Forecast Structural

MEMORIAL DE CÁLCULO ESTRUTURAL

AMPLIAÇÃO VILA RURAL 2

Cliente: **PREFEITURA**

Local da Obra: **SÃO MIGUEL DO IGUAÇU-PR**

Resp. Técnico: **Não informado**

Critérios de Projeto

- **Norma Base:** NBR 6118:2023, NBR 6122:2019 e NBR 6123
- **Classe de Agressividade Ambiental (CAA):** 2
- **Resistência do Concreto (f_{ck}):** C25 (25 MPa)
- **Aço Longitudinal / Transversal:** CA-50 / CA-60

Relatório gerado automaticamente em 11/07/2026

Sumário Executivo

** Documento interativo. Clique nos títulos abaixo para navegar pelo PDF.*

Bloco sobre Estacas P4 ..... Pág. 4
Bloco sobre Estacas P11 ..... Pág. 6
Bloco sobre Estacas P13 ..... Pág. 8
Bloco sobre Estacas P1 ..... Pág. 10
Bloco sobre Estacas P2 ..... Pág. 12
Bloco sobre Estacas P14 ..... Pág. 14
Bloco sobre Estacas P15 ..... Pág. 16
Bloco sobre Estacas P3 ..... Pág. 18
Bloco sobre Estacas P5 ..... Pág. 20
Bloco sobre Estacas P12 ..... Pág. 22
Sapata Isolada P17 ..... Pág. 24
Sapata Isolada P16 ..... Pág. 25
Sapata Isolada P18 ..... Pág. 26
Sapata Isolada P20 ..... Pág. 27
Sapata Isolada P21 ..... Pág. 28
Sapata Isolada P19 ..... Pág. 29
Viga V16-V17-V18-V19 ..... Pág. 30
Viga V14-V15 ..... Pág. 36
Viga V12-V13 ..... Pág. 39
Viga V09-V10-V11 ..... Pág. 42
Viga V01-V02-V03-V04 ..... Pág. 46
Viga V26 ..... Pág. 52
Viga V05-V06-V07-V08 ..... Pág. 54
Viga V24 ..... Pág. 60
Viga V20-V21 ..... Pág. 62
Viga V22-V23 ..... Pág. 65
Viga V25 ..... Pág. 69
Pilar P11 (viga churrasqueira) ..... Pág. 71
Pilar P11 (Térreo / Baldrame) ..... Pág. 73
Pilar P4 (viga cozinha) ..... Pág. 75
Pilar P4 (viga churrasqueira) ..... Pág. 77
Pilar P4 (Térreo / Baldrame) ..... Pág. 79
Pilar P5 (viga cozinha) ..... Pág. 81
Pilar P5 (viga churrasqueira) ..... Pág. 83
Pilar P5 (Térreo / Baldrame) ..... Pág. 85
Pilar P12 (viga churrasqueira) ..... Pág. 87
Pilar P12 (Térreo / Baldrame) ..... Pág. 89
Pilar P17 (viga churrasqueira) ..... Pág. 91

Sumário Executivo

** Documento interativo. Clique nos títulos abaixo para navegar pelo PDF.*

Pilar P17 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 93**
Pilar P18 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 95**
Pilar P18 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 97**
Pilar P20 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 99**
Pilar P20 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 101**
Pilar P13 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 103**
Pilar P1 (viga cozinha) ..... **Pág. 105**
Pilar P1 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 107**
Pilar P1 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 109**
Pilar P2 (viga cozinha) ..... **Pág. 111**
Pilar P2 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 113**
Pilar P2 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 115**
Pilar P3 (viga cozinha) ..... **Pág. 117**
Pilar P3 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 119**
Pilar P3 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 121**
Pilar P16 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 123**
Pilar P16 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 125**
Pilar P19 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 127**
Pilar P19 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 129**
Pilar P21 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 131**
Pilar P21 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 133**
Pilar P14 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 135**
Pilar P15 (Térreo / Baldrame) ..... **Pág. 137**
Pilar P9 (viga cozinha) ..... **Pág. 139**
Pilar P9 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 141**
Pilar P8 (viga cozinha) ..... **Pág. 143**
Pilar P8 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 145**
Pilar P7 (viga cozinha) ..... **Pág. 147**
Pilar P7 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 149**
Pilar P6 (viga cozinha) ..... **Pág. 151**
Pilar P6 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 153**
Pilar P10 (viga cozinha) ..... **Pág. 155**
Pilar P10 (viga churrasqueira) ..... **Pág. 157**

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P4

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{65.3\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 39.2\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.38\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.38 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **78.3 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **2.9 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **1.0 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{1.0 \leq 312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P11

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{84.4\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 50.6\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.49\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.49 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **97.4 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **2.0 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **0.8 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{0.8 \leq 312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P13

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{88.3\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 53.0\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.51\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.51 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **101.3 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **6.7 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **2.2 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{2.2 \leq 312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P1

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{114.8\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 68.9\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.66\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.66 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **127.8 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **7.0 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **2.3 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{2.3 \leq 312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P2

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{111.1\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 66.7\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.64\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.64 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **124.1 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **7.5 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **2.5 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{2.5 \leq 312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P14

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{68.1\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 40.9\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.39\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.39 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **79.8 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **7.7 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **2.6 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{2.6} \leq \mathbf{312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P15

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{71.8\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 43.1\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.41\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.41 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **84.8 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **8.5 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **2.8 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{2.8} \leq \mathbf{312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P3

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{113.1\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 67.9\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.65\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.65 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **126.1 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **7.9 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **2.6 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{2.6} \leq \mathbf{312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P5

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{68.7\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 41.2\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.40\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.40 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **81.7 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **3.1 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **1.0 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{1.0 \leq 312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • BLOCO SOBRE ESTACAS (1E)

Apoio P12

1. ESFORÇOS DE CÁLCULO (PILAR)

Coeficiente γ_n (Pilar de 14cm):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

Carga Majorada (Pilar → Bloco):

$$N_d = N_k \cdot 1.4 \cdot \gamma_n = \mathbf{39.8\ kN}$$

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (CAPACIDADE DA ESTACA)

$$P_{adm,estaca} = 97.0\ \text{kN} \quad (1\ \text{estacas de Ø30cm, L=4m})$$

$$P_{max,atuante} \approx \frac{N_{calc}}{n_{estacas}} = 23.9\ \text{kN} \quad \rightarrow \quad P_{max} \leq P_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES (MÉTODO DE BLÉVOT)

Bloco de 1 estaca. O modelo de bielas não gera compressão inclinada. A verificação principal é o fendilhamento do bloco.

3.2. Dimensionamento do Tirante (Armadura Principal)

$$A_s = \text{Armadura de Fendilhamento} = \mathbf{0.23\ cm^2}$$

Armadura Adotada: **As (fend) = 0.23 cm²**

3.3. Armaduras Complementares Mínimas

Armadura Superior:	0.00 cm²	Armadura de Pele:	6.00 cm²

3.4. Dimensionamento do Fuste da Estaca

Carga Crítica ($N_{d.max}$): **52.8 kN** (COMPRESSÃO) Momento Máximo ($M_{d.max}$): **3.1 kNm**

$$A_{s,min} = 0.4\% \cdot A_c = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Equilíbrio da Seção (Fatias)} \rightarrow A_{s,calc} \leq 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,adotada} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (6Ø10.0)}$$

Comprimento da Armadura (L_{arm}): **2.0 m**

* O deslocamento lateral da estaca no solo foi calculado via MEF 1D (Molas de Winkler).
** A área de aço adotada reflete a otimização discreta do diagrama de interação (N, M). O arranjo considera a montagem mínima de 6 barras longitudinais com bitola $\geq$ 10.0 mm para garantir a estabilidade física da gaiola.
*** Justificativa do Comprimento (L_{arm}): Mínimo construtivo de arranque.

3.5. Verificação da Cortante (Cisalhamento)

Esforço Cortante de Cálculo (V_{Sd}): **1.0 kN** Resistência da Biela (V_{Rd2}): **312.4 kN**

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \mathbf{312.4 \text{ kN}}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \mathbf{1.0 \leq 312.4} \quad (\text{OK})$$

A verificação ao cisalhamento em seções circulares considera a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}).

Armadura Transversal Adotada (Arranque)

N1: Ø5.0 c/20 cm

* Verificação realizada conforme NBR 6118:2023. O arranjo garante o confinamento do núcleo de concreto e a resistência aos esforços horizontais derivados da flexão.

FUNDAÇÃO • SAPATA ISOLADA

Apoio P17

1. GEOMETRIA E ESFORÇOS

Majoração dos esforços considerando o coeficiente adicional γ_n para pilares com dimensão menor que 19cm (NBR 6118):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 68.8 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{120.4\ kN}$$

Base ($B \times H$):	**65 × 70 cm**	Altura (h):	**45 cm**
Cota de Assentamento:	**-1.20 m**	Peso Próprio Estimado:	**9.6 kN**

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (TENSÕES NO SOLO)

$$\sigma_{max} = \frac{N_{tot}}{A_{base}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \mathbf{206.5\ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = 240.0\ \text{kPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} \leq \sigma_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1. Flexão (Método CEB-70)

Direção X (Lado B)

$$M_{d,x} = -5556.5\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,x} = \mathbf{4.72\ cm^2}$$

Direção Y (Lado H)

$$M_{d,y} = -4644.8\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,y} = \mathbf{4.39\ cm^2}$$

3.2. Verificação ao Cisalhamento e Punção

$$\tau_{Sd} = 0.004\ \text{kN/cm}^2 \leq \tau_{Rd1} = 0.034\ \text{kN/cm}^2\ \mathbf{(OK)}$$

FUNDAÇÃO • SAPATA ISOLADA

Apoio P16

1. GEOMETRIA E ESFORÇOS

Majoração dos esforços considerando o coeficiente adicional γ_n para pilares com dimensão menor que 19cm (NBR 6118):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 55.8 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{97.6\ kN}$$

Base ($B \times H$):	**75 × 70 cm**	Altura (h):	**45 cm**
Cota de Assentamento:	**-1.20 m**	Peso Próprio Estimado:	**11.1 kN**

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (TENSÕES NO SOLO)

$$\sigma_{max} = \frac{N_{tot}}{A_{base}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \mathbf{199.6\ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = 240.0\ \text{kPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} \leq \sigma_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1. Flexão (Método CEB-70)

Direção X (Lado B)

$$M_{d,x} = -6745.1\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,x} = \mathbf{4.72\ cm^2}$$

Direção Y (Lado H)

$$M_{d,y} = -10454.1\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,y} = \mathbf{5.06\ cm^2}$$

3.2. Verificação ao Cisalhamento e Punção

$$\tau_{Sd} = 0.003\ \text{kN/cm}^2 \leq \tau_{Rd1} = 0.034\ \text{kN/cm}^2\ \mathbf{(OK)}$$

FUNDAÇÃO • SAPATA ISOLADA

Apoio P18

1. GEOMETRIA E ESFORÇOS

Majoração dos esforços considerando o coeficiente adicional γ_n para pilares com dimensão menor que 19cm (NBR 6118):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 78.7 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{137.8\ kN}$$

Base ($B \times H$):	**65 × 70 cm**	Altura (h):	**45 cm**
Cota de Assentamento:	**-1.20 m**	Peso Próprio Estimado:	**9.6 kN**

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (TENSÕES NO SOLO)

$$\sigma_{max} = \frac{N_{tot}}{A_{base}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \mathbf{227.3\ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = 240.0\ \text{kPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} \leq \sigma_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1. Flexão (Método CEB-70)

Direção X (Lado B)

$$M_{d,x} = -5317.7\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,x} = \mathbf{4.72\ cm^2}$$

Direção Y (Lado H)

$$M_{d,y} = -5494.8\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,y} = \mathbf{4.39\ cm^2}$$

3.2. Verificação ao Cisalhamento e Punção

$$\tau_{Sd} = 0.005\ \text{kN/cm}^2 \leq \tau_{Rd1} = 0.034\ \text{kN/cm}^2\ \mathbf{(OK)}$$

