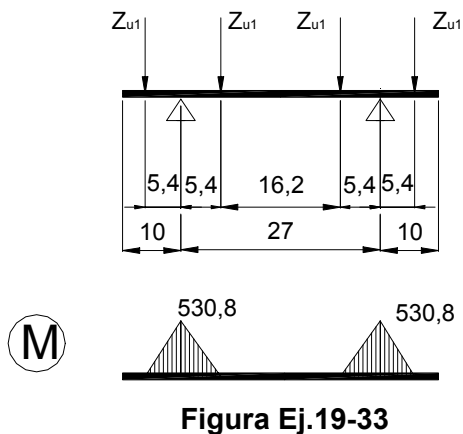


Figura Ej.19-33

$$Z_{u1} = 393,1/4 = 98,3 \text{ kN}$$

$$M_v = 98,3 \cdot 5,4 = 530,8 \text{ kN cm}$$

$$M_t = 98,3 \cdot 5,4 - 530,8 = 0$$

Se obtiene el ancho colaborante de la placa (Figura 19-34) en la hipótesis más desfavorable de no colocar una arandela de distribución.

$$b_1 = 2 n_1 + d_p = 2 \cdot 5,4 + 2,54 = 13,3 \text{ cm}$$

El momento flexor por cm de ancho es:

$$M_{v1} = 530,8/13,3 = \mathbf{39,91 \text{ kNcm/cm}}$$

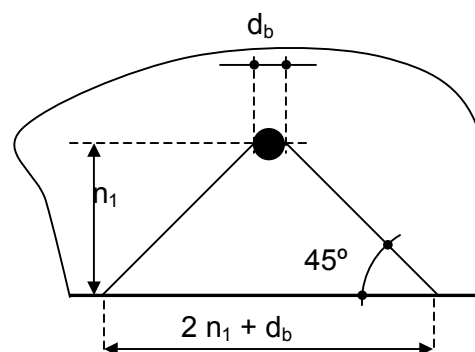


Figura Ej.19-34

Comparando los momentos flexores máximos obtenidos en (a) y (b) resulta mayor la sollicitación requerida en zona de pernos.

Se dimensiona la placa de apoyo con :

$$M_u = 39,91 \text{ kNcm} \quad \text{para } b = 1 \text{ cm}$$

Por razones de rigidez se adopta $M_n = M_y = S_x \cdot F_y$

$M_u = \phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot S_x \cdot F_y = \phi_b (b \cdot h_p^2 / 6) \cdot F_y$
el espesor necesario de la placa h_p es igual a:

$$h_p = \sqrt{\frac{6 \cdot M_u}{\phi_b \cdot b \cdot F_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 39,91}{0,9 \cdot 1 \cdot 235 \cdot (10^{-1})}} = 3,37 \text{ cm}$$

Se adopta una placa de espesor 3,81 cm (1 ½ “)

Dimensionamiento de la cartela .

El esquema estático de la cartela es el indicado en la Figura 19-35

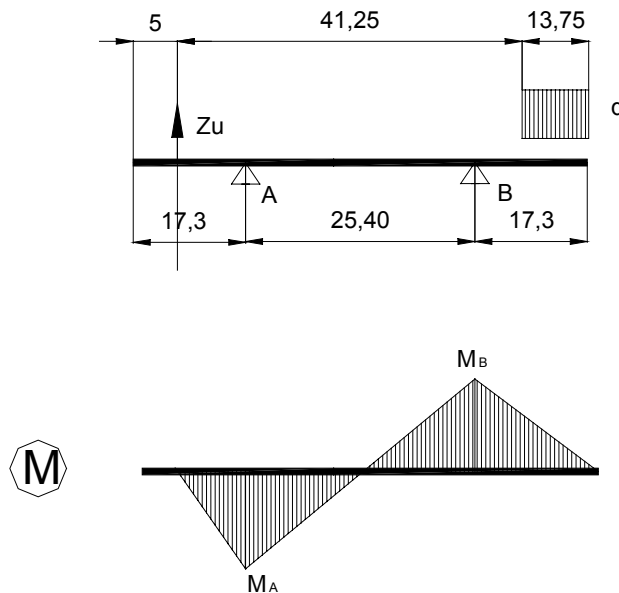


Figura Ej.19-35

Los momentos flexores y esfuerzos de corte requeridos resultan:

Combinación 4b)

$$\begin{aligned} Z_u &= 349,5 \cdot 0,5 = 175 \text{ kN} & q_u &= (47 \cdot 0,5) \cdot 0,69 = 16,215 \text{ kN/cm} \\ M_{uA} &= 175 \cdot 12,3 = 2152 \text{ kNcm} & M_{uB} &= 16,215 \cdot 13,75 \cdot 10,425 = 2324 \text{ kNcm} \\ V_{uA} &= 175 \text{ kN} & V_{uB} &= 16,215 \cdot 13,75 = 223 \text{ kN} \end{aligned}$$

