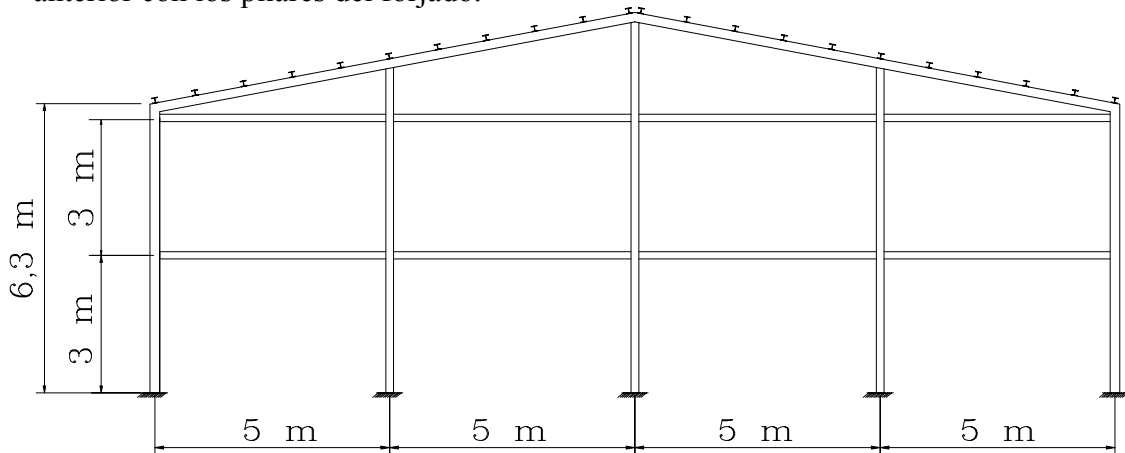


## 11.- CÁLCULO DEL ENTRAMADO FRONTAL

Con objeto de reducir las dimensiones de los paños de fachada se dispondrá un entramado frontal compuesto por pilarillos y correas de fachada. La distribución de estos será la misma en la fachada anterior y en la posterior, coincidiendo en la fachada anterior con los pilares del forjado.



### 11.1.- Cálculo de las correas de fachada

En cada alzado se dispondrán correas de fachada apoyadas en los pilarillos y cuya misión será recoger tanto el empuje del viento, que es perpendicular al plano de la fachada, como el peso de los bloques de fábrica de cemento que tienen por encima. Por lo tanto se trata de un caso de flexión esviada que resolveremos como tal.

La fachada delantera coincidirá en su parte izquierda con el forjado de oficinas, por lo que comprobaremos que el perfil de las jácenas del forjado cumple las condiciones de correas del entramado.

#### 11.1.1.- Valoración de las cargas

##### A) Plano de fachada

#### ACCIONES GRAVITATORIAS:

- CONCARGA

#### Peso propio de la correa:

HEB-160.....42,6 kg/m

#### Carga permanente:

Peso de fábrica de bloque de mortero hueco (e = 19 cm):.....1.600 kg/m<sup>3</sup>

Enfoscado de cemento(interior):.....20 kg/m<sup>2</sup>

Guarnecido de yeso(interior):.....12 kg/m<sup>2</sup>

La carga lineal sobre la correa será:

$$q_y^* = [(1.600 \cdot 0,19 + 20 + 12) \cdot 3 \cdot 1,33] + 42,6 \cdot 1,33 = 1.397,30 \text{ kg/m}$$

Siendo el momento en este plano:

$$M_x^* = \frac{q_y^* \cdot L^2}{8} = \frac{1.397,3 \cdot 5^2}{8} = 4.366,56 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

B) Plano perpendicular a la fachada:

#### ACCIÓN DEL VIENTO

Presión del viento a barlovento:.....42,55 kg/m<sup>2</sup>

La carga de viento que soporta la correa se obtendrá de multiplicar la presión del viento sobre la fachada por la banda de influencia de la correa:

$$q_x^* = 42,55 \cdot 3 \cdot 1,5 = 191,47 \text{ kg/m}$$

El momento en este plano será:

$$M_y^* = \frac{q_x^* \cdot L^2}{8} = \frac{191,47 \cdot 5^2}{8} = 598,34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