FUNDAÇÃO • SAPATA ISOLADA

Apoio P20

1. GEOMETRIA E ESFORÇOS

Majoração dos esforços considerando o coeficiente adicional γ_n para pilares com dimensão menor que 19cm (NBR 6118):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 43.6 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{76.4\ kN}$$

Base ($B \times H$):	**60 × 65 cm**	Altura (h):	**45 cm**
Cota de Assentamento:	**-1.20 m**	Peso Próprio Estimado:	**8.2 kN**

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (TENSÕES NO SOLO)

$$\sigma_{max} = \frac{N_{tot}}{A_{base}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \mathbf{198.0\ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = 240.0\ \text{kPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} \leq \sigma_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1. Flexão (Método CEB-70)

Direção X (Lado B)

$$M_{d,x} = -5366.8\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,x} = \mathbf{4.39\ cm^2}$$

Direção Y (Lado H)

$$M_{d,y} = -7786.1\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,y} = \mathbf{4.05\ cm^2}$$

3.2. Verificação ao Cisalhamento e Punção

$$\tau_{Sd} = 0.003\ \text{kN/cm}^2 \leq \tau_{Rd1} = 0.034\ \text{kN/cm}^2\ \mathbf{(OK)}$$

FUNDAÇÃO • SAPATA ISOLADA

Apoio P21

1. GEOMETRIA E ESFORÇOS

Majoração dos esforços considerando o coeficiente adicional γ_n para pilares com dimensão menor que 19cm (NBR 6118):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 51.9 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{90.9\ kN}$$

Base ($B \times H$):	**70 × 65 cm**	Altura (h):	**45 cm**
Cota de Assentamento:	**-1.20 m**	Peso Próprio Estimado:	**9.6 kN**

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (TENSÕES NO SOLO)

$$\sigma_{max} = \frac{N_{tot}}{A_{base}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \mathbf{223.1\ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = 240.0\ \text{kPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} \leq \sigma_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1. Flexão (Método CEB-70)

Direção X (Lado B)

$$M_{d,x} = -6577.2\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,x} = \mathbf{4.39\ cm^2}$$

Direção Y (Lado H)

$$M_{d,y} = -9452.6\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,y} = \mathbf{4.72\ cm^2}$$

3.2. Verificação ao Cisalhamento e Punção

$$\tau_{Sd} = 0.003\ \text{kN/cm}^2 \leq \tau_{Rd1} = 0.034\ \text{kN/cm}^2\ \mathbf{(OK)}$$

FUNDAÇÃO • SAPATA ISOLADA

Apoio P19

1. GEOMETRIA E ESFORÇOS

Majoração dos esforços considerando o coeficiente adicional γ_n para pilares com dimensão menor que 19cm (NBR 6118):

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05(14) = 1.25$$

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 77.2 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{135.1\ kN}$$

Base ($B \times H$):	**70 × 65 cm**	Altura (h):	**45 cm**
Cota de Assentamento:	**-1.20 m**	Peso Próprio Estimado:	**9.6 kN**

2. VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA (TENSÕES NO SOLO)

$$\sigma_{max} = \frac{N_{tot}}{A_{base}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \mathbf{197.9\ kPa}$$

$$\sigma_{adm} = 240.0\ \text{kPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} \leq \sigma_{adm}\ \mathbf{(OK)}$$

3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1. Flexão (Método CEB-70)

Direção X (Lado B)

$$M_{d,x} = -10057.0\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,x} = \mathbf{4.39\ cm^2}$$

Direção Y (Lado H)

$$M_{d,y} = -2564.2\ \text{kN.cm}$$

$$A_{s,y} = \mathbf{4.72\ cm^2}$$

3.2. Verificação ao Cisalhamento e Punção

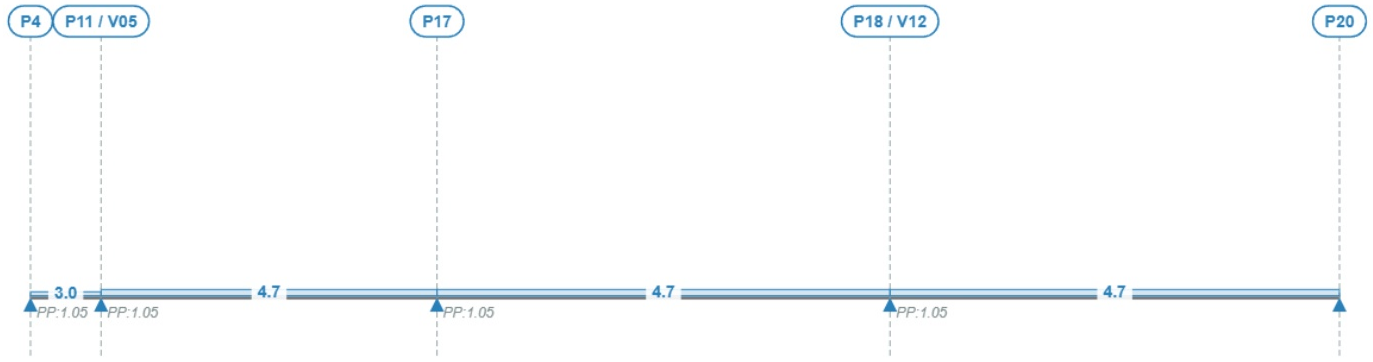
$$\tau_{Sd} = 0.005\ \text{kN/cm}^2 \leq \tau_{Rd1} = 0.034\ \text{kN/cm}^2\ \mathbf{(OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

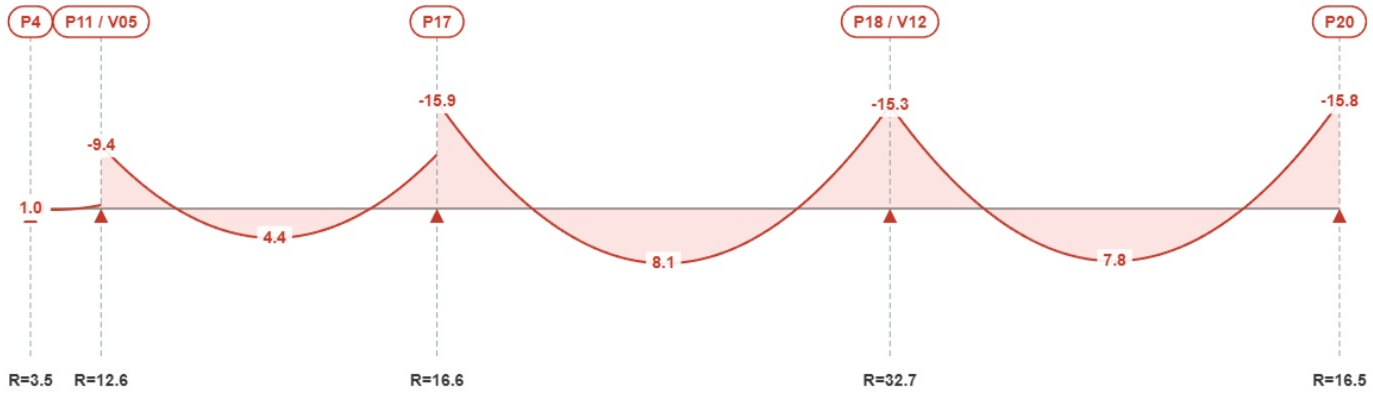
VC06 (V16 - V17 - V18 - V19)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

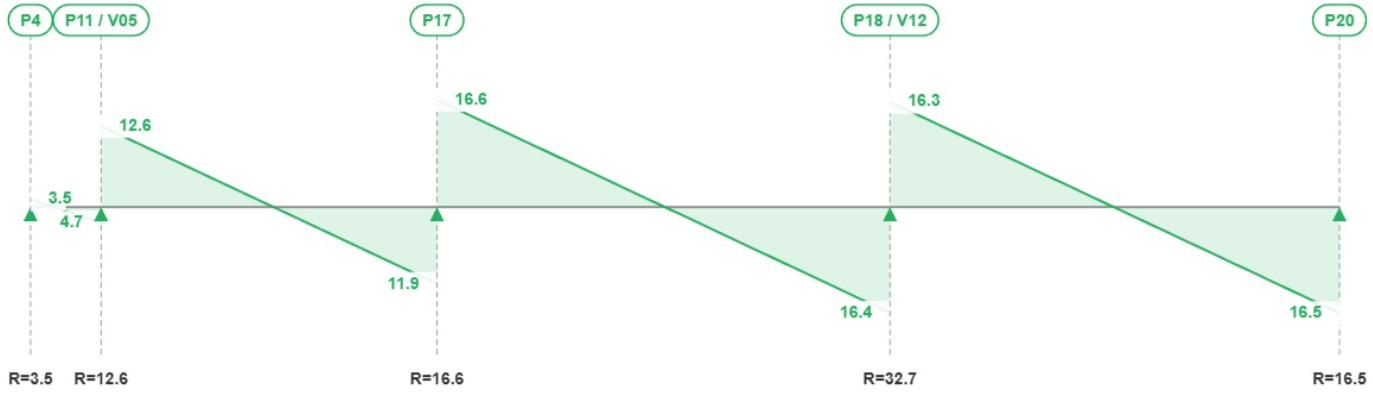
Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{ud} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V16 (L = 0.90 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -1.0$ kNm ($M_d = 1.4$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.008$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.32 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.01$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.9 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.13 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 1.0$ kNm ($M_d = 1.4$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.008$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.33 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.01$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.9 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.13 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -1.6$ kNm ($M_d = 2.2$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.013$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.50 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.02$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.20 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 6.6 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1\ \text{kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 0.4\ \text{kNm}$$
$$I_c = 31500\ \text{cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500\ \text{cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.00\ \text{cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.00\ \text{cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.00\ \text{cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 0.90\ m}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 0.36\ \text{cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.18\ \text{cm (OK)}$$

VÃO 2: V17 (L = 4.26 M)

SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -9.4$ kNm ($M_d = 13.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.078$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 3.12\ \text{cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.12$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 24.8\ \text{cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 1.22\ \text{cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 1.22\ cm^2}\ (Calculada)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 4.3$ kNm ($M_d = 6.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.036$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.41\ \text{cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.05$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.4\ \text{cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.55\ \text{cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63\ cm^2}\ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -8.0$ kNm ($M_d = 11.3$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.067$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.66\ \text{cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.10$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 24.9\ \text{cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 1.04\ \text{cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 1.04\ cm^2}\ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 17.6 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 5.7 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.05 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.07 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.12 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 4.26 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.70 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.85 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 3: V18 (L = 5.75 M)

SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -15.9$ kNm ($M_d = 22.2$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.131$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 5.49 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.21$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 23.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 2.15 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 2.15 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 8.1$ kNm ($M_d = 11.4$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.067$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.68 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.10$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 24.9 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 1.05 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 1.05 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -15.3$ kNm ($M_d = 21.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.127$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 5.29 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.20$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 23.9 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 2.07 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 2.07 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 23.3 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 11.0 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 21124 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.24 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.37 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.61 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 5.75 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 2.30 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 1.15 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 4: V19 (L = 5.70 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -15.3$ kNm ($M_d = 21.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.127$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 5.29 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.20$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 23.9 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 2.07 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 2.07 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 7.8$ kNm ($M_d = 10.9$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.064$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.57 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.10$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.0 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 1.00 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 1.00 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -15.8$ kNm ($M_d = 22.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.131$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 5.46 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.21$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 23.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 2.14 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 2.14 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 23.1 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