Combinación 5b)

$$\begin{aligned} Z_u &= 393,1 \cdot 0,5 = 197 \text{ kN} & q_u &= (47 \cdot 0,5) \cdot 0,54 = 12,69 \text{ kN/cm} \\ M_{uA} &= 197 \cdot 12,3 = 2423 \text{ kNcm} & M_{uB} &= 12,69 \cdot 13,75 \cdot 10,425 = 1819 \text{ kNcm} \\ V_{uA} &= 197 \text{ kN} & V_{uB} &= 12,69 \cdot 13,75 = 175 \text{ kN} \end{aligned}$$

Se dimensiona con el máximo momento flexor ($M_u = 2423$ kNcm) considerando por razones de rigidez $M_n = M_y = S \cdot F_y$
 Si consideramos para simplificar una sección rectangular en lugar de la sección real "te", la altura de la cartela necesaria por flexión es :

$$h_c = \sqrt{\frac{6 \cdot 2423}{0,9 \cdot 235 \cdot 1,59 \cdot (10^{-1})}} = 20,8 \text{ cm}$$

Se adoptan cartelas de **21 x 1,59 x 60**

Se debe verificar si el estado límite de pandeo lateral no es determinante y si se puede alcanzar el momento M_y . De sección F.1.2.(a) la longitud no arriostrada L_r para secciones rectangulares es:

$$L_r = \frac{400 \cdot r_y}{M_r} \sqrt{J \cdot A} = \frac{400 \cdot 0,46}{27,5} \sqrt{25,04 \cdot 33,39} \cong 193 \text{ cm} \quad (\text{F.1-10})^*$$

$L_r = 193 \text{ cm} > 17,3 \cdot 2 = 34,6 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA}$

Siendo para la sección de la cartela (1,59 cm x 21 cm)

$$r_y = 0,46 \text{ cm}$$

$$S = (1,59 \cdot 21^2) / 6 = 116,9 \text{ cm}^3$$

$$M_r = S \cdot F_y \cdot (10)^{-3} = 116,9 \cdot 235 \cdot (10)^{-3} = 27,5 \text{ kN.m}$$

$$J = [(1,59)^3 \cdot 21] / 3 = 25,04 \text{ cm}^4$$

$$A = 1,59 \cdot 21 = 33,39 \text{ cm}^2$$

Se verifica el corte, determinando la tensión τ . (de acuerdo a Sección H.2.(b))

$$V_u = 223 \text{ kN}$$

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{V_u}{(e_c \cdot h_c)} = 1,5 \cdot \frac{223}{(1,59 \cdot 21)} \cong 10,02 \text{ kN/cm}^2 = 100,2 \text{ MPa}$$

$$\tau = 100,2 \text{ MPa} < \phi_v \cdot (0,6 \cdot 235) = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 235 = 126,9 \text{ MPa} \quad (\text{VERIFICA})$$

Dimensionamiento de las uniones soldadas.

Se dimensionarán las uniones soldadas entre la columna y la cartela (soldadura vertical) (1) y entre la cartela y la placa de apoyo (2). (Figura 19-36)

Se utilizará soldadura de filete (Sección J.2). El factor de resistencia y la resistencia nominal se obtienen de la Tabla J.2-5. para corte en el área efectiva.

$$\phi = 0,60$$

$$F_w = 0,6 \cdot F_{EXX}$$

La tensión del electrodo utilizada es $F_{EXX} = 480$ Mpa, por lo tanto $F_w = 0,6 \cdot 480 \text{ MPa} = 288$ MPa.

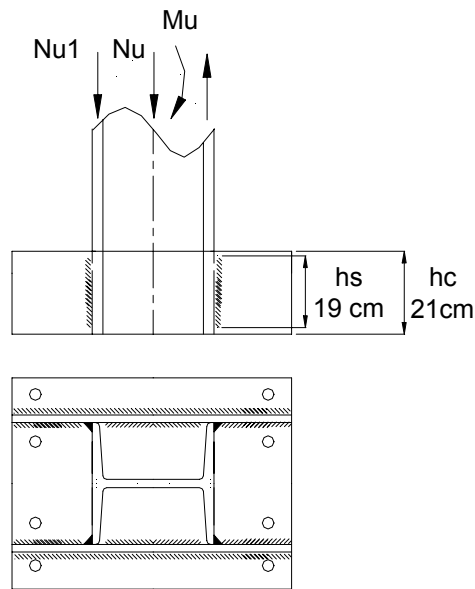


Figura Ej.19-36

- **Soldadura (1) (vertical)**

La cantidad de cordones de soldadura (n_t) es 4
 Los esfuerzos requeridos en el cordón más solicitado son:

$$N_{u1} = \frac{M_u}{2 \cdot 0,254} + \frac{N_u}{4}$$

$$N_{u1} = \frac{188,69}{2 \cdot 0,254} + \frac{96,37}{4} \cong 395,5 \text{ kN}$$

$$V_{u1} = \frac{V_u}{n_c} = \frac{76,71}{4} = 19,2 \text{ kN}$$

Se determina el lado mínimo de la soldadura, de acuerdo a Tabla J.2-4 Sección J.2.2.(b)
 El lado mínimo para espesor de cartela 15,9 mm y ala de columna 14,2 mm es 6 mm (0,6cm).
 La resistencia de diseño de un cordón de soldadura de 1 cm de lado y 1cm de longitud será de acuerdo a la Sección J.2.4

$$R_d = \phi \cdot F_w \cdot \Delta_w \cdot 0,1 = \phi \cdot F_w \cdot 1 \cdot e_g \cdot 0,1$$