#### 11.1.2.- Comprobación del perfil

Utilizaremos un perfil HEB-160, cuyas características mecánicas son:

$$W_x = 311 \text{ cm}^3 \quad W_y = 111 \text{ cm}^3$$

- Comprobación a resistencia:

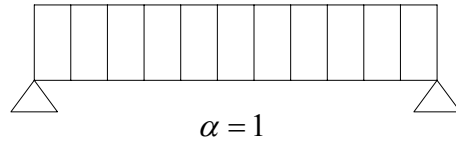
$$\sigma^* = \frac{M_x^*}{W_x} + \frac{M_y^*}{W_y} \leq \sigma_u$$

$$\sigma^* = \frac{436.656}{311} + \frac{59.834}{111} = 1.943,08 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.600 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

- Comprobación de la flecha:

No será necesaria la comprobación de la flecha, en el plano vertical, ya que las correas de fachada, apoyan sobre el cerramiento. Por lo tanto, se realizará la comprobación para la acciones perpendiculares al plano de fachada, es decir, la acción del viento. Para una viga de un tramo con una carga uniforme:



$$f(mm) \approx \alpha \cdot \frac{\sigma(kg/mm^2) \cdot l^2(m^2)}{h(cm^2)}$$

Plano perpendicular a la fachada:

$$q_x = 42,55 \cdot 3 = 127,65 \text{ kg/m}$$

$$M_y = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = \frac{127,65 \cdot 5^2}{8} = 398,91 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{39.891}{111} = 359,38 \text{ kg/cm}^2 = 3,59 \text{ kg/mm}^2$$

$$f(mm) = 1 \cdot \frac{3,59 \cdot 5^2}{16} = 5,61 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{500} = \frac{5.000}{500} = 10 \text{ mm}$$

$$f(mm) < \frac{L}{500}$$

CUMPLE

11.1.3.- Comprobación del perfil de la jácena de forjado

A) Plano de fachada

ACCIONES GRAVITATORIAS:

- CONCARGA

Peso propio de la correa:

IPN-360.....76,2 kg/m

Carga permanente:

Peso de fábrica de bloque de mortero hueco (e = 19 cm):.....1.600 kg/m<sup>3</sup>

Enfoscado de cemento(interior):.....20 kg/m<sup>2</sup>

Guarnecido de yeso(interior):.....12 kg/m<sup>2</sup>

Peso debido al forjado(ponderado):.....2.387 kg/m

La carga lineal sobre la correa será:

$$q_y^* = [(1.600 \cdot 0,19 + 20 + 12) \cdot 3 \cdot 1,33] + 2.387 + 76,2 \cdot 1,33 = 3.828,99 \text{ kg/m}$$

Siendo el momento en este plano:

$$M_x^* = \frac{q_y^* \cdot L^2}{8} = \frac{3.828,99 \cdot 5^2}{8} = 11.965,58 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

B) Plano perpendicular a la fachada:

ACCIÓN DEL VIENTO

Presión del viento a barlovento:.....42,55 kg/m<sup>2</sup>

La carga de viento que soporta la correa se obtendrá de multiplicar la presión del viento sobre la fachada por la banda de influencia de la correa:

$$q_x^* = 42,55 \cdot 3 \cdot 1,5 = 191,47 \text{ kg/m}$$

El momento en este plano será:

$$M_y^* = \frac{q_x^* \cdot L^2}{8} = \frac{191,47 \cdot 5^2}{8} = 598,34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

11.1.4.- Comprobación del perfil

Utilizaremos un perfil IPN-360, cuyas características mecánicas son:

$$W_x = 1.090 \text{ cm}^3 \quad W_y = 114 \text{ cm}^3$$

- Comprobación a resistencia:

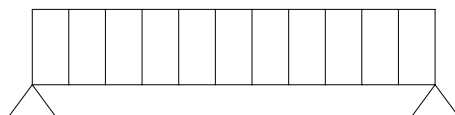
$$\sigma^* = \frac{M_x^*}{W_x} + \frac{M_y^*}{W_y} \leq \sigma_u$$

$$\sigma^* = \frac{1.196.558}{1.090} + \frac{59.834}{114} = 1.622,62 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.600 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

