

ÍNDICE

1.- PISO 2 (0 - 3.12 M).....	2
2.- PISO 1 (-1.2 - 0 M).....	14
3.- FUNDAÇÃO.....	25

Verificações do pilar P1

1.- PISO 2 (0 - 3.12 M)

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{\min}) deve cumprir a seguinte condição:

$$b_{\min} \geq 120 \text{ mm}$$

150.00 mm \geq 120.00 mm ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$$A_c \geq 360 \text{ cm}^2$$

$$450.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar, h , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$$h \leq 5 \cdot b$$

300 mm ≤ 750 mm ✓

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

h : 300.00 mm

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 150.00 mm

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$$S_b \geq S_{\min}$$

$$52 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

$$S_{\min} : 20 \text{ mm}$$

$s_1 = 20 \text{ mm}$

S_1 : 20 mm

$$S_2 = \emptyset_{\max}$$

S₂ : 12.5 mm

$$s_3 = 1.2 \cdot d_g$$

S₃ : 18 mm

Sendo:

\varnothing_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\max} : 12.5 \text{ mm}$$

d_g : Tamanho máximo agregado.

d_g : 15 mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{\max} (Artigo 18.4.2.2).

Verificações do pilar P1

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

$$215 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$$s_{\max} = 2 \cdot b \leq 400 \text{ mm}$$

$$s_{\max} : \underline{\quad 300 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$$\varnothing_{\min} \geq 10 \text{ mm}$$

$$12.5 \text{ mm} \geq 10.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a $1/8 \cdot b$ (Artigo 18.4.2.1).

$$\varnothing_{\max} \leq 1/8 \cdot b$$

$$12.5 \text{ mm} \leq 18.8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

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

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

Onde:

s_{\max} : Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_1 = 200 \text{ mm}$$

$$s_{\max} : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = b_{\min}$$

$$s_1 : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{\min}$$

$$s_2 : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{\quad 150.0 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

b_{\min} : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

\varnothing_{\min} : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\min} : \underline{\quad 12.5 \quad} \text{ mm}$$

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a $1/4$ do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$$\varnothing_t \geq 5 \text{ mm}$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{\max}$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 3.1 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

\varnothing_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\max} : \underline{\quad 12.5 \quad} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P1

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 1.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{4.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{1.80} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$4.91 \text{ cm}^2 \leq 18.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{4.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{18.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 0.09 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{4.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.09} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{2.731} \text{ t}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.018} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{0.028} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.308} \text{ t}$$

V_{Rd2} : Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,Vx} : \underline{14.259} \text{ t}$$

$$V_{Rd2,Vy} : \underline{17.082} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.102} \quad \checkmark$$

Onde:

Verificações do pilar P1

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{0.028} \text{ t}$$

V_{Rd3} : Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{sd,y} : \underline{0.308} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,Vx} : \underline{3.400} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,Vy} : \underline{3.029} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·V(+Y)".

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1 e na seção 11.

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05 \cdot b$$

$$g_n : \underline{1.20}$$

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} : \underline{14.259} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

$$a_{v2} : \underline{0.90}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{107.45} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} : \underline{17.082} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

$$a_{v2} : \underline{0.90}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{150.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{257.45} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·V(+Y)".

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1 e na seção 11.

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05 \cdot b$$

$$g_n : \underline{1.20}$$

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$

$$V_{Rd3} : \underline{3.400} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$$

$$V_c : \underline{3.400} \text{ t}$$

Sendo:

Verificações do pilar P1

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c0} : \underline{2.528} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{13.07} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,inf} : \underline{18.30} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{107.45} \text{ mm}$$

M_0 : Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd} .

$$M_0 : \underline{-0.017} \text{ t.m}$$

M_{Sd} : Momento fletor de cálculo.

$$M_{Sd} : \underline{-0.051} \text{ t.m}$$

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$

$$V_{Rd3} : \underline{3.029} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

$$V_c : \underline{3.029} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c0} : \underline{3.029} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{13.07} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,inf} : \underline{18.30} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{150.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{257.45} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P1

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·V(+Y)".

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1 e na seção 11.

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05 \cdot b$$

$$g_n : \underline{1.20}$$

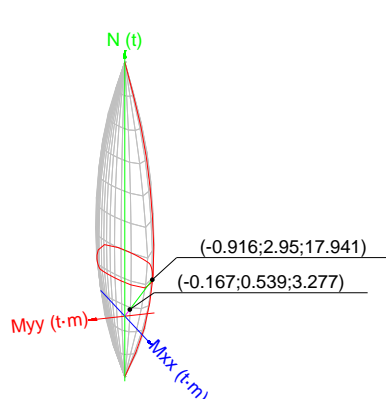
Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

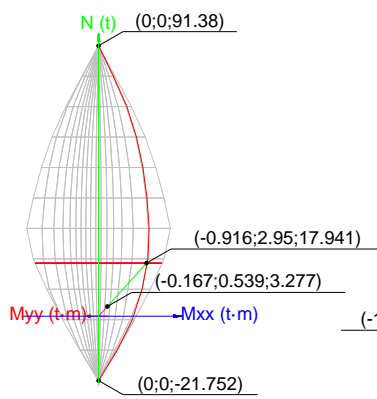
$$h : \underline{0.120} \quad \checkmark$$

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{N_{Sd}^2 + M_{Sd,x}^2 + M_{Sd,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

