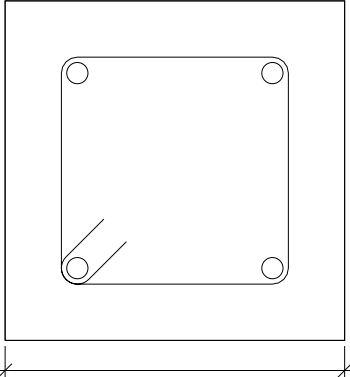


ÍNDICE

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

Verificações do pilar P4

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
	Armadura longitudinal
	Comprimento de flambagem
	Concreto : C25, em geral Plano ZX : 3.12 m
	Aço : CA-50 e CA-60 Plano ZY : 3.12 m
	Armadura transversal
	Cantos : 4Ø12.5 Estribos : 1eØ6.3
	Taxa : 1.23 % Espaçamento : 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:

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

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

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 P4

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

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

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 P4

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):

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 0.11 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

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

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

$$A_{s,min} : \underline{0.11} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{3.351} \text{ t}$$

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.

$$V_{Sd,x} : \underline{0.243} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.053} \text{ t}$$

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

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

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

$$h : \underline{0.100} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{0.243} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.053} \text{ t}$$

Verificações do pilar P4

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

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

$$V_{Rd3,Vy} : \underline{2.851} \text{ t}$$

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(+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.

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

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 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:

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

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

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

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

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.

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

Verificações do pilar P4

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

b_w : 200.00 mm

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

d : 157.45 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} : 2.851 t

Onde:

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

V_c : 2.851 t

Sendo:

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

V_{c0} : 2.470 t

Onde:

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

f_{ctd} : 13.07 kgf/cm²

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

Sendo:

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

$f_{ctk,inf}$: 18.30 kgf/cm²

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

$f_{ct,m}$: 26.15 kgf/cm²

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

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

b_w : 200.00 mm

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

d : 157.45 mm

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

M_0 : 0.015 t·m

M_{Sd} : Momento fletor de cálculo.

M_{Sd} : 0.096 t·m

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(+X)".

Deve satisfazer:

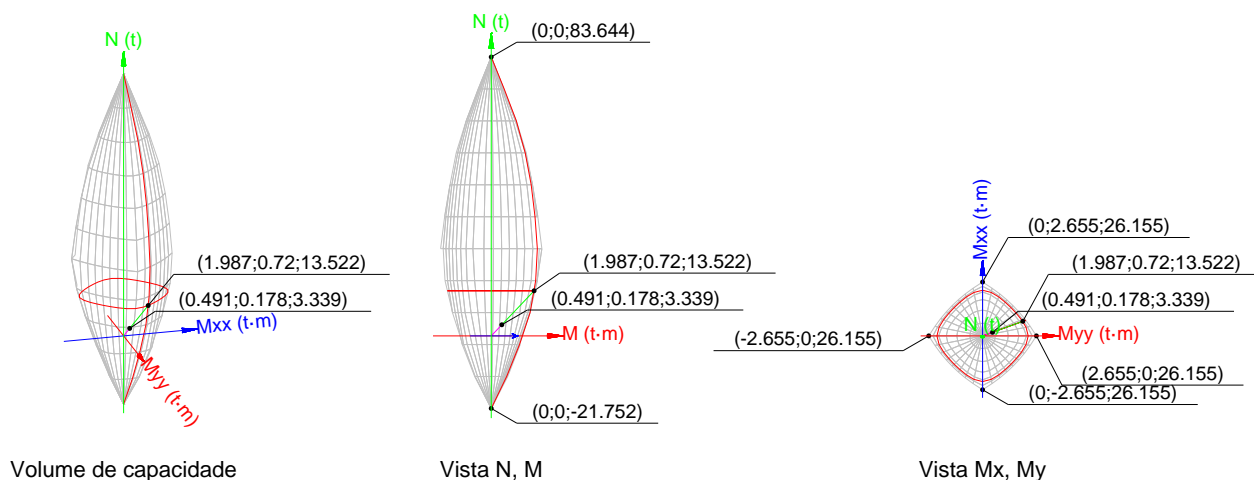
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η_1 : 0.182 ✓

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

η_2 : 0.247 ✓

Verificações do pilar P4



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.

$$\begin{array}{rcl} N_{1d} & : & 3.339 \text{ t} \\ M_{1d,x} & : & 0.096 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{1d,y} & : & 0.409 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

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

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 18.332 \text{ t} \\ M_{Rd,x} & : & 0.529 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & 2.247 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

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.

$$e_{e,x} : 122.59 \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : 28.88 \text{ mm}$$

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:

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

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

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

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

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

$$e_1 : 122.59 \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : 0.409 \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : 3.339 \text{ t}$$

Verificações do pilar P4

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.

