

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN..... 2

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 2

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 93

BENITEZ  
IGLESIAS  
FRANCISCO  
JAVIER -  
[Redacted]


Firmado digitalmente por BENITEZ  
IGLESIAS FRANCISCO JAVIER -  
[Redacted]

Nombre de reconocimiento (DN):  
c=ES,  
serialNumber=IDCES [Redacted],  
givenName=FRANCISCO JAVIER,  
sn=BENITEZ IGLESIAS, cn=BENITEZ  
IGLESIAS FRANCISCO JAVIER -  
[Redacted]

Fecha: 2023.11.29 14:17:44 +01'00'

# Viga 1

## 1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 40x90
	Luz libre : 103.8 m
	Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm
Materiales	
Hormigón : HA-30, Yc=1.5	
Armadura longitudinal : B 500 S, Ys=1.15	
Armadura transversal : B 500 S, Ys=1.15	

## 2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (CÓDIGO ESTRUCTURAL)														Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>x</sub> S <sub>t</sub>	TV <sub>y</sub> S <sub>t</sub>	T,Disp <sub>-sl</sub>	T,Disp <sub>+st</sub>	
B32 - B34	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' $\eta = 74.5$	'7.238 m' $\eta = 59.4$	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	<b>CUMPLE</b> $\eta = 74.5$
<p>Notación:</p> <p>Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras</p> <p>Arm.: Armadura mínima y máxima</p> <p>Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)</p> <p>N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)</p> <p>T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.</p> <p>T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.</p> <p>T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.</p> <p>TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.</p> <p>TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua</p> <p>TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua</p> <p>TV<sub>x</sub>S<sub>t</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.</p> <p>TV<sub>y</sub>S<sub>t</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.</p> <p>T,Disp<sub>-sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.</p> <p>T,Disp<sub>+st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p><math>\eta</math>: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p><sup>(1)</sup> La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.</p> <p><sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.</p>															

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (CÓDIGO ESTRUCTURAL)						Estado
	W <sub>k,C,sup.</sub>	W <sub>k,C,Lat.Der.</sub>	W <sub>k,C,inf.</sub>	W <sub>k,C,Lat.Izq.</sub>	$\sigma_{sr}$	V <sub>fis</sub>	
B32 - B34	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	<b>CUMPLE</b>
<p>Notación:</p> <p>W<sub>k,C,sup.</sub>: Cálculo del ancho de fisura: Cara superior</p> <p>W<sub>k,C,Lat.Der.</sub>: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha</p> <p>W<sub>k,C,inf.</sub>: Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior</p> <p>W<sub>k,C,Lat.Izq.</sub>: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda</p> <p><math>\sigma_{sr}</math>: Área mínima de armadura</p> <p>V<sub>fis</sub>: Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p><math>\eta</math>: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p><sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.</p>							

## 3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

Nota: Se muestra el listado completo de comprobaciones realizadas para las 10 barras con mayor coeficiente de aprovechamiento.

# Viga 1

B32 - B34 (B32 - 6.613 m, Negativos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$261 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{261} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$142 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : \underline{4.75} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{54000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.083} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{151.41} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1818.72} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.745} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{151.41} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{203.17} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1818.72} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

## Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{203.17} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$150 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 150 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0017 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0017$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 150 \text{ mm}$$

$$b_w : 400.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.613 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.524} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{173.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

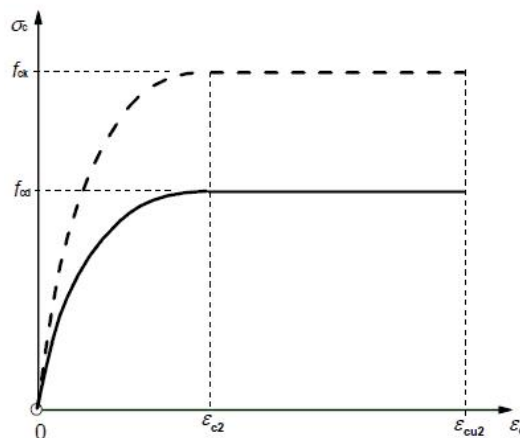
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

# Viga 1

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$f_{cd}$  : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$\alpha_{cc}$  : 1.00

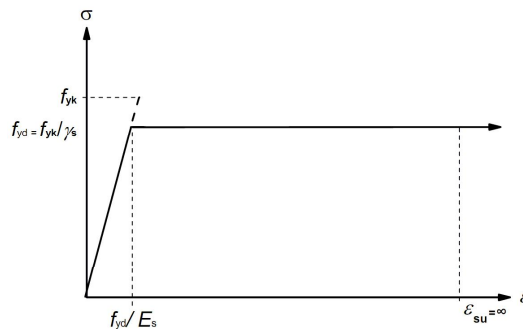
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$f_{ck}$  : 30.00 MPa

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$\gamma_c$  : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su}$  : 0.0100

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd}$  : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

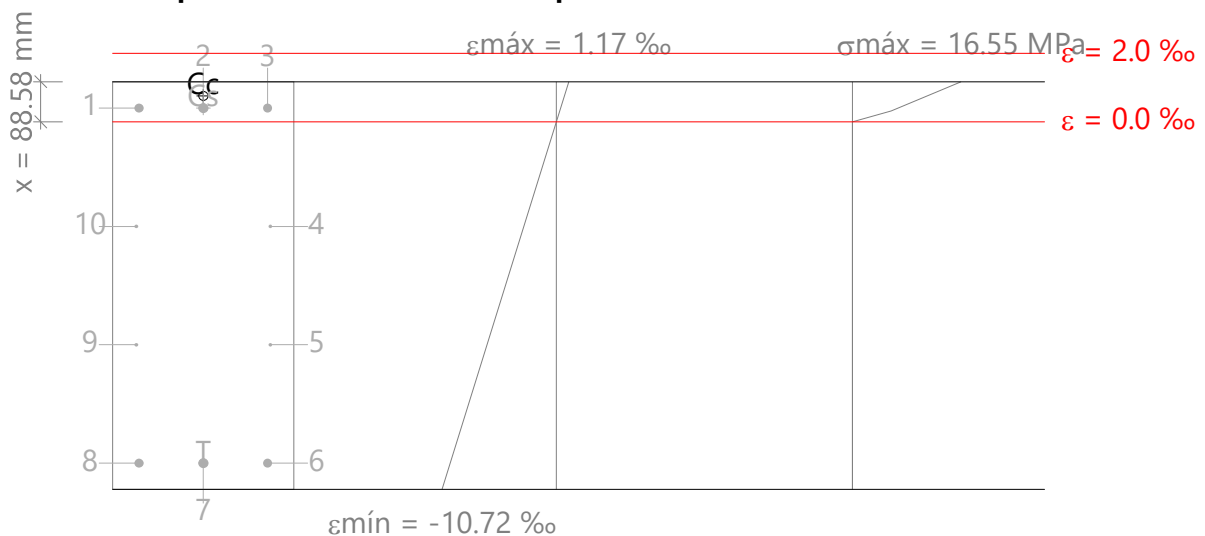
$f_{yk}$  : 500.00 MPa

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s$  : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+80.76	+0.000404



## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	+80.76	+0.000404
3	Ø20	142.00	392.00	+80.76	+0.000404
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.003047
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.006499
6	Ø20	142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	0.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	-142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.006499
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.003047

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	418.69
Cs	76.12	0.00	392.00
T	409.77	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{418.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

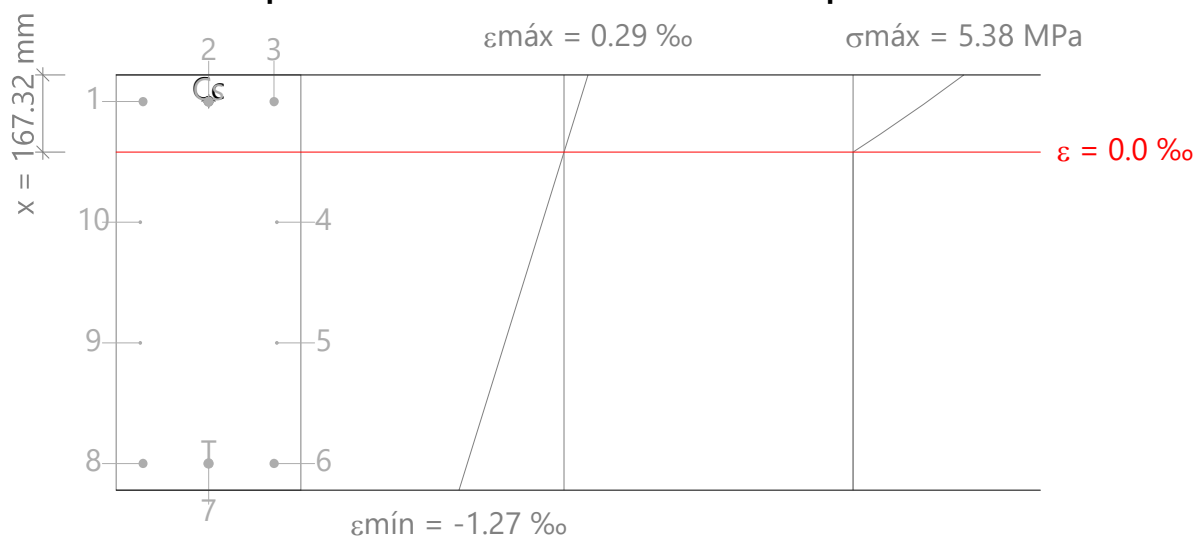
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>ésimos</sub>:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+37.89	+0.000189
2	Ø20	0.00	392.00	+37.89	+0.000189
3	Ø20	142.00	392.00	+37.89	+0.000189
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000263
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000716
6	Ø20	142.00	-392.00	-233.84	-0.001169
7	Ø20	0.00	-392.00	-233.84	-0.001169
8	Ø20	-142.00	-392.00	-233.84	-0.001169
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000716
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000263