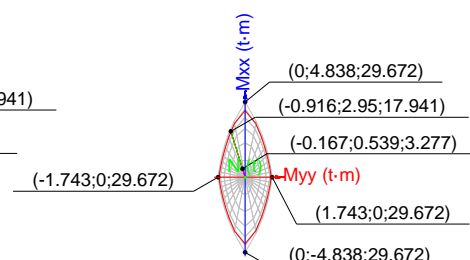
$$h : \underline{0.183} \quad \checkmark$$



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{1d} : \underline{3.277} \quad t$$

$$M_{1d,x} : \underline{0.486} \quad t \cdot m$$

$$M_{1d,y} : \underline{-0.061} \quad t \cdot m$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \underline{27.389} \quad t$$

$$M_{Rd,x} : \underline{4.059} \quad t \cdot m$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-0.509} \quad t \cdot m$$

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

$$e_{e,x} : \underline{-18.59} \quad mm$$

$$e_{e,y} : \underline{148.21} \quad mm$$

Verificações do pilar P1

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{19.50} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{150.00} \text{ mm}$$

$$e_i = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_i : \underline{-18.59} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.061} \text{ t} \cdot \text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{3.277} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{24.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_i = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_i : \underline{148.21} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.486} \text{ t} \cdot \text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{3.277} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade (h_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esforços atuantes de cálculo desfavoráveis, obtidos a partir dos esforços de primeira ordem incrementados para levar em conta os efeitos de segunda ordem, em função da esbeltez.

N_{Sd} : Esforço axial atuante de cálculo desfavorável.

$$N_{Sd} : \underline{3.277} \text{ t}$$

M_{Sd} : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{Sd,x} : \underline{0.539} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{-0.167} \text{ t} \cdot \text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

$$N_{Rd} : \underline{17.941} \text{ t}$$

M_{Rd} : Momento resistente

$$M_{Rd,x} : \underline{2.950} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-0.916} \text{ t} \cdot \text{m}$$

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem não podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é maior que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

$$l : \underline{36.03}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{3.120} \text{ m}$$

Sendo:

Verificações do pilar P1

l_0 : Comprimento de flambagem.

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

A_c : Área total da seção de concreto.

I_c : Inércia.

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do artigo 15.8.3.3.2, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade fictícia, que representa os efeitos de segunda ordem, como se detalha em seguida:

$$N_{Sd} = N_{1d}$$

$$M_{Sd} = N_{1d} \cdot e_{tot}$$

Onde:

$$e_{tot} = e_e + e_2$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 15.8.2.

e_2 : Excentricidade para levar em conta os efeitos de segunda ordem (Artigo 15.8.3.3.2).

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

Onde:

$$l_e = l_0 + h \leq l$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$1/r = \frac{0.005}{h \cdot (v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

Sendo:

$$v = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Onde:

A_c : Área total da seção de concreto.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é maior que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

Onde:

$$l_0 : \underline{3.120} \text{ m}$$

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$l : \underline{2.720} \text{ m}$$

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

$$I_c : \underline{33750.00} \text{ cm}^4$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

$$e_1 : \underline{148.21} \text{ mm}$$

$$N_{Sd} : \underline{3.277} \text{ t}$$

$$M_{Sd} : \underline{0.539} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$e_{tot} : \underline{164.44} \text{ mm}$$

$$e_e : \underline{148.21} \text{ mm}$$

$$e_2 : \underline{16.22} \text{ mm}$$

$$l_e : \underline{3.120} \text{ m}$$

$$l_0 : \underline{3.120} \text{ m}$$

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$l : \underline{2.720} \text{ m}$$

$$1/r : \underline{0.017} \text{ m}$$

$$n : \underline{0.04}$$

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

$$l : \underline{72.05}$$

Verificações do pilar P1

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{\quad 3.120 \quad} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{\quad 3.120 \quad} \text{ m}$$

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\quad 150.00 \quad} \text{ mm}$$

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{\quad 2.720 \quad} \text{ m}$$

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{\quad 450.00 \quad} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{\quad 8437.50 \quad} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

$$l_1 : \underline{\quad 35.00 \quad}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{\quad -18.59 \quad} \text{ mm}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do artigo 15.8.3.3.2, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade fictícia, que representa os efeitos de segunda ordem, como se detalha em seguida:

$$N_{Sd} = N_{1d}$$

$$N_{Sd} : \underline{\quad 3.277 \quad} \text{ t}$$

$$M_{Sd} = N_{1d} \cdot e_{tot}$$

$$M_{Sd} : \underline{\quad -0.167 \quad} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

$$e_{tot} = e_e + e_2$$

$$e_{tot} : \underline{\quad -51.04 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 15.8.2.

$$e_e : \underline{\quad -18.59 \quad} \text{ mm}$$

e_2 : Excentricidade para levar em conta os efeitos de segunda ordem (Artigo 15.8.3.3.2).

$$e_2 : \underline{\quad -32.45 \quad} \text{ mm}$$

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

Onde:

$$l_e = l_0 + h \leq l$$

$$l_e : \underline{\quad 3.120 \quad} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{\quad 3.120 \quad} \text{ m}$$

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\quad 150.00 \quad} \text{ mm}$$