- Comprobación de la flecha:

No será necesaria la comprobación de la flecha, en el plano vertical, ya que las correas de fachada, apoyan sobre el cerramiento. Por lo tanto, se realizará la comprobación para las acciones perpendiculares al plano de fachada, es decir, la acción del viento. Para una viga de un tramo con una carga uniforme:



$$\alpha = 1$$

$$f(\text{mm}) \approx \alpha \cdot \frac{\sigma(\text{kg/mm}^2) \cdot l^2(\text{m}^2)}{h(\text{cm}^2)}$$

Plano perpendicular a la fachada:

$$q_x = 42,55 \cdot 3 = 127,65 \text{ kg/m}$$

$$M_y = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = \frac{127,65 \cdot 5^2}{8} = 398,91 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{39.891}{111} = 359,38 \text{ kg/cm}^2 = 3,59 \text{ kg/mm}^2$$

$$f(\text{mm}) = 1 \cdot \frac{3,59 \cdot 5^2}{16} = 5,61 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{500} = \frac{5.000}{500} = 10 \text{ mm}$$

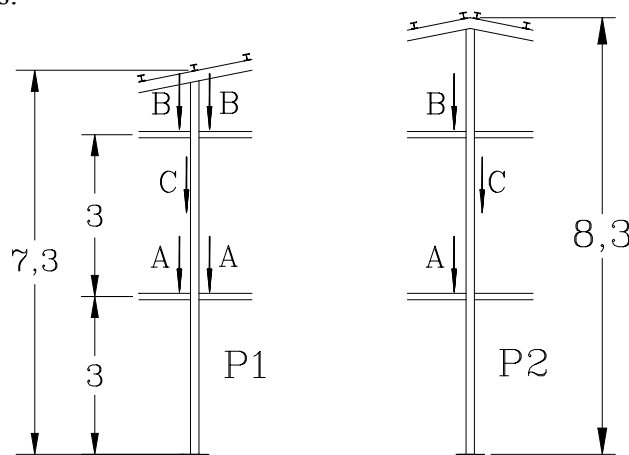
$$f(\text{mm}) < \frac{L}{500}$$

CUMPLE

### 11.2.- Cálculo de los pilarillos

Este cálculo se llevará a cabo para el más desfavorable que será aquel que soporte el peso del forjado además de la acción del viento y las reacciones transmitidas por las correas de fachada.

Los pilarillos se calcularán como vigas empotradas en la base y articuladas en el extremo superior, y tendrán la misión de transmitir las cargas de viento a la viga contraviento situada en la cubierta. Comprobaremos los pilarillos que están sometidos a las acciones del forjado y cerramiento de fachada simultáneamente que serán los más desfavorables:



## 11.2.1.- PILAR 1:

11.2.1.1.- Valoración de las cargas:

Los pilarillos van a estar sometidos a la acción del viento y a las cargas producidas por el forjado y el cerramiento de fachada. Por lo tanto estaremos ante un caso de flexo-compresión, es decir, flexión compuesta.

## AXILES

Carga A: Es producida tanto por el peso del forjado como por la carga del muro de fábrica de bloques que se encuentra por encima de la correa de fachada correspondiente. La carga del forjado está presente en las reacciones producidas por las correas así como por la viga cargadera de la escalera que descansa en el pilarillo y cuya dirección es perpendicular al plano de fachada.