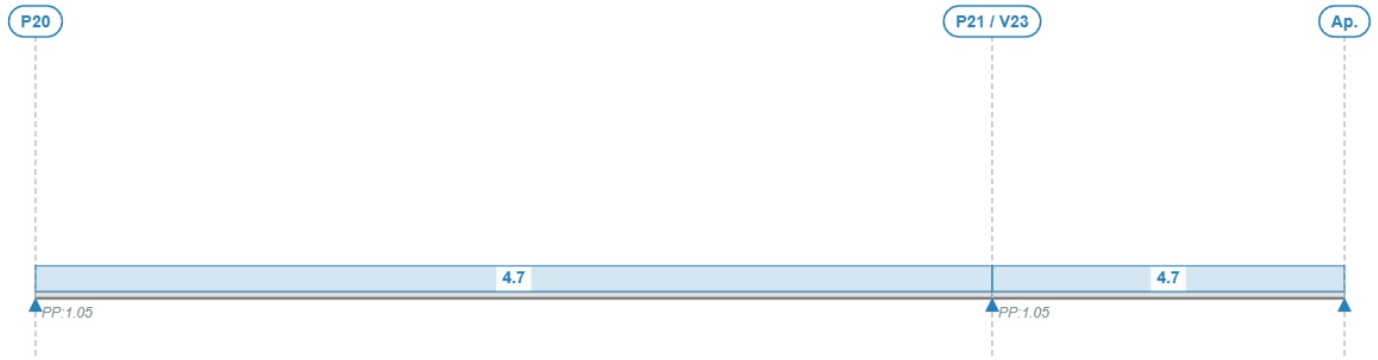
$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 11.3 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 20535 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.23 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.35 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.58 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 5.70 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 2.28 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 1.14 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

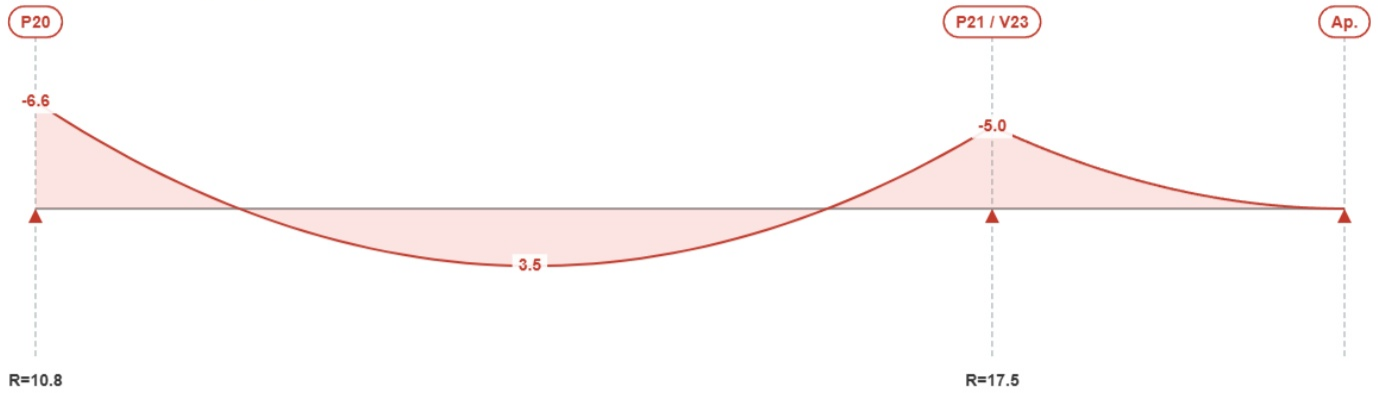
VC05 (V14 - V15)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

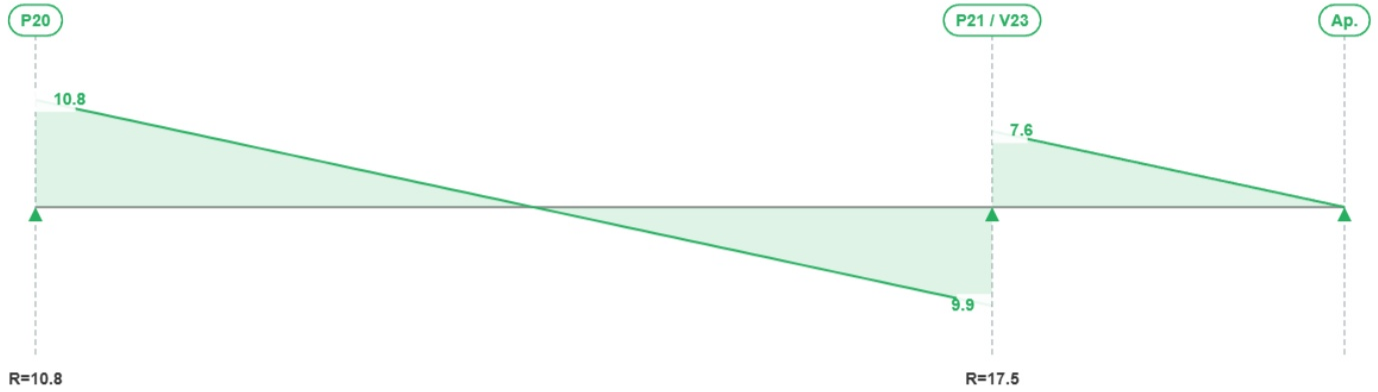
Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{ud} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V14 (L = 3.60 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -6.6$ kNm ($M_d = 9.2$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.054$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.15 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.08$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.1 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.84 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.84 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 3.5$ kNm ($M_d = 4.9$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.029$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.13 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.04$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.5 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.44 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -5.0$ kNm ($M_d = 7.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.042$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.64 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.06$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.3 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.64 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.64 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 15.1 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 4.7 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.03 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.05 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.08 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 3.60 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.44 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.72 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 2: V15 (L = 1.32 M)

SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -5.0$ kNm ($M_d = 7.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.042$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.64 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.06$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.3 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.64 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.64 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 10.7 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 3.6 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.01 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 1.32 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.06 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.53 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

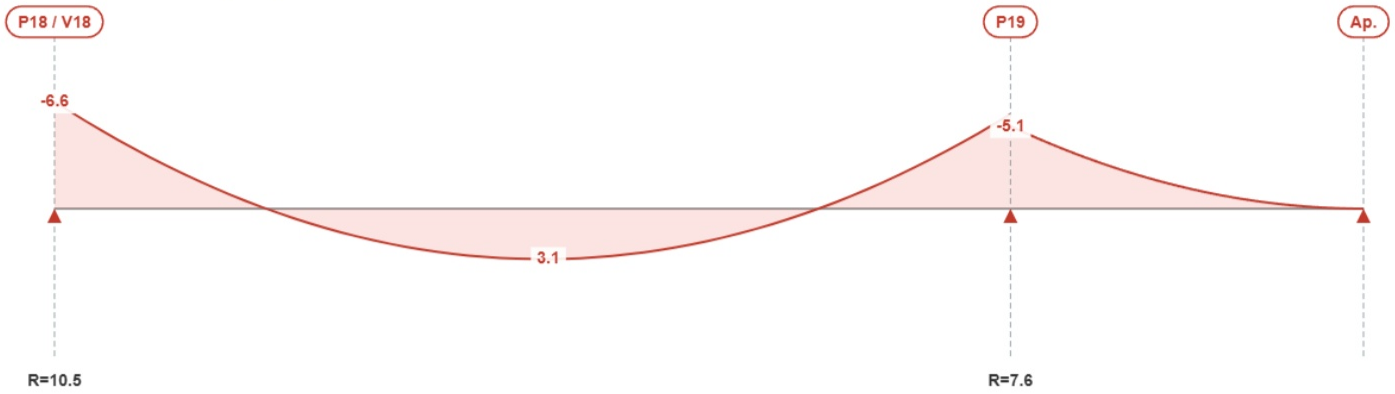
VC04 (V12 - V13)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

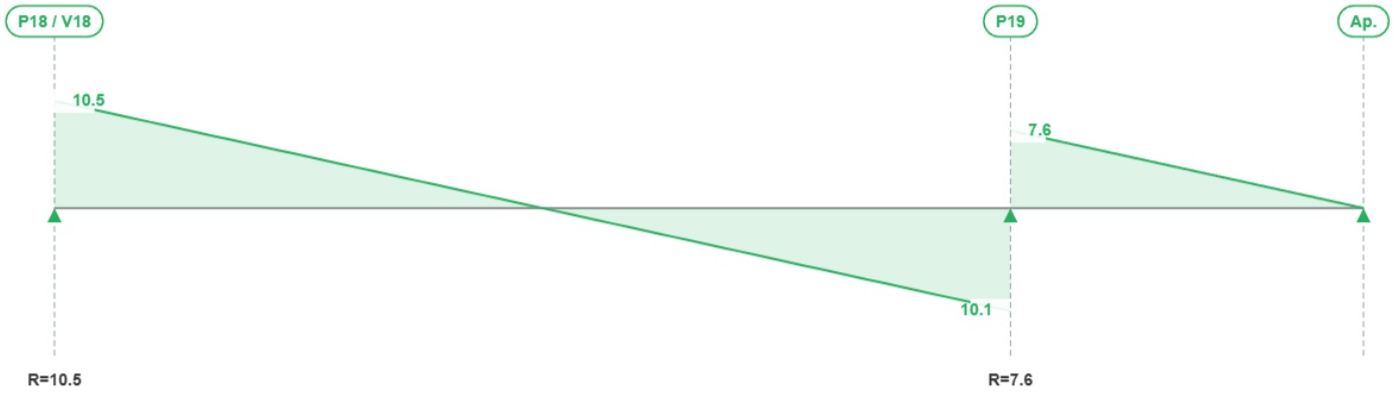
Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{ud} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V12 (L = 3.60 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -6.6$ kNm ($M_d = 9.2$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.054$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.15 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.08$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.1 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.84 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.84 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 3.1$ kNm ($M_d = 4.3$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.026$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.00 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.04$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.39 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -5.8$ kNm ($M_d = 8.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.048$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.90 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.07$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.2 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.74 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.74 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 14.8 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 4.7 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.02 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.04 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.06 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 3.60 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.44 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.72 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 2: V13 (L = 1.33 M)

SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -5.1$ kNm ($M_d = 7.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.042$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.65 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.06$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.3 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.64 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.64 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 10.7 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

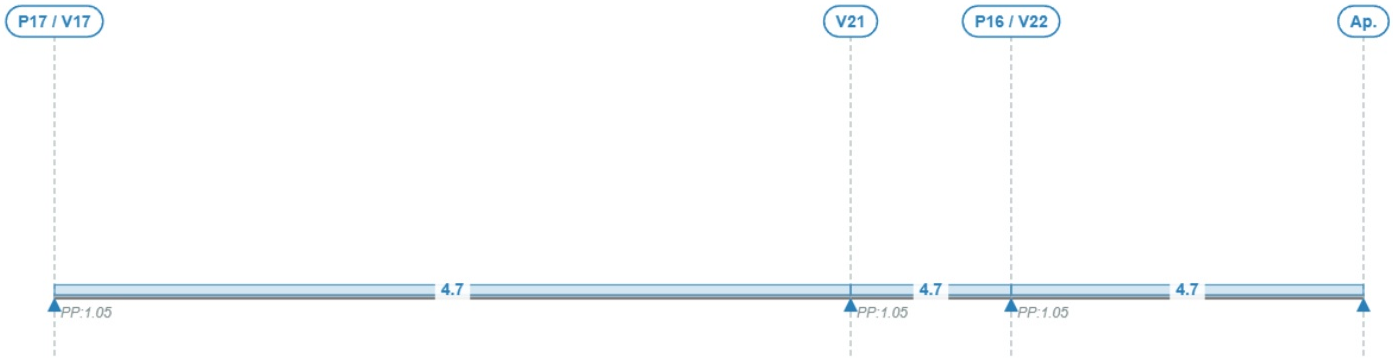
$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 4.2 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.01 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 1.33 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.06 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.53 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