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{\quad 2.720 \quad} \text{ m}$$

$$1/r = \frac{0.005}{h \cdot (v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

$$1/r : \underline{\quad 0.033 \quad} \text{ m}$$

Sendo:

$$v = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{\quad 0.04 \quad}$$

Onde:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{\quad 450.00 \quad} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{\quad 182.03 \quad} \text{ kgf/cm}^2$$

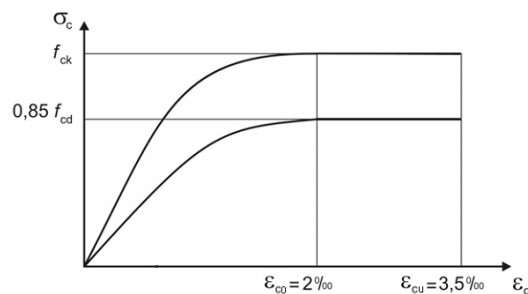
Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

Verificações do pilar P1

- (a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- (b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- (c) A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- (d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ϵ_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{cd} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$\epsilon_{cd} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

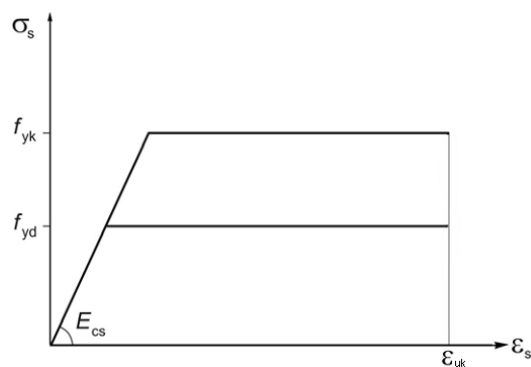
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

- (e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{uk} : \underline{0.0200}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

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

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

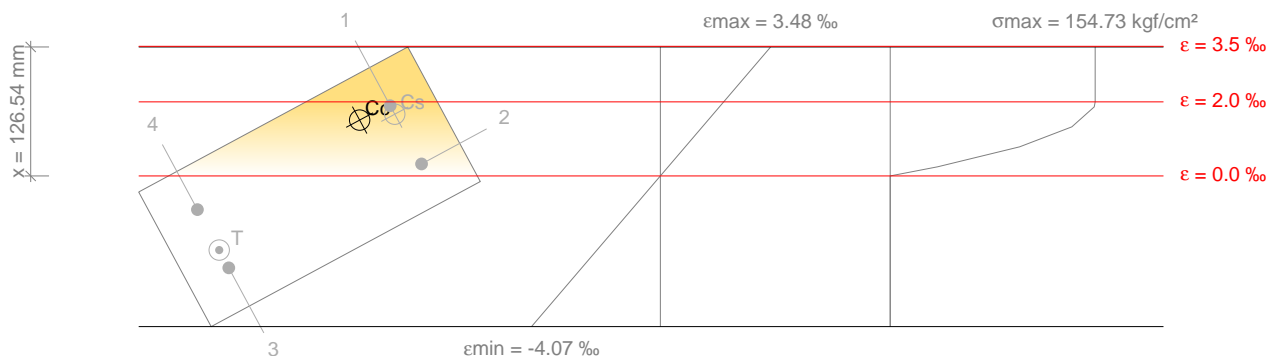
Verificações do pilar P1

g_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

g_s : 1.15

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kgf/cm ²)	e
1	Ø12.5	-32.45	107.45	+4058.97	+0.001896
2	Ø12.5	32.45	107.45	+693.01	+0.000324
3	Ø12.5	32.45	-107.45	-4432.03	-0.002482
4	Ø12.5	-32.45	-107.45	-1946.72	-0.000909

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	19.937	-34.25	74.37
Cs	5.831	-22.99	107.45
T	7.827	12.64	-107.45

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

$$N_{Rd} : \underline{17.941} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{2.950} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-0.916} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{19.937} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{5.831} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{7.827} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-34.25} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{74.37} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-22.99} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{107.45} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{12.64} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-107.45} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0025}$$

S_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

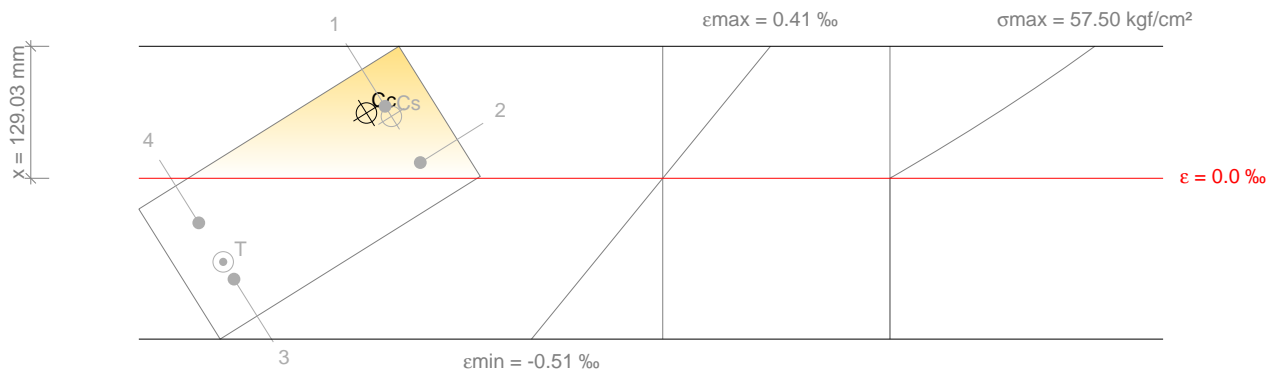
$$S_{cmax} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

Verificações do pilar P1

S_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

S_{smax} : 4432.03 kgf/cm²

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kgf/cm ²)	e
1	Ø12.5	-32.45	107.45	+484.16	+0.000226
2	Ø12.5	32.45	107.45	+105.72	+0.000049
3	Ø12.5	32.45	-107.45	-678.17	-0.000317
4	Ø12.5	-32.45	-107.45	-299.73	-0.000140

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	3.754	-36.54	88.51
Cs	0.724	-20.82	107.45
T	1.200	12.56	-107.45

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

$$N_{sd} : \underline{3.277} \text{ t}$$

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

$$M_{sd,x} : \underline{0.539} \text{ t.m}$$

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

$$M_{sd,y} : \underline{-0.167} \text{ t.m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{3.754} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{0.724} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{1.200} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-36.54} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{88.51} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-20.82} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{107.45} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{12.56} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-107.45} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

e_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0003}$$

S_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

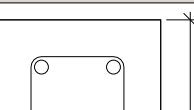
$$S_{cmax} : \underline{57.50} \text{ kgf/cm}^2$$

S_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$S_{smax} : \underline{678.17} \text{ kgf/cm}^2$$

Verificações do pilar P1

2.- PISO 1 (-1.2 - 0 M)

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões	: 15x30 cm
	Tramo	: -1.200/0.000 m
	Altura livre	: 0.80 m
	Cobrimento	: 3.0 cm
	Tamanho máximo agregado	: 15 mm
	Materiais	Comprimento de flambagem
	Concreto : C25, em geral	Plano ZX : 1.15 m
	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 1.15 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Cantos : 4Ø12.5	Estribos : 1eØ6.3
	Taxa : 1.09 %	Espacamento : 15 cm

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{\min}) deve cumprir a seguinte condição:

$$b_{\min} \geq 120 \text{ mm}$$

150.00 mm \geq 120.00 mm ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$$A_c \geq 360 \text{ cm}^2$$

$$450.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar, h , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão, b (Artigo 18.4.1).

$$h \leq 5 \cdot b$$

300 mm ≤ 750 mm ✓

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

h : 300.00 mm

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 150.00 mm

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$$S_b \geq S_{\min}$$

$$52 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

$$S_{\min} : 20 \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

S_1 : 20 mm

$$S_2 = \emptyset_{\max}$$

S₂ : 12.5 mm

$$s_3 = 1.2 \cdot d_g$$

S₃ : 18 mm

Sendo:

\varnothing_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

\varnothing_{\max} : 12.5 mm

d_g : Tamanho máximo agregado.

d_g : 15 mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{\max} (Artigo 18.4.2.2).

Verificações do pilar P1

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

$$215 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$$s_{\max} = 2 \cdot b \leq 400 \text{ mm}$$

$$s_{\max} : \underline{\quad 300 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$$\varnothing_{\min} \geq 10 \text{ mm}$$

$$12.5 \text{ mm} \geq 10.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a $1/8 \cdot b$ (Artigo 18.4.2.1).

$$\varnothing_{\max} \leq 1/8 \cdot b$$

$$12.5 \text{ mm} \leq 18.8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

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

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

Onde:

s_{\max} : Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_1 = 200 \text{ mm}$$

$$s_{\max} : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = b_{\min}$$

$$s_1 : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{\min}$$

$$s_2 : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{\quad 150.0 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

b_{\min} : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{\quad 150 \quad} \text{ mm}$$

\varnothing_{\min} : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\min} : \underline{\quad 12.5 \quad} \text{ mm}$$

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a $1/4$ do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$$\varnothing_t \geq 5 \text{ mm}$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{\max}$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 3.1 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

\varnothing_{\max} : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\max} : \underline{\quad 12.5 \quad} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P1

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 1.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{4.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{1.80} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$4.91 \text{ cm}^2 \leq 18.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{4.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{18.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 0.22 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{4.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.22} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{6.637} \text{ t}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.129} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{1.785} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.534} \text{ t}$$

V_{Rd2} : Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,Vx} : \underline{14.259} \text{ t}$$

$$V_{Rd2,Vy} : \underline{17.082} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.728} \quad \checkmark$$

Onde:

Verificações do pilar P1

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{1.785} \text{ t}$$

V_{Rd3} : Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

$$V_{sd,y} : \underline{0.534} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,Vx} : \underline{2.528} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,Vy} : \underline{3.029} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-X)".

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1 e na seção 11.

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05 \cdot b$$

$$g_n : \underline{1.20}$$

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} : \underline{14.259} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

$$a_{v2} : \underline{0.90}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{107.45} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} : \underline{17.082} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

$$a_{v2} : \underline{0.90}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{150.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{257.45} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-X)".

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1 e na seção 11.

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05 \cdot b$$

$$g_n : \underline{1.20}$$

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$

$$V_{Rd3} : \underline{2.528} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

$$V_c : \underline{2.528} \text{ t}$$

Sendo:

Verificações do pilar P1

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c0} : \underline{2.528} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{13.07} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,inf} : \underline{18.30} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{107.45} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c$$

$$V_{Rd3} : \underline{3.029} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

$$V_c : \underline{3.029} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c0} : \underline{3.029} \text{ t}$$

Onde:

f_{ctd} : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{13.07} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,inf} : \underline{18.30} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{150.00} \text{ mm}$$

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{257.45} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P1

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-Y)".

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1 e na seção 11.

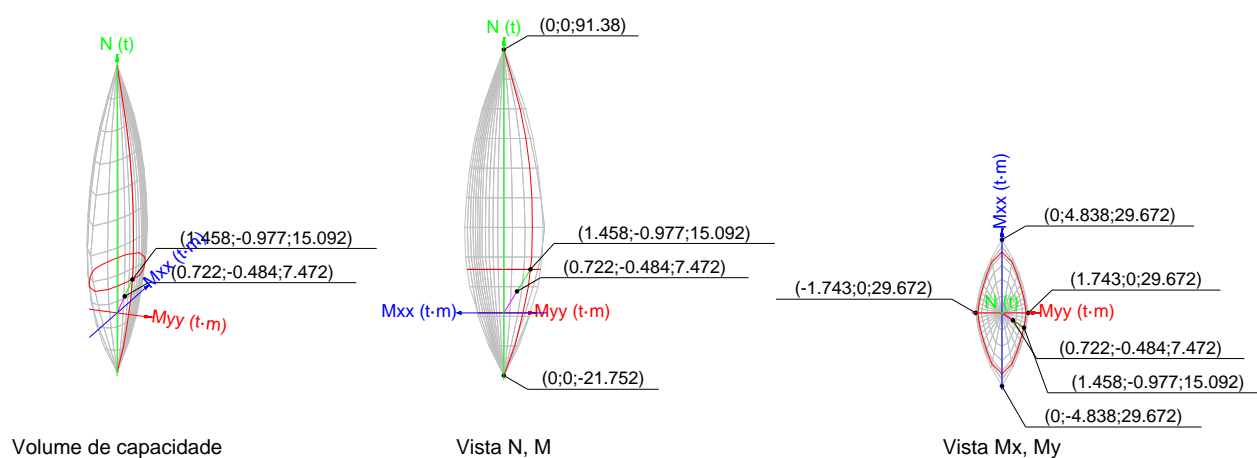
$$\gamma_n = 1.95 - 0.05 \cdot b$$

$$g_n : \underline{1.20}$$

Deve satisfazer:

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

$$h : \underline{0.495} \quad \checkmark$$



Verificação de resistência da seção (η_i)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$\begin{aligned} N_{1d} &: \underline{7.472} \text{ t} \\ M_{1d,x} &: \underline{-0.484} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{1d,y} &: \underline{0.722} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{15.092} \text{ t} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-0.977} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{1.458} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: \underline{96.64} \text{ mm} \\ e_{e,y} &: \underline{-64.75} \text{ mm} \end{aligned}$$

Neste caso, as excentricidades $e_{0,x}$ e $e_{0,y}$ são superiores à mínima.

Verificações do pilar P1

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{19.50} \text{ mm}$$

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{150.00} \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : \underline{96.64} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.722} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{7.472} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{24.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : \underline{-64.75} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.484} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{7.472} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

$$l : \underline{13.28}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{1.150} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{1.150} \text{ m}$$

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{0.800} \text{ m}$$

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{33750.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{-64.75} \text{ mm}$$

No eixo y:

Verificações do pilar P1

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

A_c : Área total da seção de concreto.

I_c : Inércia.

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$l : \underline{26.56} \text{ m}$$

$$l_e : \underline{1.150} \text{ m}$$

$$l_0 : \underline{1.150} \text{ m}$$

$$h : \underline{150.00} \text{ mm}$$

$$l : \underline{0.800} \text{ m}$$

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

$$I_c : \underline{8437.50} \text{ cm}^4$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

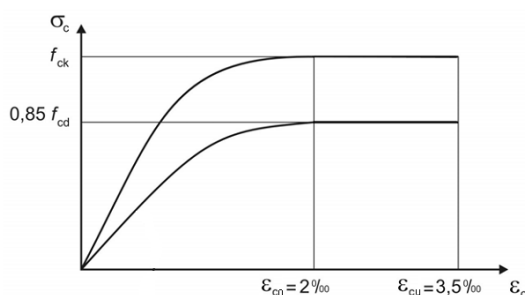
$$e_1 : \underline{96.64} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- A deformação ϵ_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



e_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

e_{cd} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$e_{cd} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

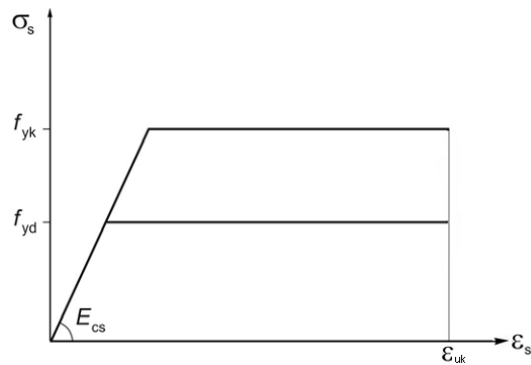
$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

Verificações do pilar P1

- (e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{uk} : \underline{0.0200}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

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

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

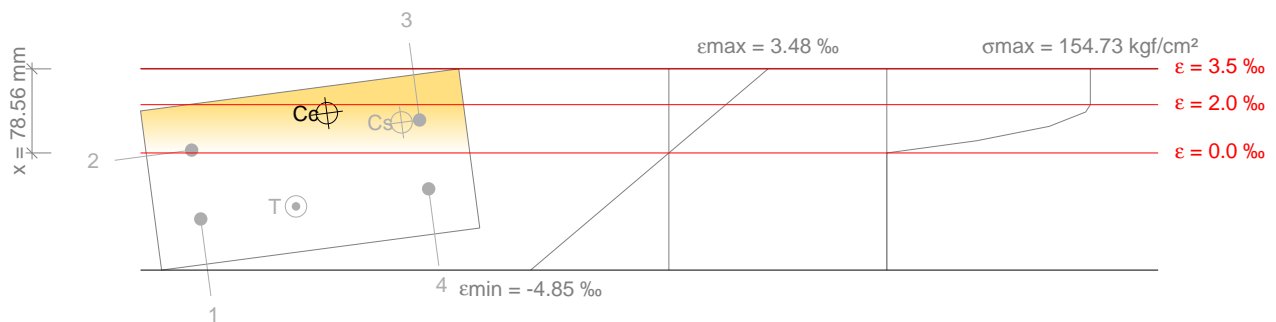
$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kgf/cm ²)	e
1	Ø12.5	-32.45	107.45	-4432.03	-0.002735
2	Ø12.5	32.45	107.45	+250.82	+0.000117
3	Ø12.5	32.45	-107.45	+2923.08	+0.001365
4	Ø12.5	-32.45	-107.45	-3182.11	-0.001487

Verificações do pilar P1

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	20.540	50.10	-22.40
Cs	3.894	32.45	-90.47
T	9.343	-32.45	17.64

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

$$N_{Rd} : \underline{15.092} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-0.977} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{1.458} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{20.540} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{3.894} \text{ t}$$

T : Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{9.343} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{50.10} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-22.40} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{32.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-90.47} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-32.45} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{17.64} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0027}$$

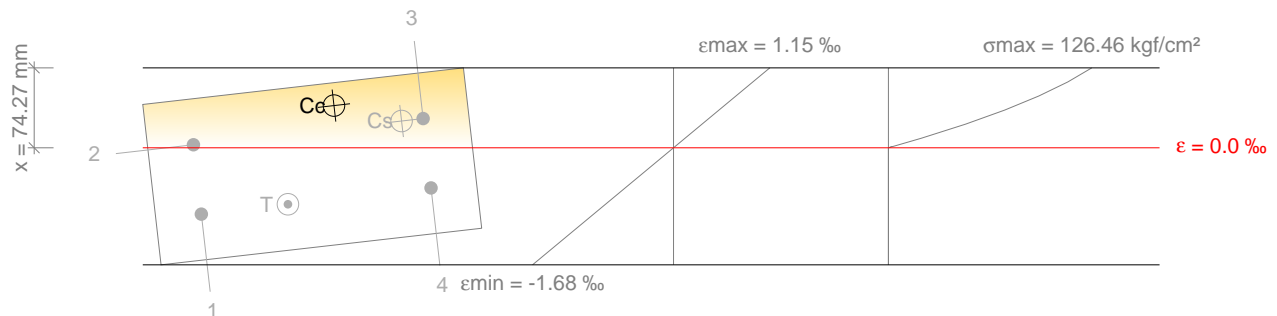
s_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

$$s_{cmax} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

s_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$s_{smax} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (kgf/cm ²)	e
1	Ø12.5	-32.45	107.45	-2035.56	-0.000951
2	Ø12.5	32.45	107.45	+92.85	+0.000043
3	Ø12.5	32.45	-107.45	+896.77	+0.000419
4	Ø12.5	-32.45	-107.45	-1231.64	-0.000575

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.268	53.82	-26.48

Verificações do pilar P1

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	1.214	32.45	-87.29
T	4.009	-32.45	26.44

$$N_{1d} = C_c + C_s - T$$

$$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

e_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

e_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

S_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

S_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$N_{1d} : \underline{7.472} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{-0.484} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{0.722} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{10.268} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{1.214} \text{ t}$$

$$T : \underline{4.009} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{53.82} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-26.48} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{32.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-87.29} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-32.45} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{26.44} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0011}$$

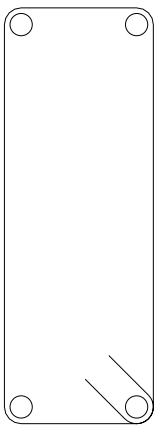
$$e_{smax} : \underline{0.0010}$$

$$S_{cmax} : \underline{126.46} \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_{smax} : \underline{2035.56} \text{ kgf/cm}^2$$

Verificações do pilar P1

3.- FUNDAÇÃO

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões	: 15x30 cm
	Tramo	: -1.540/-1.200 m
	Altura livre	: 0.00 m
	Cobrimento	: 3.0 cm
	Tamanho máximo agregado	: 15 mm
	Materiais	Comprimento de flambagem
	Concreto : C25, em geral	Plano ZX : 1.15 m
	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 1.15 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Cantos : 4Ø12.5	Estribos : 1eØ6.3
	Taxa : 1.09 %	

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

A verificação não é necessária

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A verificação não é necessária

Verificações do pilar P1

Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.129} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{1.785} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.534} \text{ t}$$

V_{Rd2} : Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

$$V_{Rd2,Vx} : \underline{14.259} \text{ t}$$

$$V_{Rd2,Vy} : \underline{17.082} \text{ t}$$

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações $1.4 \cdot PP + 1.4 \cdot CP + 1.4 \cdot Qa + 0.84 \cdot V(-X)$.

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1 e na seção 11.

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05 \cdot b$$

$$g_n : \underline{1.20}$$

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} : \underline{14.259} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

$$a_{v2} : \underline{0.90}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{107.45} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} : \underline{17.082} \text{ t}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

$$a_{v2} : \underline{0.90}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

b_w : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

$$b_w : \underline{150.00} \text{ mm}$$

d : Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.

$$d : \underline{257.45} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P1

Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações $1.4 \cdot PP + 1.4 \cdot CP + 1.4 \cdot Qa + 0.84 \cdot V(-X)$.

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1 e na seção 11.

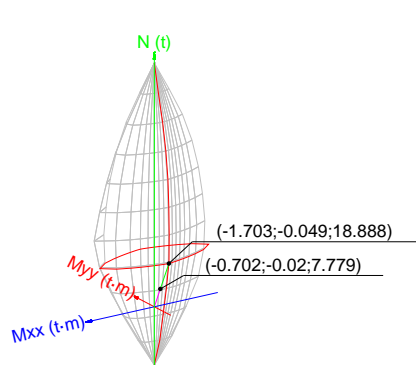
$$\gamma_n = 1.95 - 0.05 \cdot b$$

$$g_n : \underline{1.20}$$

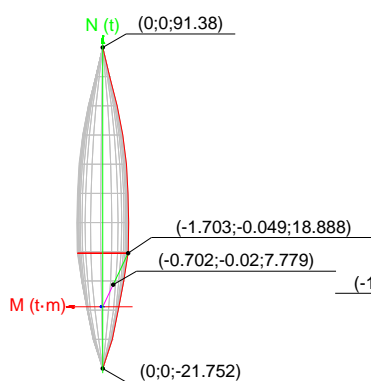
Deve satisfazer:

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

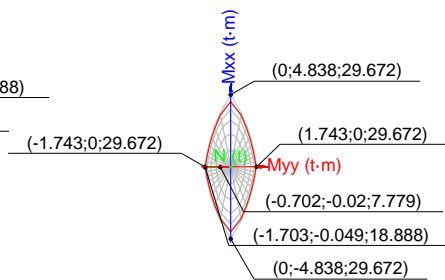
$$h : \underline{0.412} \quad \checkmark$$



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d}, M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d} : Esforço normal de cálculo.

M_{1d} : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$N_{1d} : \underline{7.779} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{-0.020} \text{ t.m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{-0.702} \text{ t.m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd} : Esforço normal resistente.

M_{Rd} : Momento resistente

$$N_{Rd} : \underline{18.888} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-0.049} \text{ t.m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-1.703} \text{ t.m}$$

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

e_e : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima e_a segundo o ponto 11.3.3.4.3.

$$e_{e,x} : \underline{-90.19} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-2.61} \text{ mm}$$

Neste caso, alguma das excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ é superior à mínima.

Verificações do pilar P1

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{19.50} \text{ mm}$$

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{150.00} \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : \underline{-90.19} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.702} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{7.779} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{24.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : \underline{-2.61} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.020} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{7.779} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

$$l : \underline{13.28}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{1.150} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{1.150} \text{ m}$$

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

I: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$I : \underline{0.800} \text{ m}$$

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{33750.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{-2.61} \text{ mm}$$

No eixo y:

Verificações do pilar P1

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar λ é menor que a esbeltez limite inferior λ_1 indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

l : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

A_c : Área total da seção de concreto.

I_c : Inércia.

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$l : \underline{26.56} \text{ m}$$

$$l_e : \underline{1.150} \text{ m}$$

$$l_0 : \underline{1.150} \text{ m}$$

$$h : \underline{150.00} \text{ mm}$$

$$l : \underline{0.800} \text{ m}$$

$$A_c : \underline{450.00} \text{ cm}^2$$

$$I_c : \underline{8437.50} \text{ cm}^4$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

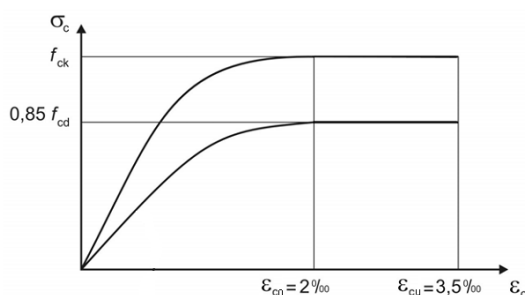
$$e_1 : \underline{-90.19} \text{ mm}$$

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

- A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.
- As seções transversais se mantêm planas após deformação.
- A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



ε_{cu} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

ε_{cd} : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

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

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

$$f_{cd} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

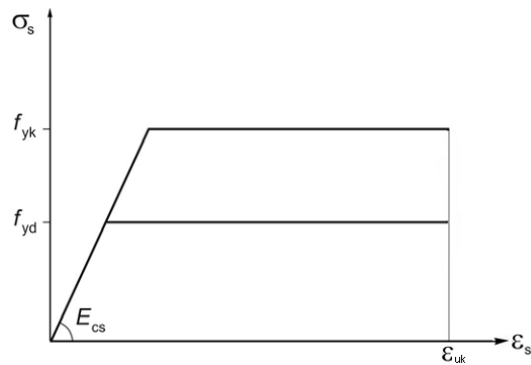
γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