- Correas:

Se incluye el peso que soportaría una vigueta cuya banda de influencia fuera la mitad de una intermedia, además del peso de la fábrica de bloques que tiene por encima, solo se tiene en cuenta el forjado a un lado del pilarillo ya que al otro se encuentra la escalera y no habrá forjado:

$$N_c^* = (1,441,99 + 3.829,99) \cdot \frac{5}{2} = 13.179,95 \text{ kg}$$

- Viga cargadera de la escalera:

Consultaremos los listados de CYPE, correspondientes al cálculo de la viga cargadera de la escalera, escogiendo el valor de las reacciones en apoyos extremos:

$$N_e^* = 8.552,8 \text{ kg}$$

La carga total será:

$$N_A^* = 13.179,95 + 8.552,8 = 21.732,75 \text{ kg}$$

Carga B: Producida por el peso de la cubierta del forjado así como por el muro soportado por la correa superior. Al igual que anteriormente habremos de tener en cuenta las reacciones tanto de las correas de fachada como de la jácena perpendicular a la fachada:

- Correa:

A continuación se detallará el cálculo de la carga sobre la correa de fachada superior debido a que los pesos del forjado de cubierta varían con respecto al caso más

desfavorable calculado para el apartado 11.1.3, en el que se consideraba el peso del forjado de la primera planta

Carga del forjado sobre la correa (apartado 6.9.d del presente anejo)

$$q_f^* = 5 \cdot \frac{103,54}{5,7} = 90,82 \text{ kg/m}$$

Carga del muro de fábrica y enfoscados

$$q_m^* = (1.600 \cdot 0,19 + 20 + 12) \cdot 3 \cdot 1,33 = 1.340,64 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la correa

$$q_p^* = 42,6 \cdot 1,33 = 56,66 \text{ kg/m}$$

La carga total por unidad lineal será la suma de estas:

$$q_c^* = 90,82 + 1.340,64 + 56,66 = 1.488,12 \text{ kg/m}$$

Las reacciones en los dos apoyos de cada viga serán iguales siendo su valor:

$$R_A^* = R_B^* = R^* = \frac{1.488,12 \cdot 5}{2} = 3.720,3 \text{ kg}$$

Como el pilar soporta dos correas:

$$N_c^* = 2 \cdot R^* = 2 \cdot 3.720,3 = 7.440,6 \text{ kg}$$

- Vigüeta de forjado

La carga total sobre la vigüeta apoyada en este pilarillo por unidad lineal será:

$$q_v^* = 36,33 \text{ kg/m}$$

Las reacciones en los dos apoyos de la vigüeta serán iguales siendo su valor:

$$R_A^* = R_B^* = R^* = \frac{36,33 \cdot 5,7}{2} = 103,54 \text{ kg}$$

La carga B, será:

$$N_B^* = 7.440,6 + 103,54 = 7.544,14 \text{ kg}$$

Carga C: Corresponde al peso propio del pilar estando aplicada en el centro de gravedad de este. Suponemos que se trata de un perfil **HEB-160**.

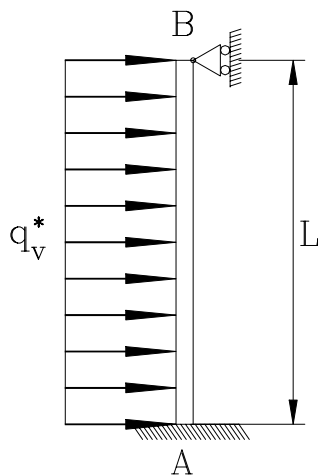
$$N_C^* = 42,6 \cdot 7,3 \cdot 1,33 = 413,60 \text{ kg}$$

El axil total que actúa en el pilar será la suma de estos tres:

$$N^* = N_A^* + N_B^* + N_C^* = 21.732,75 + 7.544,14 + 413,60 = 29.690,49 \text{ kg}$$

### MOMENTOS

La flexión va a ser producida por la acción del viento, considerando al pilarillo como a una viga empotrada en su base y articulada en el extremo superior. El momento máximo se encuentra en la base del pilarillo, es decir, en el empotramiento:



$$q_v^* = 42,55 \cdot 5 \cdot 1,5 = 319,12 \text{ kg/m}$$

$$M_A^* = \frac{q_v^* \cdot L^2}{8} = \frac{319,12 \cdot 7,3^2}{8} = 2.125,74 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

#### 11.2.1.2.- Comprobación del perfil:

##### - Comprobación a resistencia:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{M_x^*}{W_x} \leq \sigma_u$$

$$\sigma^* = \frac{29.690,49}{54,3} + \frac{212.574}{311} = 1.230,30 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.600 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

##### - Comprobación a pandeo:

En primer lugar calcularemos la longitud de pandeo según lo expuesto en el apartado 3.2.4.6 de la NBE EA-95 dedicado a piezas de sección constante sometidas a cargas puntuales en la dirección de su eje.

