MEMORIAL DE CÁLCULO

Estruturas · Instalações elétricas · Instalações hidrossanitárias · Proteção contra descargas atmosféricas (SPDA) · Climatização · Lógica, telefonia e CFTV · Instalações de gás

Casa Modelo

Tabela 1 – Identificação

Campo	Informação
Obra	Casa Modelo
Cliente	Família Exemplo
Endereço	Rua das Palmeiras, 120 – Uberlândia/MG
Responsável técnico	Marina Costa — Engenheira Civil — CREA-MG 000000/D
ART ou RRT	a emitir
Data / revisão	20/10/2026 — revisão 0
Empresa	Exemplo Engenharia & Projetos Ltda. — CNPJ 00.000.000/0001-00

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

1 OBJETO

Este memorial apresenta o dimensionamento dos elementos relacionados na Tabela 2, calculados com o programa Engenna (versão 2.1.1). Para cada elemento constam os dados de entrada, as verificações com as referências normativas e o resumo dos resultados.

2 NORMAS E REGULAMENTOS

Foram adotadas as normas e os regulamentos abaixo, nas edições indicadas (conferidas em 28/09/2026):

a) ABNT NBR 6118:2023 + Emenda 1:2026 — Projeto de estruturas de concreto;

b) ABNT NBR 6120:2019 (Versão Corrigida 2019) — Ações para o cálculo de estruturas de edificações;

c) ABNT NBR 6122:2019 + Emenda 1:2022 — Projeto e execução de fundações;

d) ABNT NBR 8681:2025 — Ações e segurança nas estruturas;

e) ABNT NBR 6484:2020 — Solo — sondagem de simples reconhecimento com SPT;

f) ABNT NBR 8036:1983 — Programação de sondagens para fundações de edifícios;

g) ABNT NBR 7480:2024 — Aço destinado às armaduras de concreto armado;

h) ABNT NBR 5410:2004 (Versão Corrigida 2008) — Instalações elétricas de baixa tensão;

i) ABNT NBR 5419 (partes 1 a 4):2026 — Proteção contra descargas atmosféricas;

j) ABNT NBR IEC 61643-11 (confira a edição vigente) — Dispositivos de proteção contra surtos de baixa tensão — sistemas de energia;

k) ABNT NBR ISO/CIE 8995-1:2013 — Iluminação de ambientes de trabalho — interior;

l) CEMIG ND-5.1 (mar/2026) — Fornecimento em tensão secundária — edificações individuais;

m) ABNT NBR 14565:2025 — Cabeamento estruturado para edifícios comerciais;

n) ABNT NBR 16264:2016 (confirmada em 2025) — Cabeamento estruturado residencial;

o) ABNT NBR 16415:2021 — Caminhos e espaços para cabeamento estruturado;

p) IEC 62676-4 (confira a edição vigente) — Sistemas de videomonitoramento — diretrizes de aplicação;

q) ABNT NBR 5626:2020 (Versão Corrigida 2020) — Sistemas prediais de água fria e água quente;

r) ABNT NBR 8160:1999 — Sistemas prediais de esgoto sanitário;

s) ABNT NBR 10844:1989 — Instalações prediais de águas pluviais;

t) ABNT NBR 17076:2024 — Sistema de tratamento de esgoto de menor porte;

u) ABNT NBR 15526:2012 (Versão Corrigida 2:2026) — Redes de distribuição interna para gases combustíveis;

v) ABNT NBR 13206:2010 — Tubo de cobre leve, médio e pesado, sem costura, para condução de fluidos;

w) ABNT NBR 13523:2019 — Central de gás liquefeito de petróleo (GLP);

x) ABNT NBR 13103:2024 — Instalação de aparelhos a gás;

y) ABNT NBR 16401 (partes 1 a 3):2024 — Instalações de ar-condicionado — sistemas centrais e unitários;

z) ABNT NBR 16655 (partes 1 e 3) (confira a edição vigente) — Sistemas residenciais de ar-condicionado split e compacto;

a) ABNT NBR 15220 (partes 2 e 3):2022 / 2005 — Desempenho térmico de edificações;

b) ABNT NBR 17037:2023 — Qualidade do ar interior em ambientes não residenciais climatizados artificialmente;

c) ABNT NBR 7541 (confira a edição vigente) — Tubo de cobre sem costura para refrigeração e ar-condicionado;

d) Lei 13.589 (2018) — Plano de Manutenção, Operação e Controle (PMOC);

e) ABNT NBR 5648:2018 — Tubos e conexões de PVC-U com junta soldável para sistemas prediais de água fria;

f) ABNT NBR 10152:2017 (Versão Corrigida 2020) — Acústica — Níveis de pressão sonora em ambientes internos a edificações;

g) ABNT NBR 10151:2019 (Versão Corrigida 2020) — Acústica — Medição e avaliação de níveis de pressão sonora em áreas habitadas;

h) ABNT NBR 13971:2014 — Sistemas de refrigeração, condicionamento de ar, ventilação e aquecimento — Manutenção programada;

i) Portaria MS/GM 3.523 (1998) — Regulamento técnico de limpeza e manutenção dos sistemas de climatização;

j) Resolução RE ANVISA 09 (2003) — Padrões referenciais de qualidade do ar interior em ambientes climatizados de uso público e coletivo;

k) Resolução CONAMA 001 (1990) — Emissão de ruídos decorrentes de atividades;

l) ASHRAE Handbook — Fundamentals (edição vigente) — Carga térmica, radiação solar e psicrometria;

m) NR-10 (edição vigente) — Segurança em instalações e serviços em eletricidade;

n) NR-35 (edição vigente) — Trabalho em altura;

o) IT 23 (3ª ed. (Portaria 83/2026)) — Manipulação, armazenamento e utilização de GLP;

p) IT 24 (2ª ed.) — Comercialização, distribuição e utilização de gás natural.

Os coeficientes de ponderação seguem a NBR 8681:2003; confira as combinações com a edição de 2025, em vigor.

3 RESUMO DOS ELEMENTOS

Tabela 2 – Elementos calculados

Elemento	Tipo	Solução adotada	Aprov.	Situação
V101	Viga contínua de concreto	15 × 45 cm; 6 trechos; positivas 2 Ø10 / 3 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 3 Ø10; estribos Ø5 c/24,5	0,31	atende
V102	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 9 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 4 Ø10; estribos Ø5 c/18,5, Ø5 c/18	0,86	atende
V103	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 2 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10; estribos Ø5 c/18,5	0,14	atende
V104	Viga contínua de concreto	15 × 40 cm; 6 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10; estribos Ø5 c/21,5	0,07	atende
V105	Viga contínua de concreto	15 × 45 cm; 2 trechos; positivas 2 Ø16 / 2 Ø10; estribos Ø5 c/24, Ø5 c/24,5	0,82	atende
V106	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 1 trecho; positivas 3 Ø10; estribos Ø5 c/18,5	0,47	atende
V107	Viga contínua de concreto	15 × 60 cm; 1 trecho; positivas 4 Ø16; estribos Ø5 c/22,5	0,99	atende
V108	Viga contínua de concreto	15 × 40 cm; 1 trecho; positivas 4 Ø10; estribos Ø5 c/21	0,71	atende
V109	Viga contínua de concreto	15 × 60 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø20; estribos Ø5 c/25,5	0,84	atende
V110	Viga contínua de concreto	15 × 50 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø16; estribos Ø5 c/25,5	0,72	atende
V111	Viga contínua de concreto	15 × 55 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø20; estribos Ø5 c/25,5	0,85	atende
V112	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 3 trechos; positivas 2 Ø16 / 2 Ø10 / 2 Ø16; estribos Ø5 c/17,5, Ø5 c/18,5, Ø5 c/18	0,84	atende
V113	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 1 trecho; positivas 3 Ø10; estribos Ø5 c/18,5	0,64	atende
V114	Viga contínua de concreto	15 × 45 cm; 1 trecho; positivas 6 Ø10; estribos Ø5 c/23,5	0,93	atende
V115	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 3 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10; estribos Ø5 c/18,5	0,31	atende
VB1	Viga contínua de concreto	15 × 45 cm; 6 trechos; positivas 2 Ø10 / 3 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 3 Ø10; estribos Ø5 c/24,5	0,61	atende
VB2	Viga contínua de concreto	15 × 30 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø10; estribos Ø5 c/15,5	0,22	atende
VB3	Viga contínua de concreto	15 × 30 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø10; estribos Ø5 c/15,5	0,09	atende

Elemento	Tipo	Solução adotada	Aprov.	Situação
VB4	Viga contínua de concreto	15 × 45 cm; 9 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 3 Ø10; estribos Ø5 c/24,5	0,61	atende
VB5	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 2 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10; estribos Ø5 c/18,5	0,31	atende
VB6	Viga contínua de concreto	15 × 50 cm; 1 trecho; positivas 3 Ø10; estribos Ø5 c/25,5	0,58	atende
VB7	Viga contínua de concreto	15 × 40 cm; 6 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10; estribos Ø5 c/21,5	0,44	atende
VB8	Viga contínua de concreto	15 × 40 cm; 2 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10; estribos Ø5 c/21,5	0,41	atende
VB9	Viga contínua de concreto	15 × 45 cm; 1 trecho; positivas 3 Ø10; estribos Ø5 c/24,5	0,84	atende
VB10	Viga contínua de concreto	15 × 65 cm; 1 trecho; positivas 4 Ø10; estribos Ø5 c/25,5	0,60	atende
VB11	Viga contínua de concreto	15 × 45 cm; 1 trecho; positivas 3 Ø10; estribos Ø5 c/24,5	0,51	atende
VB12	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 1 trecho; positivas 3 Ø10; estribos Ø5 c/18,5	0,89	atende
VB13	Viga contínua de concreto	15 × 45 cm; 1 trecho; positivas 3 Ø10; estribos Ø5 c/24,5	0,51	atende
VB14	Viga contínua de concreto	15 × 60 cm; 1 trecho; positivas 4 Ø10; estribos Ø5 c/25,5	0,87	atende
VB15	Viga contínua de concreto	15 × 40 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø10; estribos Ø5 c/21,5	0,49	atende
VB16	Viga contínua de concreto	15 × 50 cm; 1 trecho; positivas 3 Ø10; estribos Ø5 c/25,5	0,69	atende
VB17	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 3 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10; estribos Ø5 c/18,5	0,34	atende
VB18	Viga contínua de concreto	15 × 40 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø10; estribos Ø5 c/21,5	0,49	atende
VB19	Viga contínua de concreto	15 × 40 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø10; estribos Ø5 c/21,5	0,49	atende
VB20	Viga contínua de concreto	15 × 40 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø10; estribos Ø5 c/21,5	0,49	atende
VB21	Viga contínua de concreto	15 × 40 cm; 1 trecho; positivas 2 Ø10; estribos Ø5 c/21,5	0,49	atende
VB22	Viga contínua de concreto	15 × 35 cm; 3 trechos; positivas 2 Ø10 / 2 Ø10 / 2 Ø10; estribos Ø5 c/18,5	0,34	atende
L101	Laje treliçada	2,80 × 4,60 m; LT 11 (7+4) EPS; TR 08644 + 2 Ø10 (CA-50)	0,88	atende
L102	Laje treliçada	4,60 × 6,20 m; LT 20 (16+4) EPS; TR 16745 + 2 Ø8 (CA-50)	0,93	atende
L103	Laje treliçada	4,40 × 4,60 m; LT 20 (16+4) EPS; TR 16745 + 1 Ø6,3 (CA-50)	0,98	atende
L104	Laje treliçada	4,20 × 4,60 m; LT 16 (12+4) EPS; TR 12645 + 2 Ø12,5 (CA-50)	0,94	atende
L105	Laje treliçada	3,20 × 4,60 m; LT 12 (8+4) EPS; TR 08644 + 2 Ø12,5 (CA-50)	0,89	atende
L106	Laje treliçada	4,60 × 4,80 m; LT 20 (16+4) EPS; TR 16745 + 2 Ø8 (CA-50)	0,93	atende

Elemento	Tipo	Solução adotada	Aprov.	Situação
L107	Laje treliçada	1,20 × 8,00 m; LT 11 (7+4) EPS; TR 08644	0,83	atende
L108	Laje treliçada	5,80 × 5,80 m; LT 25 (20+5) EPS; TR 20745 + 2 Ø12,5 (CA-50)	0,91	atende
L109	Laje treliçada	4,40 × 5,80 m; LT 20 (16+4) EPS; TR 16745 + 1 Ø6,3 (CA-50)	0,98	atende
L110	Laje treliçada	4,40 × 5,80 m; LT 20 (16+4) EPS; TR 16745 + 1 Ø6,3 (CA-50)	0,98	atende
L111	Laje treliçada	3,00 × 5,80 m; LT 11 (7+4) EPS; TR 08644 + 2 Ø12,5 (CA-50)	0,93	atende
L112	Laje treliçada	4,60 × 4,60 m; LT 20 (16+4) EPS; TR 16745 + 2 Ø8 (CA-50)	0,93	atende
L113	Laje treliçada	3,40 × 4,60 m; LT 16 (12+4) EPS; TR 12645 + 1 Ø6,3 (CA-50)	0,72	atende
P1 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 8 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,99	atende
P2 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,93	atende
P3 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,84	atende
P4 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,90	atende
P5 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 8 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,91	atende
P6 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,79	atende
P7 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,83	atende
P8 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,42	atende
P9 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,57	atende
P10 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,83	atende
P11 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,64	atende
P12 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,84	atende
P13 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,66	atende
P14 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,87	atende
P15 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,37	atende
P16 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,84	atende
P17 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø12,5; estribos Ø5 c/15	0,98	atende
P18 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,54	atende
P19 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,78	atende
P20 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,36	atende
P21 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,40	atende
P22 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,73	atende
P23 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,92	atende
P24 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,65	atende
P25 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 6 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,99	atende
P26 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,67	atende
P27 lance 1	Pilar de concreto	20 × 20 cm; 4 Ø10; estribos Ø5 c/12	0,78	atende
S1	Sapata isolada	A × B = 95 × 95 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/10,5 e Ø10 c/10,5	0,97	atende
S2	Sapata isolada	A × B = 110 × 110 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11 e Ø10 c/11	0,97	atende

Elemento	Tipo	Solução adotada	Aprov.	Situação
S3	Sapata isolada	A × B = 100 × 100 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	1,00	atende
S4	Sapata isolada	A × B = 95 × 95 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/10,5 e Ø10 c/10,5	0,97	atende
S5	Sapata isolada	A × B = 85 × 85 cm; h = 45/45 cm; Ø10 c/11 e Ø10 c/11	0,99	atende
S6	Sapata isolada	A × B = 95 × 95 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/10,5 e Ø10 c/10,5	0,97	atende
S7	Sapata isolada	A × B = 80 × 80 cm; h = 45/45 cm; Ø10 c/12 e Ø10 c/12	0,98	atende
S8	Sapata isolada	A × B = 100 × 100 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	0,97	atende
S9	Sapata isolada	A × B = 85 × 85 cm; h = 45/45 cm; Ø10 c/11 e Ø10 c/11	0,97	atende
S10	Sapata isolada	A × B = 115 × 115 cm; h = 45/30 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	0,99	atende
S11	Sapata isolada	A × B = 95 × 95 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/10,5 e Ø10 c/10,5	0,97	atende
S12	Sapata isolada	A × B = 100 × 100 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	0,97	atende
S13	Sapata isolada	A × B = 85 × 85 cm; h = 45/45 cm; Ø10 c/11 e Ø10 c/11	0,99	atende
S14	Sapata isolada	A × B = 95 × 95 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/10,5 e Ø10 c/10,5	0,97	atende
S15	Sapata isolada	A × B = 85 × 85 cm; h = 45/45 cm; Ø10 c/11 e Ø10 c/11	0,97	atende
S16	Sapata isolada	A × B = 100 × 100 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	1,00	atende
S17	Sapata isolada	A × B = 90 × 90 cm; h = 55/45 cm; Ø12,5 c/13,5 e Ø12,5 c/13,5	0,96	atende
S18	Sapata isolada	A × B = 95 × 95 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/10,5 e Ø10 c/10,5	0,97	atende
S19	Sapata isolada	A × B = 100 × 100 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	0,97	atende
S20	Sapata isolada	A × B = 90 × 90 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	0,97	atende
S21	Sapata isolada	A × B = 150 × 150 cm; h = 45/25 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	0,98	atende
S22	Sapata isolada	A × B = 105 × 105 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/10,5 e Ø10 c/10,5	0,97	atende
S23	Sapata isolada	A × B = 110 × 110 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11 e Ø10 c/11	0,97	atende
S24	Sapata isolada	A × B = 90 × 90 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	0,97	atende
S25	Sapata isolada	A × B = 85 × 85 cm; h = 45/45 cm; Ø10 c/11 e Ø10 c/11	0,97	atende
S26	Sapata isolada	A × B = 100 × 100 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	0,97	atende
S27	Sapata isolada	A × B = 90 × 90 cm; h = 45/35 cm; Ø10 c/11,5 e Ø10 c/11,5	0,97	atende

Elemento	Tipo	Solução adotada	Aprov.	Situação
C1 Iluminação	Circuito elétrico	4,0 mm² (PE 4,0); disjuntor 10 A curva B; ΔV 2,69%; DR 30 mA	0,67	atende
C2 Iluminação	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 10 A curva B; ΔV 3,63%	0,91	atende
C3 Iluminação	Circuito elétrico	1,5 mm² (PE 1,5); disjuntor 10 A curva B; ΔV 3,48%	0,87	atende
C4 Iluminação	Circuito elétrico	1,5 mm² (PE 1,5); disjuntor 6 A curva B; ΔV 0,23%; DR 30 mA	0,49	atende
C5 Tomadas — ÁREA DE SERVIÇO	Circuito elétrico	4,0 mm² (PE 4,0); disjuntor 16 A curva B; ΔV 3,60%; DR 30 mA	0,90	atende
C6 Tomadas — COZINHA	Circuito elétrico	4,0 mm² (PE 4,0); disjuntor 16 A curva B; ΔV 3,23%; DR 30 mA	0,81	atende
C7 Tomadas — ÁREA GOURMET	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 16 A curva B; ΔV 3,16%; DR 30 mA	0,95	atende
C8 Tomadas de uso geral	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 16 A curva B; ΔV 3,96%; DR 30 mA	0,99	atende
C9 Tomadas de uso geral	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 16 A curva B; ΔV 3,18%	0,95	atende
C10 Tomadas de uso geral	Circuito elétrico	4,0 mm² (PE 4,0); disjuntor 13 A curva B; ΔV 2,54%	0,63	atende
C11 Tomadas de uso geral	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 6 A curva B; ΔV 1,70%	0,43	atende
C12 Tomadas de uso geral	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 6 A curva B; ΔV 2,14%; DR 30 mA	0,54	atende
C13 Tomadas — COZINHA	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 6 A curva B; ΔV 0,89%; DR 30 mA	0,36	atende
C14 Tomadas — ÁREA GOURMET	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 6 A curva B; ΔV 0,35%; DR 30 mA	0,36	atende
C15 Chuveiro elétrico 5.500 W	Circuito elétrico	6,0 mm² (PE 6,0); disjuntor 25 A curva B; ΔV 1,26%; DR 30 mA	0,87	atende