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

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

$$e_1 : \underline{28.88} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.096} \text{ t} \cdot \text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{3.339} \text{ t}$$

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.

$$N_{sd} : \underline{3.339} \text{ t}$$

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

$$M_{sd,x} : \underline{0.178} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd,y} : \underline{0.491} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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.

$$N_{rd} : \underline{13.522} \text{ t}$$

M_{rd} : Momento resistente

$$M_{rd,x} : \underline{0.720} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd,y} : \underline{1.987} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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.

$$e_1 : \underline{28.88} \text{ mm}$$

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:

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

$$N_{sd} : \underline{3.339} \text{ t}$$

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

$$M_{sd} : \underline{0.178} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

Verificações do pilar P4

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

$$e_{\text{tot}} : \underline{\quad 53.22 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

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

$$e_e : \underline{\quad 28.88 \quad} \text{ mm}$$

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:

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

$$n : \underline{\quad 0.05 \quad}$$

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.

$$e_1 : \underline{\quad 122.59 \quad} \text{ mm}$$

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:

Verificações do pilar P4

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

$$N_{Sd} : \underline{\quad 3.339 \quad} \text{ t}$$

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

$$M_{Sd} : \underline{\quad 0.491 \quad} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

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

$$e_{tot} : \underline{\quad 146.92 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

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

$$e_e : \underline{\quad 122.59 \quad} \text{ mm}$$

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

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

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

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:

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

$$n : \underline{\quad 0.05 \quad}$$

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.

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

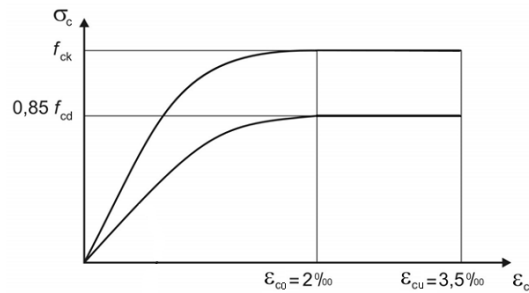
Cálculo da capacidade resistente

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 P4



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:

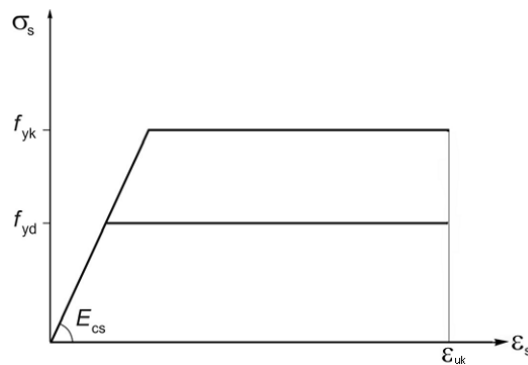
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

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

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.

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

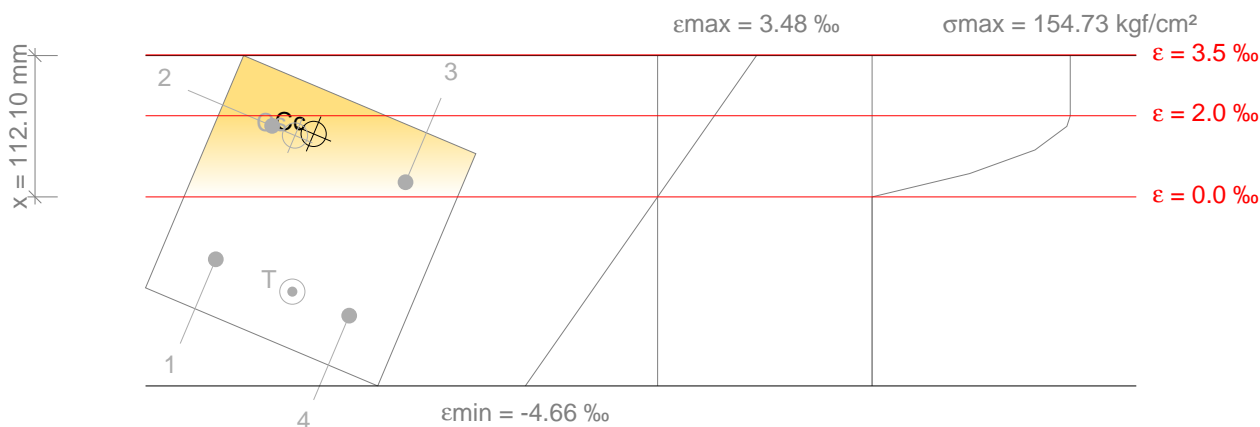
γ_s : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