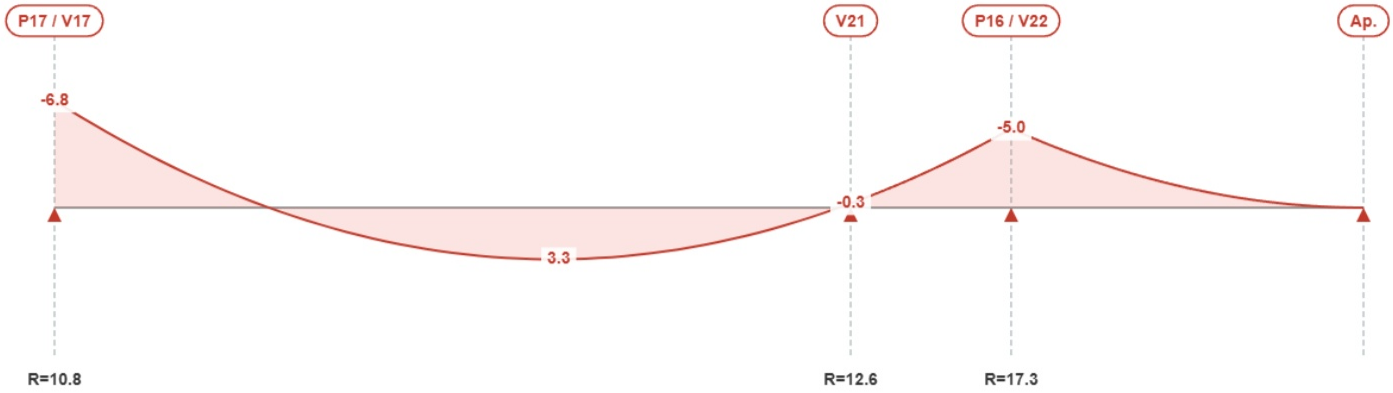
VC03 (V09 - V10 - V11)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

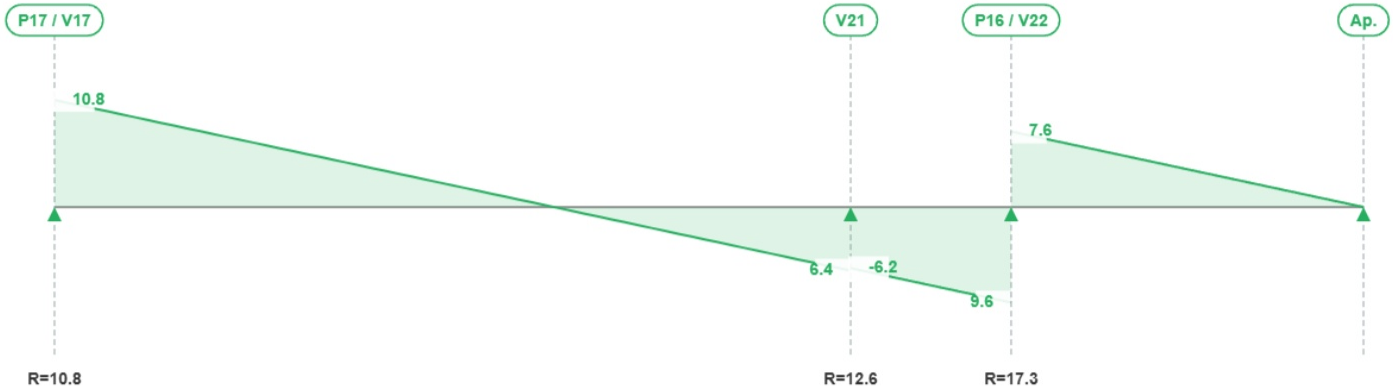
Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{ud} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V09 (L = 2.99 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -6.8$ kNm ($M_d = 9.6$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.057$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.24 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.09$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.1 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.88 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.88 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 3.3$ kNm ($M_d = 4.6$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.027$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.06 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.04$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.42 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$\text{Biela: } \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} = \frac{15.1}{158.0} + \frac{3.7}{795.5} = \mathbf{0.10} \leq 1.0 \text{ (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN} \quad ; \quad T_{Sd} = 0.0 \text{ kNm}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{V+T}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 4.9 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.02 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.03 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.05 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 2.99 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.20 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.60 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 2: V10 (L = 0.60 M) SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Direito Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -5.1$ kNm ($M_d = 7.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.042$$

$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.64 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.06$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.3 \text{ cm}$$

$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,final} = 0.64 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$\text{Biela: } \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} = \frac{13.5}{158.0} + \frac{18.1}{795.5} = \mathbf{0.11} \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN} \quad ; \quad T_{Sd} = 0.2 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{V+T}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 3.6 \text{ kNm}$$

$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$

$$f_{inst} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.00 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L_{macro} = 0.60 \text{ m}}$$

$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 0.24 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.12 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 3: V11 (L = 1.32 M) SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -5.0$ kNm ($M_d = 7.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.042$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.64 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.06$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.3 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.64 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.64 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 10.7 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

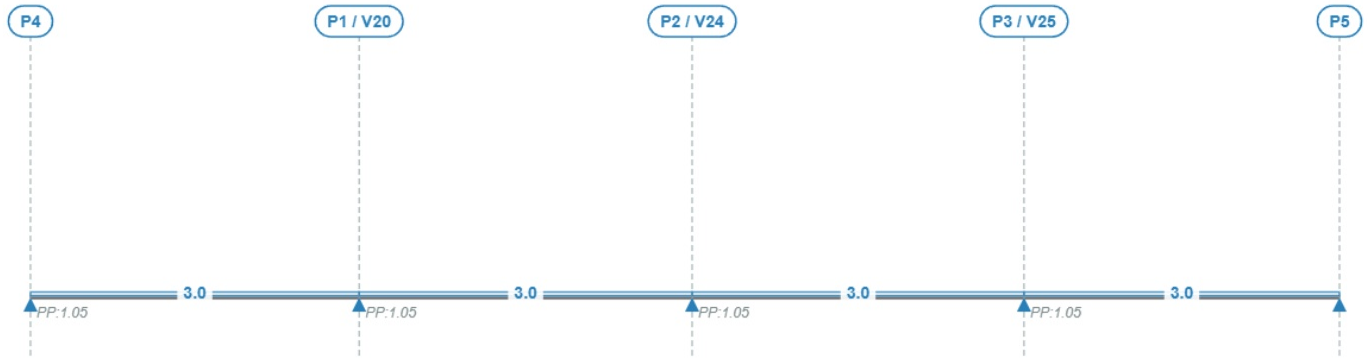
$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 3.6 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.01 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 1.32 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.06 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.53 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

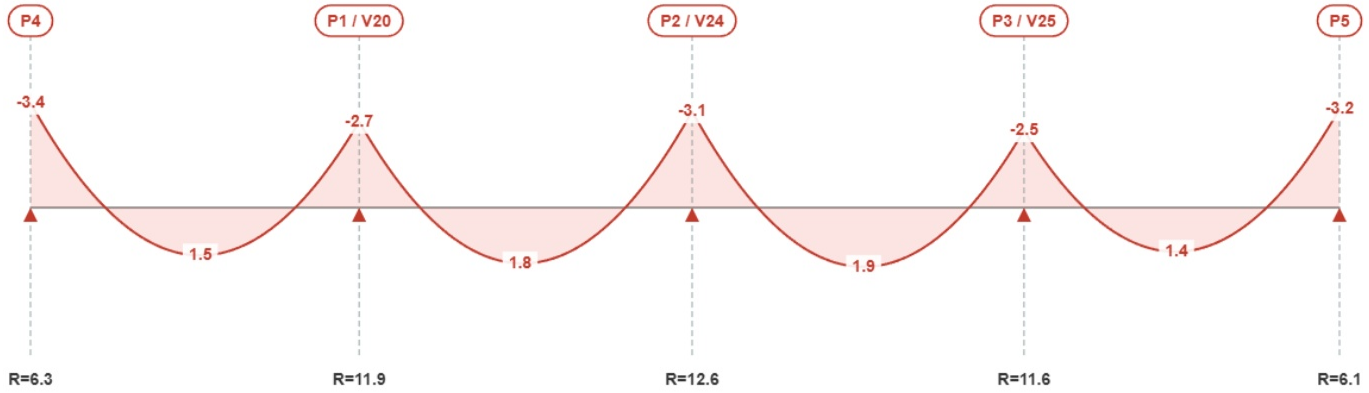
VC01 (V01 - V02 - V03 - V04)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

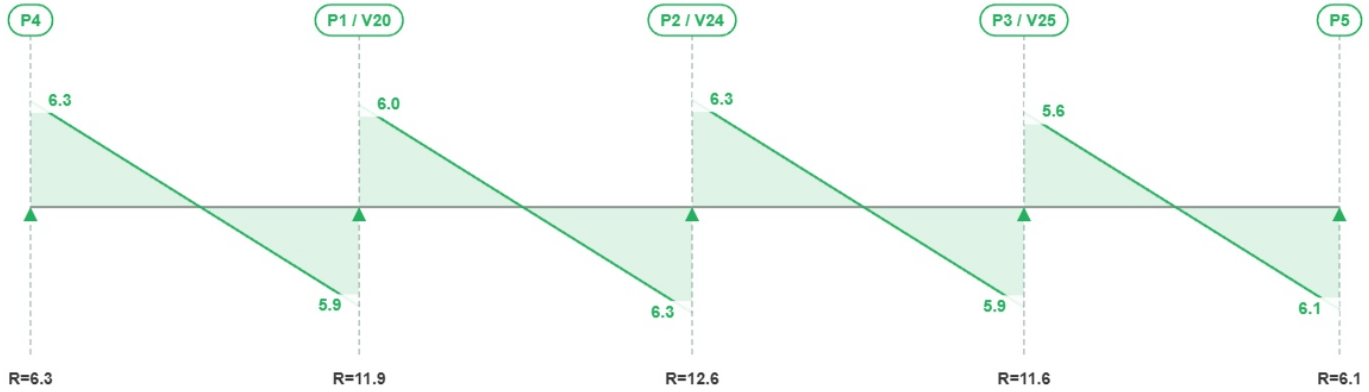
Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{yd} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V01 (L = 2.99 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -3.4$ kNm ($M_d = 4.8$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.028$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.09 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.04$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.43 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 1.5$ kNm ($M_d = 2.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.013$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.49 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.02$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.19 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.8$ kNm ($M_d = 3.9$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.023$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.90 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.35 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 8.8 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 2.4 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.02 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 2.99 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.20 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.60 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 2: V02 (L = 3.03 M)

SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.7$ kNm ($M_d = 3.8$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.023$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.88 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.34 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 1.8$ kNm ($M_d = 2.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.015$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.57 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.02$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.22 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -3.1$ kNm ($M_d = 4.3$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.025$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.99 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.04$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.39 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 8.8 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 2.2 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.02 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.03 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 3.03 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.21 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.61 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 3: V03 (L = 3.02 M)

SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -3.1$ kNm ($M_d = 4.3$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.025$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.99 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.04$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.39 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 1.9$ kNm ($M_d = 2.6$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.016$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.60 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.02$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.23 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.5$ kNm ($M_d = 3.4$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.020$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.79 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.7 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.31 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 8.9 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 2.2 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.02 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.03 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 3.02 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.21 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.60 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 4: V04 (L = 2.87 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.5$ kNm ($M_d = 3.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.021$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.81 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.7 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.32 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 1.4$ kNm ($M_d = 2.0$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.012$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.45 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.02$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.18 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -3.2$ kNm ($M_d = 4.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.026$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.03 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.04$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.40 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 8.5 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

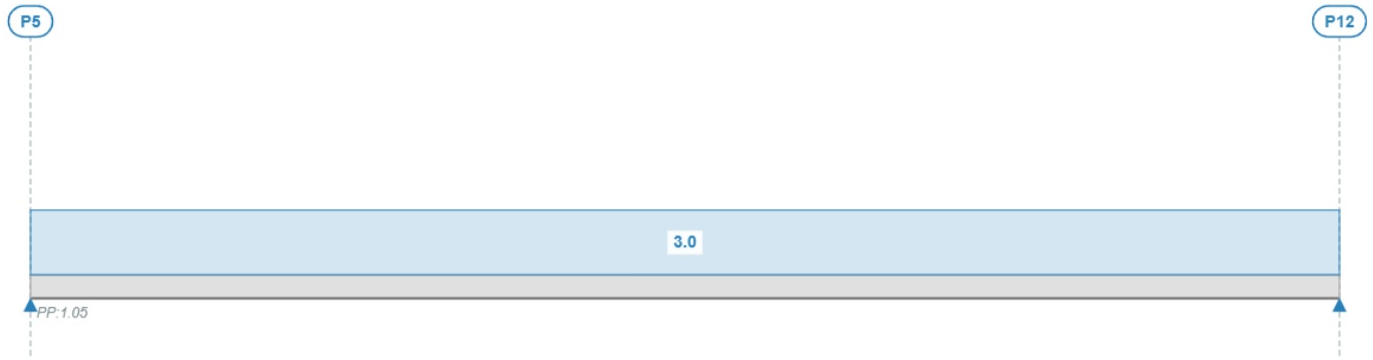
$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 2.2 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.02 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 2.87 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.15 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.57 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