Elemento	Tipo	Solução adotada	Aprov.	Situação
C16 Chuveiro elétrico 5.500 W	Circuito elétrico	6,0 mm² (PE 6,0); disjuntor 25 A curva B; ΔV 1,26%; DR 30 mA	0,87	atende
C17 Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 10 A curva B; ΔV 0,97%; DR 30 mA	0,60	atende
C18 Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 10 A curva B; ΔV 1,67%; DR 30 mA	0,60	atende
C19 Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 10 A curva B; ΔV 0,70%; DR 30 mA	0,60	atende
C20 Ar-condicionado hi-wall 12.000 BTU/h	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 6 A curva B; ΔV 0,42%; DR 30 mA	0,25	atende
C21 Ar-condicionado hi-wall 12.000 BTU/h	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 6 A curva B; ΔV 0,46%; DR 30 mA	0,36	atende
C22 Ar-condicionado hi-wall 9.000 BTU/h	Circuito elétrico	2,5 mm² (PE 2,5); disjuntor 6 A curva B; ΔV 0,46%; DR 30 mA	0,36	atende
AF-1 barrilete e coluna	Água fria	DE 32 mm; Q = 0,25 L/s; v = 0,41 m/s; pressão final 1,66 m.c.a.	0,30	atende
AF-2 barrilete e coluna	Água fria	DE 25 mm; Q = 0,43 L/s; v = 1,19 m/s; pressão final 1,83 m.c.a.	0,40	atende
AF-3 barrilete e coluna	Água fria	DE 32 mm; Q = 0,25 L/s; v = 0,41 m/s; pressão final 1,74 m.c.a.	0,29	atende
AF-4 barrilete e coluna	Água fria	DE 25 mm; Q = 0,25 L/s; v = 0,68 m/s; pressão final 1,24 m.c.a.	0,40	atende
AF-5 barrilete e coluna	Água fria	DE 25 mm; Q = 0,34 L/s; v = 0,93 m/s; pressão final 1,42 m.c.a.	0,35	atende
Coletor predial	Esgoto sanitário	Coletor DN 100; 37,0 UHC	0,21	atende
Calha mais carregada (Telhado da casa)	Águas pluviais	Q = 554 L/min; calha 15×7 cm; 3 condutor(es) DN 100; horizontal DN 150	0,81	atende

Elemento	Tipo	Solução adotada	Aprov.	Situação
SPDA da obra	SPDA — análise de risco	R1 = 3,33×10⁻⁷; F = 0,28/ano; sem SPDA e DPS coordenados de nível III ou IV	0,28	atende
QUARTO 1	Carga térmica (climatização)	2.467 W no pico (15 h); 9.260 BTU/h com segurança; 1 × hi-wall de 12.000 BTU/h	0,77	atende
QUARTO 2	Carga térmica (climatização)	2.367 W no pico (15 h); 8.885 BTU/h com segurança; 1 × hi-wall de 9.000 BTU/h	0,99	atende
SALA DE ESTAR	Carga térmica (climatização)	4.411 W no pico (15 h); 16.556 BTU/h com segurança; 1 × hi-wall de 18.000 BTU/h	0,92	atende
SALA DE JANTAR	Carga térmica (climatização)	3.916 W no pico (15 h); 14.697 BTU/h com segurança; 1 × hi-wall de 18.000 BTU/h	0,82	atende
SALA DE TV	Carga térmica (climatização)	3.016 W no pico (15 h); 11.320 BTU/h com segurança; 1 × hi-wall de 12.000 BTU/h	0,94	atende
SUÍTE CASAL	Carga térmica (climatização)	3.364 W no pico (15 h); 12.624 BTU/h com segurança; 1 × hi-wall de 18.000 BTU/h	0,70	atende
Quadro de telecom	Distribuidor de telecom (rack, PoE e CFTV)	21 portas: 1 patch panel de 24, 1 switch de 24 portas PoE (100 W), gravador de 4 canais, no-break de 600 VA	0,88	atende
Rede primária	Trecho de rede de gás	0,774 m³/h; ΔP 0,009 kPa (acumulada 0,009 de 45,00 kPa); 0,60 m/s	0,03	atende
Trecho A-FG1	Trecho de rede de gás	0,387 m³/h; ΔP 0,027 kPa (acumulada 0,027 de 0,28 kPa); 0,72 m/s	0,09	atende
Trecho A-FG2	Trecho de rede de gás	0,387 m³/h; ΔP 0,029 kPa (acumulada 0,029 de 0,28 kPa); 0,72 m/s	0,10	atende

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Aprov.: maior relação entre solicitação e resistência (ou limite) entre as verificações.

4 LANÇAMENTO ESTRUTURAL

A estrutura foi lançada sobre as plantas de arquitetura de cada nível: pilares marcados na planta, vigas entre os pilares e lajes nos painéis fechados pelas vigas. As cargas seguem o caminho laje → viga → pilar → fundação, calculado nível a nível, do topo para a base (concreto armado).

4.1 NÍVEIS

Tabela 3 – Níveis do lançamento

Nível	Cota (m)	Altura (m)	Uso das lajes	Revest. (kN/m²)	Paredes nas vigas
Baldrame	0,00	—	Residencial: dormitórios, salas, cozinha e banheiros (1,5 kN/m²)	1,00	sim
Cobertura	+2,80	2,80	Cobertura com acesso só para manutenção (1,0 kN/m²)	1,30	não

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Cargas de uso conforme NBR 6120:2019, Tabela 10; paredes com 1,90 kN/m² (Tabela 2).

4.2 CRITÉRIOS DE CÁLCULO

a) Cargas: peso próprio do concreto 25 kN/m³; revestimentos por nível; paredes 1,90 kN/m² × altura (NBR 6120:2019, Tabela 2); sobrecargas de uso da Tabela 10 da NBR 6120:2019 por laje.

b) Combinação última normal com γ_f = 1,4 (concreto) ou 1,4G + 1,5Q (aço); deslocamentos com a combinação quase permanente e fluência (concreto).

c) Lajes maciças: placa elástica com bordas contínuas engastadas quando a laje vizinha também é maciça (a borda comum usa o maior momento negativo, NBR 6118 14.7.6.2); reações pelas charneiras (14.7.6.1).

d) Lajes treliçadas: armadas na direção das vigotas, biapoiadas; cada vigota descarrega nas duas vigas que ela cruza (vale também para contornos não retangulares); mesa colaborante limitada a 0,1·l de cada lado e armadura mínima de 0,15% da seção T.

e) Vigas de concreto: vigas contínuas sobre os pilares e as vigas de apoio (modelo clássico da NBR 6118, 14.6.7.1), com alternância da sobrecarga; viga apoiada em viga descarrega como carga concentrada. Flecha após as paredes = flecha total menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, calculada diretamente.

f) Pilares de concreto: pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90), momentos das ligações com as vigas pela rigidez relativa (14.6.7.1; nos pilares internos, com a sobrecarga de um lado só; balanços transmitem o momento inteiro) e momento mínimo; seção aumentada automaticamente quando não atende. Nível sem vigas chegando ao pilar não o trava: o comprimento de flambagem cresce.

g) Pilar que nasce em viga entra como carga concentrada nela; pilar que nasce sobre outro pilar (mudança de seção) descarrega direto nele.

h) Fundações (NBR 6122:2019): com a sondagem SPT, o Engenna dimensiona sapatas (tensão admissível 0,02·Ñ MPa no bulbo de 2B; associadas quando se sobrepõem; de divisa com viga-alavanca), radier (grelha sobre molas de

Winkler), estacas de cada tipo com blocos (Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, FS = 2 e fatores ξ; bielas de Blévot) e tubulões (σ ≈ N/30 MPa na base), compara volumes e custo estimado e adota a solução escolhida (ou a mais econômica). Sem sondagem, sapatas pela tensão admissível informada, com a carga característica total do pilar e metade do momento que a viga baldrame transmite ao pescoço.

i) **Não considerados nesta versão**: ações do vento e estabilidade global (γ_z), lajes em balanço e lajes lisas (sem vigas), escadas e reservatórios, recalques e efeito de grupo das estacas, atrito negativo (só avisado), contraventamento de estruturas de aço.

4.3 CARGAS NA FUNDAÇÃO

Tabela 4 – Cargas características na fundação

Pilar	Seção	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_k (kN)
P1	20 × 20 cm	61,9	7,2	69,2
P2	20 × 20 cm	138,6	14,8	153,4
P3	20 × 20 cm	110,2	12,8	123,0
P4	20 × 20 cm	85,2	10,7	96,0
P5	20 × 20 cm	64,1	7,2	71,2
P6	20 × 20 cm	93,3	9,2	102,5
P7	20 × 20 cm	39,9	3,1	43,0
P8	20 × 20 cm	115,6	15,0	130,6
P9	20 × 20 cm	64,9	7,0	71,9
P10	20 × 20 cm	154,3	22,7	177,0
P11	20 × 20 cm	84,4	10,6	95,1
P12	20 × 20 cm	90,5	13,3	103,7
P13	20 × 20 cm	67,4	10,2	77,7
P14	20 × 20 cm	78,2	12,0	90,1
P15	20 × 20 cm	67,0	19,5	86,5
P16	20 × 20 cm	110,5	14,8	125,3
P17	20 × 20 cm	56,9	5,9	62,8
P18	20 × 20 cm	76,2	20,0	96,2
P19	20 × 20 cm	103,1	12,3	115,4
P20	20 × 20 cm	65,2	8,9	74,1
P21	20 × 20 cm	16,2	2,9	19,0
P22	20 × 20 cm	110,9	12,6	123,5
P23	20 × 20 cm	123,7	13,5	137,3
P24	20 × 20 cm	75,4	10,3	85,6

Pilar	Seção	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_k (kN)
P25	20 × 20 cm	55,6	7,6	63,1
P26	20 × 20 cm	100,5	11,7	112,1
P27	20 × 20 cm	54,0	4,7	58,8

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Inclui o peso próprio dos pilares; N_Q soma os máximos com alternância da sobrecarga.

4.4 SONDAGEM E SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO

O subsolo foi caracterizado por uma sondagem à percussão (SPT, NBR 6484): SP-01 até 10,00 m (sem nível d'água). Sem a posição dos furos, as fundações diretas e os tubulões usaram a sondagem mais desfavorável.

Tabela 5 – Perfil da sondagem SP-01

Prof. (m)	N_{SPT}	Solo
1,00	4	Aterro
2,00	6	Argila siltosa
3,00	9	Argila siltosa
4,00	12	Argila siltoarenosa
5,00	15	Silte argiloso
6,00	19	Silte arenoso
7,00	24	Silte arenoso
8,00	31	Silte arenoso
9,00	40	Silte arenoso
10,00	60	Silte arenoso

Fonte: laudo de sondagem (2026), lançado no Engenna.

Critérios: fundação direta com $\sigma_{adm} = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa ($\bar{N}$ médio no bulbo até 2B abaixo da base, $5 \le \bar{N} \le 20$) e sapatas rígidas (NBR 6118 22.6); estacas pelos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978/1996), adotando o menor dos dois, com fator de segurança global 2,0 sobre a resistência característica com os fatores ξ da NBR 6122:2019, parcela de ponta limitada conforme o tipo e carga estrutural pela Tabela 4 da NBR 6122 ou pelo catálogo típico, com no máximo 2 diâmetros de cada tipo de estaca na obra (a combinação de menor custo); blocos pelas bielas de Blévot (2 a 4 estacas) e pelo CEB-70 (5 ou mais); tubulões com $\sigma \approx N/30$ MPa na base, cone a 60° com até 1,8 m e fuste com Ø ≥ 90 cm (NR-18); radier como grelha sobre molas de Winkler (tração não transmitida ao solo), com punção pela NBR 6118 19.5.

Tabela 6 – Comparação das soluções de fundação

Solução	Situação	Concreto (m³)	Aço (kg)	Estacas (m)	Custo estimado (R$)
Sapatas (adotada)	viável	10,4	456	—	22.993
Estacas escavadas mecanicamente (trado, sem fluido)	viável	4,9	311	166	27.810
Estacas Strauss	viável	4,9	311	166	30.001
Estacas pré-moldadas de concreto (cravadas)	viável	4,1	288	139	32.008
Estacas broca (trado manual)	viável	9,9	559	234	37.658
Estacas hélice contínua monitorada	viável	5,9	333	162	45.716
Tubulões a céu aberto	viável	37,8	1.366	—	60.700
Radier	Não indicado: as sapatas ocupam só 9% da projeção (radier compensa acima de cerca de 50%).	—	—	—	—

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Custos com preços de referência para comparação (sem BDI), não substituem o orçamento.

Solução adotada: **sapatas**, a mais econômica entre as viáveis.

4.5 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

O detalhamento das pranchas de armação segue a NBR 6118:2023: ancoragens pelo item 9.4 ($l_b = Ø/4 \cdot f_{yd}/f_{bd}$, com $\eta_1 = 2{,}25$ nas barras nervuradas e redução para 0,7 com gancho), emendas por traspasse pelo item 9.5 (α_{0t} nas barras tracionadas e l_{0c} nas barras comprimidas dos pilares), ganchos a 90° com ponta reta de 8Ø e estribos fechados com ganchos a 135° (ponta de 5Ø, mínimo 5 cm).

Nas vigas, as barras positivas são ancoradas com gancho nos apoios extremos e avançam 10Ø além da face nos apoios internos; as negativas vão até o ponto em que o diagrama de momentos decalado de a_l se anula, mais 10Ø, e ao menos 0,25 do maior vão adjacente. Nos pilares, as barras de cada lance emendam no lance de cima e os arranques partem da fundação com pé apoiado na armadura. Nas lajes maciças, há armadura mínima ($0{,}67 \cdot \rho_{mín}$) nas bordas apoiadas e armadura de canto onde duas bordas apoiadas se encontram. Barras com mais de 12 m são divididas com emendas.

Tabela 7 – Resumo do aço do detalhamento

Aço	Ø (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	Peso + 10% (kg)
CA-60	5,0	4.962,6	764,2	840,7
CA-50	6,3	2.904,9	711,7	782,9
CA-50	8,0	431,0	170,2	187,3
CA-50	10,0	2.545,0	1.570,2	1.727,3
CA-50	12,5	460,1	443,0	487,3
CA-50	16,0	87,5	138,0	151,8
CA-50	20,0	25,0	61,7	67,9
CA-50	**total**		**3.095,0**	**3.404,5**
CA-60	**total**		**764,2**	**840,7**

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Soma dos quadros de ferros das pranchas de lajes, vigas, pilares e fundações; 10% de perdas no corte e na dobra.

5 PROJETO DAS INSTALAÇÕES ELÉTRICAS

As instalações elétricas foram lançadas a partir dos 20 ambientes da arquitetura (habitação), com fornecimento trifásico em 127/220 V pela CEMIG D — ND-5.1 (edificações individuais). Resultado: 23 circuitos em 1 quadro, carga instalada de 32,79 kW e demanda de 24,65 kVA.

5.1 CRITÉRIOS DE PROJETO

a) Pontos de iluminação e tomadas de uso geral pelos mínimos da NBR 5410:2004, 9.5.2: iluminação de 100 VA até 6 m² e mais 60 VA a cada 4 m² inteiros; tomadas por ambiente conforme as alíneas a) a e) de 9.5.2.2.1, com 600 VA nas três primeiras de cozinhas, copas, áreas de serviço, lavanderias e banheiros.

b) Circuitos independentes de iluminação e de tomadas; tomadas de cozinhas, copas e áreas de serviço em circuitos exclusivos; equipamentos com corrente nominal acima de 10 A em circuito próprio (NBR 5410, 9.5.3).

c) Condutores de cobre com isolação de PVC, instalação B1, temperatura ambiente de 30 °C e fator de agrupamento pelo número real de circuitos em cada eletroduto (até 3); seções mínimas de 1,5 mm² (iluminação) e 2,5 mm² (tomadas); queda de tensão máxima de 4,0% nos circuitos terminais e de 1,0% nos alimentadores.

d) Dispositivo diferencial residual de 30 mA nos circuitos que servem locais com chuveiro ou banheira, cozinhas, áreas de serviço, garagens e áreas externas (NBR 5410, 5.1.3.2.2), e protetores contra surtos classe II no quadro (6.3.5).

e) Espaço de reserva nos quadros conforme a NBR 5410, 6.5.4.7; fases equilibradas pela maior carga na fase menos carregada.

f) Eletrodutos de PVC embutidos (corrugado reforçado na laje e no piso, leve nas paredes), saindo do quadro pela laje até as caixas de teto e descendo pelas paredes até interruptores e tomadas; no máximo 3 circuitos por eletroduto; diâmetro pela taxa máxima de ocupação da NBR 5410, 6.2.11.1.6 (53% com um condutor, 31% com dois e 40% com três ou mais), mínimo DN 20; caixas de passagem em trechos acima de 15 m, descontados 3 m por curva.

g) Condutores identificados por cor (NBR 5410, 6.1.5.3): neutro azul-claro e proteção verde-amarelo; comprimento de cada circuito medido pelo percurso dos eletrodutos, com as descidas.

h) Demanda e padrão de entrada conforme a norma da concessionária (CEMIG D — ND-5.1 (edificações individuais)); o padrão foi pré-dimensionado pela corrente de demanda e deve ser conferido na tabela da concessionária.

5.2 PREVISÃO DE CARGAS POR AMBIENTE

Tabela 8 – Previsão de cargas por ambiente

Ambiente	Área (m²)	Iluminação	TUG	TUE
SALA DE ESTAR	23,91	340 VA em 2 pontos	4 (400 VA)	Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h (AC-01)
SALA DE JANTAR	18,81	280 VA em 1 ponto	4 (400 VA)	Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h (AC-02)
GARAGEM	31,64	460 VA em 2 pontos	5 (500 VA)	—
SUÍTE CASAL	19,69	280 VA em 1 ponto	4 (400 VA)	Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h (AC-03)
QUARTO 2	12,61	160 VA em 1 ponto	3 (300 VA)	Ar-condicionado hi-wall 9.000 BTU/h (AC-04)
CORREDOR	8,22	100 VA em 2 pontos	4 (400 VA)	—
HALL DE ENTRADA	6,97	100 VA em 1 ponto	3 (300 VA)	—
CIRCULAÇÃO	5,31	100 VA em 2 pontos	1 (100 VA)	—
ESCRITÓRIO	10,35	160 VA em 1 ponto	3 (300 VA)	—

Ambiente	Área (m²)	Iluminação	TUG	TUE
SALA DE TV	16,03	220 VA em 1 ponto	4 (400 VA)	Ar-condicionado hi-wall 12.000 BTU/h (AC-05)
BANHEIRO SUÍTE	7,19	100 VA em 1 ponto	1 (600 VA)	Chuveiro elétrico 5.500 W
CLOSET	6,42	100 VA em 1 ponto	3 (300 VA)	—
ÁREA DE SERVIÇO	6,43	100 VA em 1 ponto	3 (1.800 VA)	—
DEPÓSITO	4,79	100 VA em 1 ponto	1 (100 VA)	—
COZINHA	19,69	280 VA em 1 ponto	6 (2.100 VA)	—
DESPENSA	2,68	100 VA em 1 ponto	1 (100 VA)	Quadro de telecom (tomada dedicada)
LAVABO	3,52	100 VA em 1 ponto	1 (600 VA)	—
ÁREA GOURMET	17,92	220 VA em 1 ponto	5 (2.000 VA)	—
QUARTO 1	13,50	160 VA em 1 ponto	3 (300 VA)	Ar-condicionado hi-wall 12.000 BTU/h (AC-06)
BANHEIRO	7,19	100 VA em 1 ponto	1 (600 VA)	Chuveiro elétrico 5.500 W

Fonte: elaborada pelo autor (2026). TUG: tomadas de uso geral; TUE: tomadas de uso específico.