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

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

Verificações do pilar P4

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	-3291.38	-0.001538
2	Ø12.5	57.45	57.45	+3747.36	+0.001751
3	Ø12.5	57.45	-57.45	+774.46	+0.000362
4	Ø12.5	-57.45	-57.45	-4432.04	-0.002926

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	17.450	64.38	24.62
C _s	5.548	57.45	37.77
T	9.477	-57.45	-8.48

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

$$N_{Rd} : \underline{13.522} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{0.720} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{1.987} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{17.450} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{5.548} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{9.477} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{64.38} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{24.62} \text{ mm}$$

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

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

$$e_{cs,y} : \underline{37.77} \text{ mm}$$

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

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

$$e_{T,y} : \underline{-8.48} \text{ mm}$$

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

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

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

$$e_{smax} : \underline{0.0029}$$

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

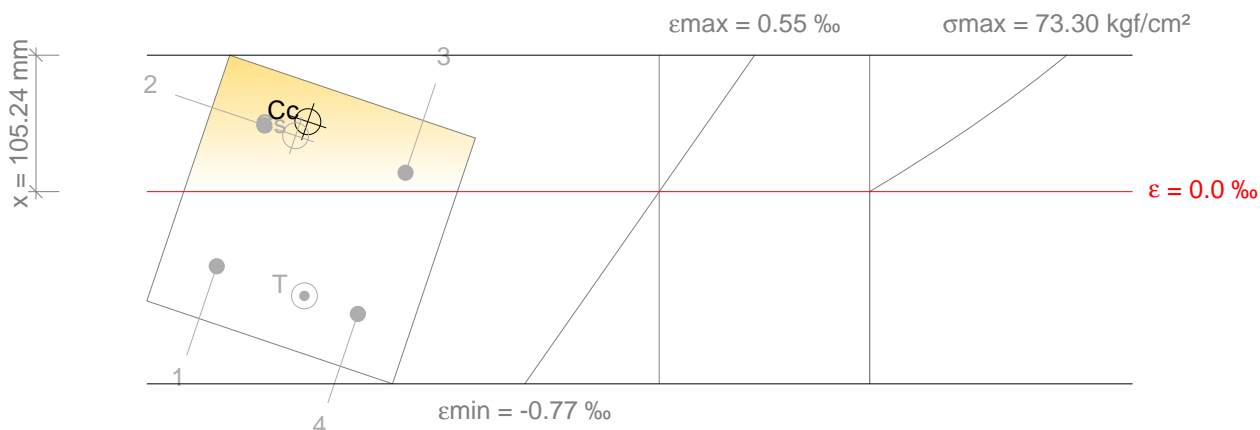
$$S_{cmax} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$S_{smax} : \underline{4432.04} \text{ kgf/cm}^2$$

Verificações do pilar P4

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	-642.74	-0.000300
2	Ø12.5	57.45	57.45	+573.17	+0.000268
3	Ø12.5	57.45	-57.45	+162.85	+0.000076
4	Ø12.5	-57.45	-57.45	-1053.07	-0.000492

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4.517	70.66	26.54
Cs	0.903	57.45	32.03
T	2.081	-57.45	-13.90

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

$$N_{Sd} : \underline{3.339} \text{ t}$$

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

$$M_{Sd,x} : \underline{0.178} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Sd,y} : \underline{0.491} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{4.517} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{0.903} \text{ t}$$

T : Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{2.081} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{70.66} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{26.54} \text{ mm}$$

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

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

$$e_{cs,y} : \underline{32.03} \text{ mm}$$

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

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

$$e_{T,y} : \underline{-13.90} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0005}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0005}$$

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

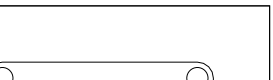
$$S_{cmax} : \underline{73.30} \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$S_{smax} : \underline{1053.07} \text{ kgf/cm}^2$$

Verificações do pilar P4

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 : 1.15 m
Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 1.15 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Cantos : 4Ø12.5	Estribos : 1eØ6.3
Taxa : 1.23 %	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:

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

200.00 mm \geq 120.00 mm ✓

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

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

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

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 mm ≤ 1000 mm ✓

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

h : 200.00 mm

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 200.00 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)):

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

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

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 P4

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

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

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 P4

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):

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

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 0.27 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área total de armadura comprimida.