Siendo e_g = espesor de garganta efectiva e igual a $0,707 \cdot d_w$, por lo tanto

$$R_d = 0,60 \cdot 288 \cdot 1 \cdot (0,707 \cdot 1) \cdot 0,1 = 12,22 \text{ kN} \text{ para } d_w = 1 \text{ cm} \text{ y } L_w = 1 \text{ cm}$$

$$\text{La fuerza combinada actuante es } N_u = \sqrt{N_{u1}^2 + V_{u1}^2} = \sqrt{395,5^2 + 19,2^2} = 396 \text{ kN}$$

Se adopta como longitud del cordón **$L_w = 19\text{cm}$** .

El espesor d_w necesario es :

$$d_w = 396 / (12,22 \cdot 19) = 1,70 \text{ cm}$$

Se adopta **$d_w = 1,7 \text{ cm}$** > 0,6 cm (lado mínimo)

- **Soldadura (2) (horizontal)**

Se supone que no se mecaniza la cartela para una transmisión directa de las compresiones.

Las longitudes de transmisión son :

En zona de contacto con hormigón $L_w = 13,75$ cm ($\frac{1}{4}$ de la altura útil de la base)
 En zona de pernos de anclaje $L_w = 13,3$ cm (ancho colaborante de la chapa)

En base a lo anterior se puede suponer que en cada cordón horizontal se transmitirá aproximadamente $\frac{1}{8}$ de la fuerza horizontal V_u

Por ello las fuerzas requeridas a transmitir son:

En zona de contacto con hormigón :
 $N_u = 223/2 = 111,5$ kN ; $V_u = 76,71/8 = 9,6$ kN (de Combinación **4b**)

Combinada $P_u = \sqrt{111,5^2 + 9,6^2} = 112$ kN por cm de longitud = $112 / 13,75 = 8,15$ kN/cm

En zona de pernos de anclaje:
 $N_u = 197/2 = 98,5$ kN ; $V_u = 71,12/8 = 8,89$ kN (de Combinación **5b**)

Combinada $P_u = \sqrt{98,5^2 + 8,89^2} = 98,9$ kN por cm de longitud = $98,9 / 13,3 = 7,5$ kN/cm

Para un cordón de $d_w = 1$ cm, la Resistencia de diseño resultaba $R_d = 12,22$ kN /cm.cm
 El lado necesario resulta $d_c = 8,15/12,22 = 0,67$ cm.

Se adopta $d_w = 1$ cm

DIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA CENTRAL BIARTICULADA (C₅) DEL PORTICO P₁

Se plantea una columna armada formada por 4 perfiles ángulos $\angle 2\frac{1}{4} \times 1\frac{1}{4}$ (57,1x57,1x6,35) unidos por celosías planas soldadas con diagonales simples de perfiles ángulos $\angle 5/8 \times 1/8$ (15,9 x 15,9 x 3.2).

El acero de los perfiles tiene

$$F_y=235 \text{ MPa} \text{ y } F_u=370 \text{ MPa.}$$

El esquema de la columna es la siguiente (Ver Ejemplo 11).

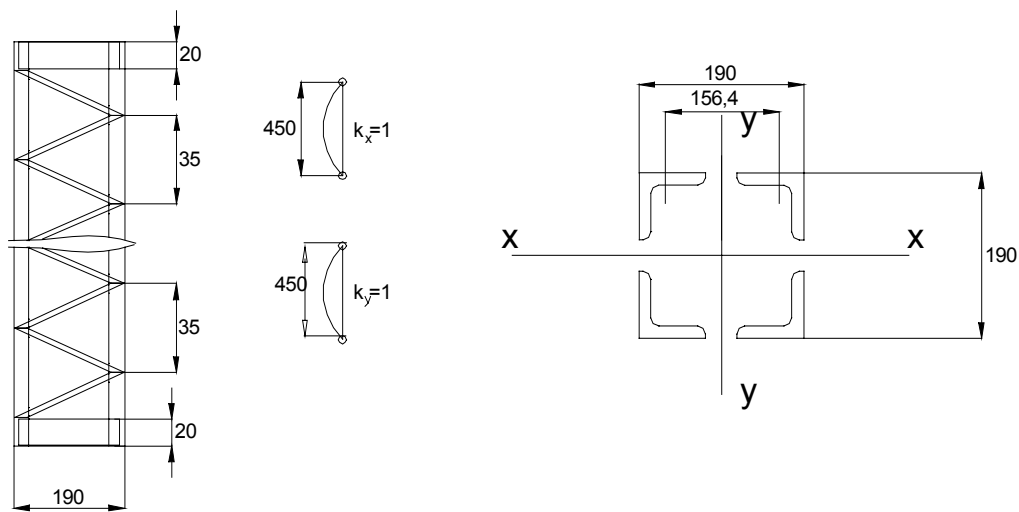


Figura Ej.19-21

Los datos de los perfiles ángulos de las barras de los cordones ($\angle 2\frac{1}{4} \times 1\frac{1}{4}$) son:

$$A_{g1} = 6,85 \text{ cm}^2$$

$$I_{x1} = 21,23 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 8,62 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,76 \text{ cm}$$

$$e_{x1} = 1,68 \text{ cm}$$

$$r_{\min} = 1,12 \text{ cm}$$

$$l_d = 23,5 \text{ cm}$$

$$h = 15,64 \text{ cm} \quad \alpha = 42^\circ$$

Los datos del perfil ángulo $\angle 5/8 \times 1/8$ (diagonal) son:

$$A_g = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = 0,31 \text{ cm}$$

Área del perfil

Momento de inercia alrededor de x-x

Momento de menor inercia

radio de giro alrededor de x-x

distancia del centro de gravedad del perfil PNU al borde del alma

radio de giro alrededor de y'-y'.

Área del perfil

radio de giro alrededor del eje mínimo.

Verificación de los cordones

• Determinación de la resistencia requerida

Al estar solicitado a esfuerzos axiales solamente (compresión centrada) la combinación más desfavorable es la (A.4-3) $1,2 D + 1,6 L$, porque la sobrecarga del entrepiso es mucho mayor en magnitud que el peso propio (D).

$$1,2 D + 1,6 L = 1,2 \cdot (-42,44) + 1,6 \cdot (-236,43) = -429,22 \text{ kN}$$

Se adopta $P_u = -430$ kN.

Por ser $\alpha < 60^\circ$ según E.4.3., grupo IV (5), no son aplicables especificaciones de E.4.

Se aplica Apéndice E Sección A-E.4.

La sección es cuadrada y ambos ejes son libres por lo cual se realiza una sola verificación.

El momento de inercia de la sección compuesta alrededor del eje x-x (idem eje y-y) de acuerdo al teorema de Steiner resulta:

$$I_x = [21,23 + 6,85 \cdot (9,5 - 1,68)^2] \cdot 4 = 1760,5 \text{ cm}^4$$

$$A_j = 4 \times 6,85 = 27,4 \text{ cm}^2$$

Radio de giro de la sección compuesta alrededor del eje x-x

$$r_x = \sqrt{\frac{1760,5}{27,4}} = 8,01 \text{ cm}$$

Aplicando Sección A-E.4.2.1.(a) la esbeltez modificada de la columna armada es igual a:

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0^2 + \lambda_1}$$

Siendo λ_1 un valor auxiliar relacionado con la rigidez a corte de la celosía de enlace que se obtiene de acuerdo a la Figura A-E.4-2 de acuerdo a la geometría de esta.

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$$

Siendo A_g = sección bruta total de la barra armada = 27,4 cm²

d = longitud de la diagonal = 23,15 cm

n_o = número de planos de celosía = 2

A_d = sección bruta de la diagonal = 0,91 cm²

a = 35 cm

h = 15,64 cm

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 27,4 \cdot 23,15^3}{2 \cdot 0,91 \cdot 35 \cdot 15^2}} = 21,64$$

La esbeltez λ_{m} resulta

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{450}{8,01}\right)^2 + (21,64)^2} \cong 60,2$$

Aplicando la Sección A-E.4.2.1. Cada barra tendrá un esfuerzo requerido igual a

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_s}{n_1 \cdot h} \quad (\text{A - E.4 - 1})$$

siendo:

P_u = carga axial requerida = 430 kN

n = número de barras de la columna armada = 4

n_1 = número de barras del cordón = 2

h = distancia entre centros de gravedad = 15,64 cm

$$e_o = \frac{k \cdot L}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm (deformación inicial)}$$

$$M_s = \frac{P_u \cdot e_o}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \cdot (10^{-2}) \quad (\text{A-E.4-2})$$

$$P_{c.m.} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda_m^2} \cdot (10^{-1}) = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 27,4}{60,2^2} \cdot (10^{-1}) \cong 1492 \text{ kN} \quad (\text{A-E.4-3})$$

$$M_s = \frac{430 \cdot 0,9}{1 - \frac{430}{1492}} \cdot (10^{-2}) = 5,44 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Resistencia requerida} \Rightarrow P_{u1} = \frac{430}{4} + \frac{5,44 \cdot 100}{15,64 \cdot 2} = 124,9 \text{ kN} \cong 125 \text{ kN}$$

• Determinación de la resistencia de Diseño

$$P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1})$$

Siendo:

$$\phi_c = 0,85$$

F_{cr} se obtiene aplicando Sección E.2 con el factor de esbeltez λ_{c1} :

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{L_1}{r_1} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

con $L_1 = a = 35 \text{ cm}$

r_1 = radio de giro mínimo del cordón = 1,12 cm

Entonces

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{35}{1,12} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,341 \leq 1,5$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{0,341^2} \right) 235 = 223,84 \text{ MPa} \quad (\text{E.2-2})$$

$$\text{Resistencia de diseño} \Rightarrow P_{d1} = 0,85 \cdot 223,84 \cdot 6,85 \cdot 10^{-1} = 130,3 \text{ kN.} < P_{u1} = 124,8 \text{ kN}$$

VERIFICA

Verificación de esbeltez local : Caso 6 Tabla B.5-1 (*)

$$(b/t) = \frac{5,715}{0,635} = 9 < \lambda_r = \frac{200}{\sqrt{F_y}} = \frac{200}{\sqrt{235}} = 13 \quad \Rightarrow \quad \text{ala no esbelta} \quad Q = 1$$

Verificación de las barras de celosía

• Determinación de la Resistencia Requerida

Aplicando la sección A-E.4.2.1(b), se verifican las diagonales con una fuerza V_{eu} igual a:

$$V_{eu} = \beta \cdot P_u \quad (\text{A-E.4-4})$$

$$\text{con: } \beta = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \right] = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{430}{1492}} \right] = 0,011$$

Por lo tanto: $V_{eu} = 0,011 \cdot 430 = 4,73 \text{ kN}$

$$\text{Resistencia requerida} \Rightarrow D_u = \frac{V_{eu}}{2 \cdot \cos(\alpha)} = \frac{4,73}{2 \cdot \cos(42,5)} = 3,2 \text{ kN}$$

• Determinación de la Resistencia de Diseño

La longitud de la diagonal es $L_d = 23,10 \text{ cm}$.

Aplicando la Sección C.2.3., Figura C.2-4, Caso 3 y suponiendo $\lambda_c > 0,8 \rightarrow k=1$

La esbeltez es igual a

$$\lambda_d = \frac{k \cdot L}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 23,1}{0,314} = 74 < 200 \quad \text{Verifica Sección B - 7}$$

Se determina el factor de esbeltez adimensional (λ_c) de acuerdo a la siguiente ecuación

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E.2 - 4})$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot 74 \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} = 0,803 > 0,8, \text{ por lo tanto } k = 1 \text{ (ver Sección C.2.3.(4))}$$

$$\lambda_c < 1,5 \Rightarrow F_{cr} = \left(0,658^{\lambda_c^2}\right) \cdot F_y = \left(0,658^{0,803^2}\right) \cdot 235 = 179,45 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistencia de diseño} \Rightarrow R_d = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_d \cdot 10^{-1}$$

$$R_d = 0,85 \cdot 179,45 \cdot 0,91 \cdot 10^{-1}$$

$$R_d = 13,88 \text{ kN} > D_u = 3,2 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

Verificación de esbeltez local : Caso 6 Tabla B.5-1 (*)

$$(b/t) = \frac{1,59}{0,32} = 5 < \lambda_r = \frac{200}{\sqrt{F_y}} = \frac{200}{\sqrt{235}} = 13 \quad \Rightarrow \text{ala no esbelta} \quad \mathbf{Q = 1}$$

Dimensionamiento de las presillas extremas

• Dimensionamiento por rigidez necesaria

De acuerdo a Sección A-E.4.3.1, en los extremos de la barra armada se dispondrán presillas que satisfagan la siguiente condición:

$$\frac{n \cdot I_p}{h} \geq \frac{10 \cdot I_1}{a} \quad (\text{A-E.4-12})$$

siendo: n = planos de presillas = 2
 I_p = momento de inercia de una presilla en su plano.
 I_1 = momento de inercia del cordón con respecto al eje paralelo al eje libre analizado = 21,23 cm⁴.
 a = 35 cm
 h = 15,64 cm

Por lo tanto despejando el término I_p se obtiene:

$$I_p \geq \frac{10 \cdot I_1 \cdot h}{n \cdot a} = \frac{10 \cdot (21,23 \cdot 2) \cdot 15,64}{2 \cdot 35} = 94,87 \text{ cm}^4$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{I_p \cdot 12}{t}} = \sqrt[3]{\frac{94,87 \cdot 12}{0,476}} = 13,37 \text{ cm}$$

Fijando un espesor de la presilla $t = 0,476$ cm, se adopta presillas de **140 x 4,76 mm**

• Verificación de la presilla bajo la acción de la carga concentrada de la viga

Actuando la presilla como una viga bajo la acción de una carga concentrada

$$P_u = 429,22 \text{ kN}$$

El Momento flexor y el esfuerzo de corte requeridos son:

$$M_u = \frac{429,22}{2} \cdot \frac{0,15}{4} = 8,05 \text{ kNm}$$

$$V_u = \frac{429,22}{4} = 107,31 \text{ kN}$$

(a) Verificación a corte:

La resistencia a corte requerida en la presilla es:

$$f_v = \frac{107,31 \cdot 1,5}{15 \cdot 0,476} \cdot 10 = 225,44 \text{ MPa}$$

La resistencia de Diseño a corte es:

$$R_d = 0,9 \cdot (0,6 \cdot F_y) = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 235 = 126,9 \text{ MPa} > f_v = 225,44 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Redimensionamos}$$