La longitud de pandeo será al igual que en los demás casos:

$$l_k = \beta \cdot l$$

El coeficiente de esbeltez para piezas en las que actúan “n” cargas simultáneamente:

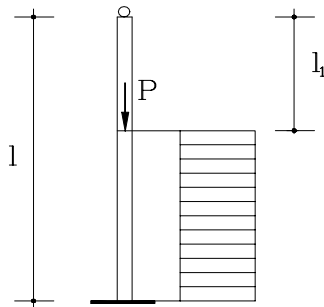
$$\beta = \sqrt{\sum_1^n \alpha_i \cdot \beta_i^2}$$

Siendo:

$$\alpha_i = \frac{P_i}{\sum_1^n P_i}$$

Carga A:

Utilizaremos la tabla 3.2.4.6.- para determinar el valor del coeficiente de esbeltez en función de la relación entre la distancia del extremo superior del pilar, al punto de aplicación de la carga y la longitud total del pilar. Teniendo en cuenta que se trata de una pieza empotrada y articulada.



$$\frac{N_A^*}{N_A^* + N_B^* + N_C^*} = \frac{21.732,75}{29.690,49} = 0,732$$

$$\frac{l_A}{l} = \frac{4,3}{7,3} = 0,589 \Rightarrow \beta_A^2 = 0,1958$$

Carga B:

$$\alpha_B = \frac{N_B^*}{N_A^* + N_B^* + N_C^*} = \frac{7.544,14}{29.690,49} = 0,2541$$

$$\frac{l_B}{l} = \frac{1,3}{7,3} = 0,178 \Rightarrow \beta_B^2 = 0,3029$$

Carga C:

$$\alpha_C = \frac{N_C^*}{N_A^* + N_B^* + N_C^*} = \frac{413,6}{29.690,49} = 0,0139$$

$$\frac{l_C}{l} = \frac{3,65}{7,3} = 0,5 \Rightarrow \beta_C^2 = 0,2085$$

Siendo el coeficiente de esbeltez

$$\beta = \sqrt{0,732 \cdot 0,1958 + 0,2541 \cdot 0,3029 + 0,0139 \cdot 0,2085} = 0,4723$$

La longitud de pandeo

$$l_k = \beta \cdot l = 0,4723 \cdot 7,3 = 3,448 \text{ m}$$

La esbeltez mecánica del pilar será la longitud de pandeo entre el radio de giro menor.

$$\lambda = \frac{l_k}{i_y} = \frac{344,8}{4,05} = 85,14$$

Entrando en la tabla 3.2.7 con el valor de la esbeltez mecánica y teniendo en cuenta que estamos utilizando acero A-42, obtenemos el coeficiente de pandeo  $\omega = 1,62$ . Por lo tanto la comprobación a pandeo será:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} \cdot \omega + \frac{M_x^*}{W_x} \leq \sigma_u$$

$$\sigma^* = \frac{29.757,47}{54,3} \cdot 1,62 + \frac{212.564}{311} = 1.571,28 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.600 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

## 11.2.2.- PILAR 2

### 11.2.2.1.- Valoración de las cargas:

#### AXILES

Carga A: Es producida tanto por el peso del forjado como por la carga del muro de fábrica de bloques que se encuentra por encima de la correa de fachada correspondiente. La carga del forjado está presente en la reacción producida por la correa en la parte izquierda del pilarillo y cuya dirección es perpendicular al plano de fachada.