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

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

$$A_{s,min} : \underline{0.27} \text{ cm}^2$$

Sendo:

N_d : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{7.833} \text{ t}$$

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:

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

$$h : \underline{0.097} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{1.127} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.744} \text{ t}$$

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

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

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

$$h : \underline{0.547} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{1.127} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.744} \text{ t}$$

Verificações do pilar P4

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

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

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·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.Superior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·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:

$$V_{Rd3} = V_c$$

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

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:

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

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

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

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

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.

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

Verificações do pilar P4

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

b_w : 200.00 mm

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

d : 157.45 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} : 2.470 t

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

V_c : 2.470 t

Sendo:

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

V_{c0} : 2.470 t

Onde:

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

f_{ctd} : 13.07 kgf/cm²

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

Sendo:

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

$f_{ctk,inf}$: 18.30 kgf/cm²

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

$f_{ct,m}$: 26.15 kgf/cm²

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

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

b_w : 200.00 mm

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

d : 157.45 mm

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

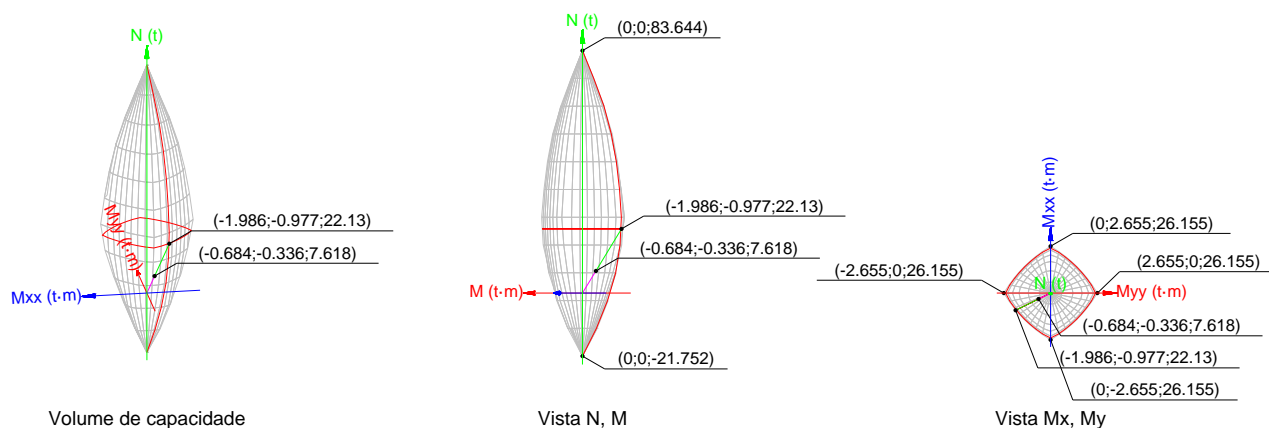
Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-X)".

Deve satisfazer:

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

η_l : 0.344 ✓

Verificações do pilar P4



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.

$$\begin{aligned} N_{1d} &: \underline{7.618} \text{ t} \\ M_{1d,x} &: \underline{-0.336} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{1d,y} &: \underline{-0.684} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{22.130} \text{ t} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-0.977} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{-1.986} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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.

$$e_{e,x} : \underline{-89.74} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-44.13} \text{ mm}$$

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.

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

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

$$e_1 : \underline{-89.74} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.684} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{7.618} \text{ t}$$

Verificações do pilar P4

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.

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

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

$$e_1 : \underline{-44.13} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.336} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{7.618} \text{ t}$$

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.

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

$$l : \underline{19.92}$$

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.

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

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.

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

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

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{-44.13} \text{ mm}$$

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.

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

$$l : \underline{19.92}$$

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.

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

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.

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

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

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

Verificações do pilar P4

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

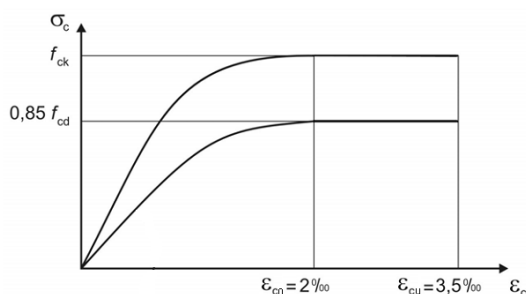
e_1 : -89.74 mm

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.