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	184.68	0.00	393.52
Cs	35.71	0.00	392.00
T	220.39	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{173.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{184.68} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{35.71} \text{ kN}$$

$$T : \underline{220.39} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{393.52} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0012}$$

## Viga 1

$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{cmax}$  : 5.38 MPa

$\sigma_{smax}$  : 233.84 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

# Viga 1

B32 - B34 (B32 - 1.988 m, Positivos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$261 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{261} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$142 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 4.75 \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 54000.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.083 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 151.41 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 1818.72 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.745 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 151.41 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 203.17 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 1818.72 \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

## Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{203.17} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$150 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 150 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0017 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0017$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 150 \text{ mm}$$

$$b_w : 400.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.988 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.454} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-149.77} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

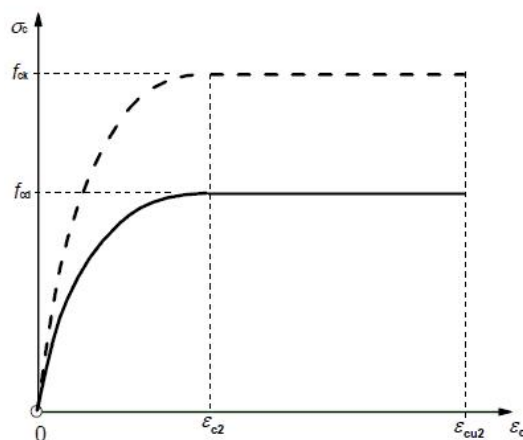
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-330.17} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$



## Viga 1

**f<sub>cd</sub>**: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

**$f_{ck}$ :** Resistencia característica a compresión del hormigón.

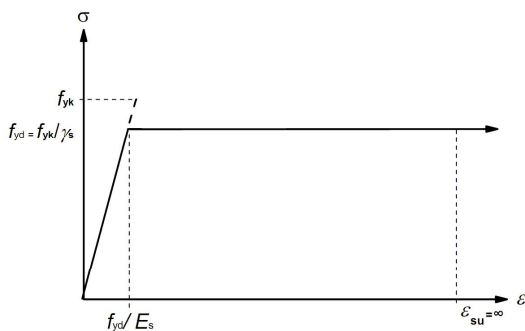
$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\alpha_{cc} : 1.00$$

**f<sub>ck</sub>** : 30.00 MPa

$$\gamma_c : 1.5$$



$\varepsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

**$f_{yd}$ :** Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

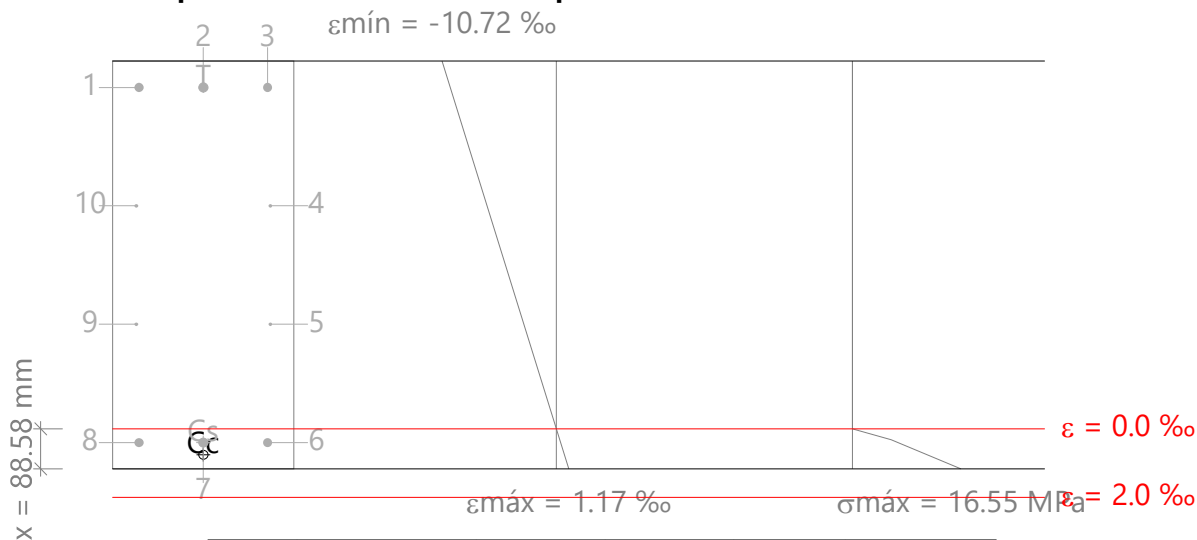
$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

**f<sub>yk</sub>** : 500.00 MPa

$$\gamma_s : 1.15$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\varepsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	-434.78	-0.009950

## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	142.00	392.00	-434.78	-0.009950
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.006499
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.003047
6	Ø20	142.00	-392.00	+80.76	+0.000404
7	Ø20	0.00	-392.00	+80.76	+0.000404
8	Ø20	-142.00	-392.00	+80.76	+0.000404
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.003047
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.006499

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	-418.69
Cs	76.12	0.00	-392.00
T	409.77	0.00	392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-418.69} \text{ mm}$$

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

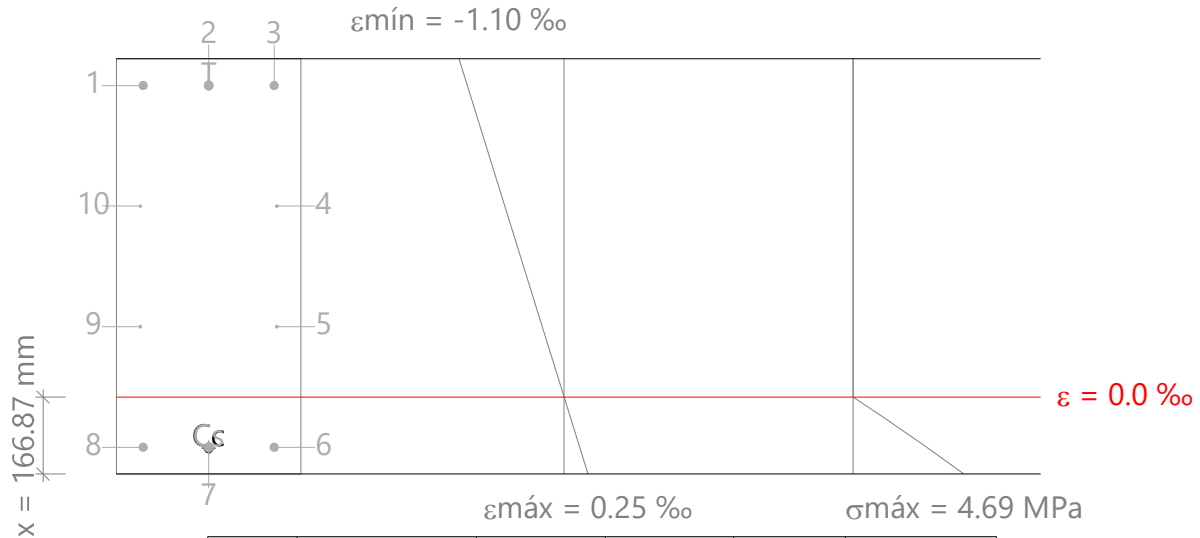
$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	-202.31	-0.001012
2	Ø20	0.00	392.00	-202.31	-0.001012
3	Ø20	142.00	392.00	-202.31	-0.001012
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000620
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000228
6	Ø20	142.00	-392.00	+32.62	+0.000163
7	Ø20	0.00	-392.00	+32.62	+0.000163
8	Ø20	-142.00	-392.00	+32.62	+0.000163
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000228
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000620

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	159.93	0.00	-393.77
Cs	30.75	0.00	-392.00
T	190.68	0.00	392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-149.77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{159.93} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{30.75} \text{ kN}$$

$$T : \underline{190.68} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-393.77} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0010}$$

# Viga 1

$\sigma_{\text{cmax}}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.  
 $\sigma_{\text{smax}}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{\text{cmax}}$  : 4.69 MPa  
 $\sigma_{\text{smax}}$  : 202.31 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

# Viga 1

B32 - B34 (4.988 m - 10.738 m, Positivos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$261 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{261} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$142 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 4.75 \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 54000.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.031 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 56.09 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 1818.72 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.276 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 56.09 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 203.17 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '9.238 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 1818.72 \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

## Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '9.238 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{203.17} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$150 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 150 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0017 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0017$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 150 \text{ mm}$$

$$b_w : 400.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$



# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.238 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.594} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{195.97} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

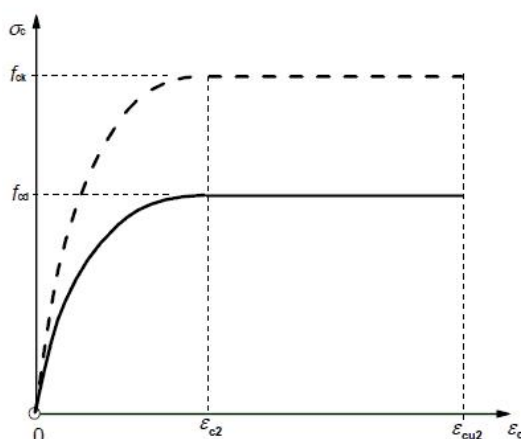
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

# Viga 1

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$f_{cd}$  : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$\alpha_{cc}$  : 1.00