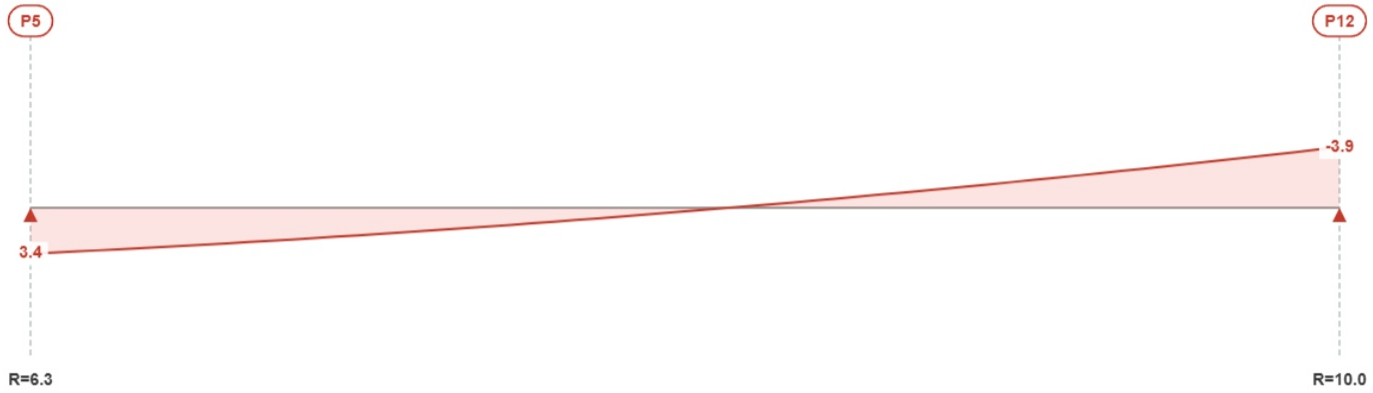
VC11 (V26)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{ud} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V26 (L = 0.90 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 3.4$ kNm ($M_d = 4.7$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.028$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.09 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.04$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.43 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -3.9$ kNm ($M_d = 5.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.032$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.27 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.05$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.5 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.49 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 14.0 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

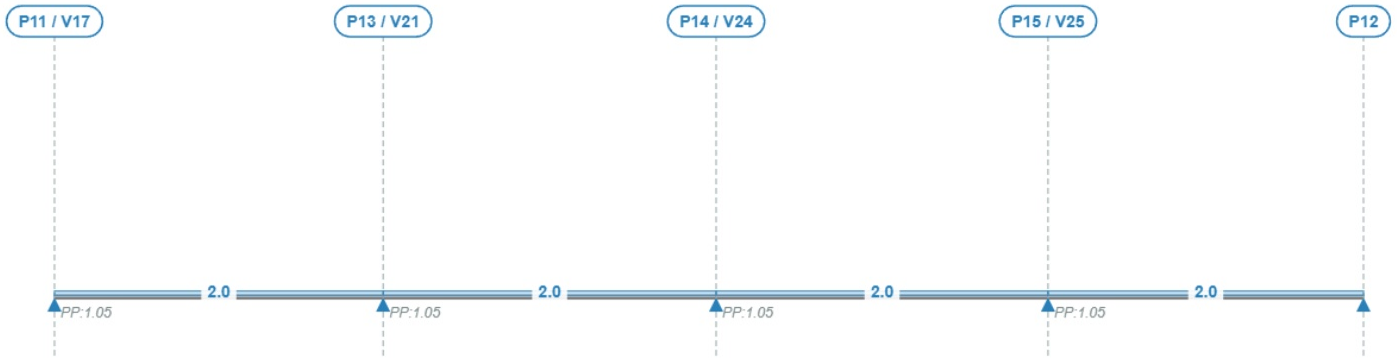
$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 1.6 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.00 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 0.90 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 0.36 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.18 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

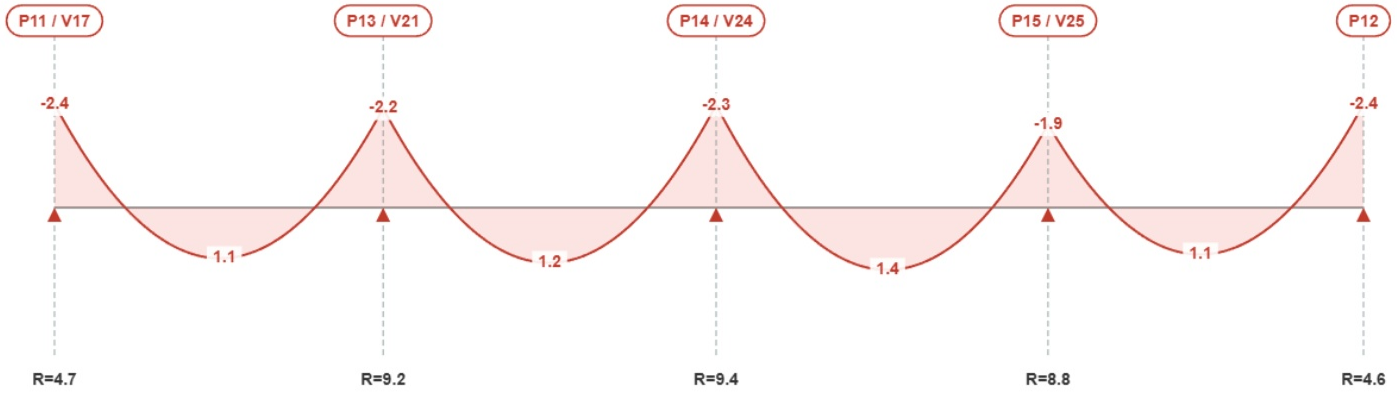
VC02 (V05 - V06 - V07 - V08)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

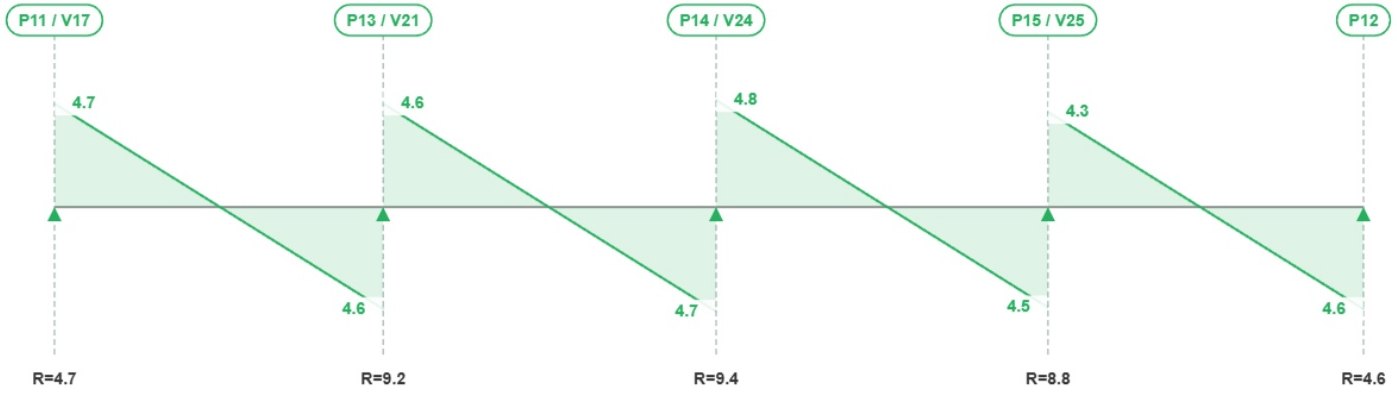
Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{yd} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V05 (L = 2.99 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.4$ kNm ($M_d = 3.4$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.020$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.77 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.7 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.30 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 1.1$ kNm ($M_d = 1.6$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.009$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.36 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.01$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.9 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.14 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.3$ kNm ($M_d = 3.2$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.019$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.74 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.7 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.29 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 6.5 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 1.7 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.02 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 2.99 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.20 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.60 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 2: V06 (L = 3.03 M)

SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.2$ kNm ($M_d = 3.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.019$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.72 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.7 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.28 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 1.2$ kNm ($M_d = 1.7$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.010$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.40 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.02$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.15 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.3$ kNm ($M_d = 3.2$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.019$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.74 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.7 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.29 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 6.5 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 1.6 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.02 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 3.03 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.21 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.61 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 3: V07 (L = 3.02 M)

SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.3$ kNm ($M_d = 3.2$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.019$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.74 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.7 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.29 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 1.4$ kNm ($M_d = 2.0$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.012$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.45 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.02$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.17 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -1.9$ kNm ($M_d = 2.6$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.016$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.60 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.02$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.24 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 6.7 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 1.6 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.02 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 3.02 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.21 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.60 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 4: V08 (L = 2.87 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -1.9$ kNm ($M_d = 2.7$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.016$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.62 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.02$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.8 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.24 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 1.1$ kNm ($M_d = 1.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.009$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.34 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.01$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.9 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.13 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -2.4$ kNm ($M_d = 3.4$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.020$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.77 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.7 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.30 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 6.4 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 1.7 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.01 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.01 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 2.87 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.15 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.57 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

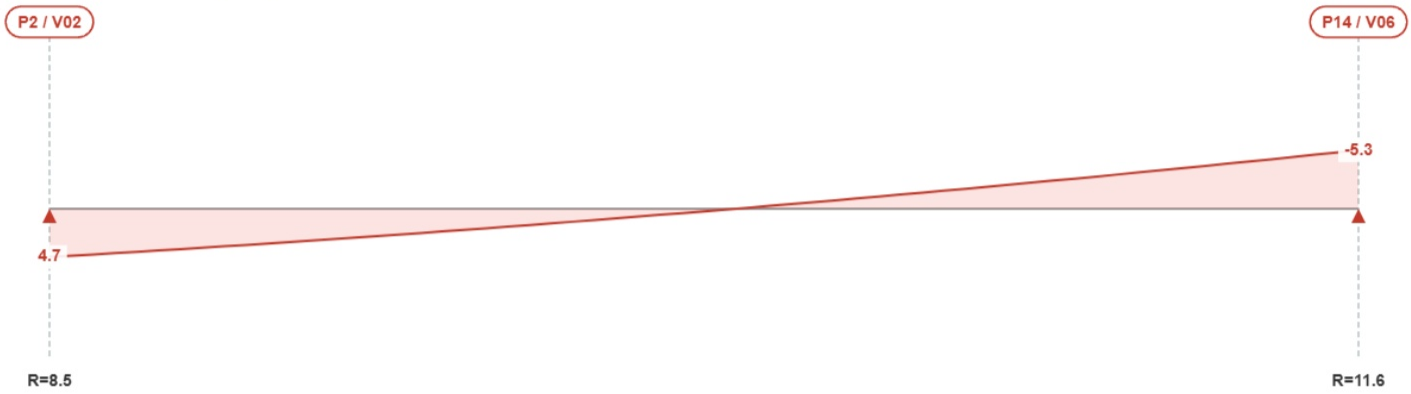
VC09 (V24)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{ud} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V24 (L = 0.99 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 4.7$ kNm ($M_d = 6.6$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.039$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.54 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.06$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.4 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.60 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -5.3$ kNm ($M_d = 7.4$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.044$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.71 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.07$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.3 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.67 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.67 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 16.2 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