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

e_{cu} : 0.0035

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

e_{cd} : 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:

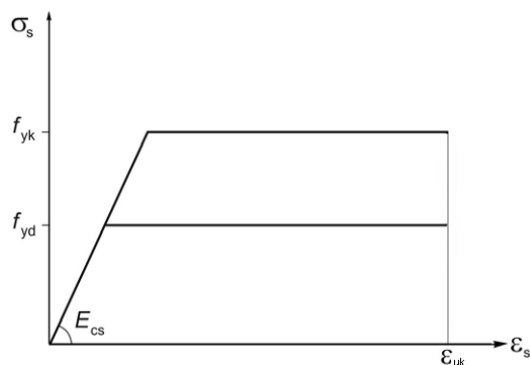
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

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.



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

e_{uk} : 0.0200

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

f_{yd} : 4432.03 kgf/cm²

Verificações do pilar P4

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

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

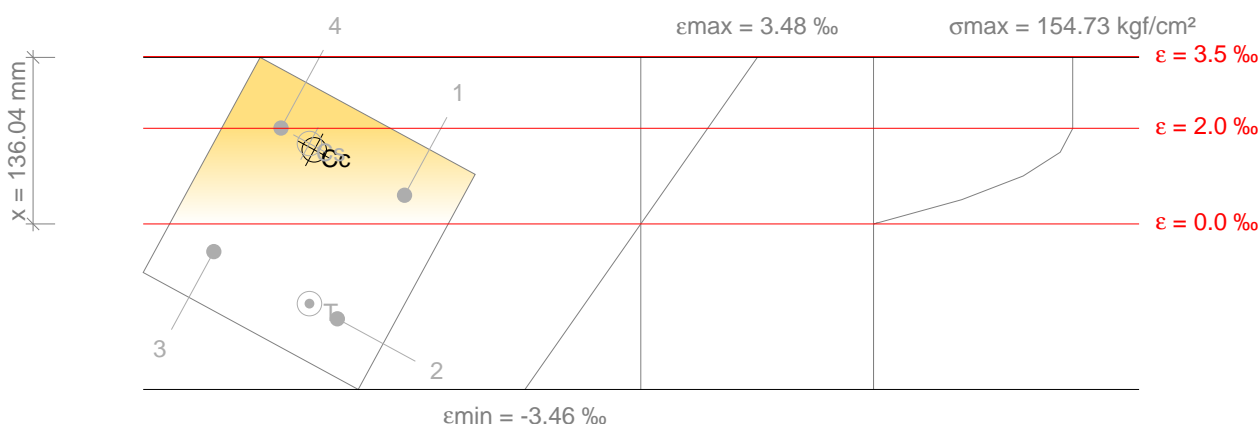
f_{yk} : 5096.84 kgf/cm²

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	+1284.31	+0.000600
2	Ø12.5	57.45	57.45	-4247.09	-0.001984
3	Ø12.5	57.45	-57.45	-1238.91	-0.000579
4	Ø12.5	-57.45	-57.45	+4292.50	+0.002005

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	22.019	-54.77	-25.09
Cs	6.843	-57.45	-30.99
T	6.731	57.45	31.50

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

$$N_{Rd} : \underline{22.130} \text{ t}$$

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

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

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-1.986} \text{ t.m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{22.019} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{6.843} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{6.731} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-54.77} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-25.09} \text{ mm}$$

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

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

$$e_{cs,y} : \underline{-30.99} \text{ mm}$$

Verificações do pilar P4

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.