5.3 QUADRO DE CARGAS — QD

Tabela 9 – Quadro de cargas QD

Nº	Circuito	V	VA	Fases	I_B (A)	mm²	Disj. (A)	DR	ΔV (%)
1	Iluminação — ÁREA GOURMET, LAVABO, COZINHA, ÁREA DE SERVIÇO, GARAGEM, BANHEIRO SUÍTE	127	1.260	A	9,9	4,0	1P 10	30 mA	2,69
2	Iluminação — QUARTO 1, QUARTO 2, CORREDOR, CLOSET, SUÍTE CASAL, SALA DE JANTAR, DEPÓSITO	127	1.180	B	9,3	2,5	1P 10		3,63
3	Iluminação — SALA DE TV, SALA DE ESTAR, ESCRITÓRIO, HALL DE ENTRADA, CIRCULAÇÃO, DESPENSA	127	1.020	C	8,0	1,5	1P 10		3,48
4	Iluminação — BANHEIRO	127	100	B	0,8	1,5	1P 6	30 mA	0,23
5	Tomadas — ÁREA DE SERVIÇO — ÁREA DE SERVIÇO	127	1.800	B	14,2	4,0	1P 16	30 mA	3,60
6	Tomadas — COZINHA — COZINHA	127	1.800	A	14,2	4,0	1P 16	30 mA	3,23
7	Tomadas — ÁREA GOURMET — ÁREA GOURMET	127	1.800	C	14,2	2,5	1P 16	30 mA	3,16
8	Tomadas de uso geral — BANHEIRO, BANHEIRO SUÍTE, LAVABO	127	1.800	B	14,2	2,5	1P 16	30 mA	3,96
9	Tomadas de uso geral — QUARTO 1, QUARTO 2, CORREDOR, CLOSET, SUÍTE CASAL	127	1.700	A	13,4	2,5	1P 16		3,18

Nº	Circuito	V	VA	Fases	I_B (A)	mm²	Disj. (A)	DR	ΔV (%)
10	Tomadas de uso geral — SALA DE TV, SALA DE ESTAR, ESCRITÓRIO, HALL DE ENTRADA, CIRCULAÇÃO, DESPENSA	127	1.600	C	12,6	4,0	1P 13		2,54
11	Tomadas de uso geral — SALA DE JANTAR, DEPÓSITO	127	500	C	3,9	2,5	1P 6		1,70
12	Tomadas de uso geral — GARAGEM	127	500	B	3,9	2,5	1P 6	30 mA	2,14
13	Tomadas — COZINHA — COZINHA	127	300	C	2,4	2,5	1P 6	30 mA	0,89
14	Tomadas — ÁREA GOURMET — ÁREA GOURMET	127	200	A	1,6	2,5	1P 6	30 mA	0,35
15	Chuveiro elétrico 5.500 W — BANHEIRO SUÍTE	220	5.500	AB	25,0	6,0	2P 25	30 mA	1,26
16	Chuveiro elétrico 5.500 W — BANHEIRO	220	5.500	BC	25,0	6,0	2P 25	30 mA	1,26
17	Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h (AC-01) — SALA DE ESTAR	220	1.900	CA	8,6	2,5	2P 16	30 mA	0,97
18	Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h (AC-02) — SALA DE JANTAR	220	1.900	CA	8,6	2,5	2P 16	30 mA	1,67
19	Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h (AC-03) — SUÍTE CASAL	220	1.900	CA	8,6	2,5	2P 16	30 mA	0,70
20	Ar-condicionado hi-wall 12.000 BTU/h (AC-05) — SALA DE TV	220	1.267	BC	5,8	2,5	2P 16	30 mA	0,42
21	Ar-condicionado hi-wall 12.000 BTU/h (AC-06) — QUARTO 1	220	1.267	CA	5,8	2,5	2P 16	30 mA	0,46
22	Ar-condicionado hi-wall 9.000 BTU/h (AC-04) — QUARTO 2	220	956	AB	4,3	2,5	2P 10	30 mA	0,46
23	Quadro de telecom (tomada dedicada) — DESPENSA	127	400	A	3,1	2,5	1P 6		0,75
	Total		**36.150**						

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Disjuntor geral 3P 70 A; DPS classe II 20 kA (4 polos, $U_c \geq 175$ V); reserva para 4 circuitos; caixa de 96 módulos DIN; alimentador de 35,0 mm² desde o padrão de entrada (31 m, ΔV 0,99%). Desequilíbrio entre fases de 0%.

5.4 ELETRODUTOS E FIAÇÃO

A rede tem 113 trechos de eletroduto (486 m). Cada circuito foi redimensionado pelo comprimento do seu percurso nos eletrodutos e pelo número de circuitos que dividem o mesmo eletroduto (fator de agrupamento da NBR 5410). A fiação de cada trecho está nas plantas: fase, neutro, retorno (com a letra do comando) e proteção.

Tabela 10 – Circuitos pelo percurso dos eletrodutos

Circuito	Descrição	Comprimento (m)	Circuitos agrupados	Seção (mm²)	ΔV (%)
1	Iluminação	31	3	4,0	2,69
2	Iluminação	28	3	2,5	3,63
3	Iluminação	19	3	1,5	3,48
4	Iluminação	13	3	1,5	0,23
5	Tomadas — ÁREA DE SERVIÇO	29	3	4,0	3,60
6	Tomadas — COZINHA	26	3	4,0	3,23
7	Tomadas — ÁREA GOURMET	16	3	2,5	3,16
8	Tomadas de uso geral	20	3	2,5	3,96
9	Tomadas de uso geral	17	3	2,5	3,18
10	Tomadas de uso geral	23	3	4,0	2,54
11	Tomadas de uso geral	31	3	2,5	1,70
12	Tomadas de uso geral	39	3	2,5	2,14
13	Tomadas — COZINHA	27	3	2,5	0,89
14	Tomadas — ÁREA GOURMET	16	3	2,5	0,35
15	Chuveiro elétrico 5.500 W	15	3	6,0	1,26
16	Chuveiro elétrico 5.500 W	15	3	6,0	1,26
17	Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h (AC-01)	14	3	2,5	0,97
18	Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h (AC-02)	24	3	2,5	1,67
19	Ar-condicionado hi-wall 18.000 BTU/h (AC-03)	10	3	2,5	0,70
20	Ar-condicionado hi-wall 12.000 BTU/h (AC-05)	9	2	2,5	0,42
21	Ar-condicionado hi-wall 12.000 BTU/h (AC-06)	10	3	2,5	0,46
22	Ar-condicionado hi-wall 9.000 BTU/h (AC-04)	13	3	2,5	0,46
23	Quadro de telecom (tomada dedicada)	17	3	2,5	0,75

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Comprimento = percurso na planta, descidas e subidas, mais 5% e 1 m de ligações.

Tabela 11 – Eletrodutos e condutores

Material	Quantidade
Eletroduto de PVC corrugado leve DN 20 (1/2")	5 m
Eletroduto de PVC corrugado reforçado DN 20 (1/2")	373 m
Eletroduto de PVC corrugado reforçado DN 25 (3/4")	117 m
Eletroduto de PVC corrugado reforçado DN 32 (1")	17 m
Eletroduto de PVC rígido roscável DN 50 (1 1/2") (alimentadores)	33 m
Cabo de cobre 1,5 mm² 450/750 V — fase	64 m
Cabo de cobre 1,5 mm² 450/750 V — neutro (azul-claro)	39 m
Cabo de cobre 1,5 mm² 450/750 V — retorno	36 m
Cabo de cobre 1,5 mm² 450/750 V — proteção (verde-amarelo)	39 m

Material	Quantidade
Cabo de cobre 2,5 mm² 450/750 V — fase	581 m
Cabo de cobre 2,5 mm² 450/750 V — neutro (azul-claro)	404 m
Cabo de cobre 2,5 mm² 450/750 V — retorno	38 m
Cabo de cobre 2,5 mm² 450/750 V — proteção (verde-amarelo)	480 m
Cabo de cobre 4,0 mm² 450/750 V — fase	238 m
Cabo de cobre 4,0 mm² 450/750 V — neutro (azul-claro)	215 m
Cabo de cobre 4,0 mm² 450/750 V — retorno	32 m
Cabo de cobre 4,0 mm² 450/750 V — proteção (verde-amarelo)	215 m
Cabo de cobre 6,0 mm² 450/750 V — fase	60 m
Cabo de cobre 6,0 mm² 450/750 V — proteção (verde-amarelo)	30 m
Caixa octogonal 4" × 4" (laje)	24 un
Caixa 4" × 2" (parede)	89 un

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Quantidades levantadas trecho a trecho, com sobras de 20 cm por caixa e 5% de perdas nos eletrodutos.

5.5 DEMANDA E ENTRADA DE ENERGIA

Tabela 12 – Cálculo da demanda

Cargas	Instalada (kW)	Fator	Demanda (kW)
Iluminação e tomadas de uso geral	13,16	0,24	3,16
Aquecimento (2 aparelhos)	11,00	1,00	11,00
Ar-condicionado (100%)	8,27	1,00	8,27
Demais equipamentos (70%)	0,36	0,70	0,25
Total	**32,79**		**22,68 kW (24,65 kVA)**

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Fator de potência 0,92 na conversão para kVA.

Tabela 13 – Padrão de entrada

Item	Valor
Concessionária e norma	CEMIG D — ND-5.1 (edificações individuais)
Fornecimento	trifásico (127/220 V)
Corrente de demanda	64,7 A
Categoria	a definir pela tabela da concessionária
Disjuntor geral	70 A
Condutores (fase e neutro)	50 mm² (cobre)
Condutor de aterramento	25 mm²

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

5.6 OBSERVAÇÕES

a) Padrão de entrada pré-dimensionado pela corrente de demanda: confira a categoria, o disjuntor e os condutores da ND-5.1 da CEMIG vigente.

b) Fatores de demanda gerais (a conferir com a norma da concessionária): habitação pela carga de iluminação e tomadas.

6 PROJETO DAS INSTALAÇÕES HIDROSSANITÁRIAS

As instalações de água fria, esgoto sanitário e águas pluviais foram lançadas a partir dos ambientes da arquitetura: 13 pontos de utilização em 7 cômodos, reunidos em 5 prumadas. O abastecimento é indireto, por gravidade, a partir do reservatório superior com fundo na cota 4,30 m; chuveiros elétricos. População de projeto: 6 pessoas; consumo diário de 0,90 m³.

6.1 CRITÉRIOS DE PROJETO

a) Aparelhos por ambiente conforme o uso de cada cômodo; bacias sanitárias com caixa acoplada.

b) Água fria (NBR 5626:2020): vazões pelo método dos pesos relativos, Q = 0,3·√ΣP; tubos de PVC soldável; perda de carga por Fair-Whipple-Hsiao, com 25% do comprimento real para as conexões; velocidade máxima de 3,0 m/s; pressões dinâmicas mínimas de 10 kPa nos pontos de utilização, 5 kPa nas caixas de descarga e 15 kPa nas válvulas de descarga.

c) Reservação: 150 L/pessoa·dia × 1,0 dia; reservatórios acima de 4.000 L em duas células.

d) Esgoto sanitário (NBR 8160:1999): unidades Hunter de contribuição (Tabela 3), ramais (Tabela 5), tubos de queda (Tabela 6), subcoletores e coletor predial com 1% de declividade (Tabela 7), ventilação (Tabela 8), caixas de inspeção a no máximo 25 m entre si e caixa de gordura conforme o número de cozinhas.

e) Águas pluviais (NBR 10844:1989): chuva de Belo Horizonte/MG, período de retorno de 5 anos (I = 227 mm/h); calhas retangulares de chapa galvanizada e condutores verticais do projeto de cobertura, com as áreas de contribuição de cada pano (Manning, n = 0,011; i = 0,5%) e condutores horizontais pela Tabela 4.

6.2 APARELHOS POR AMBIENTE

Tabela 14 – Aparelhos sanitários por ambiente

Ambiente	Aparelhos	ΣP	UHC
GARAGEM	1 × torneira de lavagem	0,4	0,0
BANHEIRO SUÍTE	1 × chuveiro; 1 × bacia sanitária; 1 × lavatório	0,7	9,0
ÁREA DE SERVIÇO	1 × tanque; 1 × máquina de lavar roupa	1,7	6,0
COZINHA	1 × pia de cozinha	0,7	3,0
LAVABO	1 × bacia sanitária; 1 × lavatório	0,6	7,0
ÁREA GOURMET	1 × pia de cozinha	0,7	3,0
BANHEIRO	1 × chuveiro; 1 × bacia sanitária; 1 × lavatório	0,7	9,0

Fonte: elaborada pelo autor (2026). ΣP: soma dos pesos relativos (água fria); UHC: unidades Hunter de contribuição.

6.3 ÁGUA FRIA — BARRILETE, COLUNAS E RAMAIS

Tabela 15 – Dimensionamento dos trechos de água fria

Trecho	ΣP	Q (L/s)	DE (mm)	v (m/s)	L (m)	h_f (m)
Barrilete — saída do reservatório	5,5	0,70	25	1,92	1,3	0,35
Barrilete — AF-1	0,7	0,25	32	0,41	31,1	0,42
AF-1 — até Térreo	0,7	0,25	25	0,68	1,8	0,08
Ramal — BANHEIRO SUÍTE	0,7	0,25	25	0,68	4,4	0,19
Barrilete — AF-2	2,1	0,43	25	1,19	0,5	0,06
AF-2 — até Térreo	2,1	0,43	25	1,19	1,8	0,21
Ramal — GARAGEM	0,4	0,19	25	0,52	3,3	0,09
Ramal — ÁREA DE SERVIÇO	1,7	0,39	25	1,07	4,1	0,40
Barrilete — AF-3	0,7	0,25	32	0,41	25,1	0,34
AF-3 — até Térreo	0,7	0,25	25	0,68	1,8	0,08
Ramal — BANHEIRO	0,7	0,25	25	0,68	3,6	0,16
Barrilete — AF-4	0,7	0,25	25	0,68	17,7	0,78
AF-4 — até Térreo	0,7	0,25	25	0,68	1,8	0,08
Ramal — ÁREA GOURMET	0,7	0,25	20	1,11	0,5	0,07
Barrilete — AF-5	1,3	0,34	25	0,93	7,1	0,54
AF-5 — até Térreo	1,3	0,34	25	0,93	1,8	0,14
Ramal — COZINHA	0,7	0,25	20	1,11	0,5	0,07
Ramal — LAVABO	0,6	0,23	20	1,02	4,5	0,54

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Ponto mais desfavorável: chuveiro, com pressão dinâmica de 1,13 m.c.a. (mínimo 1,0 m.c.a.).

6.4 RESERVAÇÃO E ALIMENTAÇÃO

Tabela 16 – Reservação, alimentador e hidrômetro

Item	Valor
População de projeto	6 pessoas (2 pessoas por dormitório (3 dormitórios))

Item	Valor
Consumo diário	900 L
Reserva técnica de incêndio	não exigida
Reservatório superior	900 L (1 × 1.000 L)
Reservatório inferior	não previsto
Alimentador predial	DE 25 (10,4 mL/s)
Hidrômetro	Qn 0,75 m³/h (a confirmar com a concessionária)

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

6.5 ESGOTO SANITÁRIO E VENTILAÇÃO

Tabela 17 – Ramais de esgoto e ventilação

Ambiente	UHC	Ramal	Caixas sifonadas	Ventilação
BANHEIRO SUÍTE	9,0	DN 100	1	DN 50
ÁREA DE SERVIÇO	6,0	DN 50	1	DN 40
COZINHA	3,0	DN 50	—	DN 40
LAVABO	7,0	DN 100	1	DN 50
ÁREA GOURMET	3,0	DN 50	—	DN 40
BANHEIRO	9,0	DN 100	1	DN 50

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Coletor predial DN 100 (37 UHC); 6 caixas de inspeção; Caixa de gordura simples (Ø 40 cm, 31 L).

6.6 ÁGUAS PLUVIAIS

Área de contribuição de 375,9 m², somada pano a pano no projeto de cobertura (1 telhado, Telha cerâmica de encaixe (romana/portuguesa) (35%)); vazão de projeto Q = I·A/60 = 1.460 L/min, recolhida por 4 calhas retangulares de chapa galvanizada (até 50 cm de desenvolvimento) e escoada por 8 condutores verticais DN 100 e condutor horizontal DN 200.

7 PROJETO DE PROTEÇÃO CONTRA DESCARGAS ATMOSFÉRICAS (SPDA)

Projeto conforme a NBR 5419:2026 (partes 1 a 4). A cobertura, as dimensões e a altura saem dos ambientes do modelo: 25,48 × 10,30 m em planta, altura de 3,30 m e 1 pavimento. Densidade de descargas atmosféricas para a terra N_G = 16,0 descargas/km²/ano (Anexo F da NBR 5419-2).

7.1 ANÁLISE DE RISCO (NBR 5419-2)

Área de exposição equivalente $A_D = L \cdot W + 2 \cdot (3H) \cdot (L + W) + \pi \cdot (3H)^2 = 1.279$ m² e fator de localização $C_D = 0{,}50$ (cercada por objetos da mesma altura ou mais baixos): $N_D = N_G \cdot A_D \cdot C_D \cdot 10^{-6} = 0{,}0102$ eventos por ano. Linhas que entram na estrutura: energia aérea ($N_L = 0{,}0640$ e $N_I = 6{,}40$ por ano); telecomunicações aérea ($N_L = 0{,}0640$ e $N_I = 6{,}40$ por ano). Perdas de vida humana $L_A = 1{,}00\times10^{-5}$ e $L_B = 1{,}00\times10^{-5}$ ($r_p = 1{,}0$, $r_f = 1{,}00\times10^{-3}$, $h_z = 1$, $L_F = 0{,}01$, $r_s = 1{,}00$).

Tabela 18 – Componentes de risco

Componente	Sem proteção	Com as medidas adotadas
R_A — choque, descarga na estrutura	$1{,}02\times10^{-7}$	$1{,}02\times10^{-7}$
R_B — danos físicos, descarga na estrutura	$1{,}02\times10^{-7}$	$1{,}02\times10^{-7}$
R_U — choque, descarga na linha	$1{,}28\times10^{-6}$	$6{,}40\times10^{-8}$
R_V — danos físicos, descarga na linha	$1{,}28\times10^{-6}$	$6{,}40\times10^{-8}$
R1 (tolerável $R_T = 10^{-5}$)	**$2{,}76\times10^{-6}$**	**$3{,}33\times10^{-7}$**
F — frequência de danos (tolerável $F_T = 1{,}0$ por ano)	**5,481**	**0,284**

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Estrutura tratada como zona única, com linhas sem blindagem.

Medidas de proteção adotadas: **SPDA externo dispensado pela análise de risco** e **DPS coordenados para NP III ou IV**. Com elas, R1 fica abaixo do risco tolerável e a frequência de danos F abaixo de F_T.

7.2 EQUIPOTENCIALIZAÇÃO E DPS (NBR 5419-4)

a) Equipotencialização principal no BEP da instalação elétrica (NBR 5410), com as massas e as tubulações metálicas.

b) DPS classe I na entrada de energia: 4 polos, $I_{imp} \geq 12{,}5$ kA (10/350 µs) por polo, $U_c \geq 175$ V e $U_p \leq 2{,}5$ kV.

c) DPS classe II nos quadros de distribuição: 4 polos por quadro, $I_n \geq 20$ kA (8/20 µs), $U_c \geq 175$ V e $U_p \leq 1{,}5$ kV, coordenados com os de classe I.

d) DPS de sinal na entrada da linha de telecomunicações.