- Correas:

Se incluye el peso que soportaría una vigueta cuya banda de influencia fuera la mitad de una intermedia, además del peso de la fabrica de bloques que tiene por encima, solo se tiene en cuenta el forjado a un lado del pilarillo:

$$N_c^* = (1,441,99 + 3.829,99) \cdot \frac{5}{2} = 13.179,95 \text{ kg}$$

- Vigueta de forjado:

La carga total sobre la vigueta apoyada en este pilarillo por unidad lineal será:

$$q_v^* = 598,3 \text{ kg/m}$$

Las reacciones en los dos apoyos de la vigueta serán iguales siendo su valor:

$$R_A^* = R_B^* = R^* = \frac{598,3 \cdot 5,7}{2} = 1.705,15 \text{ kg}$$

La carga total será:

$$N_A^* = 13.179,95 + 1.705,15 = 14.885,1 \text{ kg}$$

Carga B: Producida por el peso de la cubierta del forjado así como por el muro soportado por la correa superior. Al igual que anteriormente habremos de tener en cuenta las reacciones tanto de las correas de fachada como de la jácena perpendicular a la fachada:

- Correa:

A continuación se detallará el cálculo de la carga sobre la correa de fachada superior debido a que los pesos del forjado de cubierta varían con respecto al caso más desfavorable calculado para el apartado 11.1.3, en el que se consideraba el peso del forjado de la primera planta. El peso del forjado solo se tendrá en cuenta en la parte izquierda del pilarillo:

Carga del forjado sobre la correa (apartado 6.9.d del presente anejo)

$$q_f^* = 5 \cdot \frac{103,54}{5,7} = 90,82 \text{ kg/m}$$

Carga del muro de fábrica y enfoscados

$$q_m^* = (1.600 \cdot 0,19 + 20 + 12) \cdot 3 \cdot 1,33 = 1.340,64 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la correa

$$q_p^* = 42,6 \cdot 1,33 = 56,66 \text{ kg/m}$$

La carga total por unidad lineal será la suma de estas:

$$q_c^* = 90,82 + 1.340,64 + 56,66 = 1.488,12 \text{ kg/m}$$

Las reacciones en los dos apoyos de cada viga serán iguales siendo su valor:

$$N_c^* = R_A^* = R_B^* = \frac{1.488,12 \cdot 5}{2} = 3.720,3 \text{ kg}$$

- Vigueta de forjado

La carga total sobre la vigueta apoyada en este pilarillo por unidad lineal será:

$$q_v^* = 36,33 \text{ kg/m}$$

Las reacciones en los dos apoyos de la vigueta serán iguales siendo su valor:

$$R_A^* = R_B^* = R^* = \frac{36,33 \cdot 5,7}{2} = 103,54 \text{ kg}$$

La carga B, será:

$$N_B^* = 3.720,3 + 103,54 = 3.823,84 \text{ kg}$$

Carga C: Corresponde al peso propio del pilar estando aplicada en el centro de gravedad de este. Suponemos que se trata de un perfil **HEB-160**.

$$N_C^* = 42,6 \cdot 8,3 \cdot 1,33 = 470,26 \text{ kg}$$

El axil total que actúa en el pilar será la suma de estos tres:

$$N^* = N_A^* + N_B^* + N_C^* = 14.885,1 + 3.823,84 + 470,26 = 19.179,2 \text{ kg}$$

#### MOMENTOS

La flexión va a ser producida por la acción del viento, considerando al pilarillo como a una viga empotrada en su base y articulada en el extremo superior. El momento máximo se encuentra en la base del pilarillo, es decir, en el empotramiento:

$$q_v^* = 42,55 \cdot 5 \cdot 1,5 = 319,12 \text{ kg/m}$$

$$M_A^* = \frac{q_v^* \cdot L^2}{8} = \frac{319,12 \cdot 8,3^2}{8} = 2.748,02 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

#### 11.2.2.2.- Comprobación del perfil:

- Comprobación a resistencia:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{M_x^*}{W_x} \leq \sigma_u$$

$$\sigma^* = \frac{19.179,2}{54,3} + \frac{274.802}{311} = 1.236,82 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.600 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

- Comprobación a pandeo:

En primer lugar calcularemos la longitud de pandeo según lo expuesto en el apartado 3.2.4.6 de la NBE EA-95 dedicado a piezas de sección constante sometidas a cargas puntuales en la dirección de su eje.