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

$$e_{T,y} : \underline{31.50} \text{ mm}$$

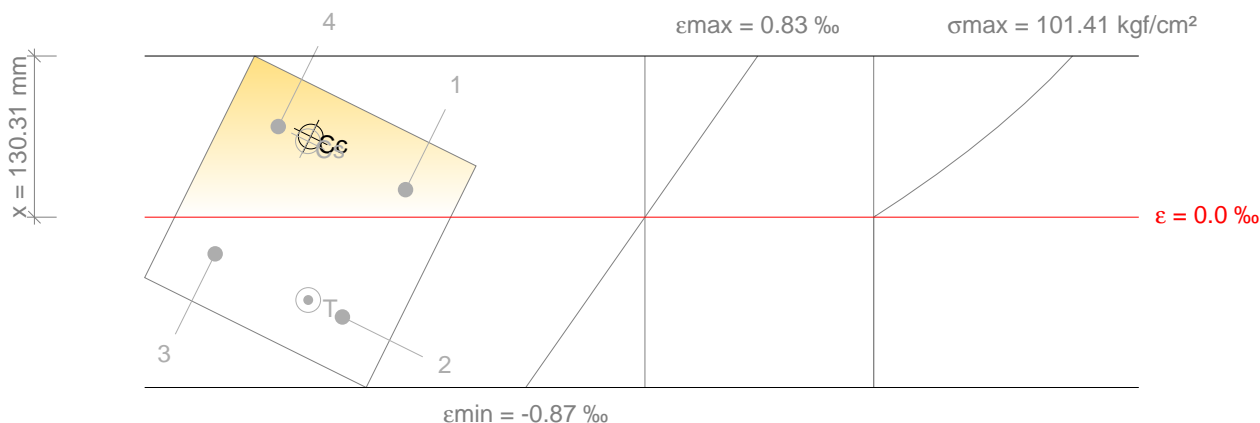
$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

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

$$S_{smax} : \underline{4247.09} \text{ kgf/cm}^2$$

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	+301.69	+0.000141
2	Ø12.5	57.45	57.45	-1094.98	-0.000512
3	Ø12.5	57.45	-57.45	-402.34	-0.000188
4	Ø12.5	-57.45	-57.45	+994.32	+0.000464

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	7.865	-61.88	-30.33
Cs	1.590	-57.45	-30.70
T	1.837	57.45	26.58

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

$$N_{1d} : \underline{7.618} \text{ t}$$

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

$$M_{1d,x} : \underline{-0.336} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{1d,y} : \underline{-0.684} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{7.865} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{1.590} \text{ t}$$

T : Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{1.837} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-61.88} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-30.33} \text{ mm}$$

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

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

$$e_{cs,y} : \underline{-30.70} \text{ mm}$$

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

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

$$e_{T,y} : \underline{26.58} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0008}$$

Verificações do pilar P4

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.

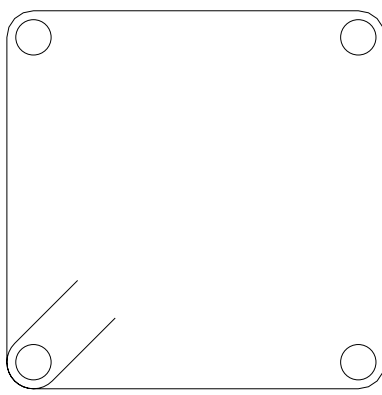
ϵ_{smax} : 0.0005

S_{cmax} : 101.41 kgf/cm²

S_{smax} : 1094.98 kgf/cm²

Verificações do pilar P4

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
	Concreto : C25, em geral
Comprimento de flambagem	
Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZX : 1.15 m
	Plano ZY : 1.15 m
Armadura longitudinal	
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 P4

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:

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

$$h : \underline{0.097} \quad \checkmark$$

Onde:

V_{Sd} : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{1.127} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.744} \text{ t}$$

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

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+0.7·Qa+1.4·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.

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

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

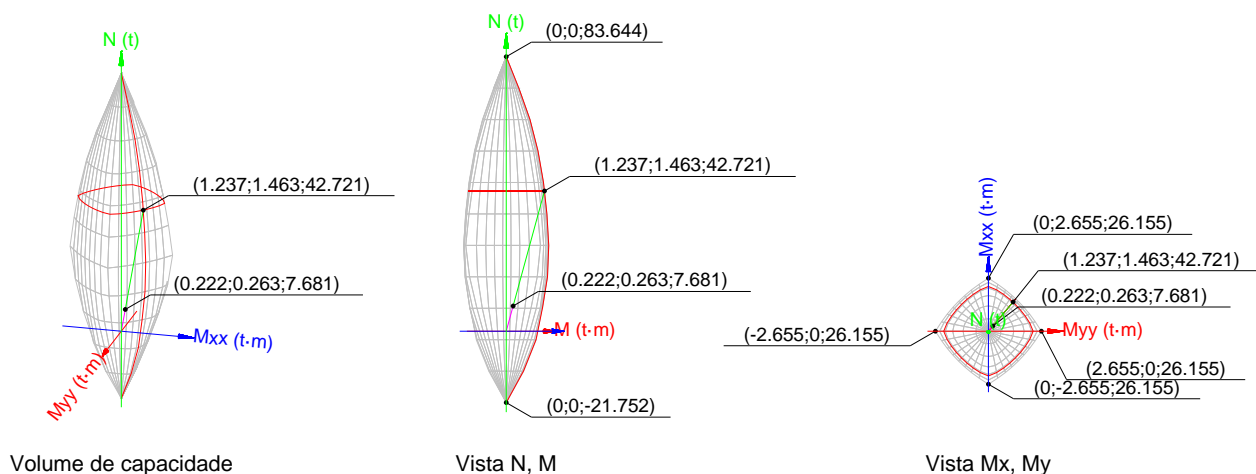
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·V(+Y).