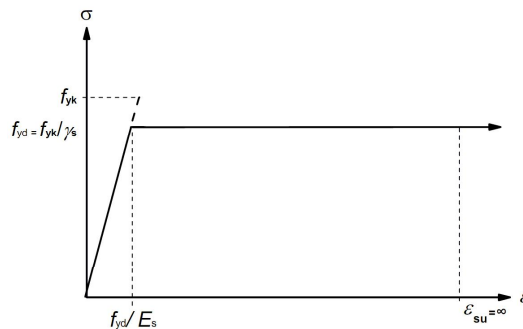
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$f_{ck}$  : 30.00 MPa

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$\gamma_c$  : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su}$  : 0.0100

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd}$  : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

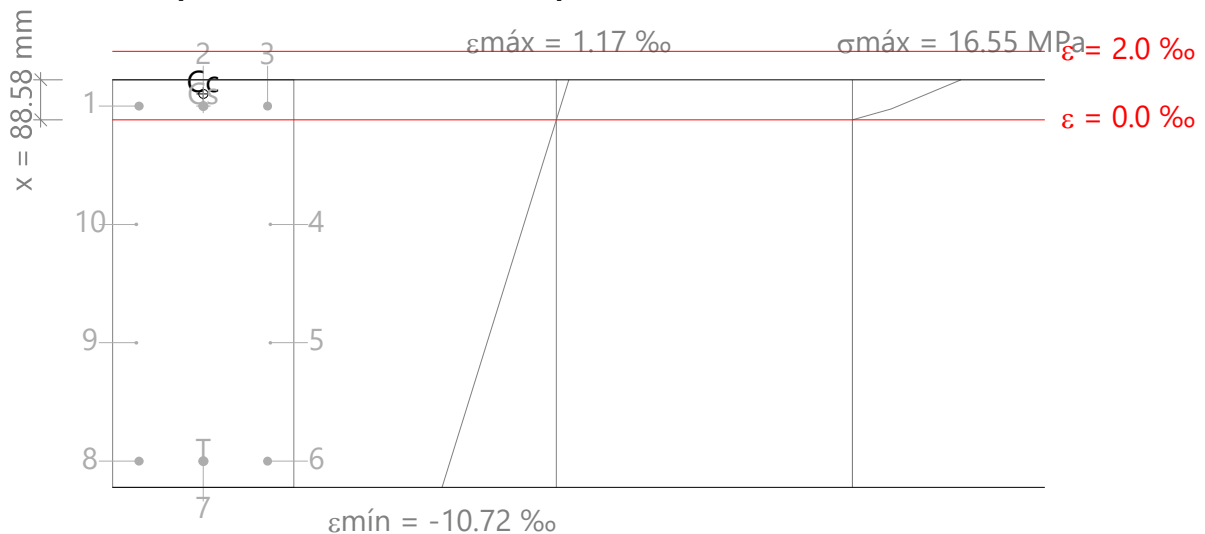
$f_{yk}$  : 500.00 MPa

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s$  : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+80.76	+0.000404

## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	+80.76	+0.000404
3	Ø20	142.00	392.00	+80.76	+0.000404
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.003047
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.006499
6	Ø20	142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	0.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	-142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.006499
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.003047

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	418.69
Cs	76.12	0.00	392.00
T	409.77	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{418.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

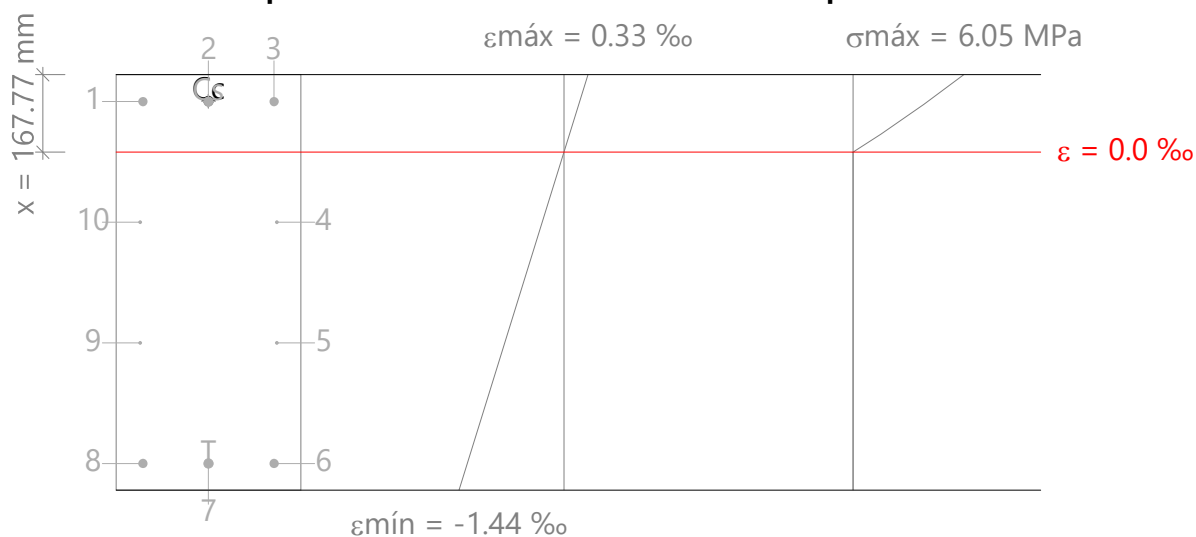
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>ésimos</sub>:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+43.12	+0.000216
2	Ø20	0.00	392.00	+43.12	+0.000216
3	Ø20	142.00	392.00	+43.12	+0.000216
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000298
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000811
6	Ø20	142.00	-392.00	-264.86	-0.001324
7	Ø20	0.00	-392.00	-264.86	-0.001324
8	Ø20	-142.00	-392.00	-264.86	-0.001324
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000811
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000298

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	208.99	0.00	393.27
C <sub>s</sub>	40.64	0.00	392.00
T	249.63	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{195.97} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{208.99} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{40.64} \text{ kN}$$

$$T : \underline{249.63} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{393.27} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0013}$$

## Viga 1

$\sigma_{\text{cmax}}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{\text{smax}}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{\text{cmax}}$  : 6.05 MPa

$\sigma_{\text{smax}}$  : 264.86 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

# Viga 1

B32 - B34 (9.238 m - 15.238 m, Negativos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$261 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{261} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$142 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 4.75 \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 54000.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.031 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 56.09 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 1818.72 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.276 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 56.09 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 203.17 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '9.238 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 1818.72 \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

## Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '9.238 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{203.17} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:



# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$150 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 150 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0017 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0017$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 150 \text{ mm}$$

$$b_w : 400.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '9.238 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.527} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{174.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

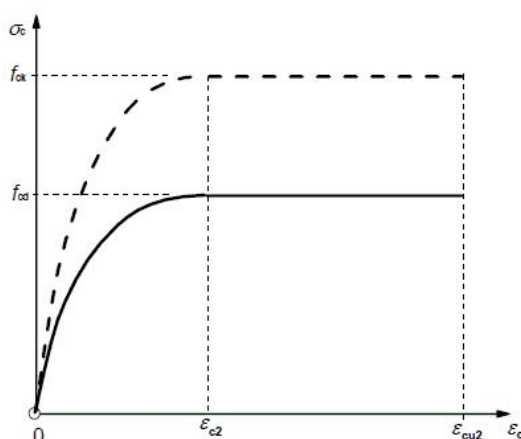
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

# Viga 1

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$f_{cd}$  : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$\alpha_{cc}$  : 1.00

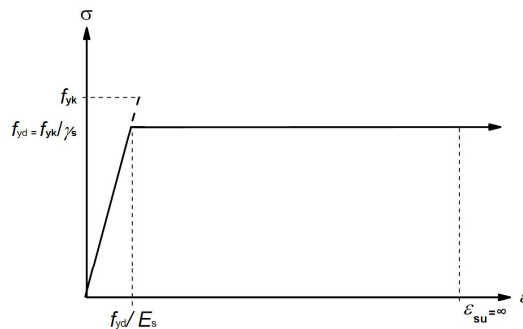
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$f_{ck}$  : 30.00 MPa

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$\gamma_c$  : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su}$  : 0.0100

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd}$  : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

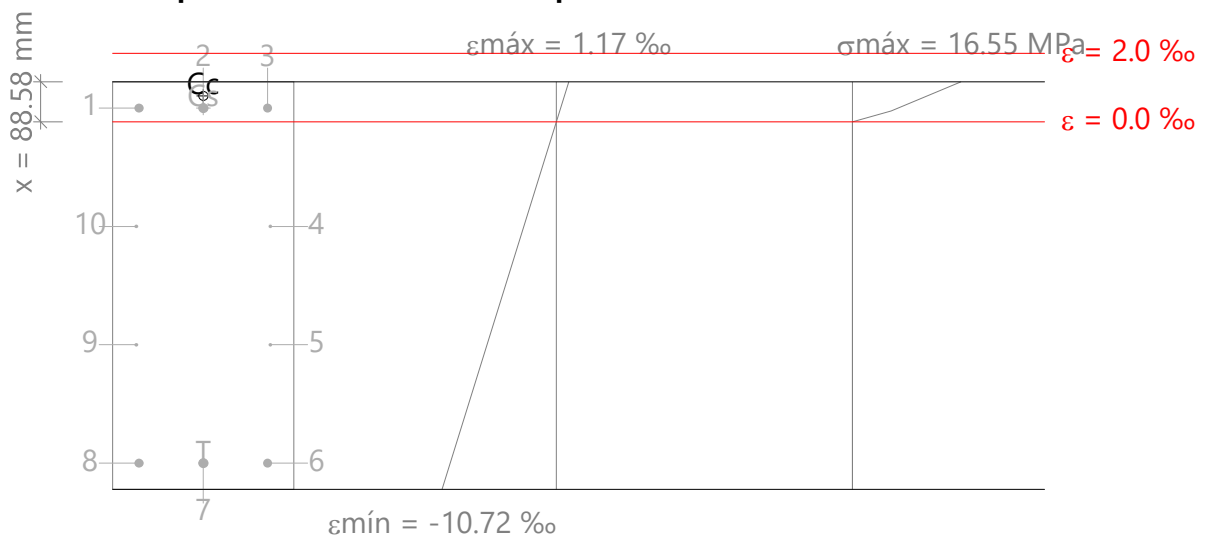
$f_{yk}$  : 500.00 MPa

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s$  : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+80.76	+0.000404

## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	+80.76	+0.000404
3	Ø20	142.00	392.00	+80.76	+0.000404
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.003047
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.006499
6	Ø20	142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	0.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	-142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.006499
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.003047

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	418.69
Cs	76.12	0.00	392.00
T	409.77	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{418.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

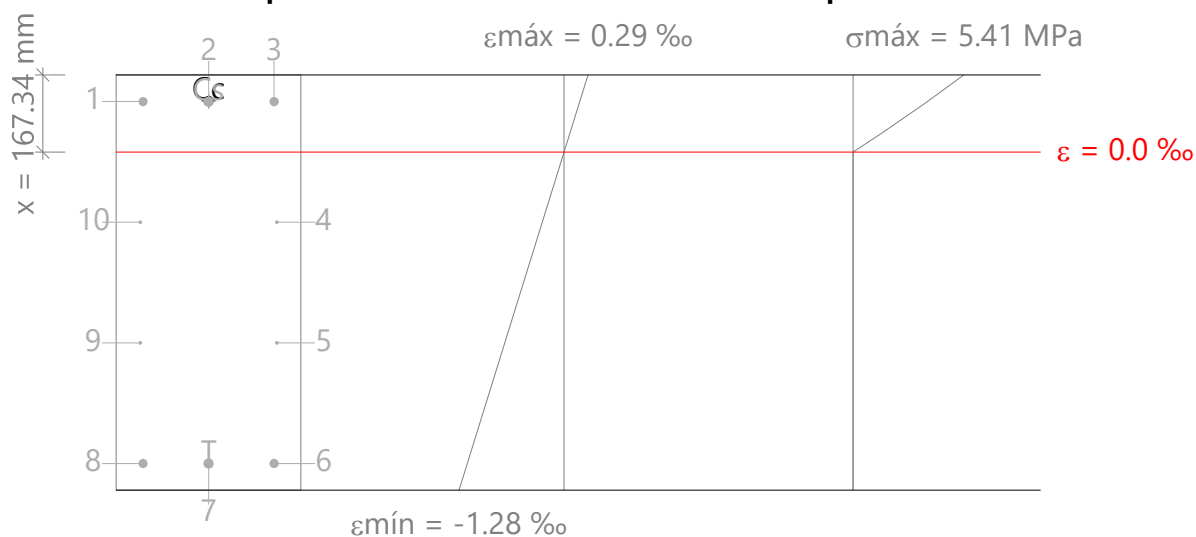
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>ésimos</sub>:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+38.13	+0.000191
2	Ø20	0.00	392.00	+38.13	+0.000191
3	Ø20	142.00	392.00	+38.13	+0.000191
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000265
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000721
6	Ø20	142.00	-392.00	-235.27	-0.001176
7	Ø20	0.00	-392.00	-235.27	-0.001176
8	Ø20	-142.00	-392.00	-235.27	-0.001176
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000721
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000265

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	185.80	0.00	393.51
Cs	35.94	0.00	392.00
T	221.74	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{174.12} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_c : \underline{185.80} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{35.94} \text{ kN}$$

$$T : \underline{221.74} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{393.51} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0012}$$

## Viga 1

$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{cmax}$  : 5.41 MPa

$\sigma_{smax}$  : 235.27 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

# Viga 1

B32 - B34 (45.238 m - 50.613 m, Positivos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$242 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 4.75 \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 54000.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.027 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 49.22 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 1818.72 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.404 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 49.22 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 121.90 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '46.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 1818.72 \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$



## Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '46.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{121.90} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$250 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0010$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$b_w : 400.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '47.238 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.512} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{168.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

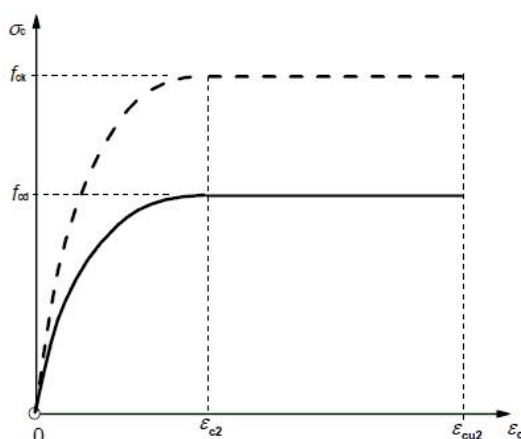
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

## Viga 1

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

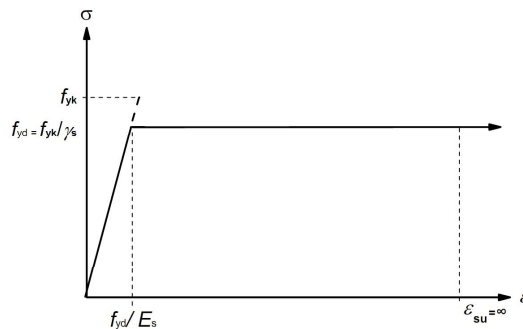
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

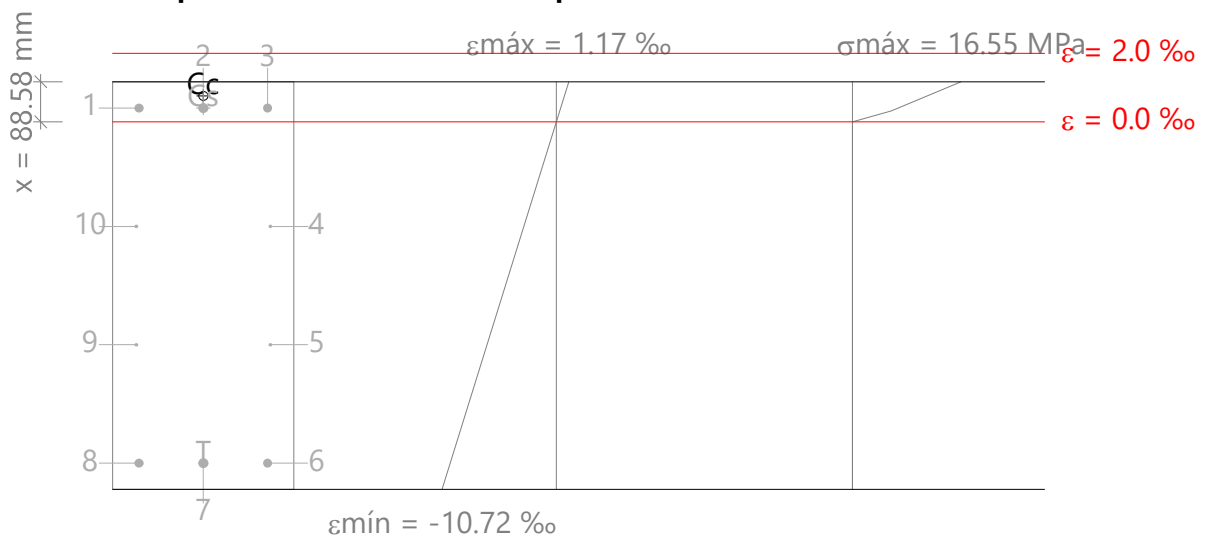
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+80.76	+0.000404

## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	+80.76	+0.000404
3	Ø20	142.00	392.00	+80.76	+0.000404
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.003047
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.006499
6	Ø20	142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	0.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	-142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.006499
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.003047

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	418.69
Cs	76.12	0.00	392.00
T	409.77	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{418.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

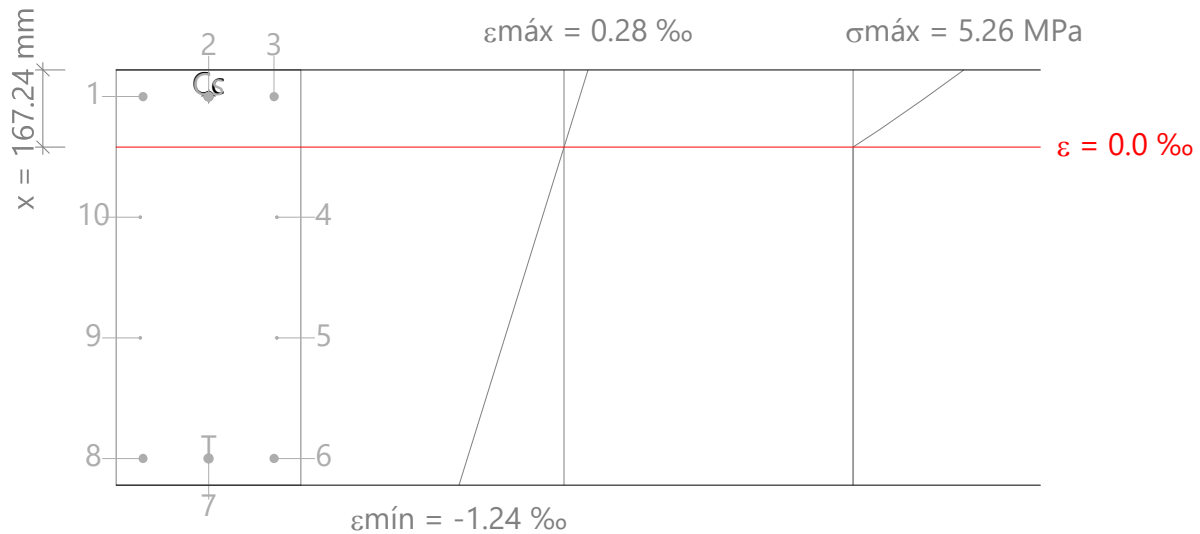
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>ésimos</sub>:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+36.95	+0.000185
2	Ø20	0.00	392.00	+36.95	+0.000185
3	Ø20	142.00	392.00	+36.95	+0.000185
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000257
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000699
6	Ø20	142.00	-392.00	-228.23	-0.001141
7	Ø20	0.00	-392.00	-228.23	-0.001141
8	Ø20	-142.00	-392.00	-228.23	-0.001141
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000699
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000257