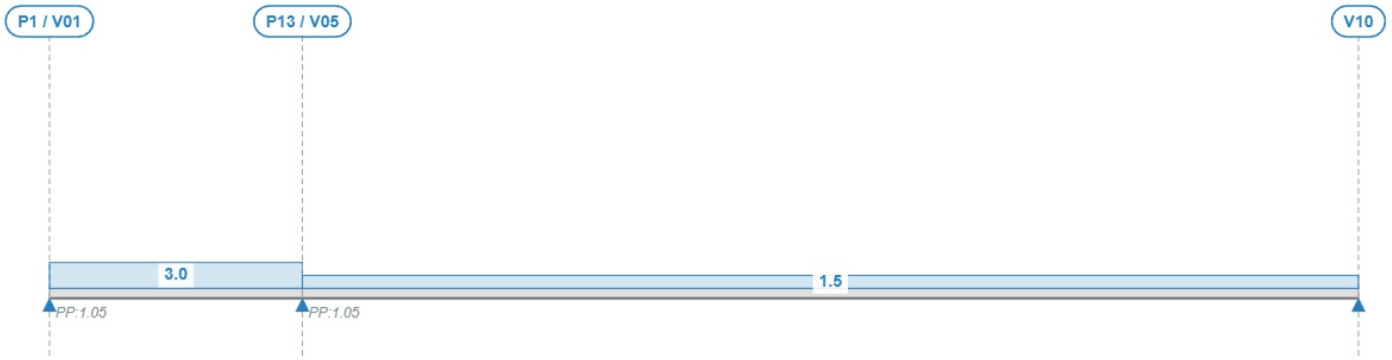
$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 2.1 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.00 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 0.99 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 0.40 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.20 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

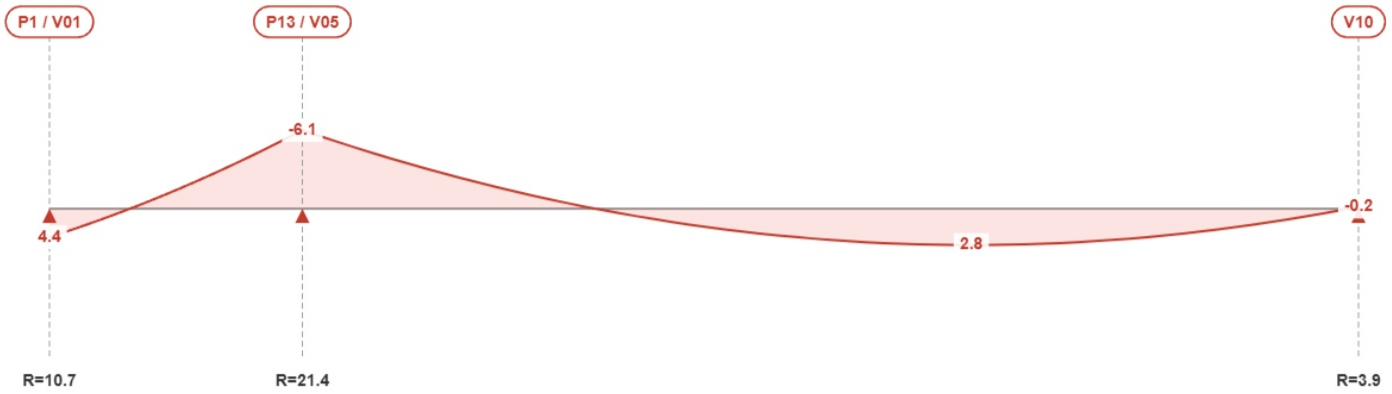
VC07 (V20 - V21)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

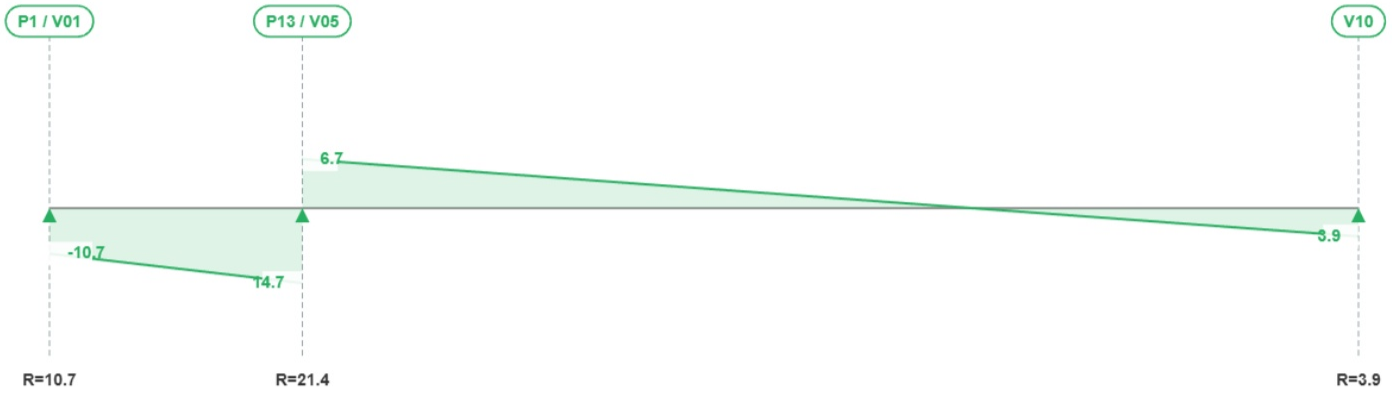
Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{ud} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V20 (L = 0.99 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 4.4$ kNm ($M_d = 6.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.036$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.42 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.05$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.4 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.55 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -8.2$ kNm ($M_d = 11.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.068$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.72 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.10$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 24.9 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 1.06 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 1.06 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 20.6 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 4.3 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.01 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 0.99 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 0.40 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.20 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 2: V21 (L = 4.16 M) SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -6.1$ kNm ($M_d = 8.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.050$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.99 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.08$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.2 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.78 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.78 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Vão (Meio) Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 2.8$ kNm ($M_d = 3.9$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.023$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 0.90 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.03$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.6 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.35 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$\text{Biela: } \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} = \frac{9.4}{158.0} + \frac{2.4}{795.5} = \mathbf{0.06} \leq 1.0 \text{ (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN} \quad ; \quad T_{Sd} = 0.0 \text{ kNm}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{V+T}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

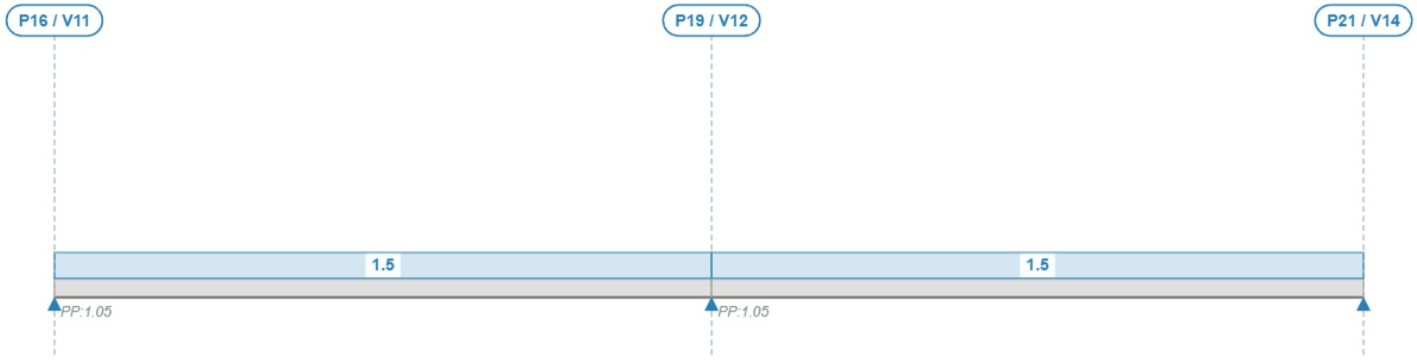
$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 4.3 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.03 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.05 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.08 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 4.16 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 1.66 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.83 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

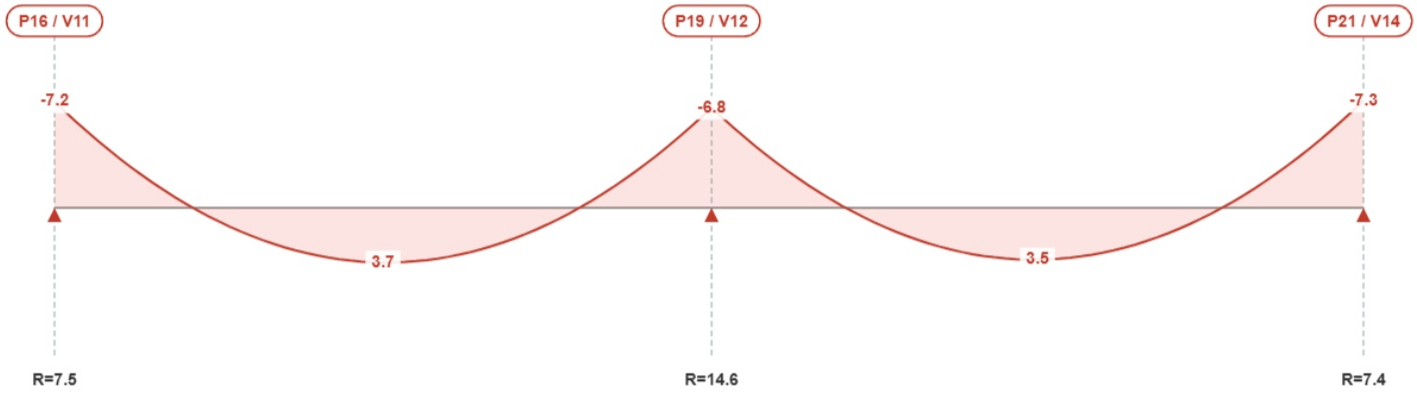
VC08 (V22 - V23)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

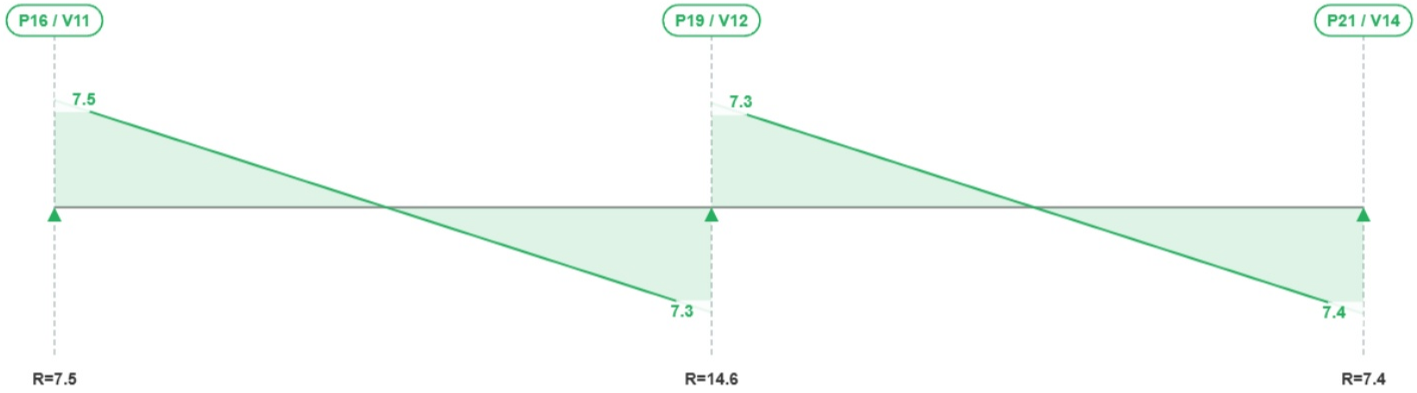
Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{ud} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V22 (L = 5.80 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -7.2$ kNm ($M_d = 10.1$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.060$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.37 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.09$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.1 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.93 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.93 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 3.7$ kNm ($M_d = 5.2$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.031$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.19 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.05$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.5 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -6.8$ kNm ($M_d = 9.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.056$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.23 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.09$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.1 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.87 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.87 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 10.4 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 5.2 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.08 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.12 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.19 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 5.80 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 2.32 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 1.16 \text{ cm (OK)}$$

VÃO 2: V23 (L = 5.75 M)

SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Apoio Esquerdo

Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -6.8$ kNm ($M_d = 9.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.056$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.23 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.09$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.1 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.87 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.87 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

Vão (Meio)

Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 3.5$ kNm ($M_d = 4.9$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.029$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.13 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.04$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.5 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.44 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Minima)$$