Deve satisfazer:

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

$$h : \underline{0.180} \quad \checkmark$$

Verificações do pilar P4



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.

$$\begin{array}{rcl} N_{1d} & : & 7.681 \text{ t} \\ M_{1d,x} & : & 0.263 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{1d,y} & : & 0.222 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

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

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 42.721 \text{ t} \\ M_{Rd,x} & : & 1.463 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & 1.237 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

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.

$$e_{e,x} : 28.95 \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : 34.25 \text{ mm}$$

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:

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

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

Sendo:

h : Altura da seção no plano de flexão considerado.

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

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

$$e_1 : 28.95 \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : 0.222 \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : 7.681 \text{ t}$$

Verificações do pilar P4

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.

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

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

$$e_1 : \underline{34.25} \text{ mm}$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.263} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{7.681} \text{ t}$$

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.

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

$$l : \underline{19.92}$$

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.

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

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.

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

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

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{34.25} \text{ mm}$$

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.

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

$$l : \underline{19.92}$$

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.

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

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.

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

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

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

Verificações do pilar P4

e_1 : Excentricidade relativa de primeira ordem.

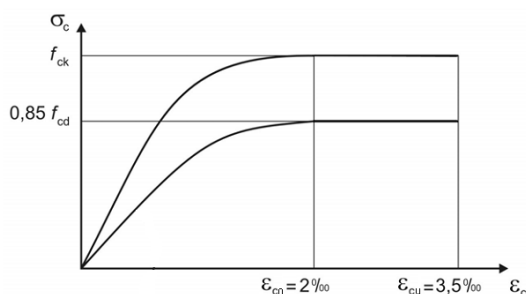
e_1 : 28.95 mm

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 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} : 0.0035

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

e_{cd} : 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:

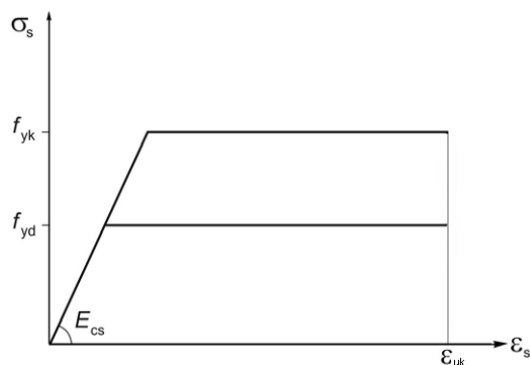
f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

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.



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

e_{uk} : 0.0200

f_{yd} : Resistência ao escoamento do aço.

f_{yd} : 4432.03 kgf/cm²

Verificações do pilar P4

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

Sendo:

f_{yk} : Resistência característica do aço.

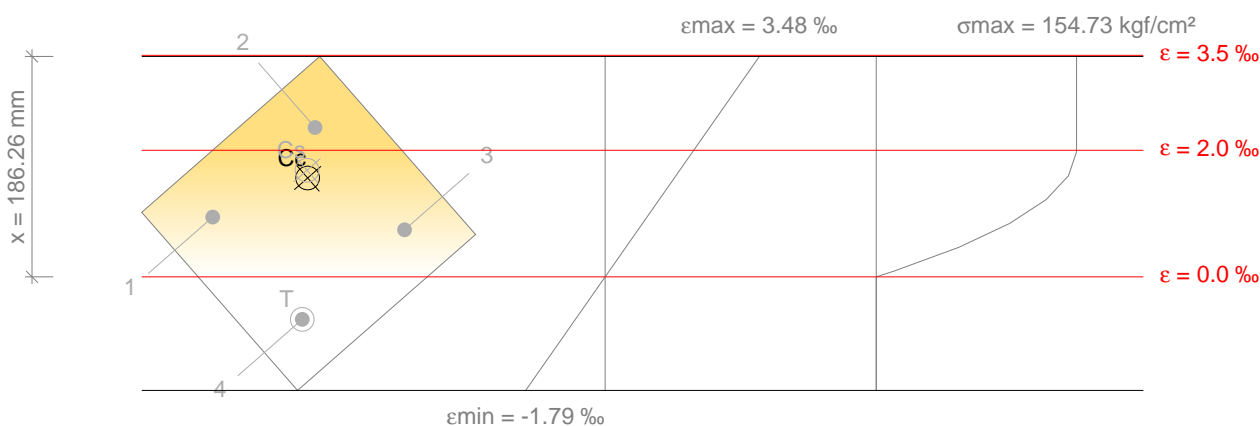
$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kgf/cm}^2}$$