Adoptamos presillas 200x0,635 mm

$$f_v = \frac{107,31 \cdot 1,5}{20 \cdot 0,635} \cdot 10 = 126,8 \text{ MPa} < 126,9 \text{ MPa}$$

VERIFICA

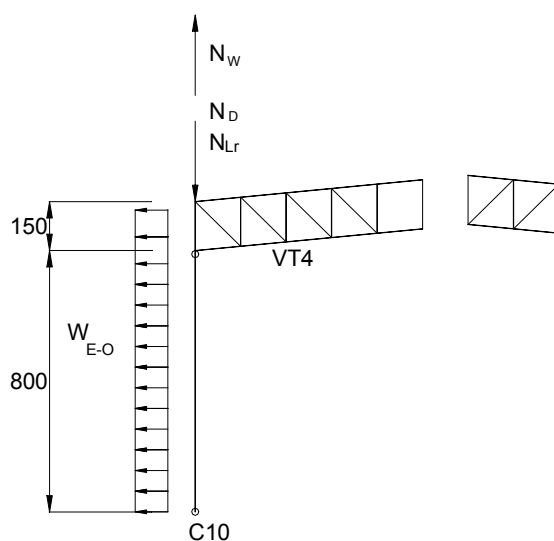
(b) Verificación a flexión:

$$M_n = M_p = Z \cdot F_y = (1/4)(20^2 \cdot 0,635) \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 14,92 \text{ kNm}$$

$$M_d = \phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 14,92 = 13,43 \text{ kNm} > M_u = 8,05 \text{ kNm}$$

VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA DEL PORTICO P₃ (C₁₀)



Los datos de carga son:

D: Peso Propio (cubierta y peso propio columna)

L_r: sobrecarga de techo

W: viento O-E (más desfavorable)

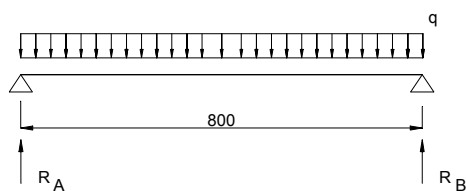
Las acciones de la viga VT₄ sobre la columna C₁₀ y el peso propio de la columna son

$$N_D = 5 \cdot 8,4 \cdot (0,29 + 0,035) + (8,4 \cdot 0,325) + 2 = 18,38 \text{ kN}$$

$$N_{Lr} = 0,30 \cdot 5 \cdot 8,4 = 12,6 \text{ kN}$$

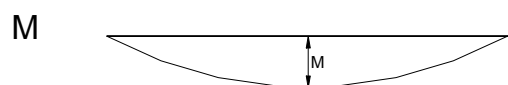
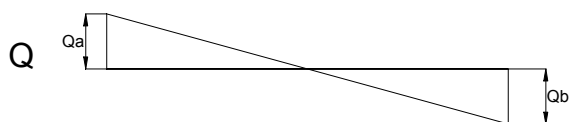
$$N_w = [(0,90 \cdot 0,75 + 0,6 \cdot 0,25) \cdot 0,65 \cdot 8,4 \cdot 5] = 22,52 \text{ kN}$$

Debido al viento lateral, la columna está solicitada a flexión. La columna está biarticulada. Resulta:



$$q = 0,65 \cdot 1,10 \cdot 5 = 3,58 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{3,58 \cdot 8^2}{8} = 28,64 \text{ kNm}$$



Las combinaciones de acciones según el Capítulo A Sección A.4.2, para este caso, son los siguientes.

$$1,4 D \quad (\text{A.4-1})$$

$$1,2 D + 1,6 L_r \quad (\text{A.4-3})$$

$$0,9 D + 1,3 W + 0,5 L_r \quad (\text{A.4-4})$$

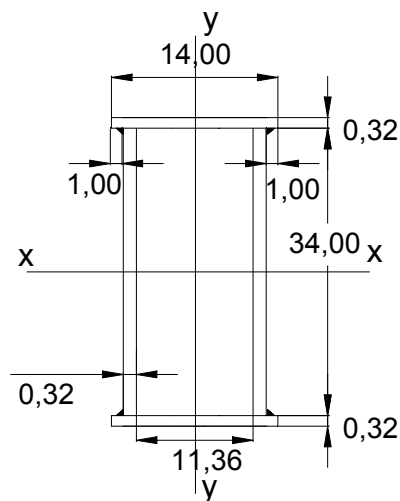
$$0,9 D \pm 1,3 W \quad (\text{A.4-6})$$

Se realizan las combinaciones de acciones para obtener la resistencia requerida para la columna C_{10} .

- 1- $1,4 \cdot N_D = 1,4 \cdot 18,38 = 25,73 \text{ kN}$ (compresión)
- 2- $1,2 N_D + 1,6 L_r = 1,2 \cdot 18,38 + 1,6 \cdot 12,6 = 42,22 \text{ kN}$ (compresión)
- 3- $1,2 N_D - 1,3 N_w + 0,5 N_{Lr} = 1,2 \cdot 18,38 - 1,3 \cdot 22,62 + 0,5 \cdot 12,6 = 1,05 \text{ kN}$ (tracción)
 $1,3 M = 1,3 \cdot 28,64 = 37,23 \text{ kNm}$
- 4- $0,9 N_D - 1,3 N_w = 0,9 \cdot 18,38 - 1,3 \cdot 22,52 = 12,73 \text{ kN}$ (tracción)
 $M = 37,23 \text{ kN.m}$

Se plantea la columna como una sección armada de chapa, de forma rectangular.