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	180.28	0.00	393.56
C <sub>s</sub>	34.82	0.00	392.00
T	215.10	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{168.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{180.28} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{34.82} \text{ kN}$$

$$T : \underline{215.10} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{393.56} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0011}$$

## Viga 1

$\sigma_{\text{cmax}}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{\text{smax}}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{\text{cmax}}$  : 5.26 MPa

$\sigma_{\text{smax}}$  : 228.23 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

# Viga 1

B32 - B34 (40.488 m - 46.738 m, Negativos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$242 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$



# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 4.75 \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 54000.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.027 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 49.22 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 1818.72 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.404 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 49.22 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 121.90 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '46.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 1818.72 \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

## Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '46.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{121.90} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$250 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{632} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0010}$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '46.738 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.472} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{155.73} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

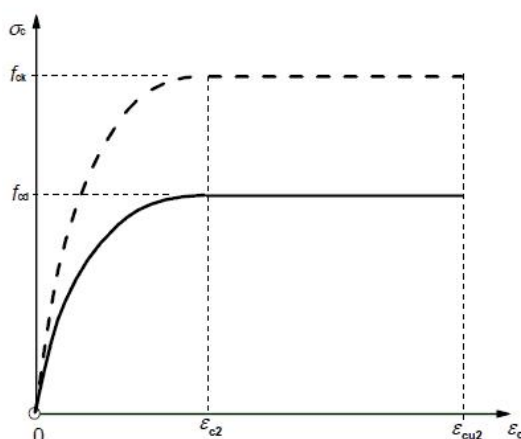
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

# Viga 1

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$f_{cd}$  : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$\alpha_{cc}$  : 1.00

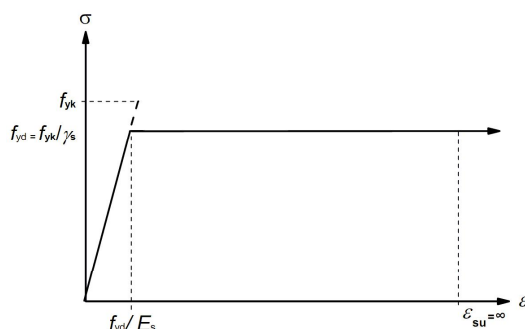
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$f_{ck}$  : 30.00 MPa

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$\gamma_c$  : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su}$  : 0.0100

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd}$  : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

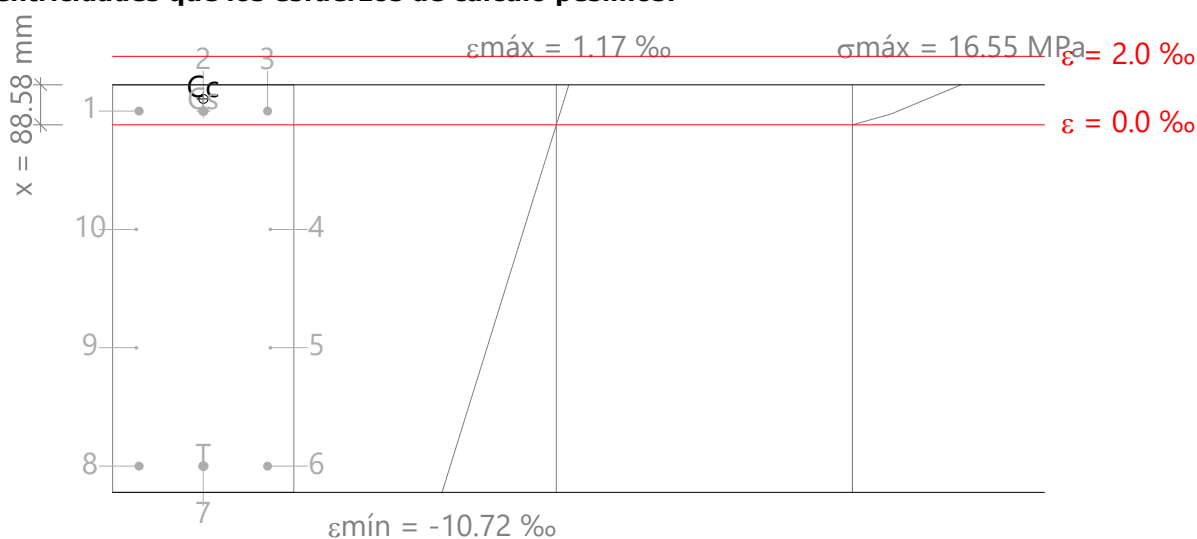
$f_{yk}$  : 500.00 MPa

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s$  : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+80.76	+0.000404

## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	+80.76	+0.000404
3	Ø20	142.00	392.00	+80.76	+0.000404
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.003047
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.006499
6	Ø20	142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	0.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	-142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.006499
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.003047

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	418.69
Cs	76.12	0.00	392.00
T	409.77	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{418.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

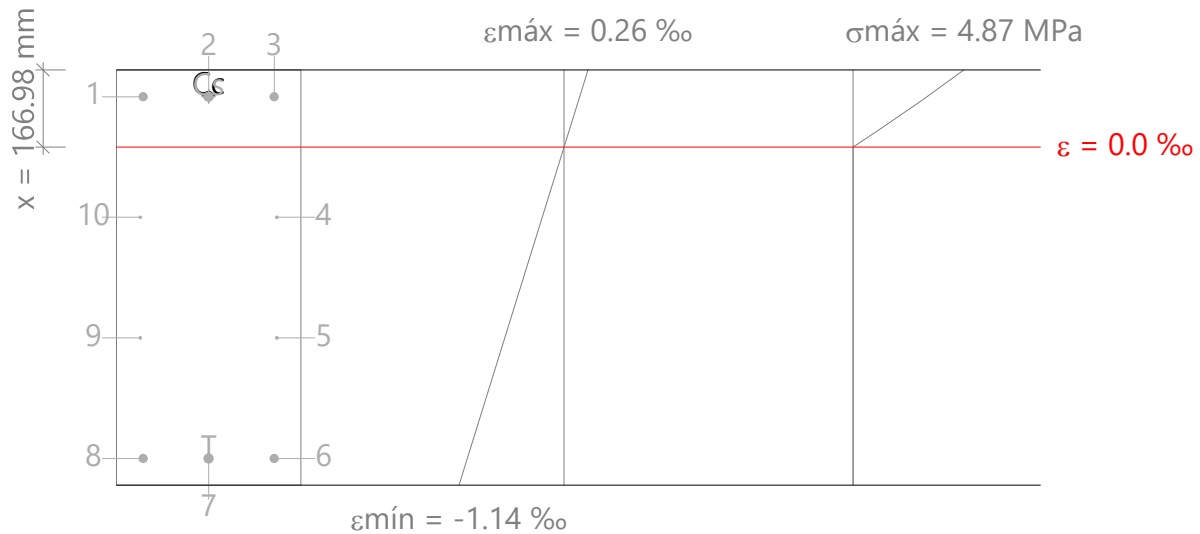
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>ésimos</sub>:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+33.97	+0.000170
2	Ø20	0.00	392.00	+33.97	+0.000170
3	Ø20	142.00	392.00	+33.97	+0.000170
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000237
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000645
6	Ø20	142.00	-392.00	-210.37	-0.001052
7	Ø20	0.00	-392.00	-210.37	-0.001052
8	Ø20	-142.00	-392.00	-210.37	-0.001052
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000645
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000237

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	166.26	0.00	393.71
Cs	32.01	0.00	392.00
T	198.27	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{155.73} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{166.26} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{32.01} \text{ kN}$$

$$T : \underline{198.27} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{393.71} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0011}$$

## Viga 1

$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{cmax}$  : 4.87 MPa

$\sigma_{smax}$  : 210.37 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.