Apoio Direito

Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -7.3$ kNm ($M_d = 10.2$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.060$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 2.39 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.09$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.0 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.93 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.93 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 10.4 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

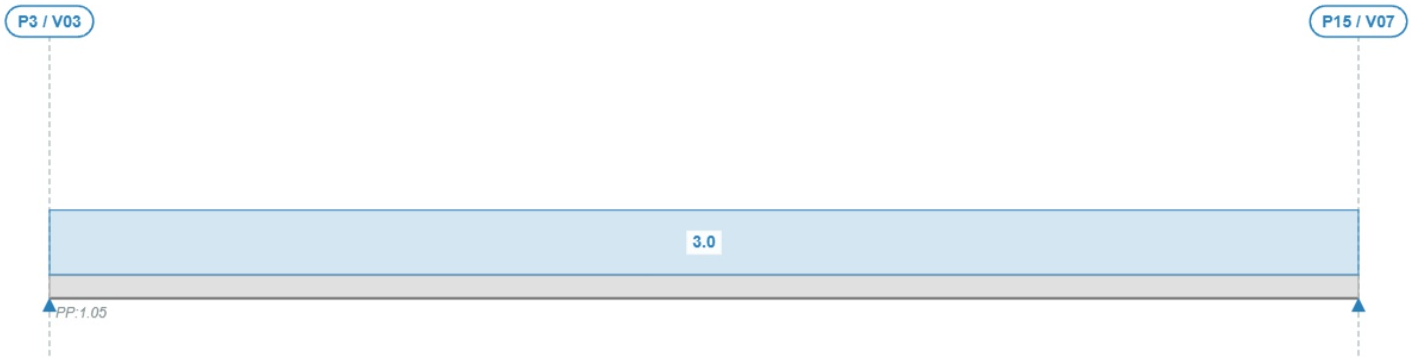
$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 5.2 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.07 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.10 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.17 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 5.75 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 2.30 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 1.15 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CONTÍNUA

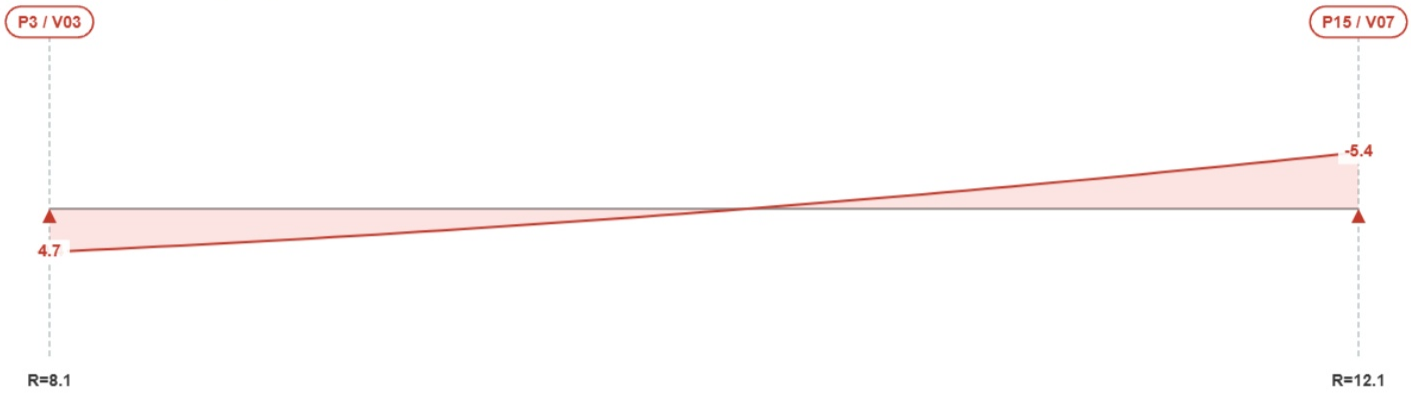
VC10 (V25)

1. DIAGRAMAS DE SOLICITAÇÕES (ENVOLTÓRIA)

Carregamento



Momento Fletor (M_k)



Força Cortante (V_k)



2. PARÂMETROS DE PROJETO E MATERIAIS

Concreto:	**Concreto C25 / Aço CA-50**	Resist. Cálculo:	$f_{cd} = 17.9MPa$
Aço Long.:	**CA-50 ($f_{ud} = 435$ MPa)**	Coeficientes:	$\gamma_c = 1.4$ / $\gamma_s = 1.15$
Cobrimento:	$c_{nom} = 3.0cm$	Ref. Normativa:	**NBR 6118:2023**

3. Dimensionamento Detalhado por Vão

VÃO 1: V25 (L = 1.00 M) — SEÇÃO 14X30 CM

2.1. Dimensionamento à Flexão (Pontos Críticos)

Vão (Meio) — Armadura Inferior (Positiva)

Solicitação: $M_k = 4.7$ kNm ($M_d = 6.6$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.039$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.52 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.06$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.4 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.60 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.63 \text{ cm}^2} \ (Mínima)$$

Apoio Direito — Armadura Superior (Negativa)

Solicitação: $M_k = -5.4$ kNm ($M_d = 7.5$)

$$k_{MD} = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = 0.044$$
$$x = d \cdot 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k_{MD}}) = 1.75 \text{ cm}$$

• **Domínio 2/3** ($x/d = 0.07$). Comportamento Dúctil.

Armadura:

$$z \approx d - 0.4x = 25.3 \text{ cm}$$
$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = 0.68 \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A_{s,final} = 0.68 \text{ cm}^2} \ (Calculada)$$

2.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

$$V_{Sd} = 17.0 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd2} = 158.0 \text{ kN (OK)}$$
$$V_c = 28.0 \text{ kN} \quad ; \quad V_{sw} = 0.0 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{\mathbf{A_{sw}}}{\mathbf{s}}\right)_{\mathbf{adopt}} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad (\text{Sug.: } \phi 5.0 \text{ c}/20)$$

2.3. Verificação de Deformações (ELS-DEF)

$$M_r = 8.1 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{atuante,ELS} = 2.0 \text{ kNm}$$
$$I_c = 31500 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{eq} = 31500 \text{ cm}^4$$
$$f_{inst} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ativa} = 0.00 \text{ cm} \quad ; \quad f_{tot} = 0.00 \text{ cm}$$
$$\mathbf{L_{macro} = 1.00 \text{ m}}$$
$$f_{lim,tot} = \frac{L_{macro}}{250} = 0.40 \text{ cm (OK)} \quad ; \quad f_{lim,ativa} = \frac{L_{macro}}{500} = 0.20 \text{ cm (OK)}$$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P11

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 18.5 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{27.6\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{27.6}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.042} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.63\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.63\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.63\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.53\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.53\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.53\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.26} = \mathbf{10.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.14} = \mathbf{18.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.74\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.62\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 16.89\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.01\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.74}{16.89}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.62}{8.01}\right)^{1.20} = \mathbf{0.070} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P11

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 25.5 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{37.9\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{37.9}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.058} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.67\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.86\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.86\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.25\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.73\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.25\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.46\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.02\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 1.39\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 17.86\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.41\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.02}{17.86}\right)^{1.20} + \left(\frac{1.39}{8.41}\right)^{1.20} = \mathbf{0.148} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P4

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 4.1 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{6.1\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{6.1}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.009} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.84\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.14\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.84\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.08\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.12\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.08\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.26} = \mathbf{13.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.14} = \mathbf{24.1}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.76\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.60\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 14.85\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.17\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.76}{14.85}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.60}{7.17}\right)^{1.20} = \mathbf{0.129} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P4

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 9.6 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{14.3\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{14.3}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.022} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.92\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.33\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.92\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.18\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.27\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.27\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.26} = \mathbf{10.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.14} = \mathbf{18.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.92\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.32\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 15.64\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.49\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.92}{15.64}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.32}{7.49}\right)^{1.20} = \mathbf{0.056} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P4

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 28.0 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{41.6\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{41.6}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.064} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.27\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.95\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.95\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.46\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.80\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.46\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.50\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.12\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.05\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.21\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.56\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.12}{18.21}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.05}{8.56}\right)^{1.20} = \mathbf{0.215} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P5

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 4.0 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{6.0\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{6.0}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.009} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.65\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.14\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.65\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.11\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.11\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.11\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.26} = \mathbf{13.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.14} = \mathbf{24.1}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.63\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.51\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 14.83\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.16\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.63}{14.83}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.51}{7.16}\right)^{1.20} = \mathbf{0.112} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P5

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 12.0 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{17.9\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{17.9}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.028} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.91\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.41\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.91\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.22\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.34\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.34\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.26} = \mathbf{10.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.14} = \mathbf{18.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.91 \text{ kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.40 \text{ kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 15.98 \text{ kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.63 \text{ kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.91}{15.98}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.40}{7.63}\right)^{1.20} = \mathbf{0.061} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14 \text{ cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46 \text{ cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P5

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 32.7 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{48.7\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{48.7}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.075} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.35\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.11\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.11\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.85\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.93\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.85\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.59\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.31\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.19\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.87\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.83\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.31}{18.87}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.19}{8.83}\right)^{1.20} = \mathbf{0.229} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P12

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 7.6 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{11.3\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{11.3}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.017} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.55\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.26\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.55\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.83\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.22\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.83\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.26} = \mathbf{10.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.14} = \mathbf{18.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.55\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.83\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 15.35\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.38\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.55}{15.35}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.83}{7.38}\right)^{1.20} = \mathbf{0.091} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P12

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 17.3 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{25.8\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{25.8}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.040} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.72\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.59\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.72\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.82\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.50\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.82\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.31\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.69\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.19\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 16.73\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.94\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.69}{16.73}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.19}{7.94}\right)^{1.20} = \mathbf{0.235} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P17

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 28.4 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{42.3\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{42.3}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.065} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.86\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.96\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.86\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.91\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.81\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.91\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.19\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.86\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.35\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.27\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.58\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.86}{18.27}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.35}{8.58}\right)^{1.20} = \mathbf{0.276} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P17

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 30.1 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{44.8\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{44.8}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.069} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 2.01\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.02\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{2.01\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.58\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.86\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.58\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.26\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.97\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.50\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.51\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.68\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.97}{18.51}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.50}{8.68}\right)^{1.20} = \mathbf{0.293} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P18

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 33.2 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{49.5\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{49.5}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.076} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.87\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.13\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.87\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.56\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.95\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.95\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.39\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.87\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.76\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.94\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.86\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.87}{18.94}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.76}{8.86}\right)^{1.20} = \mathbf{0.308} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P18

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 35.0 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{52.0\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{52.0}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.080} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.94\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.19\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.94\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.22\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 1.00\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.22\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.46\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.92\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.94\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 19.18\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.95\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.92}{19.18}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.94}{8.95}\right)^{1.20} = \mathbf{0.326} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P20

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 18.2 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{27.0\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{27.0}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.042} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.92\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.62\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.92\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 2.90\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.52\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{2.90\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 0.76\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.91\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 3.79\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 16.84\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.99\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.91}{16.84}\right)^{1.20} + \left(\frac{3.79}{7.99}\right)^{1.20} = \mathbf{0.482} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P20

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 19.9 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{29.6\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{29.6}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.046} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 2.05\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.67\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{2.05\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 3.27\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.57\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{3.27\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 0.83\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.92\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 4.25\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 17.09\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.09\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.92}{17.09}\right)^{1.20} + \left(\frac{4.25}{8.09}\right)^{1.20} = \mathbf{0.534} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P13

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 27.0 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{40.2\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{40.2}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.062} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 4.78\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.92\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{4.78\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.04\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.77\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.77\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.49\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 4.78\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 1.48\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.08\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.50\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{4.78}{18.08}\right)^{1.20} + \left(\frac{1.48}{8.50}\right)^{1.20} = \mathbf{0.325} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P1

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 11.5 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{17.2\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{17.2}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.026} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.32\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.39\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.32\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.11\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.33\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.33\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.26} = \mathbf{13.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.14} = \mathbf{24.1}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.32\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.39\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 15.91\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.60\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.32}{15.91}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.39}{7.60}\right)^{1.20} = \mathbf{0.078} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P1

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 31.6 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{47.1\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{47.1}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.072} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.31\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.07\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.07\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.12\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.90\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.90\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.26} = \mathbf{10.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.14} = \mathbf{18.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.26\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 1.06\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.72\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.76\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.26}{18.72}\right)^{1.20} + \left(\frac{1.06}{8.76}\right)^{1.20} = \mathbf{0.119} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P1

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 49.4 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{73.4\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{73.4}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.113} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 4.99\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.67\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{4.99\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.04\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 1.41\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.41\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.87\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 4.99\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.65\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 21.13\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 9.75\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{4.99}{21.13}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.65}{9.75}\right)^{1.20} = \mathbf{0.386} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P2

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 11.6 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{17.2\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{17.2}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.026} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.32\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.39\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.32\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.01\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.33\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.33\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.26} = \mathbf{13.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.14} = \mathbf{24.1}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.32\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.39\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 15.91\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.60\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.32}{15.91}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.39}{7.60}\right)^{1.20} = \mathbf{0.079} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P2

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 31.6 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{47.0\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{47.0}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.072} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.35\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.07\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.07\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.02\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.90\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.90\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.26} = \mathbf{10.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.14} = \mathbf{18.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.26\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 1.06\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.72\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.76\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.26}{18.72}\right)^{1.20} + \left(\frac{1.06}{8.76}\right)^{1.20} = \mathbf{0.119} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P2

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 50.1 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{74.5\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{74.5}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.115} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 5.36\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.70\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{5.36\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.03\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 1.43\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.43\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.88\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 5.36\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.68\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 21.22\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 9.79\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{5.36}{21.22}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.68}{9.79}\right)^{1.20} = \mathbf{0.403} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P3

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 11.0 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{16.3\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{16.3}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.025} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.18\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.37\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.18\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.20\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.31\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.31\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.26} = \mathbf{13.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.14} = \mathbf{24.1}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.11\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.37\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 15.83\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.57\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.11}{15.83}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.37}{7.57}\right)^{1.20} = \mathbf{0.068} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P3

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 31.2 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{46.4\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{46.4}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.071} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.30\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.06\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.06\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.21\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.89\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.89\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.26} = \mathbf{10.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.14} = \mathbf{18.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.25\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 1.05\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.66\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.74\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.25}{18.66}\right)^{1.20} + \left(\frac{1.05}{8.74}\right)^{1.20} = \mathbf{0.117} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P3

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 49.4 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{73.5\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{73.5}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.113} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 5.64\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.68\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{5.64\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.06\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 1.41\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.41\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.87\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 5.64\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.65\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 21.13\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 9.76\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{5.64}{21.13}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.65}{9.76}\right)^{1.20} = \mathbf{0.414} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P16

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 24.8 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{36.9\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{36.9}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.057} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 4.80\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.84\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{4.80\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.27\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.71\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.71\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.04\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 4.79\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.06\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 17.77\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.37\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{4.79}{17.77}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.06}{8.37}\right)^{1.20} = \mathbf{0.393} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P16

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 26.5 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{39.5\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{39.5}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.061} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 5.27\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.90\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{5.27\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.32\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.76\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.76\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.11\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 5.27\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.20\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.01\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.47\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{5.27}{18.01}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.20}{8.47}\right)^{1.20} = \mathbf{0.427} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P19

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 38.7 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{57.6\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{57.6}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.089} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.15\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.31\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.31\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.26\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 1.11\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.11\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.62\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.54\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 3.20\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 19.69\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 9.16\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.54}{19.69}\right)^{1.20} + \left(\frac{3.20}{9.16}\right)^{1.20} = \mathbf{0.330} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P19

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 40.5 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{60.2\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{60.2}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.093} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.42\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 1.37\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.37\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.28\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 1.16\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.16\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.70\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.61\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 3.32\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 19.92\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 9.26\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.61}{19.92}\right)^{1.20} + \left(\frac{3.32}{9.26}\right)^{1.20} = \mathbf{0.341} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P21

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 24.7 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{36.7\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{36.7}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.056} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 4.78\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.84\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{4.78\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.25\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.70\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.70\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.03\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 4.77\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.04\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 17.75\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.37\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{4.77}{17.75}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.04}{8.37}\right)^{1.20} = \mathbf{0.391} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P21

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 26.4 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{39.3\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{39.3}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.060} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 5.15\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.90\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{5.15\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.28\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.75\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.75\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.26} = \mathbf{28.9}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 2.17}{0.14} = \mathbf{53.8}$$

$$M_{2d,y} = 1.11\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 5.15\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.19\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 17.99\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.47\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{5.15}{17.99}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.19}{8.47}\right)^{1.20} = \mathbf{0.420} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P14

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 28.4 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{42.3\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{42.3}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.065} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 5.47\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.96\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{5.47\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.04\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.81\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.81\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.51\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 5.47\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 1.56\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.28\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.58\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{5.47}{18.28}\right)^{1.20} + \left(\frac{1.56}{8.58}\right)^{1.20} = \mathbf{0.364} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

TÉRREO / BALDRAME

Pilar P15

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**14 × 26 cm ($A_c = 364$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.90 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.25** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 29.1 \cdot 1.4 \cdot 1.25 = \mathbf{43.2\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{43.2}{364 \cdot 1.79} = \mathbf{0.067} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 6.10\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.28\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.99\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{6.10\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.07\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.92\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.83\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.83\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.26} = \mathbf{19.0}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 1.42}{0.14} = \mathbf{35.2}$$

$$M_{2d,y} = 0.52\ \text{kNm}$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.86%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 6.10\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 1.59\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 18.36\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.62\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{6.10}{18.36}\right)^{1.20} + \left(\frac{1.59}{8.62}\right)^{1.20} = \mathbf{0.398} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.46\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P9

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 8.8 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{12.6\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{12.6}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.019} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.42\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.28\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.42\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.54\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.25\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.54\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.25} = \mathbf{13.5}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.15} = \mathbf{22.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.33\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.53\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 14.81\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.10\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.33}{14.81}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.53}{8.10}\right)^{1.20} = \mathbf{0.049} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P9

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 27.7 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{39.6\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{39.6}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.059} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.01\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.89\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.89\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 3.26\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.77\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{3.26\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.25} = \mathbf{10.4}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.15} = \mathbf{17.3}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.05\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 3.26\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 17.24\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 9.28\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.05}{17.24}\right)^{1.20} + \left(\frac{3.26}{9.28}\right)^{1.20} = \mathbf{0.320} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P8

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 9.0 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{12.9\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{12.9}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.019} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.09\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.29\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.29\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.77\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.25\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.77\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.25} = \mathbf{13.5}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.15} = \mathbf{22.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.34\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.40\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 14.83\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.11\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.34}{14.83}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.40}{8.11}\right)^{1.20} = \mathbf{0.038} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P8

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 27.8 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{39.6\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{39.6}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.059} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.01\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.89\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.89\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 2.93\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.77\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{2.93\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.25} = \mathbf{10.4}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.15} = \mathbf{17.3}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.05\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.93\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 17.25\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 9.29\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.05}{17.25}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.93}{9.29}\right)^{1.20} = \mathbf{0.285} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P7

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 8.9 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{12.7\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{12.7}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.019} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.29\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.29\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.29\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.65\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.25\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.65\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.25} = \mathbf{13.5}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.15} = \mathbf{22.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.34\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.54\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 14.82\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.11\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.34}{14.82}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.54}{8.11}\right)^{1.20} = \mathbf{0.049} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P7

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 26.4 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{37.7\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{37.7}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.056} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.01\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.85\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.85\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 2.65\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.74\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{2.65\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.25} = \mathbf{10.4}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.15} = \mathbf{17.3}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.00\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 2.65\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 17.08\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 9.20\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.00}{17.08}\right)^{1.20} + \left(\frac{2.65}{9.20}\right)^{1.20} = \mathbf{0.258} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P6

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 4.2 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{6.1\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{6.1}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.009} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.75\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.14\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.75\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.28\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.12\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.28\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.25} = \mathbf{13.5}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.15} = \mathbf{22.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.68\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.71\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 14.21\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.81\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.68}{14.21}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.71}{7.81}\right)^{1.20} = \mathbf{0.133} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P6

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 9.9 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{14.2\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{14.2}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.021} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.88\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.32\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.88\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.21\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.28\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.28\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.25} = \mathbf{10.4}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.15} = \mathbf{17.3}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.88\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.32\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 14.95\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.17\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.88}{14.95}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.32}{8.17}\right)^{1.20} = \mathbf{0.054} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$

VIGA COZINHA

Pilar P10

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.30 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 4.1 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{5.9\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{5.9}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.009} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 1.57\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.13\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.57\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 1.31\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.11\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{1.31\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.25} = \mathbf{13.5}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.98}{0.15} = \mathbf{22.5}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 1.55\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.60\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 14.19\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 7.80\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{1.55}{14.19}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.60}{7.80}\right)^{1.20} = \mathbf{0.116} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$

VIGA CHURRASQUEIRA

Pilar P10

Origem dos esforços: Análise de Pórtico Espacial 3D

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARGA AXIAL

Seção Transversal ($b \times h$):	**15 × 25 cm ($A_c = 375$ cm²)**	Pé-direito (l_e):	**1.00 m**
Coef. Excepcional (γ_n):	**1.20** (Seção < 19cm)	Concreto (f_{cd}):	**1.79 kN/cm² (C25)**

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 12.4 \cdot 1.4 \cdot 1.20 = \mathbf{17.7\ kN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{17.7}{375 \cdot 1.79} = \mathbf{0.026} \quad \text{(Força Normal Reduzida)}$$

2. MOMENTOS INICIAIS E MÍNIMOS NORMATIVOS (1ª ORDEM)

Direção X (Flexão no plano de H)

$$M_{1d,x} = 0.86\ \text{kNm}$$

$$e_{1x,min} = 1.5 + 0.03h = 2.25\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot e_{1x,min} = 0.40\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,x} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.86\ kNm}$$

Direção Y (Flexão no plano de B)

$$M_{1d,y} = 0.25\ \text{kNm}$$

$$e_{1y,min} = 1.5 + 0.03b = 1.95\ \text{cm}$$

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot e_{1y,min} = 0.35\ \text{kNm}$$

$$M_{calc,y} = \max(M_{1d}, M_{1d,min}) = \mathbf{0.35\ kNm}$$

3. ESBELTEZ E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Se $\lambda > 35$, os efeitos de 2ª ordem são calculados pelo **Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada**.

$$\lambda_x = \frac{3.46 \cdot L_{ex}}{h_x} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.25} = \mathbf{10.4}$$

$$M_{2d,x} = \text{Dispensado } (\lambda_x \leq 35)$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \cdot L_{ey}}{b_y} = \frac{3.46 \cdot 0.75}{0.15} = \mathbf{17.3}$$

$$M_{2d,y} = \text{Dispensado } (\lambda_y \leq 35)$$

4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA (FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA)

O cálculo de armaduras em pilares não possui uma fórmula analítica direta fechada. O software testa arranjos de bitolas comerciais, integra as tensões na seção via **Compatibilidade de Deformações (Método das Fatias)** para encontrar os momentos resistentes máximos ($M_{Rd.x}$ e $M_{Rd.u}$) e verifica a segurança pelo **Contorno de Bresler (NBR 6118)**, escolhendo o menor arranjo viável.

Armadura Adotada (Optimizada pelo Motor)

`4ϕ10`

Taxa de Aço (ρ)

0.84%

Solicitantes (M_{Sd}):

$M_{Sd.x} = 0.86\ \text{kNm}$

$M_{Sd.u} = 0.41\ \text{kNm}$

Resistentes da Seção (M_{Rd}):

$M_{Rd.x} = 15.28\ \text{kNm}$

$M_{Rd.u} = 8.33\ \text{kNm}$

Parâmetros:

Expoente $\alpha = 1.20$

(Função da força normal ν)

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{0.86}{15.28}\right)^{1.20} + \left(\frac{0.41}{8.33}\right)^{1.20} = \mathbf{0.059} \quad (\text{OK})$$

Área Efetiva: $A_{s,prov} = 3.14\ \text{cm}^2$

Área Mínima: $A_{s,min} = 1.50\ \text{cm}^2$