Las dimensiones y propiedades mecánicas son



$$A_g = (14 \cdot 0,32 \cdot 2 + 34 \cdot 0,32 \cdot 2) = 30,72 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[14 \cdot 0,32 \cdot 17,16^2 + \frac{34^3 \cdot 0,32}{12} \right] \cdot 2 = 4735 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 12,41 \text{ cm} \quad Z_x = 338,7 \text{ cm}^3 \quad S_x = 273,4 \text{ cm}^3$$

$$I_y = \left[34 \cdot 0,32 \cdot 5,68^2 + \frac{14^3 \cdot 0,32}{12} \right] \cdot 2 = 848,4 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 5,26 \text{ cm} \quad S_y = 121,2 \text{ cm}^3$$

Se deberá verificar la combinación **2** (compresión centrada, Capítulo E) y la combinación **4** (flexotracción, Sección H.1.1 ;ecuaciones de interacción).

I) Verificación combinación 2 (Compresión axial)

Las esbelteces resultan

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L}{r_x} = \frac{1 \cdot 800}{12,41} \cong 64,5 < 200$$

(**VERIFICA** Sección B.7)

$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 450}{5,26} \cong 86 < 200$$

(**VERIFICA** Sección B.7)

Se verifica la esbeltez local para determinar el factor Q de la sección. De acuerdo al caso 12 de la Tabla B.5-1(*)

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4$$

Esbeltez del alma : $\lambda_w = \frac{34}{0,32} = 106,3 > 43,4 \rightarrow \lambda_w > \lambda_r \rightarrow$ alma esbelta

Esbeltez del ala : $\lambda_f = \frac{13}{0,32} = 40,7 < 43,4 \rightarrow \lambda_f < \lambda_r \rightarrow$ ala no esbelta

La sección tiene elementos con λ menores a λ_r luego es **sección con elementos rigidizados esbeltos** (Sección A-B.5.3.b). Para determinar el factor Q_a se procede por tanteos. Se propone $Q_a=0,85$

Se determina la esbeltez reducida λ_c para la mayor esbeltez

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \cdot 86 \cdot \sqrt{\frac{235}{200\,000}} \cong 0,94$$

Para $\lambda_c \cdot \sqrt{Q} = 0,94 \cdot \sqrt{0,85} = 0,867 < 1,5$

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0,658^{Q \cdot \lambda_c^2} \right) \cdot F_y = 0,85 \cdot \left(0,658^{0,85 \cdot 0,94^2} \right) \cdot 235 = 145,87 \text{ MPa} \quad (\text{A-B.5-15})$$

La máxima tensión será $\phi \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 145,87 = 123,99$ MPa, luego se determina b_e para el alma con la ecuación (A-B.5-12)*

$$b_e = \frac{855 \cdot t}{\sqrt{f}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t} \right) \cdot \sqrt{f}} \right] = \frac{855 \cdot 0,32}{\sqrt{123,99}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{34}{0,32} \right) \cdot \sqrt{123,99}} \right] = 21,46 \text{ cm}$$

El área efectiva resulta $A_{ef} = 30,72 - (34 - 21,46) \cdot 0,32 \cdot 2 = 22,69 \text{ cm}^2$

El factor de reducción $Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{22,69}{30,72} = 0,74 < Q_a$ supuesto.

Se propone un segundo tanteo $Q_a = 0,75$

Para $\lambda_c \cdot \sqrt{Q} = 0,94 \cdot \sqrt{0,75} = 0,814 < 1,5$

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0,658^{Q \cdot \lambda_c^2} \right) \cdot F_y = 0,75 \cdot \left(0,658^{0,75 \cdot 0,94^2} \right) \cdot 235 = 133,56 \text{ MPa} \quad (\text{A-B.5-15})$$

La máxima tensión será $\phi \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 133,56 = 113,53$ MPa

El ancho efectivo resulta:

$$b_e = \frac{855 \cdot 0,32}{\sqrt{113,53}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{34}{0,32} \right) \cdot \sqrt{113,53}} \right] = 22,28 \text{ cm}$$

El área efectiva resulta $A_{ef} = 30,72 - (34 - 22,28) \cdot 0,32 \cdot 2 = 23,22 \text{ cm}^2$

El factor de reducción $Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{23,22}{30,72} = 0,756 \approx Q_a$ supuesto.