7.3 INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

Inspeção visual e completa das medidas de proteção a cada 3 anos, e sempre depois de reformas, ampliações ou de descarga atmosférica na estrutura, com

medição da continuidade das armaduras e dos condutores e registro no relatório de inspeção.

8 PROJETO DE CLIMATIZAÇÃO

Climatização por aparelhos split hi-wall inverter em 6 ambientes, com 6 aparelhos e 87.000 BTU/h instalados (7,3 TR). A carga térmica foi calculada hora a hora no dia de projeto (NBR 16401-1): paredes e cobertura pela temperatura sol-ar e pela resposta periódica de cada construção (ISO 13786 com a NBR 15220-3), janelas pela condução e pelo ganho solar de céu claro, lajes e paredes com ambientes não climatizados, pessoas, iluminação, equipamentos e ar exterior. A carga de cada ambiente é a maior soma horária das parcelas. O memorial de cálculo, o memorial descritivo e o PMOC da climatização são emitidos em documentos próprios.

8.1 PARÂMETROS GERAIS

- Localização: Uberlândia/MG.
- Temperatura de bulbo seco externa: 33,0 °C (frequência anual de 1%).
- Temperatura de bulbo úmido externa (coincidente): 21,6 °C.
- Temperatura de conforto interna: 24,0 °C, com 50% de umidade relativa.
- Amplitude térmica diária: 10,3 K; latitude 18,91° S; altitude 875 m; mês de projeto (mais quente): outubro.
- Fonte dos dados climáticos: Normais Climatológicas do INMET 1981–2010, estação UBERLANDIA (83527), a 2 km. Critério: TBS de projeto de 1% (≈ 88 h/ano acima) estimada pela distribuição das temperaturas máximas diárias das Normais Climatológicas do INMET 1981–2010 (médias mensais e números de dias com máxima ≥ 25, 30, 35 e 40 °C); TBU coincidente pelo ponto de orvalho médio do mês mais quente menos 1 °C; amplitude diária igual a 0,85 × (média das máximas − média das mínimas) do mês mais quente; valores interpolados de 4 estações do INMET (pesos pelo inverso do quadrado da distância, a mais próxima é UBERLANDIA, a 2 km) com correção de altitude de 0,6 °C por 100 m.

- Horário de cálculo: de 8 h às 22 h (hora solar), com o pico de cada ambiente na maior soma horária das parcelas.
- Fator de segurança sobre a carga de pico: 10%.
- Paredes externas: tijolo cerâmico 6 furos, 14 cm, rebocado, com U = 2,48 W/m².K e cor média.
- Paredes internas (divisas com ambientes não climatizados): tijolo cerâmico 6 furos, 14 cm, rebocado, com U = 2,48 W/m².K.
- Cobertura: telha cerâmica + laje mista 12 cm, com U = 1,92 W/m².K; lajes entre pavimentos com U = 2,30 W/m².K.
- Janelas: vidro simples incolor 4 mm, com U = 5,75 W/m².K; sem proteção.
- Iluminação: potência das luminárias do projeto elétrico de cada ambiente.
- Equipamentos: conforme o uso de cada ambiente (ou o valor informado no projeto).
- Insolação: conforme a orientação das fachadas na planta (norte a 0° do eixo vertical do desenho).
- População: conforme o projeto arquitetônico (ocupação informada) ou a densidade de ocupação do uso.

8.2 NOTAS GERAIS

- Nas habitações, o ar exterior entra por infiltração pelas esquadrias (0,5 renovação por hora na carga térmica).
- A vazão de ar exterior segue infiltração de 0,5 renovação por hora.
- Todos os equipamentos devem possuir direcionadores de ar ajustados para o teto e ser instalados conforme o manual do fabricante.

8.3 CARGA TÉRMICA POR AMBIENTE

8.3.1 SALA DE ESTAR

- Tamanho: 23,91 m².
- Pé-direito: 2,68 m (volume de 64,1 m³).

- Ocupação: 6 pessoas.
- Fachadas: N com 0,15 m; O com 0,15 m; S com 4,25 m (4,20 m² de janelas).

Carga térmica (pico às 15 h):

- Parede externa:.....193 W
- Teto:.....1.887 W
- Janelas:.....613 W
- Piso:.....0 W
- Parede interna:.....260 W
- Iluminação:.....340 W
- Equipamentos elétricos:.....250 W
- Pessoas (sensível / latente):.....420 W / 270 W
- Ar exterior (sensível / latente):.....99 W / 79 W

Total = 4,4 kW / 15.050 BTU/h (sensível 4.062 W e latente 349 W); com o fator de segurança de 10%: **16.555 BTU/h** (1,38 TR).

Equipamentos:

- Tipo de sistema: ar-condicionado tipo split hi-wall inverter.
- Quantidade de unidades: 1 unidade de 18.000 BTU/h.
- Equipamento de referência: Split hi-wall inverter 18.000 BTU/h, R-32, quente/frio, 220 V monofásico.
- Identificação: AC-01.

Renovação do ar:

- Vazão de ar exterior necessária: 32 m³/h (0,5 trocas por hora).
- Equipamento extra para renovação de ar: Não (habitação: infiltração pelas esquadrias).

8.3.2 SALA DE JANTAR

- Tamanho: 18,81 m².
- Pé-direito: 2,68 m (volume de 50,4 m³).
- Ocupação: 5 pessoas.
- Fachadas: N com 4,25 m (3,60 m² de janelas); O com 0,15 m; S com 0,15 m.

Carga térmica (pico às 15 h):

- Parede externa:.....255 W
- Teto:.....1.484 W
- Janelas:.....543 W
- Piso:.....0 W
- Parede interna:.....389 W
- Iluminação:.....280 W
- Equipamentos elétricos:.....250 W

- Pessoas (sensível / latente):.....350 W / 225 W
- Ar exterior (sensível / latente):.....77 W / 62 W

Total = 3,9 kW / 13.360 BTU/h (sensível 3.628 W e latente 287 W); com o fator de segurança de 10%: **14.696 BTU/h** (1,22 TR).

Equipamentos:

- Tipo de sistema: ar-condicionado tipo split hi-wall inverter.
- Quantidade de unidades: 1 unidade de 18.000 BTU/h.
- Equipamento de referência: Split hi-wall inverter 18.000 BTU/h, R-32, quente/frio, 220 V monofásico.
- Identificação: AC-02.

Renovação do ar:

- Vazão de ar exterior necessária: 25 m³/h (0,5 trocas por hora).
- Equipamento extra para renovação de ar: Não (habitação: infiltração pelas esquadrias).

8.3.3 SUÍTE CASAL

- Tamanho: 19,69 m².
- Pé-direito: 2,68 m (volume de 52,8 m³).
- Ocupação: 2 pessoas.
- Fachadas: S com 4,45 m (3,60 m² de janelas).

Carga térmica (pico às 15 h):

- Parede externa:.....194 W
- Teto:.....1.554 W
- Janelas:.....526 W
- Piso:.....0 W
- Parede interna:.....354 W
- Iluminação:.....280 W
- Equipamentos elétricos:.....120 W
- Pessoas (sensível / latente):.....130 W / 60 W
- Ar exterior (sensível / latente):.....81 W / 65 W

Total = 3,4 kW / 11.479 BTU/h (sensível 3.239 W e latente 125 W); com o fator de segurança de 10%: **12.627 BTU/h** (1,05 TR).

Equipamentos:

- Tipo de sistema: ar-condicionado tipo split hi-wall inverter.
- Quantidade de unidades: 1 unidade de 18.000 BTU/h.
- Equipamento de referência: Split hi-wall inverter 18.000 BTU/h, R-32, quente/frio, 220 V monofásico.
- Identificação: AC-03.

Renovação do ar:

- Vazão de ar exterior necessária: 26 m³/h (0,5 trocas por hora).
- Equipamento extra para renovação de ar: Não (habitação: infiltração pelas esquadrias).

8.3.4 QUARTO 2

- Tamanho: 12,61 m².
- Pé-direito: 2,68 m (volume de 33,8 m³).
- Ocupação: 2 pessoas.
- Fachadas: N com 2,85 m (2,40 m² de janelas).

Carga térmica (pico às 15 h):

- Parede externa:.....156 W
- Teto:.....995 W
- Janelas:.....362 W
- Piso:.....0 W
- Parede interna:.....290 W
- Iluminação:.....160 W
- Equipamentos elétricos:.....120 W
- Pessoas (sensível / latente):.....130 W / 60 W
- Ar exterior (sensível / latente):.....52 W / 42 W

Total = 2,4 kW / 8.077 BTU/h (sensível 2.265 W e latente 102 W); com o fator de segurança de 10%: **8.884 BTU/h** (0,74 TR).

Equipamentos:

- Tipo de sistema: ar-condicionado tipo split hi-wall inverter.
- Quantidade de unidades: 1 unidade de 9.000 BTU/h.
- Equipamento de referência: Split hi-wall inverter 9.000 BTU/h, R-32, quente/frio, 220 V monofásico.
- Identificação: AC-04.

Renovação do ar:

- Vazão de ar exterior necessária: 17 m³/h (0,5 trocas por hora).
- Equipamento extra para renovação de ar: Não (habitação: infiltração pelas esquadrias).

8.3.5 SALA DE TV

- Tamanho: 16,03 m².
- Pé-direito: 2,68 m (volume de 43,0 m³).
- Ocupação: 4 pessoas.

- Fachadas: E com 0,15 m; S com 2,85 m (2,88 m² de janelas).

Carga térmica (pico às 15 h):

- Parede externa:.....125 W
- Teto:.....1.265 W
- Janelas:.....421 W
- Piso:.....0 W
- Parede interna:.....156 W
- Iluminação:.....220 W
- Equipamentos elétricos:.....250 W
- Pessoas (sensível / latente):.....280 W / 180 W
- Ar exterior (sensível / latente):.....66 W / 53 W

Total = 3,0 kW / 10.289 BTU/h (sensível 2.783 W e latente 233 W); com o fator de segurança de 10%: **11.318 BTU/h** (0,94 TR).

Equipamentos:

- Tipo de sistema: ar-condicionado tipo split hi-wall inverter.
- Quantidade de unidades: 1 unidade de 12.000 BTU/h.
- Equipamento de referência: Split hi-wall inverter 12.000 BTU/h, R-32, quente/frio, 220 V monofásico.
- Identificação: AC-05.

Renovação do ar:

- Vazão de ar exterior necessária: 21 m³/h (0,5 trocas por hora).
- Equipamento extra para renovação de ar: Não (habitação: infiltração pelas esquadrias).

8.3.6 QUARTO 1

- Tamanho: 13,50 m².
- Pé-direito: 2,68 m (volume de 36,2 m³).
- Ocupação: 2 pessoas.
- Fachadas: N com 3,05 m (2,40 m² de janelas).

Carga térmica (pico às 15 h):

- Parede externa:.....172 W
- Teto:.....1.065 W
- Janelas:.....362 W
- Piso:.....0 W
- Parede interna:.....298 W
- Iluminação:.....160 W
- Equipamentos elétricos:.....120 W
- Pessoas (sensível / latente):.....130 W / 60 W

- Ar exterior (sensível / latente):.....56 W / 45 W

Total = 2,5 kW / 8.419 BTU/h (sensível 2.363 W e latente 105 W); com o fator de segurança de 10%: **9.261 BTU/h** (0,77 TR).

Equipamentos:

- Tipo de sistema: ar-condicionado tipo split hi-wall inverter.
- Quantidade de unidades: 1 unidade de 12.000 BTU/h.
- Equipamento de referência: Split hi-wall inverter 12.000 BTU/h, R-32, quente/frio, 220 V monofásico.
- Identificação: AC-06.

Renovação do ar:

- Vazão de ar exterior necessária: 18 m³/h (0,5 trocas por hora).
- Equipamento extra para renovação de ar: Não (habitação: infiltração pelas esquadrias).

8.4 APARELHOS

Tabela 19 – Aparelhos selecionados

Código	Ambiente	Tipo	BTU/h	Elétrica típica	Linhas e dreno
AC-01	SALA DE ESTAR	hi-wall	18.000	220 V 1~, disj. 16 A, 2,5 mm²	1/4" + 1/2", 3,0 m; dreno 3,3 m
AC-02	SALA DE JANTAR	hi-wall	18.000	220 V 1~, disj. 16 A, 2,5 mm²	1/4" + 1/2", 3,0 m; dreno 3,4 m
AC-03	SUÍTE CASAL	hi-wall	18.000	220 V 1~, disj. 16 A, 2,5 mm²	1/4" + 1/2", 3,0 m; dreno 3,3 m
AC-04	QUARTO 2	hi-wall	9.000	220 V 1~, disj. 10 A, 2,5 mm²	1/4" + 3/8", 3,0 m; dreno 3,4 m
AC-05	SALA DE TV	hi-wall	12.000	220 V 1~, disj. 16 A, 2,5 mm²	1/4" + 1/2", 3,0 m; dreno 3,3 m
AC-06	QUARTO 1	hi-wall	12.000	220 V 1~, disj. 16 A, 2,5 mm²	1/4" + 1/2", 3,0 m; dreno 3,4 m

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Dados elétricos e diâmetros típicos: confira no manual do modelo adquirido.

8.5 PESO E FIXAÇÃO DAS CONDENSADORAS

Tabela 20 – Cargas de cálculo e esforços nas fixações

Capacidade (BTU/h)	Peso instalado (kg)	FS	Carga de cálculo (kg)	Tração por fixação (N)	Cisalhamento por fixação (N)
9.000	36	1,5	54,0	216	132
12.000	41	1,5	61,5	246	151
18.000	56	1,5	84,0	343	206

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Fixação em tijolo maciço: 4 chumbadores mecânicos de expansão M10 (3/8") ou M12, ancorados no corpo do tijolo (nunca na junta de argamassa).

8.6 MATERIAIS

Tabela 21 – Materiais da climatização

Item	Quantidade
Unidade evaporadora split inverter hi-wall, cap. 9.000 BTU/h, quente/frio, R-32, 220 V monofásico	1 un
Unidade evaporadora split inverter hi-wall, cap. 12.000 BTU/h, quente/frio, R-32, 220 V monofásico	2 un
Unidade evaporadora split inverter hi-wall, cap. 18.000 BTU/h, quente/frio, R-32, 220 V monofásico	3 un
Unidade condensadora split inverter, cap. 9.000 BTU/h, quente/frio, R-32, 220 V (conjunto hi-wall)	1 un
Unidade condensadora split inverter, cap. 12.000 BTU/h, quente/frio, R-32, 220 V (conjunto hi-wall)	2 un
Unidade condensadora split inverter, cap. 18.000 BTU/h, quente/frio, R-32, 220 V (conjunto hi-wall)	3 un
Caixa de passagem de embutir para evaporadora (linhas, dreno e cabo), termoplástica, 39,0 × 17,0 × 6,0 cm	6 un
Suporte metálico para condensadora (par de mãos-francesas), aço galvanizado a fogo ou pintura epóxi, braço de 45 cm	6 un
Chumbador mecânico de expansão M10 (3/8"), aço carbono galvanizado, tipo CB	24 un
Coxim antivibração de borracha para condensadora	24 un
Joelho 90° soldável Ø 25 mm, PVC marrom (água fria), para os drenos	18 un
Sifão em peças de PVC soldável Ø 25 mm no dreno de cada evaporadora	6 un
Tubo de cobre Ø 1/4" para refrigeração (NBR 7541) com isolamento elastomérico ≥ 19 mm	18,9 m
Tubo de cobre Ø 3/8" para refrigeração (NBR 7541) com isolamento elastomérico ≥ 19 mm	3,2 m
Tubo de cobre Ø 1/2" para refrigeração (NBR 7541) com isolamento elastomérico ≥ 19 mm	15,8 m
Cabo PP 4 × 1,5 mm² de interligação entre as unidades	18,9 m
Eletroduto flexível de PVC 25 mm para o cabo de interligação	18,9 m
Tubo de PVC rígido soldável marrom Ø 25 mm (3/4"), NBR 5648, para os drenos	21,1 m

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Comprimentos com 5% de perdas.

8.7 OBSERVAÇÕES

a) Janelas voltadas para o norte em 3 ambientes (SALA DE JANTAR, QUARTO 2, QUARTO 1): recebem mais sol no outono e no inverno; confira a carga nesses meses.

9 PROJETO DE LÓGICA, TELEFONIA E CFTV

Cabeamento estruturado residencial (NBR 16264, com as recomendações da TIA-570), em topologia estrela: cada tomada RJ-45, ponto de acesso Wi-Fi e câmera

recebe um cabo Cat 6 U/UTP próprio, sem emendas, até o distribuidor. Total: 15 tomadas RJ-45, 3 pontos de acesso, 3 câmeras e 2 pontos de voz ou interfone, com 1 distribuidor. O telefone é atendido por voz sobre IP nas próprias tomadas, com interfone na cozinha.

9.1 CRITÉRIOS

a) Pontos por cômodo pela TIA-570 (grau recomendado): sala e escritório com 2, dormitórios com 1 (suíte 2) e cozinha com 1. Tomadas a 0,30 m do piso; pontos de acesso no teto.

b) Enlace permanente de até 90 m e canal de até 100 m (NBR 14565): o maior enlace do projeto tem 26,5 m, medido pelo caminho ortogonal no teto, com as descidas, 10% de perdas e as folgas (3 m no rack, 0,3 m na tomada).

c) Wi-Fi: um ponto de acesso por sala de aula e, nos demais ambientes, um a cada 120 m² (no mínimo um por pavimento), alimentados por PoE+.

d) CFTV: câmeras IP de 4 MP com lente de 2,8 mm nos acessos (identificação, 250 px/m pela IEC 62676-4), circulações e áreas comuns (observação ou detecção); gravação por 15 dias.

9.2 PONTOS POR AMBIENTE

Tabela 22 – Pontos de telecomunicações por ambiente

Ambiente	RJ-45	Wi-Fi	Câmeras	Voz	Maior enlace (m)
SALA DE ESTAR	2	1	0	0	17,9
SALA DE JANTAR	2	1	0	0	10,5
GARAGEM	1	0	1	0	17,6
SUÍTE CASAL	2	0	0	0	26,5
QUARTO 2	1	0	0	0	23,2
HALL DE ENTRADA	0	0	1	0	13,4
ESCRITÓRIO	2	0	0	0	13,8
SALA DE TV	2	1	0	0	21,5
COZINHA	1	0	0	1	13,9
ÁREA GOURMET	1	0	1	1	17,6
QUARTO 1	1	0	0	0	19,9
Total	**15**	**3**	**3**	**2**	**26,5**

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

9.3 DISTRIBUIDORES

Tabela 23 – Distribuidores e composição

Distribuidor	Local	Rack ou quadro	Composição
DD	DESPENSA	Rack 19" 16U de parede, 570 mm	21 portas: 1 patch panel de 24, 1 switch de 24 portas PoE (100 W), gravador de 4 canais, no-break de 600 VA

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Patch panels = ⌈portas/24⌉; switches com 50% das tomadas ativas (todas na habitação), pontos de acesso, câmeras e 2 portas de uplink; altura do rack com 50% de reserva; orçamento de PoE ≥ 1,25 × carga; no-break ≥ 1,25 × carga ÷ 0,9.

9.4 CFTV

Tabela 24 – Alcance das câmeras (IEC 62676-4)

Nível	Densidade (px/m)	Alcance (m)
Detecção	25,0	43,0
Observação	62,5	17,2
Reconhecimento	125,0	8,6
Identificação	250,0	4,3

Fonte: elaborada pelo autor (2026). 4 MP (2560 px na horizontal), lente de 2,8 mm (≈ 100°): alcance = pixels ÷ (densidade × 2 × tan(HFOV/2)).

Gravador de 4 canais (≥ 1,25 × câmeras). Armazenamento com 2,5 Mbps por câmera (H.265, 15 quadros/s, gravação contínua): 26,4 GB por câmera e por dia; 15 dias com 25% de folga = 1,4 TB (1 × 2 TB de vigilância).

9.5 CAMINHOS E EXECUÇÃO

a) Tubulação seca exclusiva de telecomunicações (eletroduto corrugado) com arame-guia, ocupação de até 40% da seção (NBR 16415), no máximo duas curvas de 90° e 30 m entre caixas de passagem; nenhum cabo de energia no mesmo eletroduto.

b) Entrada da operadora: caixa de 20 × 20 × 12 cm no limite da edificação, junto à entrada de energia, e eletroduto DN 32 até o DD.

c) Raio de curvatura do cabo de pelo menos 4 vezes o diâmetro, destrançamento de no máximo 13 mm na terminação e tração de até 110 N; identificação das tomadas, dos cabos (nas duas pontas) e das portas do patch panel (padrão TIA-606).

d) Distribuidor com tomada dedicada no projeto elétrico, barramento de aterramento ligado ao BEP e no-break; certificação de todos os enlaces (mapa de fios, comprimento, perda de inserção, NEXT, perda de retorno) antes da entrega.

9.6 MATERIAIS

Tabela 25 – Materiais de telecomunicações

Item	Quantidade
Cabo Cat 6 U/UTP 4 pares (caixa de 305 m)	2 cx
Conector RJ-45 fêmea (keystone) Cat 6	15 un
Espelho 4 × 2" com 1 ou 2 posições RJ-45	12 un
Caixa 4 × 2" de embutir	12 un
Caixa octogonal ou 4 × 4" para ponto de acesso e câmera	6 un
Ponto de acesso Wi-Fi 6 de teto, PoE (802.3at)	3 un
Câmera IP 4 MP dome/turret com IR, lente 2,8 mm, PoE	3 un
Interfone (monofone) com ponto na cozinha	2 un
Rack 19" 16U de parede, 570 mm	1 un
Patch panel 24 portas Cat 6	1 un
Switch 24 portas gigabit PoE+	1 un
Organizador de cabos horizontal 1U	3 un
Régua de tomadas 2P+T para rack	1 un
No-break 600 VA (rede de telecom)	1 un
Gravador de vídeo em rede (NVR) de 4 canais	1 un
Disco rígido de vigilância de 2 TB	1 un
Cordão de manobra (patch cord) Cat 6 1,5 m	21 un
Cordão de área de trabalho Cat 6 2,5 m	15 un
Eletroduto corrugado DN 25 (tubulação seca de telecom)	188,6 m
Eletroduto corrugado DN 32 (tubulação seca de telecom)	12,9 m
Arame-guia de aço galvanizado nas tubulações secas	211,0 m
Caixa de entrada de telecomunicações 20 × 20 × 12 cm	1 un
Certificação de enlace (ensaio de ponto de rede)	23 un

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

9.7 OBSERVAÇÕES

a) Câmeras: sinalize "ambiente monitorado" e não instale em banheiros ou dormitórios (privacidade e LGPD).

10 PROJETO DE INSTALAÇÕES DE GÁS

Instalação de gás liquefeito de petróleo (GLP), abastecida por central com 4 recipientes P45 (180 kg), com 2 pontos de consumo e 21,6 kW (18.576 kcal/h) de potência instalada. A rede interna foi traçada em árvore, com cada aparelho ligado por um tê ao ponto mais próximo da rede já traçada, desviando de dormitórios, banheiros e escadas, e dimensionada pela NBR 15526; os aparelhos e os ambientes seguem a NBR 13103, e a central de GLP, a NBR 13523 e a IT 23 do CBMMG.

10.1 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

a) GLP: poder calorífico inferior de 24.000 kcal/m³ e densidade relativa 1,8; pressão de operação da rede interna de 2,8 kPa, após o regulador de 2º estágio (rede primária a 150 kPa, após o regulador de 1º estágio da central).

b) Potência adotada A = F·C/100, com a potência computada C (soma dos aparelhos a jusante do trecho) e o fator de simultaneidade da NBR 15526: F = 100% para C < 21.000 kcal/h; F = 100/[1 + 0,001·(C/60 − 349)^{0,8712}] até 576.720 kcal/h; F = 100/[1 + 0,4705·(C/60 − 1.055)^{0,19931}] até 1.200.000 kcal/h; e F = 23% acima (nos trechos que alimentam um só aparelho, F = 100%). Vazão Q = A/PCI (m³/h).

c) Perda de carga em baixa pressão: $\Delta P = 2273 \cdot S \cdot L \cdot Q^{1,82}/D^{4,82}$ (kPa, com Q em m³/h, L em m e o diâmetro interno D em mm); em média pressão, $P_A^2 - P_B^2 = 4{,}67 \cdot 10^5 \cdot S \cdot L \cdot Q^{1,82}/D^{4,82}$, com pressões absolutas. Desnível: $\Delta P_h = 1{,}318 \cdot 10^{-2} \cdot H \cdot (S - 1)$, com H positivo subindo.

d) Comprimento equivalente das conexões pelas razões L/D (cotovelo de 90° 30, tê de passagem 20, tê de saída lateral 60 e válvula de esfera 3) multiplicadas pelo diâmetro interno.

e) Perda acumulada até cada aparelho de no máximo 10% da pressão de operação (0,28 kPa) e, na rede primária, de no máximo 30% até o regulador; velocidade de até 20 m/s, V = 354·Q/[(P + 1,033)·D²], com P em kgf/cm².

f) Tubos de cobre classe A (NBR 13206), conexões de cobre com solda capilar (NBR 11720), e ligação dos aparelhos por tubo flexível metálico de até 1,2 m (NBR 14177).

10.2 PONTOS DE CONSUMO E AMBIENTES

Tabela 26 – Aparelhos a gás

Sigla	Aparelho	Ambiente	kW	kcal/h	Tipo	Pressão (kPa)
FG1	Fogão 4 bocas com forno	COZINHA	10,8	9.288	A	2,77
FG2	Fogão 4 bocas com forno	ÁREA GOURMET	10,8	9.288	A	2,77

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Potências nominais da NBR 15526. Tipo pela NBR 13103: A, sem duto (cocção); B11, de tiragem natural; B22, de exaustão forçada. Pressão no aparelho com a perda acumulada.

Tabela 27 – Ambientes com aparelhos a gás

Ambiente	Volume (m³)	Potência (kW)	Ventilação permanente
COZINHA	52,8	10,8	cocção (tipo A): 200 cm², 100 em cima (a 1,50 m ou mais) e 100 embaixo (até 0,80 m)
ÁREA GOURMET	48,0	10,8	cocção (tipo A): 200 cm², 100 em cima (a 1,50 m ou mais) e 100 embaixo (até 0,80 m)

Fonte: elaborada pelo autor (2026). NBR 13103: volume de pelo menos 6 m³ para aparelhos de circuito aberto e até 75 kW por ambiente; aparelho a gás não é permitido em banheiros, lavabos e dormitórios (IT 24).

10.3 DIMENSIONAMENTO DA REDE

Tabela 28 – Dimensionamento dos trechos

Trecho	C (kcal/h)	F (%)	Q (m³/h)	Ø (mm)	L (m)	L_{eq} (m)	H (m)	ΔP (kPa)	P_f (kPa)	v (m/s)
Primária	18.576	100,0	0,774	15	1,50	0,84	0,00	0,009	149,99	0,60
A-FG1	9.288	100,0	0,387	15	7,20	1,51	0,30	0,0266	2,773	0,72
A-FG2	9.288	100,0	0,387	15	7,46	2,05	0,30	0,0287	2,771	0,72

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Trechos identificados pelos nós da rede (A: regulador de 2º estágio) e pelas siglas dos aparelhos; Ø é o diâmetro externo do tubo; L, o comprimento real; H, o desnível; P_f, a pressão no fim do trecho.

A maior perda até um aparelho ocorre no FG2 (fogão 4 bocas com forno, ÁREA GOURMET): 0,029 kPa, dentro do limite de 0,28 kPa; a maior velocidade é de 0,72 m/s.

10.4 CENTRAL DE GLP

Consumo máximo de 18.576 kcal/h (F = 100,0%), ou 0,774 m³/h e 1,70 kg/h de GLP (2,2 kg/m³). Com a vaporização natural de 1,09 kg/h por recipiente P45 a 15 °C, são necessários 2 recipientes em uso e o mesmo número de reserva: 4 × P45, com 180 kg de GLP (0,432 m³).

a) Central fora da edificação, em abrigo de 2,18 × 0,77 × 1,70 m, de material incombustível, com porta em grade metálica e ventilação de pelo menos 0,17 m² (10% da área em planta), sem outro uso.

b) Afastamentos da IT 23 para recipientes de até 0,5 m³: 3 m de portas, janelas e fontes de ignição; 1,5 m de ralos, caixas de gordura e de esgoto e de materiais combustíveis; a porta externa mais próxima fica a 7,4 m.

c) Regulador de 1º estágio com manômetro na central (150 kPa), rede primária de cobre Ø 15 mm (1,5 m, perda de 0,009 kPa) e regulador de 2º estágio (2,8 kPa) na parede, com válvula de bloqueio acessível pelo lado de fora.

d) 1 extintor de pó 20-B:C, a até 5 m da central e fora do abrigo; placas "PERIGO — INFLAMÁVEL — NÃO FUME" visíveis de qualquer acesso (IT 23).

10.5 EXECUÇÃO E ENSAIOS

a) Tubulação embutida ou aparente, nunca em dormitórios, banheiros, escadas, forros sem ventilação, poços de elevador, dutos de ar ou lixo e reservatórios; tubo-luva nas travessias de paredes e elementos estruturais.

b) Afastamento de 0,30 m de condutores elétricos (IT 23) e de 2 m do SPDA; em trechos sobrepostos, o gás fica embaixo das demais tubulações; a tubulação não serve de aterramento.

c) Tubulação aparente pintada na cor alumínio e identificada; braçadeiras a cada 1,8 m (Ø 15) ou 2,4 m nos trechos horizontais.

d) Válvula de esfera de bloqueio junto a cada aparelho, no mesmo ambiente e acessível; pontos sem uso fechados com válvula e plugue metálico.

e) Ventilação permanente dos ambientes conforme a NBR 13103; aquecedores e secadoras com duto de exaustão até o exterior.

f) Ensaio de estanqueidade de toda a rede antes do uso, depois de qualquer modificação e na renovação do AVCB, com laudo e ART de projeto e de execução; na rede de alimentação da central, com os valores da IT 23.

10.6 MATERIAIS

Tabela 29 – Materiais das instalações de gás

Item	Quantidade
Tubo de cobre classe A Ø 15 mm (NBR 13206) para gás	17,8 m
Braçadeira de fixação para tubo de cobre Ø 15 mm	11 un
Cotovelo 90° de cobre Ø 15 mm (solda capilar)	8 un
Tê de cobre Ø 15 mm (solda capilar)	1 un
Válvula de esfera para gás (bloqueio) com niple	3 un
Ligação flexível metálica para gás (até 1,2 m, NBR 14177)	2 un
Tubo-luva na travessia de paredes	3 un
Grelha de ventilação permanente (100 cm²)	4 un
Recipiente P45 de GLP (cilindro da distribuidora)	4 un
Regulador de 1º estágio com manômetro (central)	1 un
Regulador de 2º estágio (2,8 kPa)	1 un
Coletor flexível (pigtail) para recipiente	4 un
Abrigo da central de GLP 2,18 × 0,77 × 1,70 m, alvenaria e porta em grade metálica	1 un
Extintor de pó 20-B:C junto à central (até 5 m, do lado de fora)	1 un
Placa "PERIGO — INFLAMÁVEL — NÃO FUME" (IT 23)	2 un
Ensaio de estanqueidade da rede com laudo e ART	1 un

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Tubos com 10% de perdas.

10.7 OBSERVAÇÕES

a) Central de GLP: confira janelas (3 m), ralos e caixas de gordura (1,5 m), materiais combustíveis (1,5 m) e a divisa conforme a IT 23; abrigo de material incombustível com porta em grade, ventilado.

11 ESTRUTURAS

11.1 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V101

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 45 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 2,80 m; vão 2 = 6,20 m; vão 3 = 4,40 m; vão 4 = 4,20 m; vão 5 = 3,20 m; vão 6 = 4,80 m (comprimento total 25,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 45 cm = 1,69 kN/m em toda a viga.

Trecho 2, de 0,00 a 6,20 m: g = 7,09 kN/m; q = 2,30 kN/m.

Trecho 6, de 0,00 a 4,80 m: g = 7,09 kN/m; q = 2,30 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **1,3 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **17,6 kN**; momentos de engaste perfeito 1,5 / 1,5 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **37,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **48,9 kN**; momentos de engaste perfeito 49,7 / 49,7 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **3,6 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **14,0 kN**; momentos de engaste perfeito 3,8 / 3,8 kN·m.

Vão 4: M_d^+ = **7,4 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **5,9 kN**; momentos de engaste perfeito 3,5 / 3,5 kN·m.

Vão 5: M_d^+ = **1,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **13,1 kN**; momentos de engaste perfeito 2,0 / 2,0 kN·m.

Vão 6: M_d^+ = **31,7 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **43,1 kN**; momentos de engaste perfeito 29,8 / 29,8 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **0,3 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 4,07, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = −5,7 kN, R_Q = 0,0 kN (mínima −2,1 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,3 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 2,80 m, pilar): M_d^- = **40,0 kN·m**; reações características R_G = 38,1 kN, R_Q = 9,4 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 6,7 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 9,00 m, pilar): M_d^- = **35,0 kN·m**; reações características R_G = 35,3 kN, R_Q = 8,5 kN (mínima −0,1 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 8,1 kN·m (lance inferior).

Apoio 4 (x = 13,40 m, pilar): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 2,2 kN, R_Q = 0,4 kN (mínima −1,9 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,1 kN·m (lance inferior).

Apoio 5 (x = 17,60 m, pilar): M_d^- = **0,5 kN·m**; reações características R_G = 1,5 kN, R_Q = 0,6 kN (mínima −1,9 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 6 (x = 20,80 m, pilar): M_d^- = **28,3 kN·m**; reações características R_G = 32,1 kN, R_Q = 8,0 kN (mínima −0,2 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 3,8 kN·m (lance inferior).

Apoio 7 (x = 25,60 m, pilar): M_d^- = **8,5 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,37, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 17,7 kN, R_Q = 4,7 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 8,5 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 41,0 cm; x/d = 0,004; A_s = 0,07 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 2: d = 41,0 cm; x/d = 0,128; A_s = 2,19 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 3: d = 41,0 cm; x/d = 0,012; A_s = 0,20 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 4: d = 41,0 cm; x/d = 0,024; A_s = 0,42 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 5: d = 41,0 cm; x/d = 0,005; A_s = 0,08 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 6: d = 41,0 cm; x/d = 0,108; A_s = 1,86 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,02 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 2,38 cm² → **2 Ø12,5**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 2,06 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 5 (negativa): A_s = 0,03 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 6 (negativa): A_s = 1,65 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 7 (negativa): A_s = 0,48 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 11,2 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 22,5 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 82.355 cm⁴ (Branson); a_i = 3,2 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **7,5 mm** ≤ 24,8 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 1,5 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 17,6 mm.

Vão 4: $M_{a,qp}$ = 4,6 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,3 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,8 mm** ≤ 16,8 mm.

Vão 5: $M_{a,qp}$ = 0,3 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 12,8 mm.

Vão 6: $M_{a,qp}$ = 19,1 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 1,5 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **3,4 mm** ≤ 19,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 30 – Verificações — V101

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,004	0,450	0,01
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	17,6 kN	266,9 kN	0,07
Vão 1: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	11,2 mm	0,00
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,128	0,450	0,28
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	48,9 kN	266,9 kN	0,18
Vão 2: flecha total ≤ l/250	7,5 mm	24,8 mm	0,30
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,012	0,450	0,03
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	14,0 kN	266,9 kN	0,05
Vão 3: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	17,6 mm	0,00
Vão 4: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,024	0,450	0,05
Vão 4: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 4: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	5,9 kN	266,9 kN	0,02
Vão 4: flecha total ≤ l/250	0,8 mm	16,8 mm	0,05
Vão 5: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,005	0,450	0,01
Vão 5: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 5: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	13,1 kN	266,9 kN	0,05
Vão 5: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	12,8 mm	0,00
Vão 6: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,108	0,450	0,24
Vão 6: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Vão 6: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	43,1 kN	266,9 kN	0,16
Vão 6: flecha total ≤ l/250	3,4 mm	19,2 mm	0,18
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,001	0,450	0,00
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,139	0,450	0,31
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,45 cm²	27,00 cm²	0,09
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,120	0,450	0,27
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Apoio 5 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,001	0,450	0,00
Apoio 5 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 6 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,096	0,450	0,21
Apoio 6 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Apoio 7 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,028	0,450	0,06
Apoio 7 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.2 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V102

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 35 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 2,80 m; vão 2 = 3,00 m; vão 3 = 3,20 m; vão 4 = 1,20 m; vão 5 = 3,20 m; vão 6 = 1,20 m; vão 7 = 3,00 m; vão 8 = 3,20 m; vão 9 = 4,80 m (comprimento total 25,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 2, de 0,00 a 3,00 m: g = 7,11 kN/m; q = 2,31 kN/m.

Trecho 3, de 0,00 a 3,20 m: g = 7,07 kN/m; q = 2,29 kN/m.

Trecho 8, de 0,00 a 3,20 m: g = 1,59 kN/m; q = 0,60 kN/m.

Trecho 9, de 0,00 a 4,80 m: g = 1,59 kN/m; q = 0,60 kN/m.

Trecho 9, de 0,00 a 4,80 m: g = 7,09 kN/m; q = 2,30 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **1,0 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **4,8 kN**; momentos de engaste perfeito 1,2 / 1,2 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **7,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **25,3 kN**; momentos de engaste perfeito 11,3 / 11,3 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **8,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **25,7 kN**; momentos de engaste perfeito 12,8 / 12,8 kN·m.

Vão 4: M_d^+ = **0,1 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **8,9 kN**; momentos de engaste perfeito 0,2 / 0,2 kN·m.

Vão 5: M_d^+ = **1,7 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **3,4 kN**; momentos de engaste perfeito 1,6 / 1,6 kN·m.

Vão 6: M_d^+ = **0,1 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **3,2 kN**; momentos de engaste perfeito 0,2 / 0,2 kN·m.

Vão 7: M_d^+ = **6,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **6,0 kN**; momentos de engaste perfeito 1,4 / 1,4 kN·m.

Vão 8: M_d^+ = **6,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **20,5 kN**; momentos de engaste perfeito 4,2 / 4,2 kN·m.

Vão 9: M_d^+ = **36,2 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **50,6 kN**; momentos de engaste perfeito 34,7 / 34,7 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **0,4 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 1{,}91$, $r_{sup} = 0{,}00$, $r_{inf} = 0{,}95 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 0,6 kN, R_Q = 0,1 kN (mínima −0,4 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,4 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 2,80 m, pilar): M_d^- = **6,3 kN·m**; reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 3,8 kN (mínima −0,6 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 2,1 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **14,4 kN·m**; reações características R_G = 28,5 kN, R_Q = 7,9 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,8 kN·m (lance inferior).

Apoio 4 (x = 9,00 m, pilar): M_d^- = **9,4 kN·m**; reações características R_G = 17,1 kN, R_Q = 5,6 kN (mínima −0,9 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 1,7 kN·m (lance inferior).

Apoio 5 (x = 10,20 m, pilar): M_d^- = **0,5 kN·m**; reações características R_G = −1,2 kN, R_Q = 0,5 kN (mínima −1,8 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 6 (x = 13,40 m, pilar): M_d^- = **1,4 kN·m**; reações características R_G = 2,2 kN, R_Q = 0,4 kN (mínima −0,6 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 7 (x = 14,60 m, pilar): M_d^- = **3,6 kN·m**; reações características R_G = 5,3 kN, R_Q = 1,2 kN (mínima −0,4 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 8 (x = 17,60 m, pilar): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = −1,9 kN, R_Q = 1,2 kN (mínima −2,8 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 9 (x = 20,80 m, pilar): M_d^- = **34,8 kN·m**; reações características R_G = 39,6 kN, R_Q = 11,2 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 7,9 kN·m (lance inferior).

Apoio 10 (x = 25,60 m, pilar): M_d^- = **16,0 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,12, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 20,0 kN, R_Q = 5,9 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 16,0 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 31,0 cm; x/d = 0,006; A_s = 0,08 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 2: d = 31,0 cm; x/d = 0,044; A_s = 0,57 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 3: d = 31,0 cm; x/d = 0,047; A_s = 0,61 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 4: d = 31,0 cm; x/d = 0,001; A_s = 0,01 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 5: d = 31,0 cm; x/d = 0,010; A_s = 0,13 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 6: d = 31,0 cm; x/d = 0,001; A_s = 0,01 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 7: d = 31,0 cm; x/d = 0,035; A_s = 0,46 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 8: d = 31,0 cm; x/d = 0,035; A_s = 0,46 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 9: d = 30,3 cm; x/d = 0,240; A_s = 3,04 cm² → **4 Ø10** (3,14 cm²); estribos **Ø5 c/18**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,03 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,47 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 1,10 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 4 (negativa): A_s = 0,71 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 5 (negativa): A_s = 0,04 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 6 (negativa): A_s = 0,11 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 7 (negativa): A_s = 0,27 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 9 (negativa): A_s = 2,92 cm² → **4 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 10 (negativa): A_s = 1,23 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 0,1 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 11,2 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 4,1 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,2 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,5 mm** ≤ 12,0 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 4,6 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,3 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,6 mm** ≤ 12,8 mm.

Vão 4: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 4,8 mm.

Vão 5: $M_{a,qp}$ = 1,1 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,2 mm** ≤ 12,8 mm.

Vão 6: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 4,8 mm.

Vão 7: $M_{a,qp}$ = 3,2 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,2 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,5 mm** ≤ 12,0 mm.

Vão 8: $M_{a,qp}$ = 3,2 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 12,8 mm.

Vão 9: $M_{a,qp}$ = 21,5 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 22.204 cm⁴ (Branson); a_i = 7,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **16,5 mm** ≤ 19,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 31 – Verificações — V102

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,006	0,450	0,01
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	4,8 kN	201,8 kN	0,02
Vão 1: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	11,2 mm	0,00
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,044	0,450	0,10
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	25,3 kN	201,8 kN	0,13
Vão 2: flecha total ≤ l/250	0,5 mm	12,0 mm	0,04
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,047	0,450	0,10
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	25,7 kN	201,8 kN	0,13
Vão 3: flecha total ≤ l/250	0,6 mm	12,8 mm	0,05
Vão 4: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,001	0,450	0,00
Vão 4: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 4: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	8,9 kN	201,8 kN	0,04
Vão 4: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	4,8 mm	0,00
Vão 5: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,010	0,450	0,02
Vão 5: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 5: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	3,4 kN	201,8 kN	0,02
Vão 5: flecha total ≤ l/250	0,2 mm	12,8 mm	0,02
Vão 6: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,001	0,450	0,00
Vão 6: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 6: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	3,2 kN	201,8 kN	0,02
Vão 6: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	4,8 mm	0,00
Vão 7: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,035	0,450	0,08
Vão 7: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 7: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	6,0 kN	201,8 kN	0,03
Vão 7: flecha total ≤ l/250	0,5 mm	12,0 mm	0,04
Vão 8: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,035	0,450	0,08
Vão 8: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 8: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	20,5 kN	201,8 kN	0,10
Vão 8: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	12,8 mm	0,00
Vão 9: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,240	0,450	0,53
Vão 9: armadura máxima (4% A_c)	3,14 cm²	21,00 cm²	0,15
Vão 9: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	50,6 kN	196,9 kN	0,26
Vão 9: flecha total ≤ l/250	16,5 mm	19,2 mm	0,86

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,002	0,450	0,01
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,037	0,450	0,08
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,085	0,450	0,19
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 4 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,055	0,450	0,12
Apoio 4 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 5 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,003	0,450	0,01
Apoio 5 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 6 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,008	0,450	0,02
Apoio 6 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 7 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,021	0,450	0,05
Apoio 7 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 9 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,230	0,450	0,51
Apoio 9 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	3,14 cm²	21,00 cm²	0,15
Apoio 10 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,095	0,450	0,21
Apoio 10 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.3 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V103

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 35 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m; vão 2 = 3,40 m (comprimento total 8,00 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 1,59 kN/m; q = 0,60 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 3,40 m: g = 1,59 kN/m; q = 0,60 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **8,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **13,6 kN**; momentos de engaste perfeito 8,7 / 8,7 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **4,0 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **11,4 kN**; momentos de engaste perfeito 4,7 / 4,7 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **3,9 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 1{,}17$, $r_{sup} = 0{,}00$, $r_{inf} = 0{,}95 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 5,3 kN, R_Q = 1,2 kN (mínima −0,1 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 3,9 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **10,5 kN·m**; reações características R_G = 14,8 kN, R_Q = 3,1 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 1,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 8,00 m, pilar): M_d^- = **1,8 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 1{,}58$, $r_{sup} = 0{,}00$, $r_{inf} = 0{,}95 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 3,1 kN, R_Q = 0,9 kN (mínima −0,3 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 1,8 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 31,0 cm; x/d = 0,049; A_s = 0,64 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 2: d = 31,0 cm; x/d = 0,023; A_s = 0,30 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,29 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,80 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 0,13 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular ($\alpha_c = 0{,}85$; $\lambda = 0{,}8$), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2 \cdot q$ ($\psi_2 = 0{,}3$), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência $\alpha_f = 1{,}32$ (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp} = 5{,}2$ kN·m; $M_r = 11{,}8$ kN·m → $I_{eq} = 53.594$ cm⁴ (não fissurada); $a_i = 0{,}7$ mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f) =$ **1,7 mm** ≤ 18,4 mm.

Vão 2: $M_{a,qp} = 1{,}7$ kN·m; $M_r = 11{,}8$ kN·m → $I_{eq} = 53.594$ cm⁴ (não fissurada); $a_i = 0{,}1$ mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f) =$ **0,2 mm** ≤ 13,6 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 32 – Verificações — V103

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,049	0,450	0,11
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	13,6 kN	201,8 kN	0,07
Vão 1: flecha total ≤ l/250	1,7 mm	18,4 mm	0,09
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,023	0,450	0,05
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	11,4 kN	201,8 kN	0,06
Vão 2: flecha total ≤ l/250	0,2 mm	13,6 mm	0,01
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,022	0,450	0,05
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,061	0,450	0,14
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,010	0,450	0,02
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.4 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V104

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular $b_w \times h = 15 \times 40$ cm; C25 ($E_{cs} = 24.150$ MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m; vão 2 = 4,40 m; vão 3 = 4,40 m; vão 4 = 3,00 m; vão 5 = 4,60 m; vão 6 = 3,40 m (comprimento total 25,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 40 cm = 1,50 kN/m em toda a viga.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **5,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **7,2 kN**; momentos de engaste perfeito 5,9 / 5,9 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **1,7 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **5,5 kN**; momentos de engaste perfeito 3,4 / 3,4 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **2,4 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **4,7 kN**; momentos de engaste perfeito 3,4 / 3,4 kN·m.

Vão 4: M_d^+ = **0,8 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **3,2 kN**; momentos de engaste perfeito 1,6 / 1,6 kN·m.

Vão 5: M_d^+ = **2,4 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **5,1 kN**; momentos de engaste perfeito 3,7 / 3,7 kN·m.

Vão 6: M_d^+ = **1,7 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **4,7 kN**; momentos de engaste perfeito 2,0 / 2,0 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **2,4 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,38, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 $\times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 3,5 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 2,4 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **6,6 kN·m**; reações características R_G = 9,1 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 10,20 m, pilar): M_d^- = **2,8 kN·m**; reações características R_G = 6,0 kN, R_Q = 0,0 kN.

Apoio 4 (x = 14,60 m, pilar): M_d^- = **2,6 kN·m**; reações características R_G = 5,5 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,3 kN·m (lance inferior).

Apoio 5 (x = 17,60 m, pilar): M_d^- = **2,7 kN·m**; reações características R_G = 5,5 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,4 kN·m (lance inferior).

Apoio 6 (x = 22,20 m, pilar): M_d^- = **3,7 kN·m**; reações características R_G = 6,9 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,3 kN·m (lance inferior).

Apoio 7 (x = 25,60 m, pilar): M_d^- = **0,6 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,35, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 1,8 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,6 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 36,0 cm; x/d = 0,025; A_s = 0,38 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 2: d = 36,0 cm; x/d = 0,007; A_s = 0,11 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 3: d = 36,0 cm; x/d = 0,010; A_s = 0,15 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 4: d = 36,0 cm; x/d = 0,003; A_s = 0,05 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 5: d = 36,0 cm; x/d = 0,010; A_s = 0,15 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 6: d = 36,0 cm; x/d = 0,007; A_s = 0,11 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,15 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,43 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 0,18 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 4 (negativa): A_s = 0,17 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 5 (negativa): A_s = 0,17 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 6 (negativa): A_s = 0,24 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 7 (negativa): A_s = 0,04 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 4,1 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,6 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **1,5 mm** ≤ 23,2 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 0,4 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 17,6 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 1,7 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,3 mm** ≤ 17,6 mm.

Vão 4: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 12,0 mm.

Vão 5: $M_{a,qp}$ = 1,7 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,3 mm** ≤ 18,4 mm.

Vão 6: $M_{a,qp}$ = 1,0 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,1 mm** ≤ 13,6 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 33 – Verificações — V104

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,025	0,450	0,06
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	7,2 kN	234,3 kN	0,03
Vão 1: flecha total ≤ l/250	1,5 mm	23,2 mm	0,06
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,007	0,450	0,02
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	5,5 kN	234,3 kN	0,02
Vão 2: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	17,6 mm	0,00
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,010	0,450	0,02
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	4,7 kN	234,3 kN	0,02
Vão 3: flecha total ≤ l/250	0,3 mm	17,6 mm	0,02
Vão 4: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,003	0,450	0,01
Vão 4: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 4: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	3,2 kN	234,3 kN	0,01
Vão 4: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	12,0 mm	0,00
Vão 5: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,010	0,450	0,02
Vão 5: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 5: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	5,1 kN	234,3 kN	0,02
Vão 5: flecha total ≤ l/250	0,3 mm	18,4 mm	0,02
Vão 6: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,007	0,450	0,02
Vão 6: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 6: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	4,7 kN	234,3 kN	0,02
Vão 6: flecha total ≤ l/250	0,1 mm	13,6 mm	0,01

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,010	0,450	0,02
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,028	0,450	0,06
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,012	0,450	0,03
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 4 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,011	0,450	0,02
Apoio 4 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 5 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,011	0,450	0,03
Apoio 5 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 6 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,016	0,450	0,04
Apoio 6 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 7 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,002	0,450	0,01
Apoio 7 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.5 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V105

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 45 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m; vão 2 = 4,60 m (comprimento total 10,40 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 45 cm = 1,69 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 10,21 kN/m; q = 2,90 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 4,60 m: g = 3,71 kN/m; q = 1,40 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **60,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **70,4 kN**; momentos de engaste perfeito 58,1 / 58,1 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **14,2 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **34,9 kN**; momentos de engaste perfeito 16,8 / 16,8 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **19,0 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,96, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 28,6 kN, R_Q = 7,2 kN (mínima −0,3 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 19,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **59,7 kN·m**; reações características R_G = 60,3 kN, R_Q = 14,9 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 7,9 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 10,40 m, pilar): M_d^- = **4,7 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,48, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 5,0 kN, R_Q = 2,9 kN (mínima −1,5 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 4,7 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 40,7 cm; x/d = 0,221; A_s = 3,77 cm² → **2 Ø16** (4,02 cm²); estribos **Ø5 c/24**.

Vão 2: d = 41,0 cm; x/d = 0,047; A_s = 0,81 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 1,09 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 3,70 cm² → **2 Ø16**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 0,26 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 36,6 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 48.977 cm⁴ (Branson); a_i = 8,2 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **18,9 mm** ≤ 23,2 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 2,4 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 18,4 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 34 – Verificações — V105

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,221	0,450	0,49
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	4,02 cm²	27,00 cm²	0,15
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	70,4 kN	264,9 kN	0,27
Vão 1: flecha total ≤ l/250	18,9 mm	23,2 mm	0,82
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,047	0,450	0,10
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	34,9 kN	266,9 kN	0,13
Vão 2: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	18,4 mm	0,00
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,064	0,450	0,14
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,217	0,450	0,48
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	4,02 cm²	27,00 cm²	0,15
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,015	0,450	0,03
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.6 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V106

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 35 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 3,71 kN/m; q = 1,40 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **23,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **20,7 kN**; momentos de engaste perfeito 15,9 / 15,9 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **7,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 11,6 kN, R_Q = 3,2 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 7,1 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **7,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 11,6 kN, R_Q = 3,2 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 7,1 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 31,0 cm; x/d = 0,144; A_s = 1,87 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,54 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,54 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 14,4 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 35.379 cm⁴ (Branson); a_i = 3,7 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **8,6 mm** ≤ 18,4 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 35 – Verificações — V106

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,144	0,450	0,32
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	21,00 cm²	0,11

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	20,7 kN	201,8 kN	0,10
Vão 1: flecha total ≤ l/250	8,6 mm	18,4 mm	0,47
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,041	0,450	0,09
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,041	0,450	0,09
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.7 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V107

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 60 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m (comprimento total 5,80 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 60 cm = 2,25 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 10,21 kN/m; q = 2,90 kN/m.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 6,78 kN/m; q = 2,20 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **143,3 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **98,8 kN**; momentos de engaste perfeito 95,5 / 95,5 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **16,2 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 4,66, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 55,8 kN, R_Q = 14,8 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 16,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): $M_d^- =$ **16,2 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 4,66, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 55,8 kN, R_Q = 14,8 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 16,2 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 53,9 cm; x/d = 0,309; A_s = 6,98 cm² → **4 Ø16** (8,04 cm²); estribos **Ø5 c/22,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 87,4 kN·m; M_r = 34,6 kN·m → I_{eq} = 128.660 cm⁴ (Branson); a_i = 9,9 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **22,9 mm** ≤ 23,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 36 – Verificações — V107

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,309	0,450	0,69
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	8,04 cm²	36,00 cm²	0,22
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	98,8 kN	350,8 kN	0,28
Vão 1: flecha total ≤ l/250	22,9 mm	23,2 mm	0,99
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,029	0,450	0,06
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	36,00 cm²	0,04
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,029	0,450	0,06
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	36,00 cm²	0,04

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.8 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V108

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 40 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 40 cm = 1,50 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 6,78 kN/m; q = 2,20 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **38,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **33,7 kN**; momentos de engaste perfeito 25,9 / 25,9 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **9,2 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,74, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 19,0 kN, R_Q = 5,1 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 9,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **9,2 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,74, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 19,0 kN, R_Q = 5,1 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 9,2 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 35,3 cm; x/d = 0,185; A_s = 2,73 cm² → **4 Ø10** (3,14 cm²); estribos **Ø5 c/21**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,59 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,59 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2\cdot q$ (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 23,6 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 38.277 cm⁴ (Branson); a_i = 5,6 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **13,1 mm** ≤ 18,4 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 37 – Verificações — V108

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,185	0,450	0,41
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	3,14 cm²	24,00 cm²	0,13
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	33,7 kN	229,4 kN	0,15
Vão 1: flecha total ≤ l/250	13,1 mm	18,4 mm	0,71
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,039	0,450	0,09
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,039	0,450	0,09
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.9 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V109

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 60 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m (comprimento total 5,80 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 60 cm = 2,25 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 6,78 kN/m; q = 2,20 kN/m.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 6,78 kN/m; q = 2,20 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = l/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **119,0 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **82,1 kN**; momentos de engaste perfeito 79,3 / 79,3 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **13,5 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 4,66, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 45,8 kN, R_Q = 12,8 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 13,5 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **13,5 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 4,66, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 45,8 kN, R_Q = 12,8 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 13,5 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 55,5 cm; x/d = 0,234; A_s = 5,44 cm² → **2 Ø20** (6,28 cm²); estribos **Ø5 c/25,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,56 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,56 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 72,0 kN·m; M_r = 34,6 kN·m → I_{eq} = 123.807 cm⁴ (Branson); a_i = 8,4 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **19,6 mm** ≤ 23,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 38 – Verificações — V109

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,234	0,450	0,52
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	6,28 cm²	36,00 cm²	0,17
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	82,1 kN	361,2 kN	0,23
Vão 1: flecha total ≤ l/250	19,6 mm	23,2 mm	0,84
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,024	0,450	0,05
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	36,00 cm²	0,04
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,024	0,450	0,05
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	36,00 cm²	0,04

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.10 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V110

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 50 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 50 cm = 1,88 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 6,78 kN/m; q = 2,20 kN/m.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 6,07 kN/m; q = 2,10 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **70,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **61,3 kN**; momentos de engaste perfeito 47,0 / 47,0 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **10,3 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 3,40, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 33,9 kN, R_Q = 9,9 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 10,3 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **10,3 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 3,40, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 33,9 kN, R_Q = 9,9 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 10,3 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 45,7 cm; x/d = 0,201; A_s = 3,86 cm² → **2 Ø16** (4,02 cm²); estribos **Ø5 c/25,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,52 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,52 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2 \cdot q$ ($\psi_2 = 0{,}3$), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência $\alpha_f = 1{,}32$ (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp} = 42{,}4$ kN·m; $M_r = 24{,}0$ kN·m → $I_{eq} = 68.047$ cm⁴ (Branson); $a_i = 5{,}7$ mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **13,2 mm** ≤ 18,4 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 39 – Verificações — V110

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,201	0,450	0,45
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	4,02 cm²	30,00 cm²	0,13
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	61,3 kN	297,5 kN	0,21
Vão 1: flecha total ≤ l/250	13,2 mm	18,4 mm	0,72
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,027	0,450	0,06
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	30,00 cm²	0,05
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,027	0,450	0,06
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	30,00 cm²	0,05

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.11 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V111

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular $b_w \times h = 15 \times 55$ cm; C25 ($E_{cs} = 24.150$ MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m (comprimento total 5,80 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 55 cm = 2,06 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 6,78 kN/m; q = 2,20 kN/m.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 3,98 kN/m; q = 1,50 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs} \cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **97,3 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **67,1 kN**; momentos de engaste perfeito 64,8 / 64,8 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **13,6 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 3,59, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 37,2 kN, R_Q = 10,7 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 13,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **13,6 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 3,59, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 37,2 kN, R_Q = 10,7 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 13,6 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 50,5 cm; x/d = 0,238; A_s = 5,03 cm² → **2 Ø20** (6,28 cm²); estribos **Ø5 c/25,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,62 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,62 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 58,6 kN·m; M_r = 29,1 kN·m → I_{eq} = 100.508 cm⁴ (Branson); a_i = 8,5 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **19,6 mm** ≤ 23,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 40 – Verificações — V111

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,238	0,450	0,53
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	6,28 cm²	33,00 cm²	0,19

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	67,1 kN	328,7 kN	0,20
Vão 1: flecha total ≤ l/250	19,6 mm	23,2 mm	0,85
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,029	0,450	0,06
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	33,00 cm²	0,05
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,029	0,450	0,06
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	33,00 cm²	0,05

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.12 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V112

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 35 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m; vão 2 = 1,20 m; vão 3 = 4,60 m (comprimento total 10,40 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 3,98 kN/m; q = 1,50 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 1,20 m: g = 3,99 kN/m; q = 1,50 kN/m.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 7,09 kN/m; q = 2,30 kN/m.

Trecho 3, de 0,00 a 4,60 m: g = 6,07 kN/m; q = 2,10 kN/m.

Trecho 3, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,32 kN/m; q = 1,60 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = l/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **40,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **61,8 kN**; momentos de engaste perfeito 39,9 / 39,9 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **0,6 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **17,9 kN**; momentos de engaste perfeito 1,1 / 1,1 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **38,4 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **58,8 kN**; momentos de engaste perfeito 38,0 / 38,0 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **18,0 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 23,3 kN, R_Q = 7,2 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 18,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **44,7 kN·m**; reações características R_G = 38,1 kN, R_Q = 18,8 kN (mínima −7,4 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 5,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **42,3 kN·m**; reações características R_G = 33,6 kN, R_Q = 18,3 kN (mínima −7,6 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 5,4 kN·m (lance inferior).

Apoio 4 (x = 10,40 m, pilar): M_d^- = **17,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 22,1 kN, R_Q = 7,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 17,1 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 30,7 cm; x/d = 0,261; A_s = 3,35 cm² → **2 Ø16** (4,02 cm²); estribos **Ø5 c/17,5**.

Vão 2: d = 31,0 cm; x/d = 0,003; A_s = 0,04 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 3: d = 30,7 cm; x/d = 0,248; A_s = 3,19 cm² → **2 Ø16** (4,02 cm²); estribos **Ø5 c/18**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 1,39 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 3,80 cm² → **2 Ø16**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 3,56 cm² → **2 Ø16**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 4 (negativa): A_s = 1,32 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 23,8 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 24.083 cm⁴ (Branson); a_i = 6,7 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **15,5 mm** ≤ 18,4 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 4,8 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 22,6 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 24.725 cm⁴ (Branson); a_i = 6,2 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **14,4 mm** ≤ 18,4 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 41 – Verificações — V112

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,261	0,450	0,58
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	4,02 cm²	21,00 cm²	0,19
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	61,8 kN	199,8 kN	0,31
Vão 1: flecha total ≤ l/250	15,5 mm	18,4 mm	0,84
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,003	0,450	0,01
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	17,9 kN	201,8 kN	0,09
Vão 2: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	4,8 mm	0,00
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,248	0,450	0,55
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	4,02 cm²	21,00 cm²	0,19
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	58,8 kN	199,8 kN	0,29
Vão 3: flecha total ≤ l/250	14,4 mm	18,4 mm	0,78
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,107	0,450	0,24
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,296	0,450	0,66
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	4,02 cm²	21,00 cm²	0,19
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,277	0,450	0,62
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	4,02 cm²	21,00 cm²	0,19
Apoio 4 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,102	0,450	0,23
Apoio 4 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.13 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V113

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular $b_w \times h$ = 15 × 35 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,32 kN/m; q = 1,60 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **26,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **23,3 kN**; momentos de engaste perfeito 17,9 / 17,9 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **8,0 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 1{,}17$, $r_{sup} = 0{,}00$, $r_{inf} = 0{,}95 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 13,0 kN, R_Q = 3,7 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 8,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **8,0 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 1{,}17$, $r_{sup} = 0{,}00$, $r_{inf} = 0{,}95 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 13,0 kN, R_Q = 3,7 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 8,0 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 31,0 cm; x/d = 0,164; A_s = 2,13 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,61 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,61 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular ($\alpha_c = 0{,}85$; $\lambda = 0{,}8$), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2\cdot q$ ($\psi_2 = 0{,}3$), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência $\alpha_f = 1{,}32$ (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 16,2 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 28.942 cm⁴ (Branson); a_i = 5,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **11,8 mm** ≤ 18,4 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 42 – Verificações — V113

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,164	0,450	0,36
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	21,00 cm²	0,11
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	23,3 kN	201,8 kN	0,12
Vão 1: flecha total ≤ l/250	11,8 mm	18,4 mm	0,64
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,047	0,450	0,10
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,047	0,450	0,10
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.14 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V114

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 45 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 45 cm = 1,69 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 7,09 kN/m; q = 2,30 kN/m.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,92 kN/m; q = 1,70 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = l/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **65,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **57,0 kN**; momentos de engaste perfeito 43,7 / 43,7 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **12,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,48, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 31,5 kN, R_Q = 9,2 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 12,1 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **12,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,48, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 31,5 kN, R_Q = 9,2 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 12,1 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 39,5 cm; x/d = 0,257; A_s = 4,25 cm² → **6 Ø10** (4,71 cm²); estribos **Ø5 c/23,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,69 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,69 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 39,4 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 48.604 cm⁴ (Branson); a_i = 7,4 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **17,2 mm** ≤ 18,4 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 43 – Verificações — V114

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,257	0,450	0,57
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	4,71 cm²	27,00 cm²	0,17
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	57,0 kN	257,1 kN	0,22
Vão 1: flecha total ≤ l/250	17,2 mm	18,4 mm	0,93
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,040	0,450	0,09
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,040	0,450	0,09
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.15 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO V115

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular $b_w \times h = 15 \times 35$ cm; C25 ($E_{cs} = 24.150$ MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m; vão 2 = 1,20 m; vão 3 = 4,60 m (comprimento total 10,40 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,92 kN/m; q = 1,70 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs} \cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **18,9 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **30,6 kN**; momentos de engaste perfeito 19,6 / 19,6 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **0,1 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **19,2 kN**; momentos de engaste perfeito 0,2 / 0,2 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **4,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **4,7 kN**; momentos de engaste perfeito 3,2 / 3,2 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **8,8 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 1{,}17$, $r_{sup} = 0{,}00$, $r_{inf} = 0{,}95 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 11,5 kN, R_Q = 3,1 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 8,8 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **23,2 kN·m**; reações características R_G = 27,5 kN, R_Q = 8,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 2,8 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **2,0 kN·m**; reações características R_G = −5,5 kN, R_Q = 0,0 kN (mínima −3,4 kN com alternância). Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 0,4 kN·m (lance inferior).

Apoio 4 (x = 10,40 m, pilar): $M_d^- =$ **1,5 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,00, r_{inf} = 0,95 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 2,7 kN, R_Q = 0,1 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,0 kN·m (lance superior) e 1,5 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 31,0 cm; x/d = 0,113; A_s = 1,47 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 2: d = 31,0 cm; x/d = 0,001; A_s = 0,01 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 3: d = 31,0 cm; x/d = 0,024; A_s = 0,31 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 1,82 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 0,15 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 4 (negativa): A_s = 0,11 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 11,4 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 1,6 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **3,7 mm** ≤ 18,4 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 4,8 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 2,8 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,5 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **1,1 mm** ≤ 18,4 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 44 – Verificações — V115

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,113	0,450	0,25
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	30,6 kN	201,8 kN	0,15
Vão 1: flecha total ≤ l/250	3,7 mm	18,4 mm	0,20
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,001	0,450	0,00
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	19,2 kN	201,8 kN	0,09
Vão 2: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	4,8 mm	0,00
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,024	0,450	0,05
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	4,7 kN	201,8 kN	0,02
Vão 3: flecha total ≤ l/250	1,1 mm	18,4 mm	0,06
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,051	0,450	0,11
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,140	0,450	0,31
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	21,00 cm²	0,11
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,012	0,450	0,03
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 4 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,008	0,450	0,02
Apoio 4 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.16 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB1

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 45 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 2,80 m; vão 2 = 6,20 m; vão 3 = 4,40 m; vão 4 = 4,20 m; vão 5 = 3,20 m; vão 6 = 4,80 m (comprimento total 25,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 45 cm = 1,69 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 2,80 m: g = 4,46 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 6,20 m: g = 4,46 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 3, de 0,00 a 4,40 m: g = 4,46 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 4, de 0,00 a 4,20 m: g = 4,46 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 5, de 0,00 a 3,20 m: g = 4,46 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 6, de 0,00 a 4,80 m: g = 4,46 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 6, a 3,00 m: carga concentrada G = 14,2 kN; Q = 0,0 kN.

Trecho 2, a 4,60 m: carga concentrada G = 16,6 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs} \cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **4,7 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **23,0 kN**; momentos de engaste perfeito 5,6 / 5,6 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **28,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **44,9 kN**; momentos de engaste perfeito 34,7 / 48,1 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **6,9 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **25,1 kN**; momentos de engaste perfeito 13,9 / 13,9 kN·m.

Vão 4: M_d^+ = **10,9 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **18,5 kN**; momentos de engaste perfeito 12,7 / 12,7 kN·m.

Vão 5: M_d^+ = **3,7 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **20,0 kN**; momentos de engaste perfeito 7,4 / 7,4 kN·m.

Vão 6: M_d^+ = **35,4 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **33,7 kN**; momentos de engaste perfeito 24,9 / 30,5 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **2,6 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 4{,}07$, $r_{sup} = 0{,}95$, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 0,8 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,7 kN·m (lance superior) e 2,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 2,80 m, pilar): M_d^- = **30,7 kN·m**; reações características R_G = 39,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,9 kN·m (lance superior) e 8,1 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 9,00 m, pilar): M_d^- = **36,1 kN·m**; reações características R_G = 50,0 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 4,0 kN·m (lance superior) e 11,3 kN·m (lance inferior).

Apoio 4 (x = 13,40 m, pilar): M_d^- = **9,0 kN·m**; reações características R_G = 22,4 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,1 kN·m (lance superior) e 0,4 kN·m (lance inferior).

Apoio 5 (x = 17,60 m, pilar): M_d^- = **7,2 kN·m**; reações características R_G = 18,0 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,5 kN·m (lance superior) e 1,4 kN·m (lance inferior).

Apoio 6 (x = 20,80 m, pilar): M_d^- = **27,1 kN·m**; reações características R_G = 38,4 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 1,7 kN·m (lance superior) e 4,9 kN·m (lance inferior).

Apoio 7 (x = 25,60 m, pilar): M_d^- = **18,4 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,37, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 19,6 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 4,8 kN·m (lance superior) e 13,6 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 41,0 cm; x/d = 0,016; A_s = 0,27 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 2: d = 41,0 cm; x/d = 0,096; A_s = 1,64 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 3: d = 41,0 cm; x/d = 0,023; A_s = 0,39 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 4: d = 41,0 cm; x/d = 0,036; A_s = 0,62 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 5: d = 41,0 cm; x/d = 0,012; A_s = 0,21 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 6: d = 41,0 cm; x/d = 0,122; A_s = 2,09 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,15 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 1,80 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 2,13 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 4 (negativa): A_s = 0,51 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 5 (negativa): A_s = 0,41 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 6 (negativa): A_s = 1,58 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 7 (negativa): A_s = 1,06 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 11,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 5,6 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 19,9 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 108.082 cm⁴ (Branson); a_i = 2,4 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,5 mm** ≤ 24,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,4 mm) ≈ 5,1 mm ≤ 10,0 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 0,3 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 17,6 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 8,8 mm.

Vão 4: $M_{a,qp}$ = 7,8 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,5 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **1,1 mm** ≤ 16,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,1 mm) ≈ 1,0 mm ≤ 8,4 mm.

Vão 5: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 12,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 6,4 mm.

Vão 6: $M_{a,qp}$ = 25,3 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 65.391 cm⁴ (Branson); a_i = 2,6 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **6,1 mm** ≤ 19,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,2 mm) ≈ 5,8 mm ≤ 9,6 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 45 – Verificações — VB1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,016	0,450	0,03
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	23,0 kN	266,9 kN	0,09
Vão 1: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	11,2 mm	0,00
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	5,6 mm	0,00
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,096	0,450	0,21
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	44,9 kN	266,9 kN	0,17
Vão 2: flecha total ≤ l/250	5,5 mm	24,8 mm	0,22
Vão 2: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	5,1 mm	10,0 mm	0,51
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,023	0,450	0,05
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	25,1 kN	266,9 kN	0,09
Vão 3: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	17,6 mm	0,00
Vão 3: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	8,8 mm	0,00
Vão 4: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,036	0,450	0,08
Vão 4: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 4: bielas comprimidas ($V_{Sd} \leq V_{Rd2}$)	18,5 kN	266,9 kN	0,07
Vão 4: flecha total ≤ l/250	1,1 mm	16,8 mm	0,06
Vão 4: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	1,0 mm	8,4 mm	0,12
Vão 5: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,012	0,450	0,03
Vão 5: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 5: bielas comprimidas ($V_{Sd} \leq V_{Rd2}$)	20,0 kN	266,9 kN	0,07
Vão 5: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	12,8 mm	0,00
Vão 5: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	6,4 mm	0,00
Vão 6: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,122	0,450	0,27
Vão 6: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Vão 6: bielas comprimidas ($V_{Sd} \leq V_{Rd2}$)	33,7 kN	266,9 kN	0,13
Vão 6: flecha total ≤ l/250	6,1 mm	19,2 mm	0,32
Vão 6: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	5,8 mm	9,6 mm	0,61
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,009	0,450	0,02
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,105	0,450	0,23
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,124	0,450	0,28
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Apoio 4 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,030	0,450	0,07
Apoio 4 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 5 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,024	0,450	0,05
Apoio 5 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 6 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,092	0,450	0,20
Apoio 6 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Apoio 7 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,062	0,450	0,14
Apoio 7 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.17 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB2

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 30 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 2,80 m (comprimento total 2,80 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 30 cm = 1,13 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 2,80 m: g = 4,75 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = l/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **8,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **11,5 kN**; momentos de engaste perfeito 5,4 / 5,4 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 8,2 kN, R_Q = 0,0 kN.

Apoio 2 (x = 2,80 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 8,2 kN, R_Q = 0,0 kN.

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 26,0 cm; x/d = 0,067; A_s = 0,73 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/15,5**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 5,8 kN·m; M_r = 8,7 kN·m → I_{eq} = 33.750 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,6 mm; a_t = a_i(1 + α_f) = **1,3 mm** ≤ 11,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,1 mm) ≈ 1,2 mm ≤ 5,6 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 46 – Verificações — VB2

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,067	0,450	0,15
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	18,00 cm²	0,09
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	11,5 kN	169,2 kN	0,07
Vão 1: flecha total ≤ l/250	1,3 mm	11,2 mm	0,12
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	1,2 mm	5,6 mm	0,22

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.18 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB3

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 30 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 1,60 m (comprimento total 1,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 30 cm = 1,13 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 1,60 m: g = 4,75 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = l/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **2,6 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **6,6 kN**; momentos de engaste perfeito 1,8 / 1,8 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 4,7 kN, R_Q = 0,0 kN.

Apoio 2 (x = 1,60 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 4,7 kN, R_Q = 0,0 kN.

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 26,0 cm; x/d = 0,022; A_s = 0,23 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/15,5**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 1,9 kN·m; M_r = 8,7 kN·m → I_{eq} = 33.750 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,1 mm** ≤ 6,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,1 mm ≤ 3,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 47 – Verificações — VB3

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,022	0,450	0,05
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	18,00 cm²	0,09
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	6,6 kN	169,2 kN	0,04
Vão 1: flecha total ≤ l/250	0,1 mm	6,4 mm	0,02
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,1 mm	3,2 mm	0,04

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.19 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB4

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 45 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 2,80 m; vão 2 = 3,00 m; vão 3 = 3,20 m; vão 4 = 1,20 m; vão 5 = 3,20 m; vão 6 = 1,20 m; vão 7 = 3,00 m; vão 8 = 3,20 m; vão 9 = 4,80 m (comprimento total 25,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 45 cm = 1,69 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 2,80 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 3,00 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 3, de 0,00 a 3,20 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 4, de 0,00 a 1,20 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 5, de 0,00 a 3,20 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 6, de 0,00 a 1,20 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 7, de 0,00 a 3,00 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 8, de 0,00 a 3,20 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 9, de 0,00 a 4,80 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 9, a 3,00 m: carga concentrada G = 14,2 kN; Q = 0,0 kN.

Trecho 3, a 1,60 m: carga concentrada G = 17,2 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **6,0 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **14,6 kN**; momentos de engaste perfeito 5,8 / 5,8 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **3,3 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **15,7 kN**; momentos de engaste perfeito 6,7 / 6,7 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **17,2 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **26,5 kN**; momentos de engaste perfeito 17,2 / 17,2 kN·m.

Vão 4: M_d^+ = **0,5 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **13,1 kN**; momentos de engaste perfeito 1,1 / 1,1 kN·m.

Vão 5: M_d^+ = **6,0 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **14,7 kN**; momentos de engaste perfeito 7,6 / 7,6 kN·m.

Vão 6: M_d^+ = **0,5 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **5,5 kN**; momentos de engaste perfeito 1,1 / 1,1 kN·m.

Vão 7: M_d^+ = **6,2 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **14,7 kN**; momentos de engaste perfeito 6,7 / 6,7 kN·m.

Vão 8: M_d^+ = **3,8 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **22,6 kN**; momentos de engaste perfeito 7,6 / 7,6 kN·m.

Vão 9: M_d^+ = **35,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **34,7 kN**; momentos de engaste perfeito 25,4 / 31,0 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **2,7 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 4{,}07$, $r_{sup} = 0{,}95$, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 7,4 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,7 kN·m (lance superior) e 2,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 2,80 m, pilar): M_d^- = **6,0 kN·m**; reações características R_G = 18,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,1 kN·m (lance superior) e 0,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **13,2 kN·m**; reações características R_G = 29,8 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,9 kN·m (lance superior) e 2,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 4 (x = 9,00 m, pilar): M_d^- = **13,8 kN·m**; reações características R_G = 28,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,9 kN·m (lance superior) e 2,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 5 (x = 10,20 m, pilar): M_d^- = **4,6 kN·m**; reações características R_G = 8,1 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,4 kN·m (lance superior) e 1,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 6 (x = 13,40 m, pilar): M_d^- = **6,2 kN·m**; reações características R_G = 14,4 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,4 kN·m (lance superior) e 1,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 7 (x = 14,60 m, pilar): M_d^- = **6,1 kN·m**; reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,3 kN·m (lance superior) e 0,9 kN·m (lance inferior).