La longitud de pandeo será al igual que en los demás casos:

$$l_k = \beta \cdot l$$

El coeficiente de esbeltez para piezas en las que actúan “n” cargas simultáneamente:

$$\beta = \sqrt{\sum_1^n \alpha_i \cdot \beta_i^2}$$

Siendo:

$$\alpha_i = \frac{P_i}{\sum_1^n P_i}$$

Carga A:

Utilizaremos la tabla 3.2.4.6.- para determinar el valor del coeficiente de esbeltez en función de la relación entre la distancia del extremo superior del pilar, al punto de aplicación de la carga y la longitud total del pilar. Teniendo en cuenta que se trata de una pieza empotrada y articulada.

$$\alpha_A = \frac{N_A^*}{N_A^* + N_B^* + N_C^*} = \frac{14.885,1}{19.179,2} = 0,7761$$

$$\frac{l_A}{l} = \frac{5,3}{8,3} = 0,639 \Rightarrow \beta_A^2 = 0,1786$$

Carga B:

$$\alpha_B = \frac{N_B^*}{N_A^* + N_B^* + N_C^*} = \frac{3.823,84}{19.179,2} = 0,1994$$

$$\frac{l_B}{l} = \frac{2,3}{8,3} = 0,2771 \Rightarrow \beta_B^2 = 0,2441$$

Carga C:

$$\alpha_C = \frac{N_C^*}{N_A^* + N_B^* + N_C^*} = \frac{470,26}{19.179,2} = 0,0245$$

$$\frac{l_C}{l} = \frac{4,15}{8,3} = 0,5 \Rightarrow \beta_C^2 = 0,2085$$

Siendo el coeficiente de esbeltez:

$$\beta = \sqrt{0,7761 \cdot 0,1786 + 0,1994 \cdot 0,2441 + 0,0245 \cdot 0,2085} = 0,4386$$

La longitud de pandeo

$$l_k = \beta \cdot l = 0,4386 \cdot 8,3 = 3,64 \text{ m}$$

La esbeltez mecánica del pilar será la longitud de pandeo entre el radio de giro menor.

$$\lambda = \frac{l_k}{i_y} = \frac{364}{4,05} = 89,88$$

Entrando en la tabla 3.2.7 con el valor de la esbeltez mecánica y teniendo en cuenta que estamos utilizando acero A-42, obtenemos el coeficiente de pandeo  $\omega = 1,74$ . Por lo tanto la comprobación a pandeo será:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} \cdot \omega + \frac{M_x^*}{W_x} \leq \sigma_u$$

$$\sigma^* = \frac{19.179,2}{54,3} \cdot 1,74 + \frac{274.802}{311} = 1.498,19 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.600 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

### 11.3.- Cálculo de las uniones

A continuación se pasará a detallar las soldaduras necesarias para la unión de las correas de fachada con los pilarillos. Para ello, utilizaremos las tablas proporcionadas por la NTE EAV.

La unión de las correas de fachada con los pilarillos, se ha considerado en los cálculos, como un apoyo fijo. Por lo tanto, la ejecutaremos como un embrochado. Para ello, entraremos en la Tabla 19 con el valor del cortante mayorado, obteniendo las dimensiones del angular de apoyo "A<sub>1</sub>" y "E<sub>1</sub>", así como el valor de su garganta "G<sub>1</sub>" y el espesor mínimo que debe tener el soporte.

T* (t)	A <sub>1</sub> (mm)	E <sub>1</sub> (mm)	G <sub>1</sub> (mm)	ESPESOR DEL SOPORTE (mm)
9,57	70	7	4	6,3

La longitud del angular de apoyo, será:  $L_1 = 1,2 \cdot b = 1,2 \cdot 160 = 192 \text{ mm}$

El angular de atado de la viga a soporte, de lado A<sub>2</sub> y espesor E<sub>2</sub>, se obtiene en la tabla 21, en función del tipo de perfil y de su altura H en mm.

PERFIL	$A_2$ (mm)	$E_2$ (mm)
HEB-160	60	6

La longitud del angular de atado será:  $L_2 = \frac{H}{2} = \frac{160}{2} = 80$  mm

Esquema del embrochado en soporte de acero:

