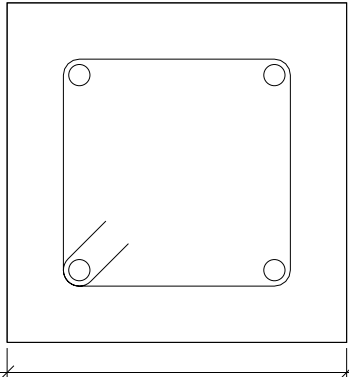


ÍNDICE

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

Verificações do pilar P2

1.- PISO 2 (0 - 3.12 M)

| Dados do pilar | | |
|---|-------------------------|-----------------|
|  | Geometria | |
| | Dimensões | : 20x20 cm |
| | Tramo | : 0.000/3.120 m |
| | Altura livre | : 2.72 m |
| | Cobrimento | : 3.0 cm |
| | Tamanho máximo agregado | : 15 mm |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |

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:

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

$$200.00 \text{ mm} \geq 120.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

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

$$400.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

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

$$h \leq 5 \cdot b$$

$$200 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

h : Maior dimensão da seção do pilar.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

b : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$102 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

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

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

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

$$s_2 = \varnothing_{\max}$$

$$s_2 : \underline{12.5} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.2 \cdot d_g$$

$$s_3 : \underline{18} \text{ mm}$$

Sendo:

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

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

d_g : Tamanho máximo agregado.

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

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 P2

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

$$115 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

$$s_{\max} : \underline{400} \text{ mm}$$

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200} \text{ mm}$$

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).

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

$$12.5 \text{ mm} \leq 25.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200} \text{ mm}$$

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 .

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

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

$$s_2 = b_{\min}$$

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

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

$$s_2 : \underline{200} \text{ mm}$$

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

Sendo:

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

$$b_{\min} : \underline{200} \text{ mm}$$

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

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

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.

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

Verificações do pilar P2

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):

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 1.60 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

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

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

$$A_{s,min} : \underline{1.60} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \leq 16.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

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

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

$$A_{s,max} : \underline{16.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 0.30 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

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

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

$$A_{s,min} : \underline{0.30} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{8.984} \text{ t}$$

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:

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

$$h : \underline{0.028} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{0.175} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.348} \text{ t}$$

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.929} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{0.154} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{0.175} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.348} \text{ t}$$

Verificações do pilar P2

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

$$V_{Rd3,Vx} : \underline{2.834} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,Vy} : \underline{2.470} \text{ t}$$

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

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:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.929} \text{ t}$$

Onde:

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

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

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.

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{157.45} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.929} \text{ t}$$

Onde:

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

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

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.

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{157.45} \text{ mm}$$

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

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:

$$V_{Rd3} = V_c$$

$$V_{Rd3} : \underline{2.834} \text{ t}$$

Onde:

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

$$V_c : \underline{2.834} \text{ t}$$

Sendo:

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

$$V_{c0} : \underline{2.470} \text{ t}$$

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:

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

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

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

$$f_{ctm} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

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.

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

Verificações do pilar P2

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

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{157.45} \text{ mm}$$

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

$$M_o : \underline{-0.038} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{sd} : Momento fletor de cálculo.

$$M_{sd} : \underline{-0.261} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Esforço Cortante na direção Y:

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

$$V_{Rd3} = V_c$$

$$V_{Rd3} : \underline{2.470} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

$$V_c : \underline{2.470} \text{ t}$$

Sendo:

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

$$V_{c0} : \underline{2.470} \text{ t}$$

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:

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

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

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

$$f_{ctm} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

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 .

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{157.45} \text{ mm}$$

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·Qa+0.84·V(+Y)".

Deve satisfazer:

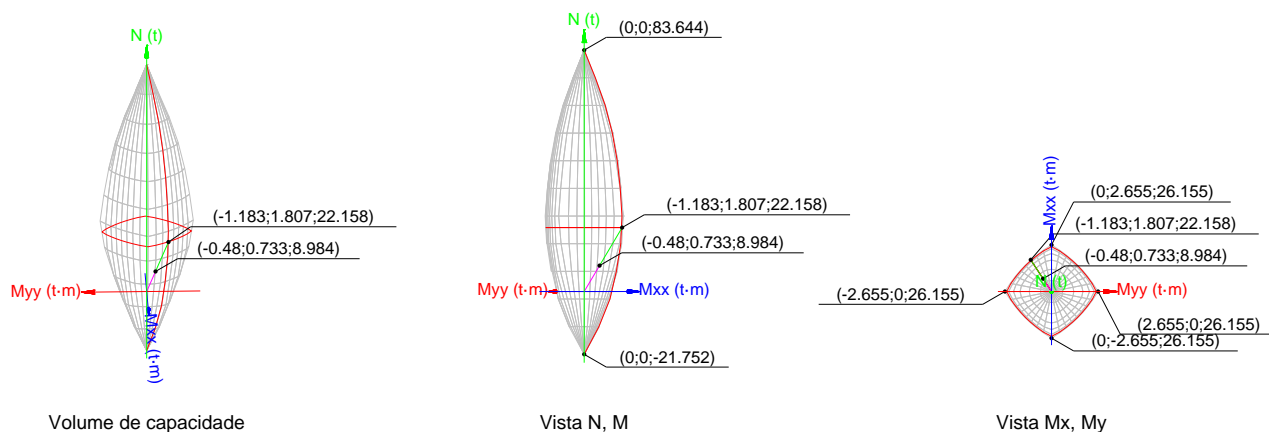
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.271} \quad \checkmark$$

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

$$h : \underline{0.405} \quad \checkmark$$

Verificações do pilar P2



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.

$$\begin{array}{rcl} N_{1d} & : & 8.984 \text{ t} \\ M_{1d,x} & : & 0.514 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{1d,y} & : & -0.261 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

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

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 33.114 \text{ t} \\ M_{Rd,x} & : & 1.895 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & -0.962 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

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.

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

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

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

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0,03 \cdot h$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

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

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$\begin{array}{rcl} e_{e,x} & : & -29.05 \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & 57.24 \text{ mm} \end{array}$$

$$e_a : 21.00 \text{ mm}$$

$$h : 200.00 \text{ mm}$$

$$e_1 : -29.05 \text{ mm}$$

$$M_d : -0.261 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N_d : 8.984 \text{ t}$$

Verificações do pilar P2

No eixo y:

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

$$e_a : \underline{21.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$e_1 : \underline{57.24} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.514} \text{ t} \cdot \text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{8.984} \text{ t}$$

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.

$$N_{sd} : \underline{8.984} \text{ t}$$

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

$$M_{sd,x} : \underline{0.733} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd,y} : \underline{-0.480} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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.

$$N_{rd} : \underline{22.158} \text{ t}$$

M_{rd} : Momento resistente

$$M_{rd,x} : \underline{1.807} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd,y} : \underline{-1.183} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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.

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

$$l : \underline{54.04}$$

Onde:

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

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

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

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

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

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

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

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

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{57.24} \text{ mm}$$

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:

$$N_{sd} = N_{1d}$$

$$N_{sd} : \underline{8.984} \text{ t}$$

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

$$M_{sd} : \underline{0.733} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

Verificações do pilar P2

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

$$e_{\text{tot}} : \underline{\quad 81.57 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

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

$$e_e : \underline{\quad 57.24 \quad} \text{ mm}$$

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

$$e_2 : \underline{\quad 24.34 \quad} \text{ mm}$$

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

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.

$$h : \underline{\quad 200.00 \quad} \text{ mm}$$

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

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

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

$$1/r : \underline{\quad 0.025 \quad} \text{ m}$$

Sendo:

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

$$n : \underline{\quad 0.12 \quad}$$

Onde:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{\quad 400.00 \quad} \text{ cm}^2$$

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

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

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.

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

$$l : \underline{\quad 54.04 \quad}$$

Onde:

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

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

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

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

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\quad 200.00 \quad} \text{ mm}$$

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.

$$A_c : \underline{\quad 400.00 \quad} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{\quad 13333.33 \quad} \text{ cm}^4$$

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

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

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{\quad -29.05 \quad} \text{ mm}$$

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:

Verificações do pilar P2

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

$$N_{Sd} : \underline{\quad 8.984 \quad} \text{ t}$$

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

$$M_{Sd} : \underline{\quad -0.480 \quad} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

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

$$e_{tot} : \underline{\quad -53.39 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

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

$$e_e : \underline{\quad -29.05 \quad} \text{ mm}$$

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

$$e_2 : \underline{\quad -24.34 \quad} \text{ mm}$$

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

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.

$$h : \underline{\quad 200.00 \quad} \text{ mm}$$

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

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

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

$$1/r : \underline{\quad 0.025 \quad} \text{ m}$$

Sendo:

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

$$n : \underline{\quad 0.12 \quad}$$

Onde:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{\quad 400.00 \quad} \text{ cm}^2$$

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

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

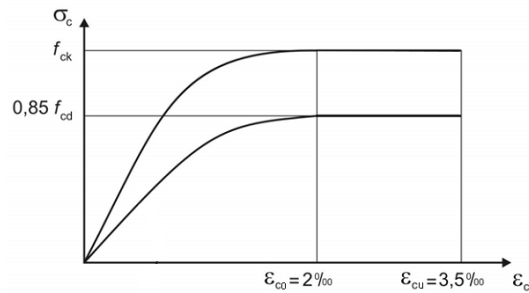
Cálculo da capacidade resistente

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

- (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.

Verificações do pilar P2



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:

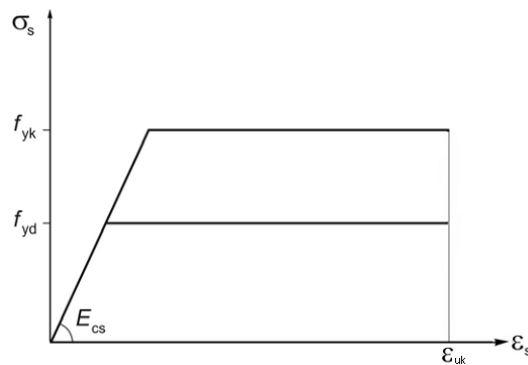
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

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

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.

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

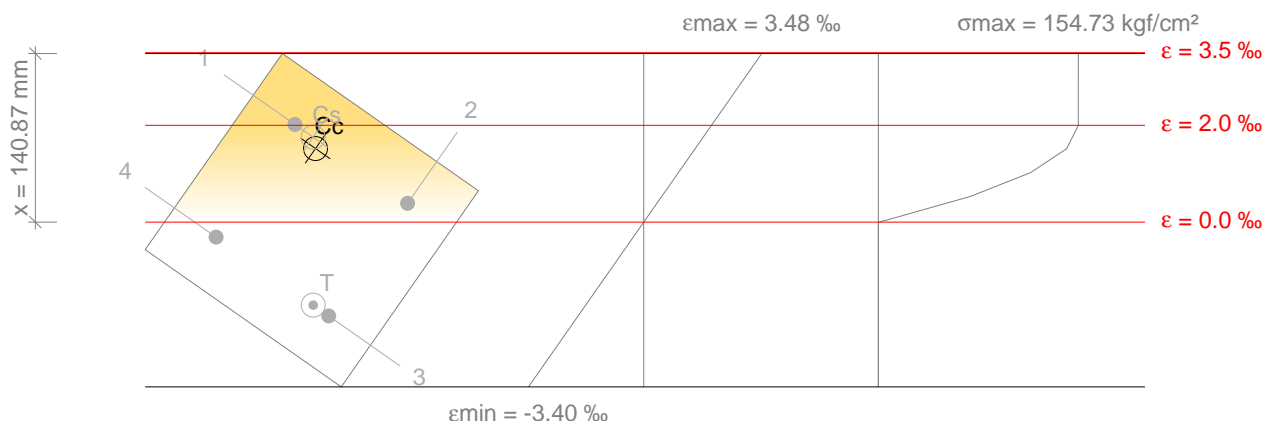
γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

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

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

Verificações do pilar P2

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 | -57.45 | 57.45 | +4318.98 | +0.002018 |
| 2 | Ø12.5 | 57.45 | 57.45 | +832.55 | +0.000389 |
| 3 | Ø12.5 | 57.45 | -57.45 | -4149.11 | -0.001938 |
| 4 | Ø12.5 | -57.45 | -57.45 | -662.68 | -0.000310 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----------------|----------------|----------|----------|
| C _c | 21.741 | -31.81 | 50.83 |
| C _s | 6.321 | -38.88 | 57.45 |
| T | 5.904 | 41.63 | -57.45 |

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

$$N_{Rd} : \underline{22.158} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{1.807} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-1.183} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{21.741} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{6.321} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{5.904} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-31.81} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{50.83} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-38.88} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{57.45} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{41.63} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-57.45} \text{ mm}$$

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

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

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

$$e_{smax} : \underline{0.0019}$$

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

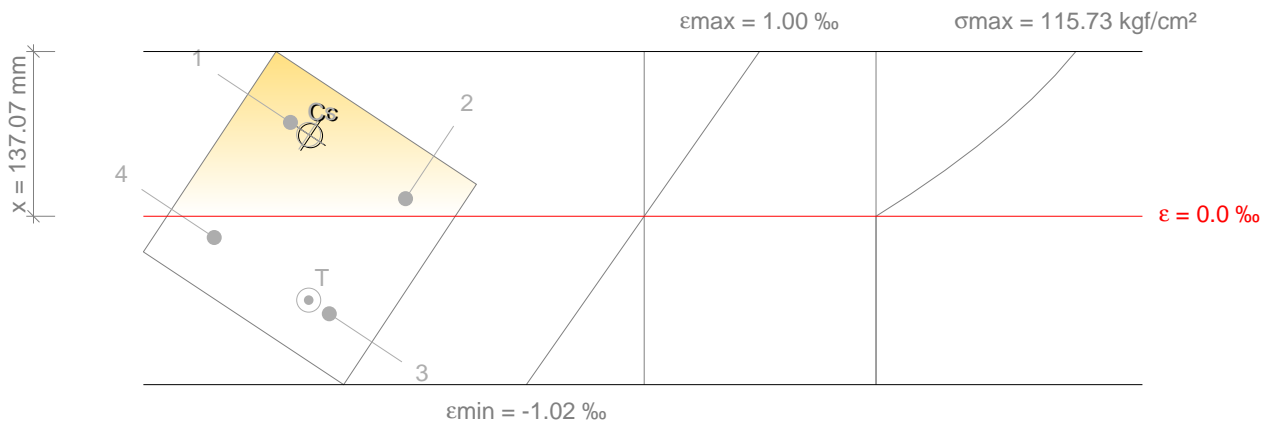
$$\sigma_{cmax} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$\sigma_{smax} : \underline{4149.11} \text{ kgf/cm}^2$$

Verificações do pilar P2

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 | -57.45 | 57.45 | +1214.78 | +0.000567 |
| 2 | Ø12.5 | 57.45 | 57.45 | +227.60 | +0.000106 |
| 3 | Ø12.5 | 57.45 | -57.45 | -1262.30 | -0.000590 |
| 4 | Ø12.5 | -57.45 | -57.45 | -275.12 | -0.000129 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|----------------|----------|----------|
| Cc | 9.101 | -37.41 | 57.44 |
| Cs | 1.770 | -39.32 | 57.45 |
| T | 1.886 | 36.89 | -57.45 |

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

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

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

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.

$$N_{Sd} : \underline{8.984} \text{ t}$$

$$M_{Sd,x} : \underline{0.733} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{-0.480} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$C_c : \underline{9.101} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{1.770} \text{ t}$$

$$T : \underline{1.886} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-37.41} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{57.44} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-39.32} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{57.45} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{36.89} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-57.45} \text{ mm}$$

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

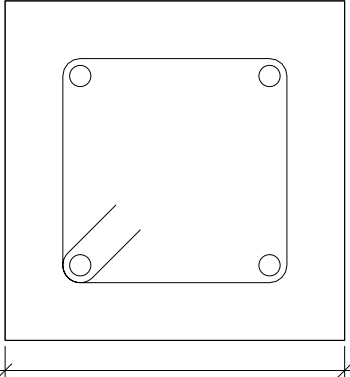
$$e_{smax} : \underline{0.0006}$$

$$S_{cmax} : \underline{115.73} \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_{smax} : \underline{1262.30} \text{ kgf/cm}^2$$

Verificações do pilar P2

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

| Dados do pilar | |
|---|---------------------------------|
|  | Geometria |
| | Dimensões : 20x20 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 : 1.20 m |
| Aço : CA-50 e CA-60 | Plano ZY : 1.20 m |
| Armadura longitudinal | Armadura transversal |
| Cantos : 4Ø12.5 | Estribos : 1eØ8 |
| Taxa : 1.23 % | Espaçamento : 5 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:

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

$$200.00 \text{ mm} \geq 120.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

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

$$400.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

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

$$h \leq 5 \cdot b$$

$$200 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

h : Maior dimensão da seção do pilar.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

b : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$99 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

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

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

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

$$s_2 = \varnothing_{\max}$$

$$s_2 : \underline{12.5} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.2 \cdot d_g$$

$$s_3 : \underline{18} \text{ mm}$$

Sendo:

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

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

d_g : Tamanho máximo agregado.

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

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 P2

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

$$112 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

$$s_{\max} : \underline{400} \text{ mm}$$

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200} \text{ mm}$$

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).

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

$$12.5 \text{ mm} \leq 25.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200} \text{ mm}$$

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).

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

$$50 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

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

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

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

$$s_2 = b_{\min}$$

$$s_2 : \underline{200} \text{ mm}$$

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

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

Sendo:

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

$$b_{\min} : \underline{200} \text{ mm}$$

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

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

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).

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

$$8.0 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

$$8.0 \text{ mm} \geq 3.1 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

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

Verificações do pilar P2

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):

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 1.60 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

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

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

$$A_{s,min} : \underline{1.60} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \leq 16.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da armadura longitudinal.

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

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

$$A_{s,max} : \underline{16.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

A_c : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 0.62 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

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

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

$$A_{s,min} : \underline{0.62} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{18.336} \text{ t}$$

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:

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

$$h : \underline{0.250} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{2.986} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{1.724} \text{ t}$$

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.779} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{0.229} \quad \checkmark$$

Onde:

Verificações do pilar P2

V_{sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

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

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

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:

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

Onde:

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

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

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

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

Esforço Cortante na direção Y:

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

Onde:

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

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

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

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

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

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma considerando a contribuição dos estribos obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

Sendo:

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

Onde:

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

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

Sendo:

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

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

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

$$V_{sd,x} : \underline{2.986} \text{ t}$$

$$V_{sd,y} : \underline{1.724} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,Vx} : \underline{14.935} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,Vy} : \underline{15.404} \text{ t}$$

$$V_{Rd2} : \underline{13.779} \text{ t}$$

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

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

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{155.75} \text{ mm}$$

$$V_{Rd2} : \underline{13.779} \text{ t}$$

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

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

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{155.75} \text{ mm}$$

$$V_{Rd3} : \underline{14.935} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{2.443} \text{ t}$$

$$V_{c0} : \underline{2.443} \text{ t}$$

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

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

$$f_{ctm} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

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

Verificações do pilar P2

g_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

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

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

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

Sendo:

A_{sw} : Área da seção transversal dos estribos.

s : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

f_{ywd} : Tensão na armadura transversal passiva.

$$f_{ywd} = f_{yd} \leq 435 \text{ MPa}$$

Onde:

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

α : Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma considerando a contribuição dos estribos obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

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

Sendo:

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

Onde:

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

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

Sendo:

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

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

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

g_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

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

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

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

M_{Sd} : Momento fletor de cálculo.

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

Sendo:

A_{sw} : Área da seção transversal dos estribos.

$$g_c : \underline{1.4}$$

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{155.75} \text{ mm}$$

$$V_{sw} : \underline{12.491} \text{ t}$$

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

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

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

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

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

$$V_{Rd3} : \underline{15.404} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{2.913} \text{ t}$$

$$V_{c0} : \underline{2.443} \text{ t}$$

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

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

$$f_{ctm} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$g_c : \underline{1.4}$$

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{155.75} \text{ mm}$$

$$M_0 : \underline{0.098} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{Sd} : \underline{0.511} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_{sw} : \underline{12.491} \text{ t}$$

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

Verificações do pilar P2

s: Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

f_{ywd} : Tensão na armadura transversal passiva.

$$f_{ywd} = f_{yd} \leq 435 \text{ MPa}$$

Onde:

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

a: Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

Diâmetro máximo da armadura transversal

O diâmetro dos reforços transversais não deve ser superior a 1/10 da largura da alma (Artigo 18.3.3.2).

$$\phi_t \leq \frac{1}{10} \cdot b_w$$

Onde:

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

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

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

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

$$a : \underline{90.0} \text{ graus}$$

$$8.0 \text{ mm} \leq 20.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

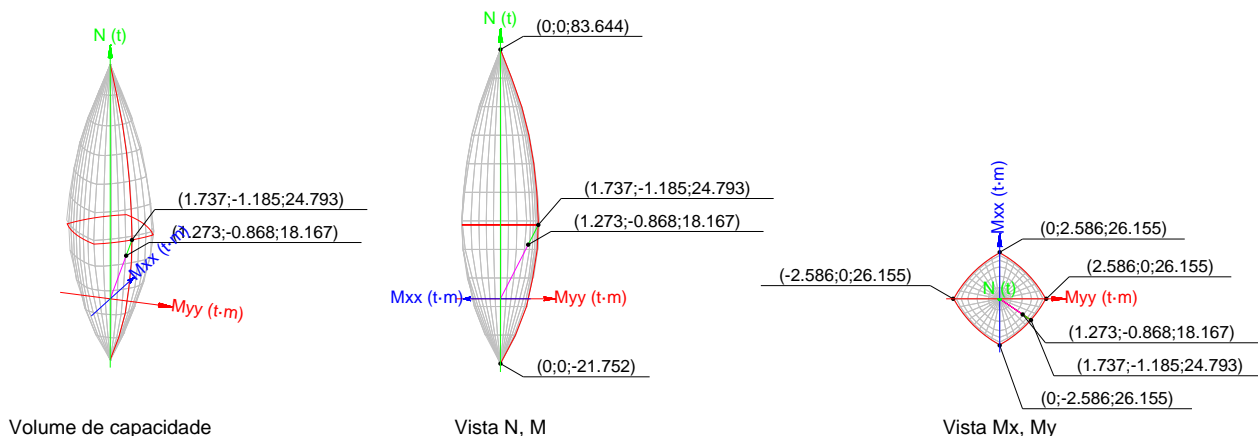
Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

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(-X)".

Deve satisfazer:

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

$$h : \underline{0.733} \quad \checkmark$$



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.

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.

$$N_{1d} : \underline{18.167} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{-0.868} \text{ t.m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{1.273} \text{ t.m}$$

$$N_{Rd} : \underline{24.793} \text{ t}$$

Verificações do pilar P2

M_{Rd} : Momento resistente

$$M_{Rd,x} : \underline{\underline{-1.185}} \text{ t.m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{\underline{1.737}} \text{ t.m}$$

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.

$$e_{e,x} : \underline{\underline{70.06}} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{\underline{-47.79}} \text{ mm}$$

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

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

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

Onde:

No eixo x:

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

$$e_a : \underline{\underline{21.00}} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\underline{200.00}} \text{ mm}$$

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

$$e_1 : \underline{\underline{70.06}} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{\underline{1.273}} \text{ t.m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\underline{18.167}} \text{ t}$$

No eixo y:

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

$$e_a : \underline{\underline{21.00}} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\underline{200.00}} \text{ mm}$$

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

$$e_1 : \underline{\underline{-47.79}} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{\underline{-0.868}} \text{ t.m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\underline{18.167}} \text{ t}$$

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.

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

$$l : \underline{\underline{20.78}}$$

Onde:

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

$$l_e : \underline{\underline{1.200}} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{\underline{1.200}} \text{ m}$$

Verificações do pilar P2

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.

No eixo y:

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.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

$$e_1 : \underline{-47.79} \text{ mm}$$

$$l : \underline{20.78}$$

$$l_e : \underline{1.200} \text{ m}$$

$$l_0 : \underline{1.200} \text{ m}$$

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

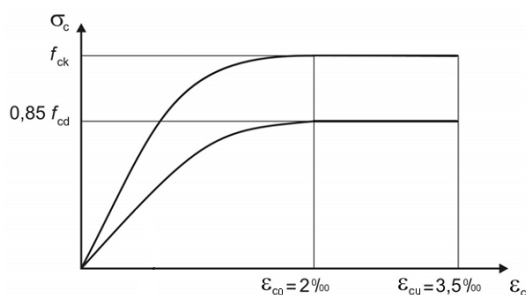
$$e_1 : \underline{70.06} \text{ mm}$$

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.



Verificações do pilar P2

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

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

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

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

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:

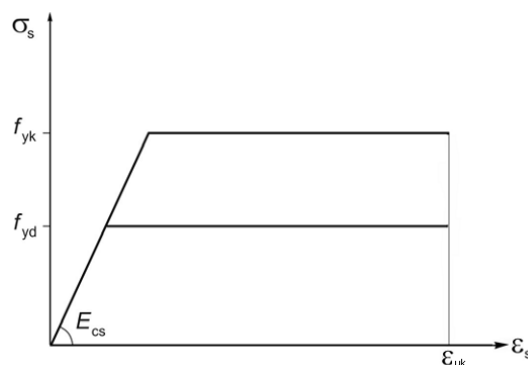
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

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

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.



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

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

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.

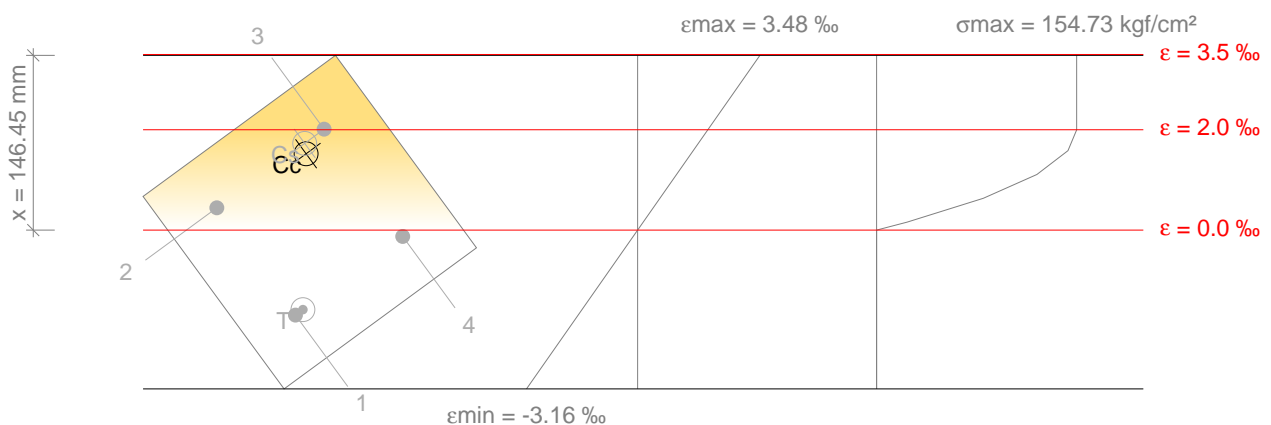
$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

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:



Verificações do pilar P2

| Barra | Designação | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | S _s (kgf/cm ²) | e |
|-------|------------|---------------|---------------|---------------------------------------|-----------|
| 1 | Ø12.5 | -55.75 | 55.75 | -3626.53 | -0.001694 |
| 2 | Ø12.5 | 55.75 | 55.75 | +951.25 | +0.000444 |
| 3 | Ø12.5 | 55.75 | -55.75 | +4306.56 | +0.002012 |
| 4 | Ø12.5 | -55.75 | -55.75 | -271.22 | -0.000127 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----------------|----------------|----------|----------|
| C _c | 23.124 | 48.03 | -31.39 |
| C _s | 6.451 | 55.75 | -35.58 |
| T | 4.783 | -55.75 | 47.99 |

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

$$N_{Rd} : \underline{24.793} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-1.185} \text{ t.m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{1.737} \text{ t.m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{23.124} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{6.451} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{4.783} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{48.03} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-31.39} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{55.75} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-35.58} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{-55.75} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{47.99} \text{ mm}$$

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

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

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

$$e_{smax} : \underline{0.0017}$$

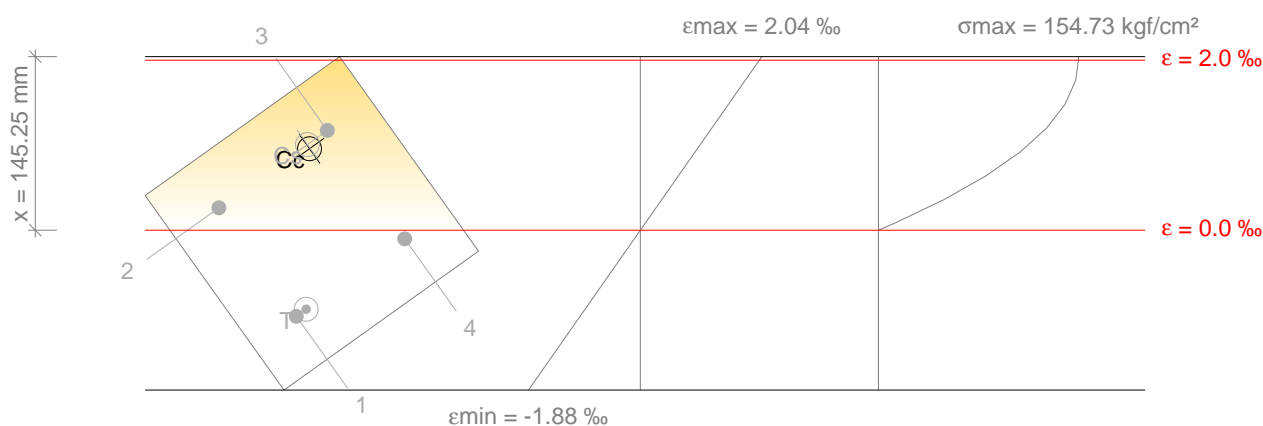
s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

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

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

$$s_{smax} : \underline{3626.53} \text{ kgf/cm}^2$$

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 | -55.75 | 55.75 | -2167.17 | -0.001012 |

Verificações do pilar P2

| Barra | Designação | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | S _s (kgf/cm ²) | e |
|-------|------------|------------------|------------------|--|-----------|
| 2 | Ø12.5 | 55.75 | 55.75 | +563.60 | +0.000263 |
| 3 | Ø12.5 | 55.75 | -55.75 | +2513.63 | +0.001174 |
| 4 | Ø12.5 | -55.75 | -55.75 | -217.13 | -0.000101 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-------------------|-------------|-------------|
| Cc | 17.317 | 51.92 | -34.73 |
| Cs | 3.776 | 55.75 | -35.33 |
| T | 2.926 | -55.75 | 45.60 |

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

$$N_{1d} : \underline{18.167} \text{ t}$$

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

$$M_{1d,x} : \underline{-0.868} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{1d,y} : \underline{1.273} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{17.317} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{3.776} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{2.926} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{51.92} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-34.73} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{55.75} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-35.33} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{-55.75} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{45.60} \text{ mm}$$

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

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

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

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

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

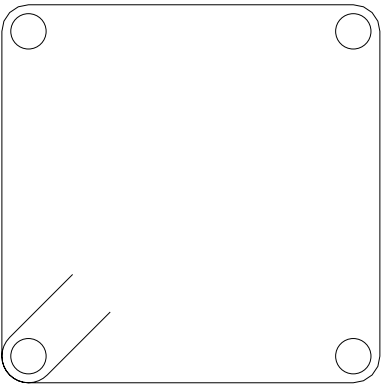
$$S_{cmax} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$S_{smax} : \underline{2167.17} \text{ kgf/cm}^2$$

Verificações do pilar P2

3.- FUNDAÇÃO

| Dados do pilar | | |
|---|--------------------------|--------------------------|
|  | Geometria | |
| | Dimensões | : 20x20 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 : 1.20 m |
| | Aço : CA-50 e CA-60 | Plano ZY : 1.20 m |
| | Armadura longitudinal | Armadura transversal |
| | Cantos : 4Ø12.5 | Estribos : 1eØ6.3 |
| | Taxa : 1.23 % | |

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 P2

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:

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

$$h : \underline{0.248} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{2.986} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{1.724} \text{ t}$$

$$V_{Rd2} : \underline{13.929} \text{ t}$$

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

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

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:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.929} \text{ t}$$

Onde:

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

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

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.

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{157.45} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.929} \text{ t}$$

Onde:

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

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

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.

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{157.45} \text{ mm}$$

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

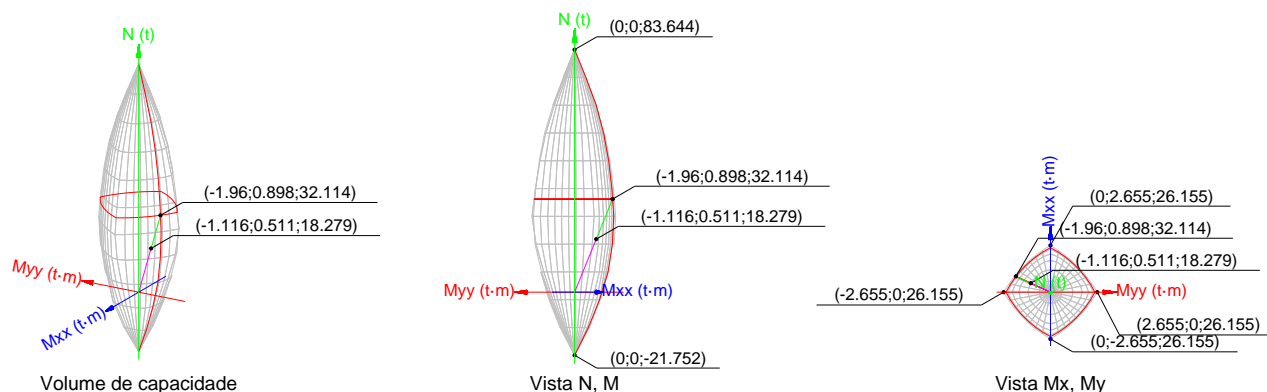
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-X).

Deve satisfazer:

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

$$h : \underline{0.569} \quad \checkmark$$

Verificações do pilar P2



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.

$$\begin{aligned} N_{1d} &: \underline{18.279} \text{ t} \\ M_{1d,x} &: \underline{0.511} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{1d,y} &: \underline{-1.116} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{32.114} \text{ t} \\ M_{Rd,x} &: \underline{0.898} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{-1.960} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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.

$$e_{e,x} : \underline{-61.04} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{27.96} \text{ mm}$$

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

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

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

Onde:

No eixo x:

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

$$e_a : \underline{21.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$e_1 : \underline{-61.04} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-1.116} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{18.279} \text{ t}$$

Verificações do pilar P2

No eixo y:

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

$$e_a : \underline{21.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$e_1 : \underline{27.96} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.511} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{18.279} \text{ t}$$

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.

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

$$l : \underline{20.78}$$

Onde:

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

$$l_e : \underline{1.200} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{1.200} \text{ m}$$

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

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

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{27.96} \text{ mm}$$

No eixo y:

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.

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

$$l : \underline{20.78}$$

Onde:

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

$$l_e : \underline{1.200} \text{ m}$$

Sendo:

l_0 : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{1.200} \text{ m}$$

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

I_c : Inércia.

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

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

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

Verificações do pilar P2

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

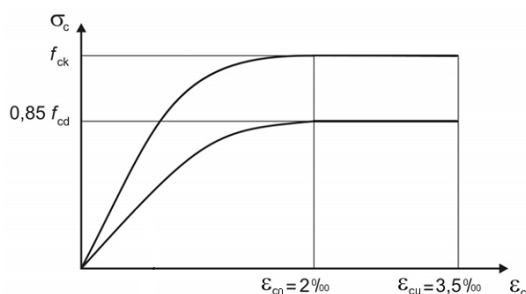
e_1 : -61.04 mm

Cálculo da capacidade resistente

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

- (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.

ϵ_{cu} : 0.0035

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

ϵ_{co} : 0.0020

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

f_{cd} : 154.73 kgf/cm²

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

Sendo:

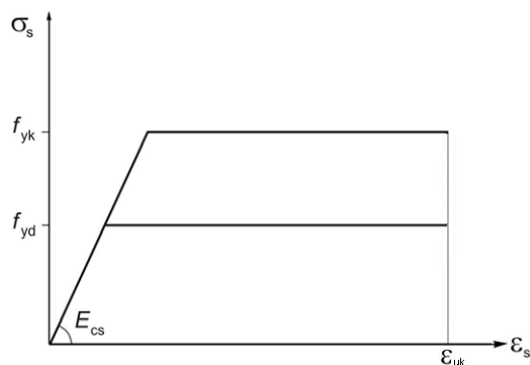
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

f_{ck} : 254.84 kgf/cm²

γ_c : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

γ_c : 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.

ϵ_{uk} : 0.0200

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

f_{yd} : 4432.03 kgf/cm²

Verificações do pilar P2

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

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

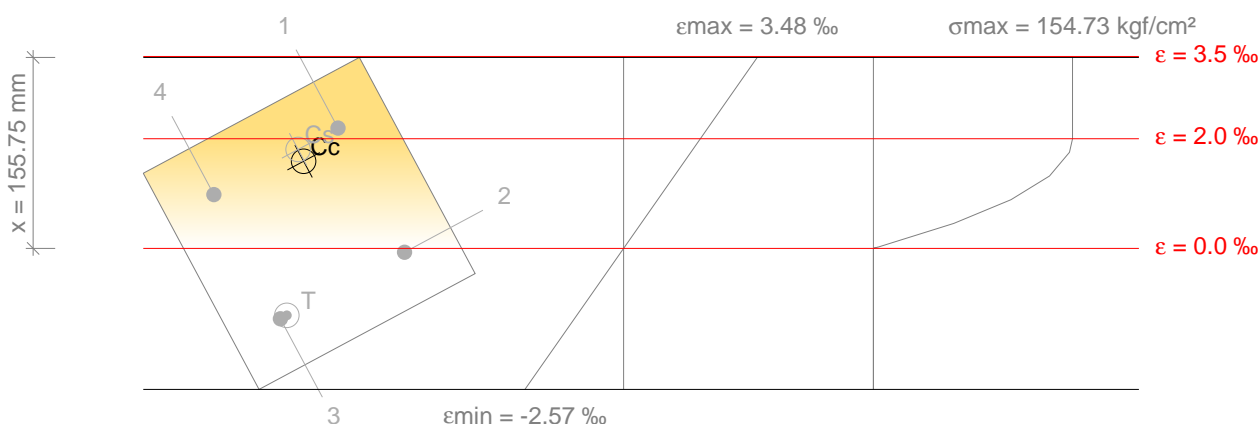
f_{yk} : 5096.84 kgf/cm²

γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

γ_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 | -57.45 | 57.45 | +4432.04 | +0.002195 |
| 2 | Ø12.5 | 57.45 | 57.45 | -149.97 | -0.000070 |
| 3 | Ø12.5 | 57.45 | -57.45 | -2747.51 | -0.001283 |
| 4 | Ø12.5 | -57.45 | -57.45 | +2100.21 | +0.000981 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|----------------|----------|----------|
| Cc | 27.654 | -46.85 | 19.91 |
| Cs | 8.015 | -57.45 | 20.51 |
| T | 3.555 | 57.45 | -51.50 |

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

$$N_{Rd} : \underline{32.114} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{0.898} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-1.960} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{27.654} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{8.015} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{3.555} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-46.85} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{19.91} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-57.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{20.51} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P2

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.

$$e_{T,x} : \underline{57.45} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-51.50} \text{ mm}$$

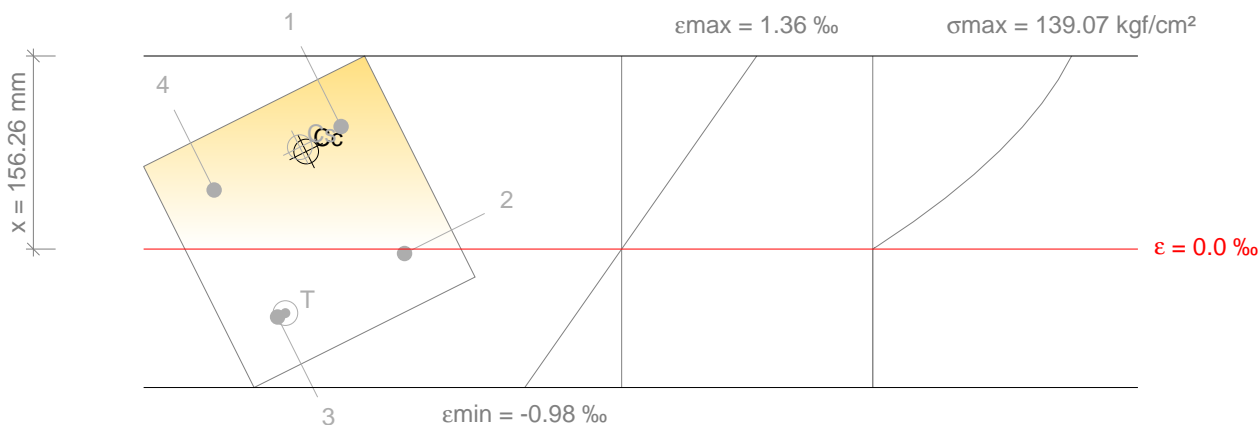
$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

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

$$S_{smax} : \underline{2747.51} \text{ kgf/cm}^2$$

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 | -57.45 | 57.45 | +1852.81 | +0.000866 |
| 2 | Ø12.5 | 57.45 | 57.45 | -67.30 | -0.000031 |
| 3 | Ø12.5 | 57.45 | -57.45 | -1027.06 | -0.000480 |
| 4 | Ø12.5 | -57.45 | -57.45 | +893.05 | +0.000417 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|----------------|----------|----------|
| Cc | 16.253 | -51.99 | 23.13 |
| Cs | 3.369 | -57.45 | 20.08 |
| T | 1.343 | 57.45 | -50.38 |

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

$$N_{1d} : \underline{18.279} \text{ t}$$

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

$$M_{1d,x} : \underline{0.511} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{1d,y} : \underline{-1.116} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{16.253} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{3.369} \text{ t}$$

T : Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{1.343} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-51.99} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{23.13} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-57.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{20.08} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{57.45} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-50.38} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0014}$$

Verificações do pilar P2

ϵ_{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.

ϵ_{smax} : 0.0005

S_{cmax} : 139.07 kgf/cm²

S_{smax} : 1027.06 kgf/cm²