# Viga 1

B32 - B34 (49.113 m - 55.113 m, Negativos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$261 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{261} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$242 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 4.75 \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 54000.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.024 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 43.63 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 1818.72 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.358 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 43.63 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 121.90 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '49.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 1818.72 \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

# Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '49.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

## Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{121.90} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

## Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$250 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0010$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$b_w : 400.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '49.113 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.472} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{155.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

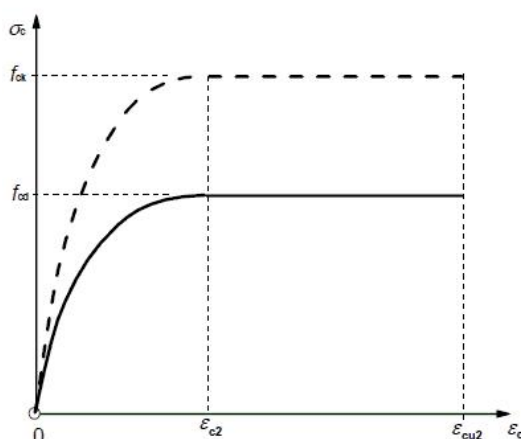
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

# Viga 1

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$f_{cd}$  : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$\alpha_{cc}$  : 1.00

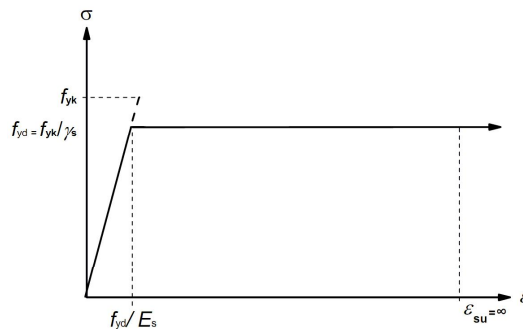
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$f_{ck}$  : 30.00 MPa

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$\gamma_c$  : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su}$  : 0.0100

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd}$  : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

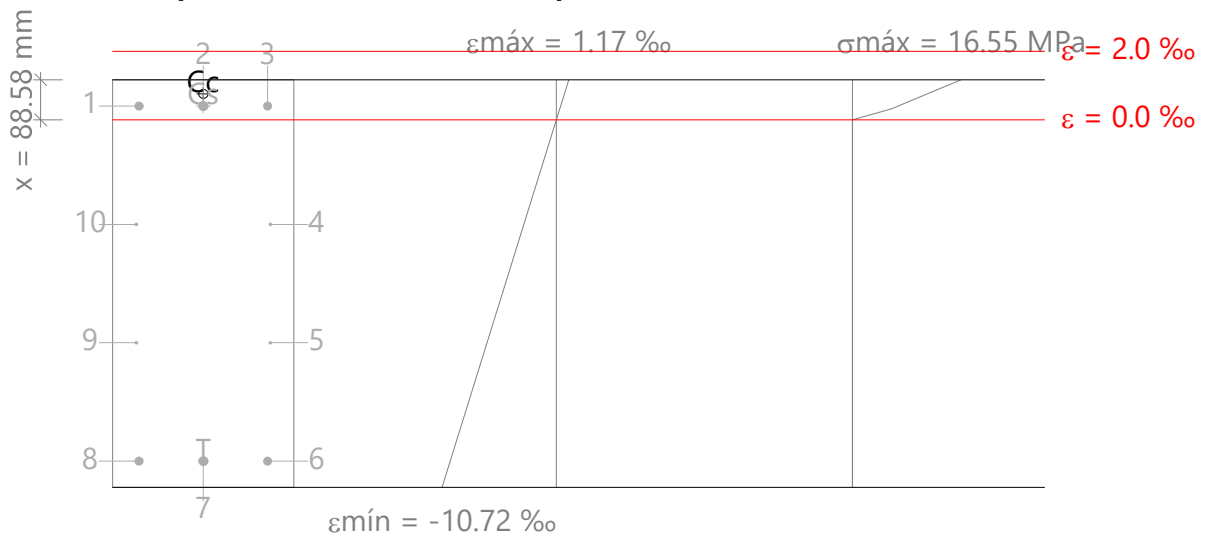
$f_{yk}$  : 500.00 MPa

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s$  : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+80.76	+0.000404

## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	+80.76	+0.000404
3	Ø20	142.00	392.00	+80.76	+0.000404
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.003047
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.006499
6	Ø20	142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	0.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	-142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.006499
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.003047

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	418.69
Cs	76.12	0.00	392.00
T	409.77	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{418.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

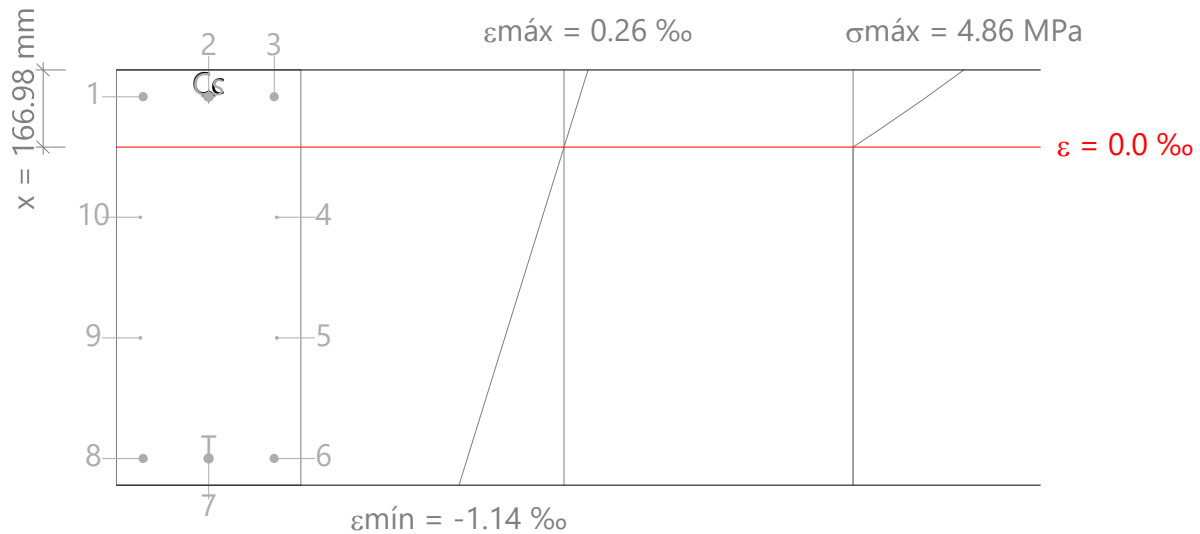
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>ésimos</sub>:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+33.96	+0.000170
2	Ø20	0.00	392.00	+33.96	+0.000170
3	Ø20	142.00	392.00	+33.96	+0.000170
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000237
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000644
6	Ø20	142.00	-392.00	-210.33	-0.001052
7	Ø20	0.00	-392.00	-210.33	-0.001052
8	Ø20	-142.00	-392.00	-210.33	-0.001052
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000644
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000237

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	166.23	0.00	393.71
Cs	32.00	0.00	392.00
T	198.23	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{155.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{166.23} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{32.00} \text{ kN}$$

$$T : \underline{198.23} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{393.71} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0011}$$



## Viga 1

$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{cmax}$  : 4.86 MPa

$\sigma_{smax}$  : 210.33 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

# Viga 1

B32 - B34 (93.363 m - 98.738 m, Positivos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$261 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{261} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$242 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : \underline{4.75} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{54000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.020} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{35.77} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1818.72} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.293} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{35.77} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{121.90} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '94.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1818.72} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

## Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '94.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{121.90} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$250 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{632} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0010}$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '95.363 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.445} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{146.78} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

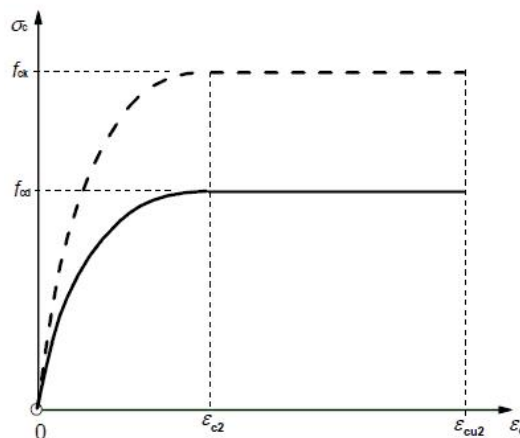
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

# Viga 1

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$f_{cd}$  : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$\alpha_{cc}$  : 1.00

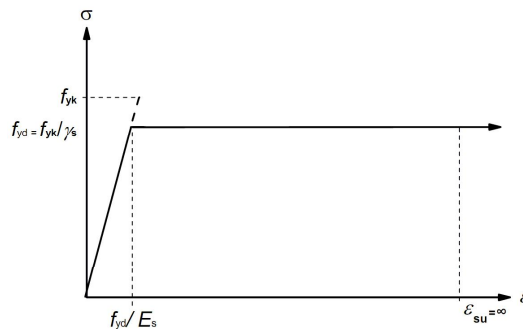
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$f_{ck}$  : 30.00 MPa

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$\gamma_c$  : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su}$  : 0.0100

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd}$  : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

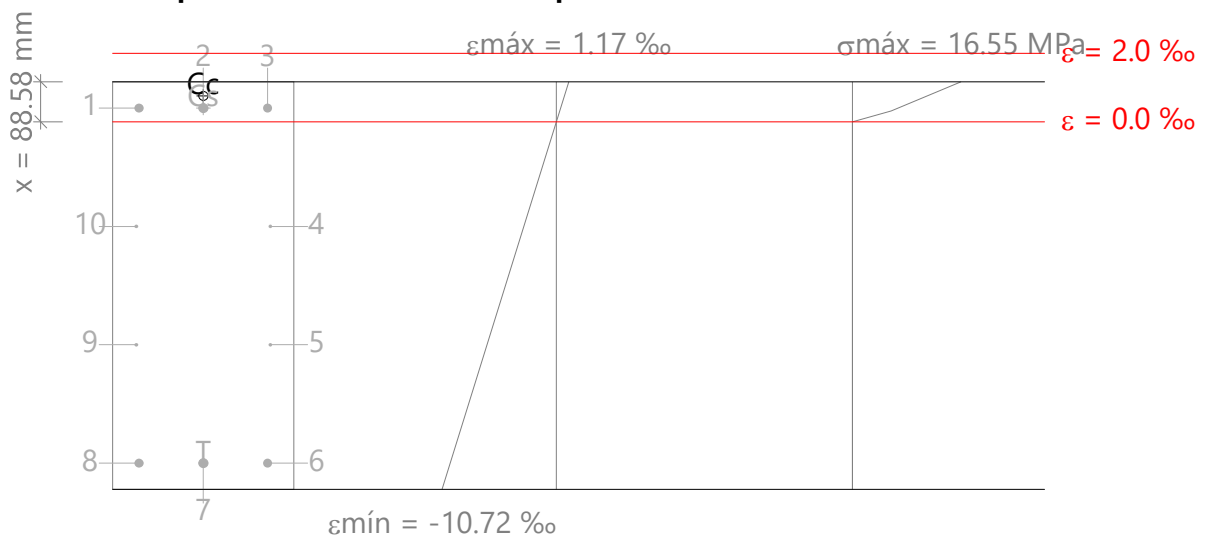
$f_{yk}$  : 500.00 MPa

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s$  : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+80.76	+0.000404

## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	+80.76	+0.000404
3	Ø20	142.00	392.00	+80.76	+0.000404
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.003047
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.006499
6	Ø20	142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	0.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	-142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.006499
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.003047

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	418.69
Cs	76.12	0.00	392.00
T	409.77	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{418.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

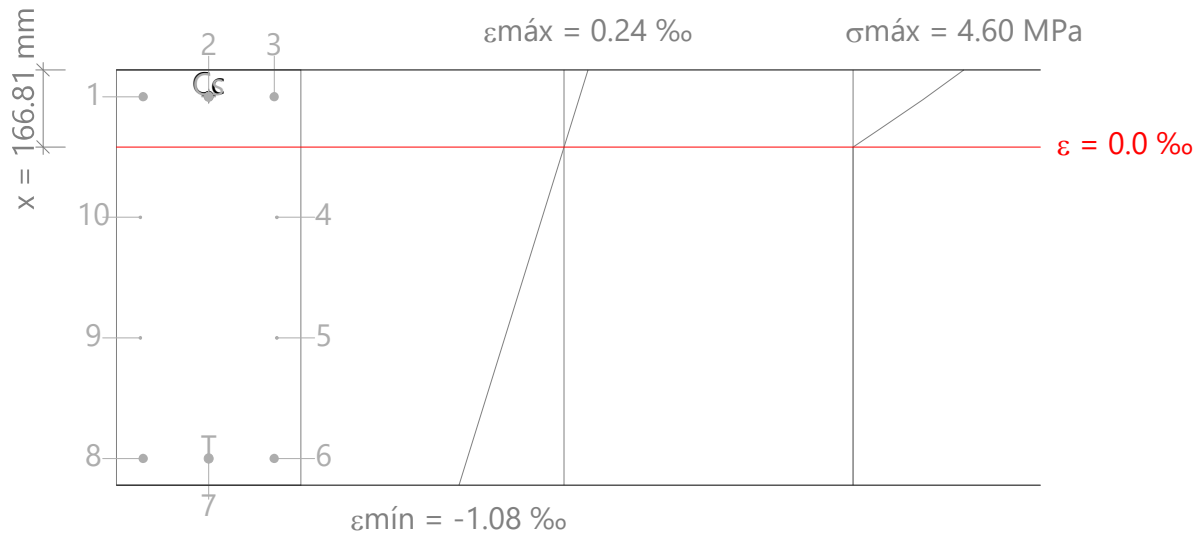
$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$



# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+31.95	+0.000160
2	Ø20	0.00	392.00	+31.95	+0.000160
3	Ø20	142.00	392.00	+31.95	+0.000160
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000224
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000608
6	Ø20	142.00	-392.00	-198.26	-0.000991
7	Ø20	0.00	-392.00	-198.26	-0.000991
8	Ø20	-142.00	-392.00	-198.26	-0.000991
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000608
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000224

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	156.74	0.00	393.80
Cs	30.11	0.00	392.00
T	186.85	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : 146.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 156.74 \text{ kN}$$

$$C_s : 30.11 \text{ kN}$$

$$T : 186.85 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 393.80 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 392.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -392.00 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0002$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0010$$

## Viga 1

$\sigma_{\text{cmax}}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{\text{smax}}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{\text{cmax}}$  : 4.60 MPa

$\sigma_{\text{smax}}$  : 198.26 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

# Viga 1

B32 - B34 (69.488 m - 74.488 m, Positivos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

$$s_b \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$261 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{261} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$242 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 4.75 \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 54000.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.025 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 45.62 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 1818.72 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.374 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 45.62 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 121.90 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '70.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 1818.72 \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

## Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '70.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{121.90} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$250 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0010$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$b_w : 400.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '71.238 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.429} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{141.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

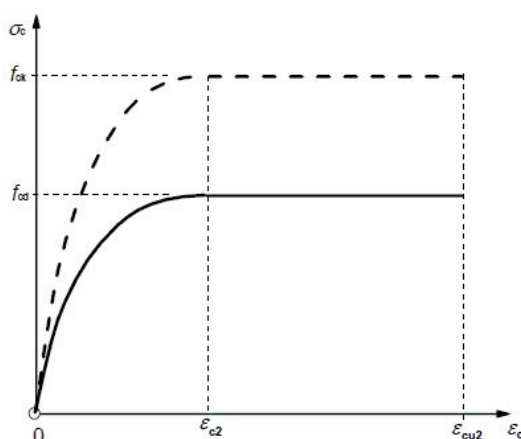
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

## Viga 1

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

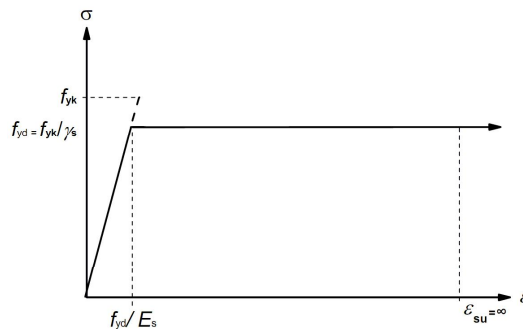
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

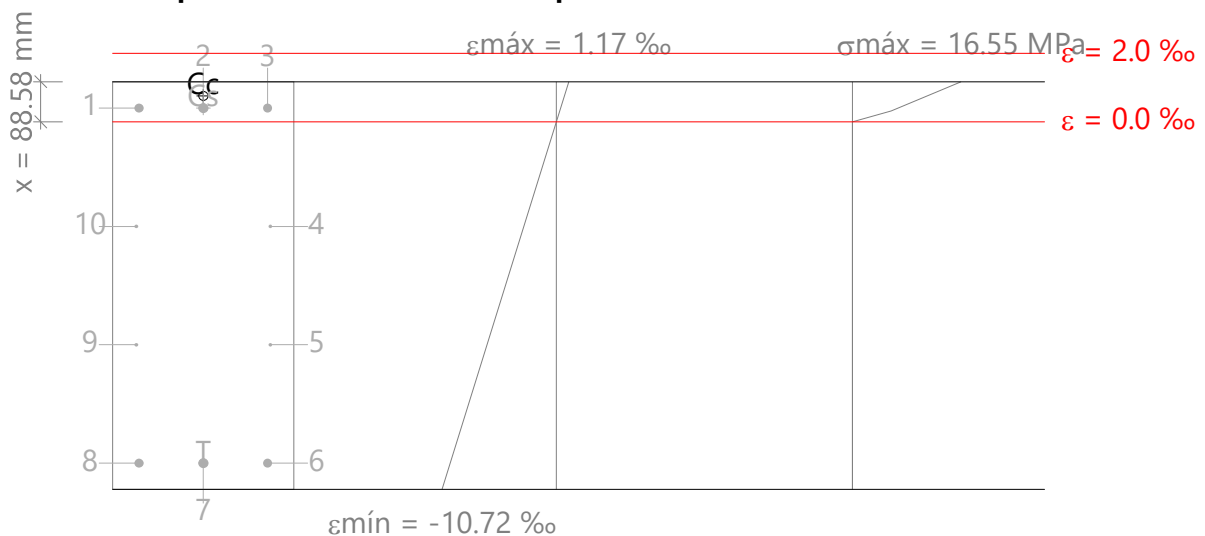
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+80.76	+0.000404



## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	+80.76	+0.000404
3	Ø20	142.00	392.00	+80.76	+0.000404
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.003047
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.006499
6	Ø20	142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	0.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	-142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.006499
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.003047

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	418.69
Cs	76.12	0.00	392.00
T	409.77	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{418.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

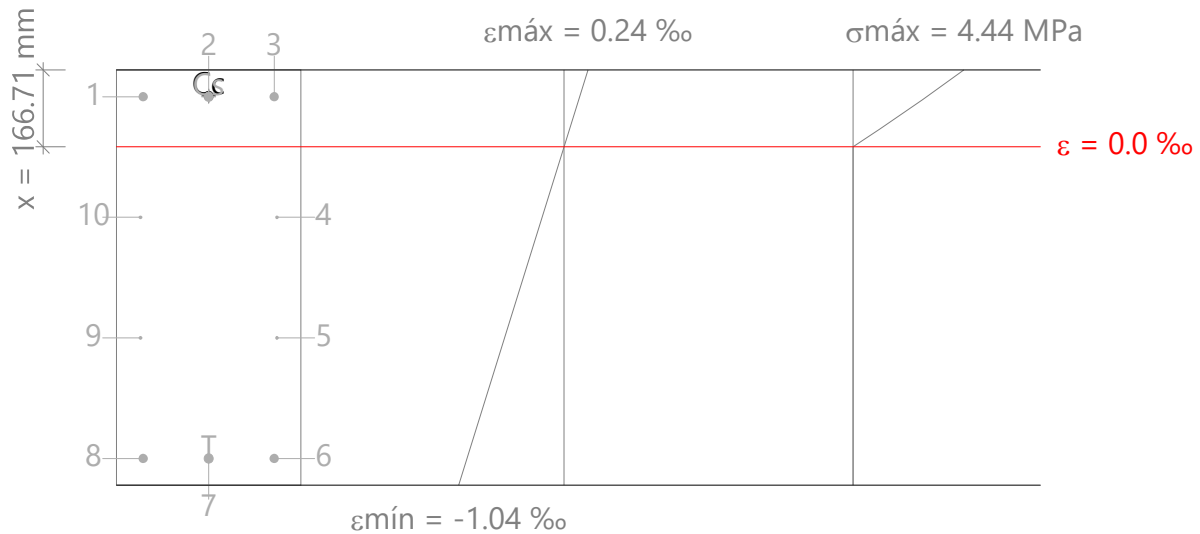
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+30.78	+0.000154
2	Ø20	0.00	392.00	+30.78	+0.000154
3	Ø20	142.00	392.00	+30.78	+0.000154
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000216
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000586
6	Ø20	142.00	-392.00	-191.18	-0.000956
7	Ø20	0.00	-392.00	-191.18	-0.000956
8	Ø20	-142.00	-392.00	-191.18	-0.000956
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000586
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000216