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	-57.45	57.45	+2022.49	+0.000945
2	Ø12.5	57.45	57.45	+4432.04	+0.002360
3	Ø12.5	57.45	-57.45	+1591.48	+0.000743
4	Ø12.5	-57.45	-57.45	-1437.73	-0.000672

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	34.612	24.66	29.44
Cs	9.872	28.57	34.72
T	1.764	-57.45	-57.45

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

$$N_{Rd} : \underline{42.721 \text{ t}}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{1.463 \text{ t} \cdot \text{m}}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{1.237 \text{ t} \cdot \text{m}}$$

Onde:

C_c : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{34.612 \text{ t}}$$

C_s : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{9.872 \text{ t}}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{1.764 \text{ t}}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{24.66 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{29.44 \text{ mm}}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{28.57 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{34.72 \text{ mm}}$$

Verificações do pilar P4

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.

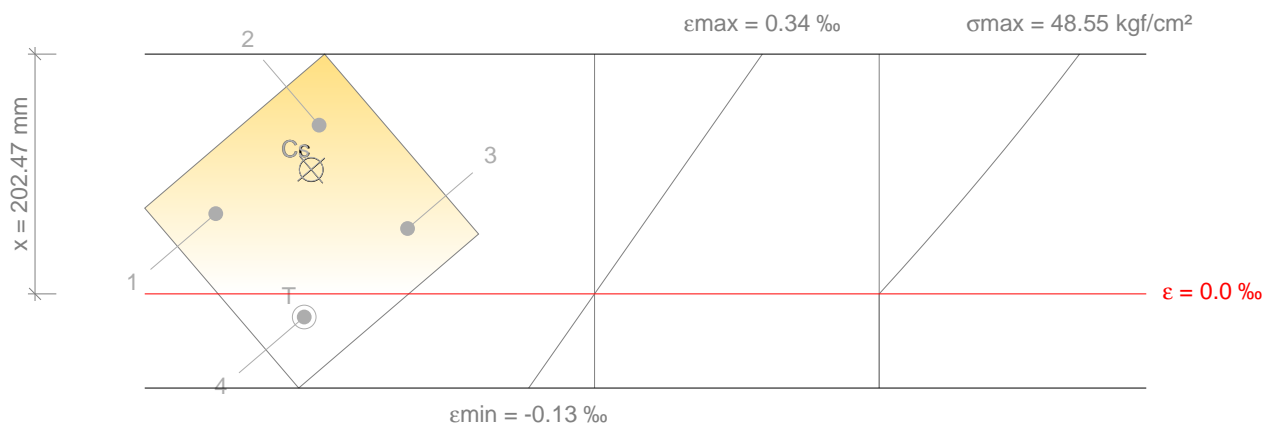
e_{smax} : Deformação da barra de aço mais tracionada.

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

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

e_T	:	<u>-57.45</u>	mm
e_{cmax}	:	<u>0.0035</u>	
e_{smax}	:	<u>0.0007</u>	
S_{cmax}	:	<u>154.73</u>	kgf/cm ²
S_{smax}	:	<u>1437.73</u>	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	+245.89	+0.000115
2	Ø12.5	57.45	57.45	+517.07	+0.000242
3	Ø12.5	57.45	-57.45	+200.29	+0.000094
4	Ø12.5	-57.45	-57.45	-70.89	-0.000033

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	6.586	27.96	33.16
Cs	1.182	28.12	33.56
T	0.087	-57.45	-57.45

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

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

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

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.

$$N_{1d} : \underline{7.681} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{0.263} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{0.222} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$C_c : \underline{6.586} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{1.182} \text{ t}$$

$$T : \underline{0.087} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{27.96} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{33.16} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{28.12} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{33.56} \text{ mm}$$

$$e_T : \underline{-57.45} \text{ mm}$$

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

Verificações do pilar P4

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} : 0.0000

S_{cmax} : 48.55 kgf/cm²

S_{smax} : 70.89 kgf/cm²