Verificações do pilar P1

- (e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



ϵ_{uk} : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{uk} : \underline{0.0200}$$

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

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

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

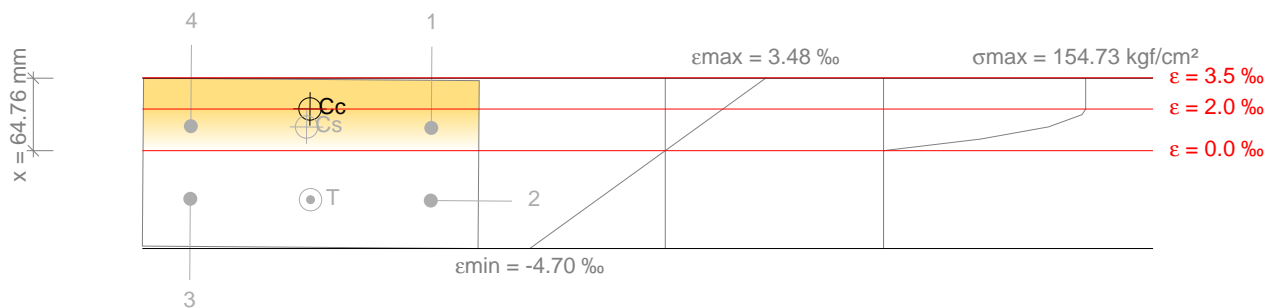
$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kgf/cm ²)	e
1	Ø12.5	-32.45	107.45	+2340.56	+0.001093
2	Ø12.5	32.45	107.45	-4432.03	-0.002396
3	Ø12.5	32.45	-107.45	-4432.03	-0.002312
4	Ø12.5	-32.45	-107.45	+2521.19	+0.001178

Verificações do pilar P1

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	23.798	-48.61	-1.07
Cs	5.965	-32.45	-3.99
T	10.876	32.45	0.00

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

$$N_{Rd} : 18.888 \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : -0.049 \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : -1.703 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : 23.798 \text{ t}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : 5.965 \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : 10.876 \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : -48.61 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -1.07 \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : -32.45 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -3.99 \text{ mm}$$

e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : 32.45 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 0.00 \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

$$e_{cmax} : 0.0035$$

e_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

$$e_{smax} : 0.0024$$

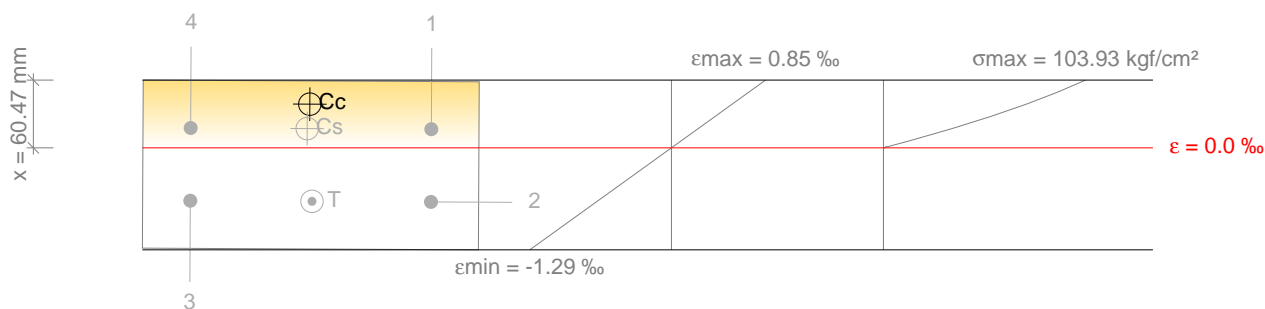
s_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

$$s_{cmax} : 154.73 \text{ kgf/cm}^2$$

s_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$s_{smax} : 4432.03 \text{ kgf/cm}^2$$

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (kgf/cm ²)	e
1	Ø12.5	-32.45	107.45	+502.75	+0.000235
2	Ø12.5	32.45	107.45	-1459.43	-0.000682
3	Ø12.5	32.45	-107.45	-1426.74	-0.000666
4	Ø12.5	-32.45	-107.45	+535.44	+0.000250

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.047	-54.28	-1.16

Verificações do pilar P1

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	1.274	-32.45	-3.38
T	3.541	32.45	1.22

$$N_{1d} = C_c + C_s - T$$

$$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

C_s : Resultante de compressões no aço.

T: Resultante de tração no aço.

e_{cc} : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

e_{cs} : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

e_T : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

e_{cmax} : Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

e_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

s_{cmax} : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

s_{smax} : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$N_{1d} : \underline{7.779} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{-0.020} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{-0.702} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{10.047} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{1.274} \text{ t}$$

$$T : \underline{3.541} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-54.28} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-1.16} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-32.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-3.38} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{32.45} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{1.22} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0009}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0007}$$

$$s_{cmax} : \underline{103.93} \text{ kgf/cm}^2$$

$$s_{smax} : \underline{1459.43} \text{ kgf/cm}^2$$