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	151.17	0.00	393.86
Cs	29.01	0.00	392.00
T	180.18	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{141.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{151.17} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{29.01} \text{ kN}$$

$$T : \underline{180.18} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{393.86} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0002}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0010}$$

## Viga 1

$\sigma_{\text{cmax}}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{\text{smax}}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{\text{cmax}}$  : 4.44 MPa

$\sigma_{\text{smax}}$  : 191.18 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

# Viga 1

B32 - B34 (21.488 m - 26.488 m, Positivos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

## Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$122 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

## Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$242 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

# Viga 1

## Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a  $A_{s,min}$  (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$9.42 \text{ cm}^2 \geq 4.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 4.75 \text{ cm}^2$$

Siendo:

$z$ : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 54000.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

## Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.029 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 52.07 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 1818.72 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.427 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 52.07 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 121.90 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '25.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 1818.72 \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

## Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.14} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '25.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

### Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{121.90} \text{ kN}$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$s$ : Separación entre estribos.

$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

# Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$250 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

$$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$284 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

## Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debe ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0010$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

**s**: Separación entre estribos.

**b<sub>w</sub>**: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 1.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$b_w : 400.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

**f<sub>ctm</sub>**: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

# Viga 1

## Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '23.238 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.417} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{137.58} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

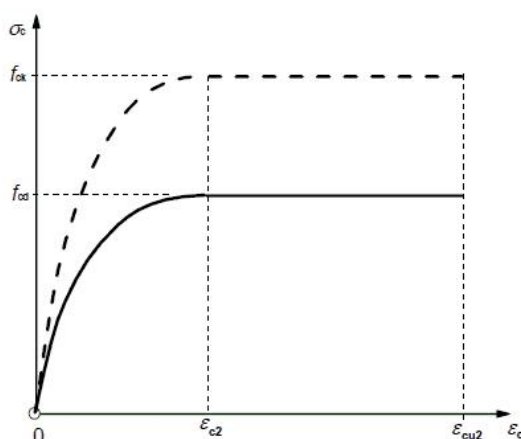
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$



## Viga 1

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

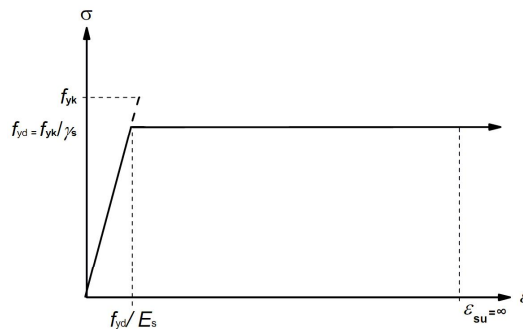
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

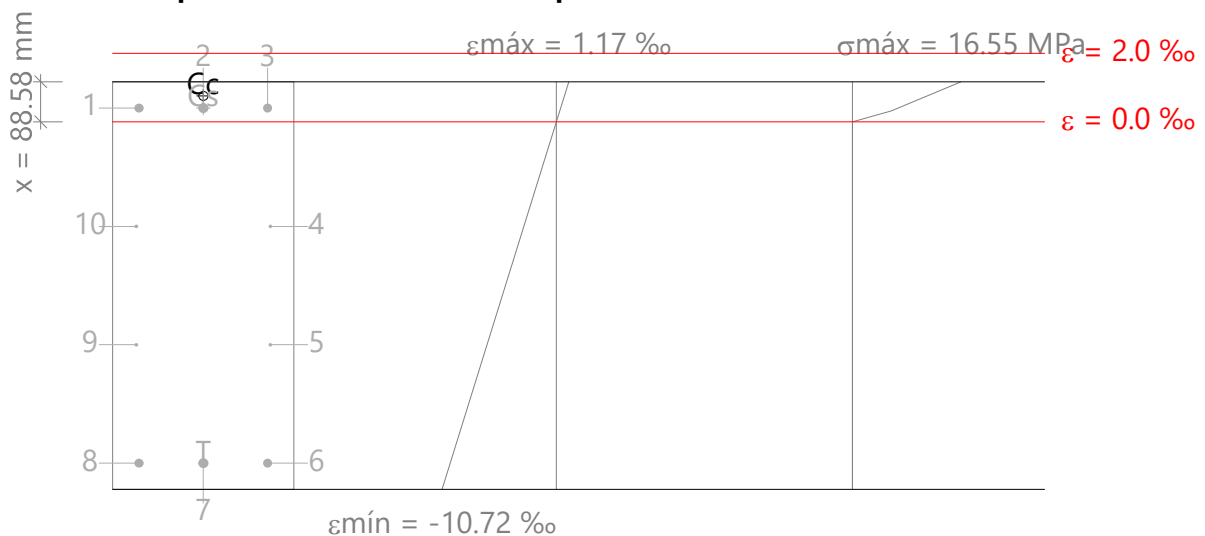
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+80.76	+0.000404

## Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
2	Ø20	0.00	392.00	+80.76	+0.000404
3	Ø20	142.00	392.00	+80.76	+0.000404
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.003047
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.006499
6	Ø20	142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
7	Ø20	0.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	-142.00	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.006499
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.003047

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.66	0.00	418.69
Cs	76.12	0.00	392.00
T	409.77	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{330.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{333.66} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{76.12} \text{ kN}$$

$$T : \underline{409.77} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{418.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

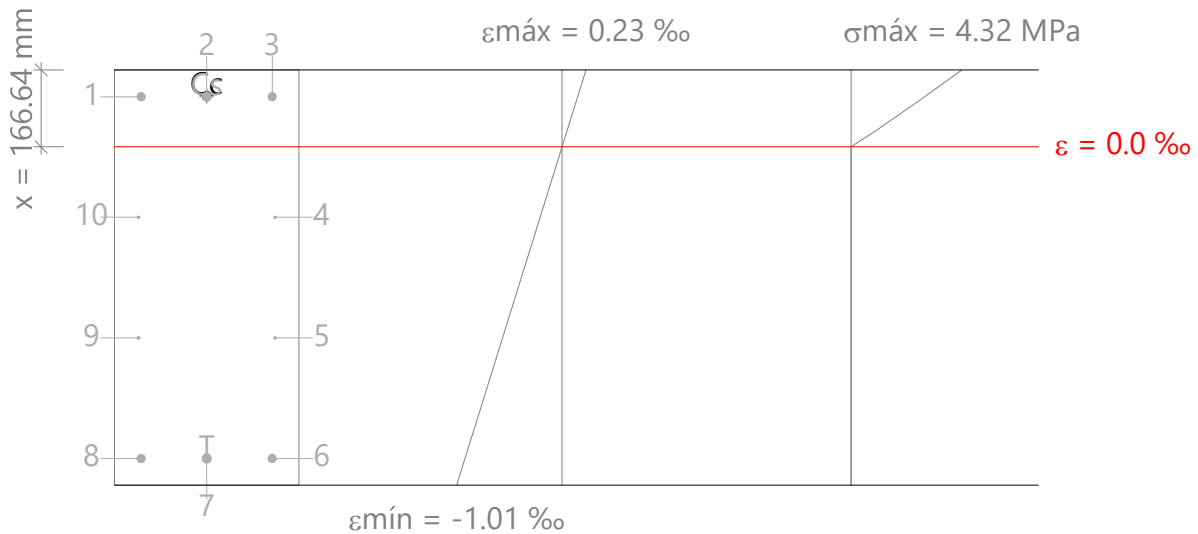
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{16.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

# Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>ésimos</sub>:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø20	-142.00	392.00	+29.89	+0.000149
2	Ø20	0.00	392.00	+29.89	+0.000149
3	Ø20	142.00	392.00	+29.89	+0.000149
4	Ø8	148.00	130.67	0.00	-0.000210
5	Ø8	148.00	-130.67	0.00	-0.000570
6	Ø20	142.00	-392.00	-185.82	-0.000929
7	Ø20	0.00	-392.00	-185.82	-0.000929
8	Ø20	-142.00	-392.00	-185.82	-0.000929
9	Ø8	-148.00	-130.67	0.00	-0.000570
10	Ø8	-148.00	130.67	0.00	-0.000210

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	146.96	0.00	393.90
Cs	28.17	0.00	392.00
T	175.13	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{137.58} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{146.96} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{28.17} \text{ kN}$$

$$T : \underline{175.13} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{393.90} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0002}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0009}$$

## Viga 1

$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$\sigma_{cmax}$  : 4.32 MPa

$\sigma_{smax}$  : 185.82 MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

# Viga 1

## 4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

B32 - B34

### **Cálculo del ancho de fisura: Cara superior** (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

### **Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha** (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

### **Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior** (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

### **Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda** (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

### **Área mínima de armadura** (Criterio de CYPE, basado en: Código Estructural, Artículo A19.7.3.2)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

### **Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante** (Código Estructural, Artículo 7.3.3 (5))

Al cumplirse las indicaciones del artículo 7.3.3 (5) el control de la fisuración debida a los efectos de las tensiones tangenciales por cortante se considera suficientemente asegurado.