Por lo tanto $Q_a = 0,75 \rightarrow Q = Q_a = 0,75$ y $F_{cr} = 133,56$ MPa

Se determina la resistencia de diseño de acuerdo a las Secciones E.2 y A-B.5.3.d, $\phi_c \cdot P_n$,
dónde:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0,85 \\ P_n &= F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \end{aligned} \quad (E.2-1)$$

Entonces la resistencia de diseño a compresión resulta:

$$R_d = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \cdot 133,56 \cdot 30,72 \cdot 0,1 = \mathbf{348,8 \text{ kN}} > N_u = 42,22 \text{ kN} \quad \mathbf{VERIFICA}$$

II) Verificación Combinación 4(flexotracción)

Resistencia nominal a Tracción

De acuerdo a Sección D-1 los estados límites son la fluencia de la sección bruta y la rotura de la sección neta.

Para la fluencia

$$\begin{aligned} \phi_t &= 0,90 \\ P_n &= F_y \cdot A_g \cdot (10^{-1}) = 235 \cdot 30,72 \cdot 0,1 = 721,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

Para la rotura

$$\begin{aligned} \phi_t &= 0,75 \\ P_n &= F_u \cdot A_e \cdot (10^{-1}) \end{aligned}$$

De acuerdo Sección B.2. y $A_n = A_g$ y por Sección B.3., $A_e = A_n$, por lo tanto $A_e = A_g$

$$P_n = 370 \cdot 30,72 \cdot 0,1 = 1136,64 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la resistencia de diseño a tracción resulta el menor valor de:

$$\begin{aligned} R_d &= 0,9 \cdot 721,92 = 649,73 \text{ kN} \\ R_d &= 0,75 \cdot 1136,64 = 852,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\mathbf{R_d = 649,73 \text{ kN}}$$

Resistencia nominal a flexión

a - Pandeo local de ala

De acuerdo a Tabla B-5-1(*) - Caso 10

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b}{t} = \frac{13}{0,32} = 40,7 \\ \lambda_p &= \frac{500}{\sqrt{F_y}} = \frac{500}{\sqrt{235}} = 32,61 \quad \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{235}} = 43,4 \end{aligned}$$

$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \Rightarrow$ Ala no compacta \Rightarrow Sección A-F.1 de Tabla A-F.1.1

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq M_p \quad (\text{A-F.1-3})$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 338,7 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 79,59 \text{ kN m}$$

$$M_r = F_y \cdot S_{\text{eff}} \cdot 10^{-3}$$

Se determina el modulo resistente S_{eff} . La máxima tensión $f = F_y = 235 \text{ MPa}$.

El ancho efectivo $b_e = b$ por ser $(b/t) < \lambda_r$

$$\text{Por lo tanto } S_{\text{eff}} = S_x = 121,2 \text{ cm}^3$$

$$M_r = 235 \cdot 273,4 \cdot 10^{-3} = 64,25 \text{ kN m}$$

$$M_n = 79,59 - (79,59 - 64,25) \left(\frac{40,7 - 32,61}{43,4 - 32,61} \right) = 68,09 \text{ kNm} \leq M_p$$

$M_n = 68,09 \text{ kN m}$

b - Pandeo local de alma

Aplicamos Tabla B.5-1(*) - caso 9, conservadoramente para flexotracción.

Se debe verificar según la observación (h) de la tabla que:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{14 \cdot 0,32 \cdot 2}{29 \cdot 0,20 \cdot 2} = 0,77 < 2$$

VERIFICA

$$\frac{h}{t_w} = \frac{34}{0,32} = 106,3$$

Por lo tanto

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} = 109,59$$

$\lambda < \lambda_p \Rightarrow$ La sección se plastifica

De Tabla A-F.1.1.

$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 338,7 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 79,59 \text{ kN m}$$

$M_n = 79,59 \text{ kN m}$

c - Pandeo lateral Torsional

Cargas en el alma

$$L_b = 4,5 \text{ m}$$

$$\lambda_p = \frac{L_p}{r_y} \Rightarrow L_p = \lambda_p \cdot r_y \quad \lambda_p \text{ de Tabla A-F.1-1}$$

$$L_p = \frac{26 \cdot r_y}{M_p} \cdot \sqrt{J \cdot A} = \frac{26 \cdot 5,26}{79,59} \cdot \sqrt{2700,6 \cdot 30,72} = 495 \text{ cm} \quad (\text{F.1-5})^*$$

$$\text{dónde : } J = \frac{2 \cdot (b \cdot h)^2}{(b/t_1) + (h/t_2)} = 2700,6 \text{ cm}^3$$

$$\text{Por lo tanto } L_b = 450 < L_p = 495 \Rightarrow \mathbf{M_n = M_p = 79,59 \text{ kN.m}} \quad (\text{A.F.1-1})$$

De **a** , **b** y **c** la menor resistencia nominal es la que corresponde a “**a**” (Pandeo local de ala)

$$\mathbf{M_{nx} = 68,09 \text{ kN m}}$$

Verificación de la ecuación de interacción

De acuerdo a la Sección H.1.1:

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{12,73 \text{ kN}}{649,73} = 0,02 < 0,2 \text{ se aplica la Ecuación H.1-1b}$$

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{0,02}{2} + \frac{37,23}{0,9 \cdot 68,09} = 0,63 < 1,0 \quad \rightarrow \mathbf{VERIFICA}$$