Apoio 8 (x = 17,60 m, pilar): M_d^- = **1,8 kN·m**; reações características R_G = 12,6 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,1 kN·m (lance superior) e 0,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 9 (x = 20,80 m, pilar): M_d^- = **28,7 kN·m**; reações características R_G = 41,0 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 1,8 kN·m (lance superior) e 5,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 10 (x = 25,60 m, pilar): M_d^- = **18,7 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,37, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 19,8 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 4,9 kN·m (lance superior) e 13,8 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 41,0 cm; x/d = 0,020; A_s = 0,34 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 2: d = 41,0 cm; x/d = 0,011; A_s = 0,19 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 3: d = 41,0 cm; x/d = 0,057; A_s = 0,99 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 4: d = 41,0 cm; x/d = 0,002; A_s = 0,03 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 5: d = 41,0 cm; x/d = 0,020; A_s = 0,34 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 6: d = 41,0 cm; x/d = 0,002; A_s = 0,03 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 7: d = 41,0 cm; x/d = 0,020; A_s = 0,35 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 8: d = 41,0 cm; x/d = 0,012; A_s = 0,21 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Vão 9: d = 41,0 cm; x/d = 0,122; A_s = 2,09 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,15 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,34 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 0,75 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 4 (negativa): A_s = 0,79 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 5 (negativa): A_s = 0,26 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 6 (negativa): A_s = 0,35 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 7 (negativa): A_s = 0,34 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 8 (negativa): A_s = 0,10 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 9 (negativa): A_s = 1,68 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 10 (negativa): A_s = 1,08 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 4,2 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,3 mm** ≤ 11,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,2 mm ≤ 5,6 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 0,5 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 12,0 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 6,0 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 12,3 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,3 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,7 mm** ≤ 12,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,7 mm ≤ 6,4 mm.

Vão 4: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 4,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 2,4 mm.

Vão 5: $M_{a,qp}$ = 4,3 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,3 mm** ≤ 12,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,3 mm ≤ 6,4 mm.

Vão 6: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 4,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 2,4 mm.

Vão 7: $M_{a,qp}$ = 4,3 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,3 mm** ≤ 12,0 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,3 mm ≤ 6,0 mm.

Vão 8: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 113.906 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 12,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 6,4 mm.

Vão 9: $M_{a,qp}$ = 25,4 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 65.065 cm⁴ (Branson); a_i = 2,6 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **6,1 mm** ≤ 19,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,2 mm) ≈ 5,8 mm ≤ 9,6 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 48 – Verificações — VB4

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,020	0,450	0,04
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	14,6 kN	266,9 kN	0,05
Vão 1: flecha total ≤ l/250	0,3 mm	11,2 mm	0,02
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,2 mm	5,6 mm	0,04
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,011	0,450	0,02
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	15,7 kN	266,9 kN	0,06
Vão 2: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	12,0 mm	0,00
Vão 2: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	6,0 mm	0,00
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,057	0,450	0,13
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	26,5 kN	266,9 kN	0,10
Vão 3: flecha total ≤ l/250	0,7 mm	12,8 mm	0,05
Vão 3: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,7 mm	6,4 mm	0,10
Vão 4: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,002	0,450	0,00
Vão 4: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 4: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	13,1 kN	266,9 kN	0,05
Vão 4: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	4,8 mm	0,00
Vão 4: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	2,4 mm	0,00
Vão 5: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,020	0,450	0,04
Vão 5: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 5: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	14,7 kN	266,9 kN	0,06
Vão 5: flecha total ≤ l/250	0,3 mm	12,8 mm	0,02
Vão 5: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,3 mm	6,4 mm	0,04
Vão 6: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,002	0,450	0,00
Vão 6: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 6: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	5,5 kN	266,9 kN	0,02
Vão 6: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	4,8 mm	0,00
Vão 6: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	2,4 mm	0,00
Vão 7: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,020	0,450	0,05
Vão 7: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 7: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	14,7 kN	266,9 kN	0,06
Vão 7: flecha total ≤ l/250	0,3 mm	12,0 mm	0,03
Vão 7: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,3 mm	6,0 mm	0,05
Vão 8: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,012	0,450	0,03
Vão 8: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Vão 8: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	22,6 kN	266,9 kN	0,08
Vão 8: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	12,8 mm	0,00
Vão 8: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	6,4 mm	0,00
Vão 9: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,122	0,450	0,27
Vão 9: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Vão 9: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	34,7 kN	266,9 kN	0,13
Vão 9: flecha total ≤ l/250	6,1 mm	19,2 mm	0,32
Vão 9: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	5,8 mm	9,6 mm	0,61
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,009	0,450	0,02
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,020	0,450	0,04
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,044	0,450	0,10
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Apoio 4 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,046	0,450	0,10
Apoio 4 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 5 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,015	0,450	0,03
Apoio 5 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 6 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,020	0,450	0,05
Apoio 6 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 7 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,020	0,450	0,04
Apoio 7 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 8 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,006	0,450	0,01
Apoio 8 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 9 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,098	0,450	0,22
Apoio 9 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Apoio 10 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,063	0,450	0,14
Apoio 10 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.20 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB5

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 35 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m; vão 2 = 3,40 m (comprimento total 8,00 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 3,40 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, a 1,60 m: carga concentrada G = 14,2 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **12,4 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **24,3 kN**; momentos de engaste perfeito 14,7 / 14,7 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **16,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **31,5 kN**; momentos de engaste perfeito 16,9 / 16,0 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **11,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 10,1 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,9 kN·m (lance superior) e 8,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **23,3 kN·m**; reações características R_G = 39,9 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,3 kN·m (lance superior) e 0,9 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 8,00 m, pilar): M_d^- = **11,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,58, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 11,9 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,9 kN·m (lance superior) e 8,2 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 31,0 cm; x/d = 0,073; A_s = 0,95 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 2: d = 31,0 cm; x/d = 0,098; A_s = 1,27 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,85 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 1,83 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 0,85 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 8,6 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 1,0 mm; a_t = a_i(1 + α_f) = **2,4 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,3 mm) ≈ 2,1 mm ≤ 9,2 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 11,8 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,8 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **1,8 mm** ≤ 13,6 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 1,8 mm ≤ 6,8 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 49 – Verificações — VB5

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,073	0,450	0,16
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	24,3 kN	201,8 kN	0,12
Vão 1: flecha total ≤ l/250	2,4 mm	18,4 mm	0,13
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	2,1 mm	9,2 mm	0,23
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,098	0,450	0,22
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	31,5 kN	201,8 kN	0,16
Vão 2: flecha total ≤ l/250	1,8 mm	13,6 mm	0,13
Vão 2: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	1,8 mm	6,8 mm	0,26
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,065	0,450	0,15
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,141	0,450	0,31
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	21,00 cm²	0,11
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,065	0,450	0,14
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.21 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB6

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 50 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,40 m (comprimento total 4,40 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 50 cm = 1,88 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,40 m: g = 4,75 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 1, a 1,80 m: carga concentrada G = 13,3 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **41,6 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **31,4 kN**; momentos de engaste perfeito 26,7 / 23,1 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 22,5 kN, R_Q = 0,0 kN.

Apoio 2 (x = 4,40 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 20,0 kN, R_Q = 0,0 kN.

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 46,0 cm; x/d = 0,113; A_s = 2,18 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/25,5**.

Flexão pelo bloco retangular ($\alpha_c = 0{,}85$; $\lambda = 0{,}8$), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2\cdot q$ ($\psi_2 = 0{,}3$), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência $\alpha_f = 1{,}32$ (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 29,7 kN·m; M_r = 24,0 kN·m → I_{eq} = 97.793 cm⁴ (Branson); a_i = 2,3 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,4 mm** ≤ 17,6 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,2 mm) ≈ 5,1 mm ≤ 8,8 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 50 – Verificações — VB6

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,113	0,450	0,25
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	30,00 cm²	0,08
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	31,4 kN	299,4 kN	0,11
Vão 1: flecha total ≤ l/250	5,4 mm	17,6 mm	0,31
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	5,1 mm	8,8 mm	0,58

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.22 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB7

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 40 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m; vão 2 = 4,40 m; vão 3 = 4,40 m; vão 4 = 3,00 m; vão 5 = 4,60 m; vão 6 = 3,40 m (comprimento total 25,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 40 cm = 1,50 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 4,40 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 3, de 0,00 a 4,40 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 4, de 0,00 a 3,00 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 5, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 6, de 0,00 a 3,40 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, a 1,80 m: carga concentrada G = 13,3 kN; Q = 0,0 kN.

Trecho 6, a 1,60 m: carga concentrada G = 14,2 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = l/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **21,4 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **30,2 kN**; momentos de engaste perfeito 23,8 / 23,8 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **15,8 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **33,1 kN**; momentos de engaste perfeito 25,4 / 21,8 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **7,6 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **20,5 kN**; momentos de engaste perfeito 13,7 / 13,7 kN·m.

Vão 4: M_d^+ = **3,2 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **12,8 kN**; momentos de engaste perfeito 6,4 / 6,4 kN·m.

Vão 5: M_d^+ = **7,7 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **22,1 kN**; momentos de engaste perfeito 15,0 / 15,0 kN·m.

Vão 6: M_d^+ = **17,9 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **31,1 kN**; momentos de engaste perfeito 17,1 / 16,1 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **17,2 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,38, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 13,6 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 4,5 kN·m (lance superior) e 12,7 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **32,3 kN·m**; reações características R_G = 45,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,2 kN·m (lance superior) e 0,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 10,20 m, pilar): M_d^- = **17,2 kN·m**; reações características R_G = 31,0 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 1,1 kN·m (lance superior) e 3,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 4 (x = 14,60 m, pilar): M_d^- = **9,1 kN·m**; reações características R_G = 21,1 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,9 kN·m (lance superior) e 2,4 kN·m (lance inferior).

Apoio 5 (x = 17,60 m, pilar): M_d^- = **9,2 kN·m**; reações características R_G = 21,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 1,0 kN·m (lance superior) e 2,9 kN·m (lance inferior).

Apoio 6 (x = 22,20 m, pilar): M_d^- = **20,9 kN·m**; reações características R_G = 37,9 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,3 kN·m (lance superior) e 0,7 kN·m (lance inferior).

Apoio 7 (x = 25,60 m, pilar): M_d^- = **9,7 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,35, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 12,6 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,6 kN·m (lance superior) e 7,2 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 36,0 cm; x/d = 0,094; A_s = 1,42 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 2: d = 36,0 cm; x/d = 0,069; A_s = 1,04 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 3: d = 36,0 cm; x/d = 0,033; A_s = 0,49 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 4: d = 36,0 cm; x/d = 0,014; A_s = 0,20 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 5: d = 36,0 cm; x/d = 0,033; A_s = 0,50 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 6: d = 36,0 cm; x/d = 0,078; A_s = 1,18 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 1,13 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 2,19 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 1,13 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 4 (negativa): A_s = 0,59 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 5 (negativa): A_s = 0,60 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 6 (negativa): A_s = 1,39 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 7 (negativa): A_s = 0,63 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 15,3 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 2,2 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,0 mm** ≤ 23,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,6 mm) ≈ 4,4 mm ≤ 10,0 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 9,7 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,5 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **1,1 mm** ≤ 17,6 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 1,2 mm ≤ 8,8 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 5,3 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,4 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,8 mm** ≤ 17,6 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,1 mm) ≈ 0,7 mm ≤ 8,8 mm.

Vão 4: $M_{a,qp}$ = 0,3 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 12,0 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 6,0 mm.

Vão 5: $M_{a,qp}$ = 5,3 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,4 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,8 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,1 mm) ≈ 0,7 mm ≤ 9,2 mm.

Vão 6: $M_{a,qp}$ = 12,8 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 80.000 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,6 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **1,4 mm** ≤ 13,6 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 1,3 mm ≤ 6,8 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 51 – Verificações — VB7

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,094	0,450	0,21
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	30,2 kN	234,3 kN	0,13
Vão 1: flecha total ≤ l/250	5,0 mm	23,2 mm	0,22
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	4,4 mm	10,0 mm	0,44
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,069	0,450	0,15
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	33,1 kN	234,3 kN	0,14
Vão 2: flecha total ≤ l/250	1,1 mm	17,6 mm	0,06
Vão 2: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	1,2 mm	8,8 mm	0,13
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,033	0,450	0,07
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	20,5 kN	234,3 kN	0,09
Vão 3: flecha total ≤ l/250	0,8 mm	17,6 mm	0,05
Vão 3: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,7 mm	8,8 mm	0,08
Vão 4: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,014	0,450	0,03
Vão 4: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 4: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	12,8 kN	234,3 kN	0,05
Vão 4: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	12,0 mm	0,00
Vão 4: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	6,0 mm	0,00
Vão 5: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,033	0,450	0,07
Vão 5: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 5: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	22,1 kN	234,3 kN	0,09
Vão 5: flecha total ≤ l/250	0,8 mm	18,4 mm	0,05
Vão 5: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,7 mm	9,2 mm	0,08
Vão 6: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,078	0,450	0,17
Vão 6: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 6: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	31,1 kN	234,3 kN	0,13
Vão 6: flecha total ≤ l/250	1,4 mm	13,6 mm	0,10

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 6: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	1,3 mm	6,8 mm	0,20
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,075	0,450	0,17
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,145	0,450	0,32
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	24,00 cm²	0,10
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,075	0,450	0,17
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 4 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,039	0,450	0,09
Apoio 4 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 5 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,040	0,450	0,09
Apoio 5 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 6 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,092	0,450	0,20
Apoio 6 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 7 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,042	0,450	0,09
Apoio 7 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.23 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB8

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 40 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m; vão 2 = 4,60 m (comprimento total 10,40 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 40 cm = 1,50 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, a 2,60 m: carga concentrada G = 8,2 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **20,7 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **30,5 kN**; momentos de engaste perfeito 23,8 / 23,8 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **21,3 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **31,9 kN**; momentos de engaste perfeito 20,6 / 22,3 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **17,2 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 1{,}38$, $r_{sup} = 0{,}95$, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 13,4 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 4,5 kN·m (lance superior) e 12,7 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **34,0 kN·m**; reações características R_G = 44,5 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 0,4 kN·m (lance superior) e 1,3 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 10,40 m, pilar): M_d^- = **15,1 kN·m** (engastamento parcial: $r_{viga} = 1{,}74$, $r_{sup} = 0{,}95$, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 13,3 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 4,0 kN·m (lance superior) e 11,1 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 36,0 cm; x/d = 0,091; A_s = 1,37 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Vão 2: d = 36,0 cm; x/d = 0,094; A_s = 1,41 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 1,13 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 2,31 cm² → **3 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 0,99 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular ($\alpha_c = 0{,}85$; $\lambda = 0{,}8$), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2 \cdot q$ ($\psi_2 = 0{,}3$), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência $\alpha_f = 1{,}32$ (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp} = 14{,}8$ kN·m; $M_r = 15{,}4$ kN·m → $I_{eq} = 80.000$ cm⁴ (não fissurada); $a_i = 2{,}0$ mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **4,7 mm** ≤ 23,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,6 mm) ≈ 4,1 mm ≤ 10,0 mm.

Vão 2: $M_{a,qp} = 14{,}5$ kN·m; $M_r = 15{,}4$ kN·m → $I_{eq} = 80.000$ cm⁴ (não fissurada); $a_i = 1{,}1$ mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **2,5 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,1 mm) ≈ 2,4 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 52 – Verificações — VB8

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,091	0,450	0,20
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	30,5 kN	234,3 kN	0,13
Vão 1: flecha total ≤ l/250	4,7 mm	23,2 mm	0,20
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	4,1 mm	10,0 mm	0,41
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,094	0,450	0,21
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	31,9 kN	234,3 kN	0,14
Vão 2: flecha total ≤ l/250	2,5 mm	18,4 mm	0,13
Vão 2: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	2,4 mm	9,2 mm	0,26
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,075	0,450	0,17
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,153	0,450	0,34
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	24,00 cm²	0,10
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,066	0,450	0,15
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.24 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB9

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 45 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 45 cm = 1,69 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 1, a 2,60 m: carga concentrada G = 8,2 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **36,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **26,9 kN**; momentos de engaste perfeito 21,3 / 23,0 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **12,7 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,48, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 18,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 3,3 kN·m (lance superior) e 9,3 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **13,7 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,48, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 19,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 3,6 kN·m (lance superior) e 10,1 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 41,0 cm; x/d = 0,124; A_s = 2,13 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,72 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,78 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 25,8 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 63.060 cm⁴ (Branson); a_i = 3,5 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **8,1 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,4 mm) ≈ 7,8 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 53 – Verificações — VB9

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,124	0,450	0,28
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	26,9 kN	266,9 kN	0,10
Vão 1: flecha total ≤ l/250	8,1 mm	18,4 mm	0,44
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	7,8 mm	9,2 mm	0,84
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,042	0,450	0,09
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,045	0,450	0,10
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.25 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB10

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 65 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m (comprimento total 5,80 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 65 cm = 2,44 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 1, a 4,40 m: carga concentrada G = 22,5 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs} \cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **66,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **52,3 kN**; momentos de engaste perfeito 35,5 / 52,8 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **13,5 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 5,92, r_{sup} = 0,95, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 25,7 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 3,5 kN·m (lance superior) e 9,9 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **20,0 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 5,92, r_{sup} = 0,95, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 37,3 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 5,3 kN·m (lance superior) e 14,8 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 60,3 cm; x/d = 0,104; $A_s = 2{,}63$ cm² → **4 Ø10** (3,14 cm²); estribos **Ø5 c/25,5**.

Apoio 1 (negativa): $A_s = 0{,}51$ cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): $A_s = 0{,}76$ cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular ($\alpha_c = 0{,}85$; $\lambda = 0{,}8$), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2 \cdot q$ ($\psi_2 = 0{,}3$), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência $\alpha_f = 1{,}32$ (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 47,1 kN·m; M_r = 40,6 kN·m → I_{eq} = 245.807 cm⁴ (Branson); a_i = 2,8 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **6,4 mm** ≤ 23,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,4 mm) ≈ 6,0 mm ≤ 10,0 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 54 – Verificações — VB10

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,104	0,450	0,23
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	3,14 cm²	39,00 cm²	0,08
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	52,3 kN	392,2 kN	0,13
Vão 1: flecha total ≤ l/250	6,4 mm	23,2 mm	0,28
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	6,0 mm	10,0 mm	0,60
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,020	0,450	0,04
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	39,00 cm²	0,04
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,030	0,450	0,07
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	39,00 cm²	0,04

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.26 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB11

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 45 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 45 cm = 1,69 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 1, a 2,00 m: carga concentrada G = 4,7 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = l/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **30,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **24,1 kN**; momentos de engaste perfeito 19,9 / 18,9 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, viga ou apoio simples): $M_d^- =$ **0,0 kN·m**; reações características R_G = 17,2 kN, R_Q = 0,0 kN.

Apoio 2 (x = 4,60 m, viga ou apoio simples): $M_d^- =$ **0,0 kN·m**; reações características R_G = 16,6 kN, R_Q = 0,0 kN.

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 41,0 cm; x/d = 0,104; A_s = 1,79 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 21,8 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 88.270 cm⁴ (Branson); a_i = 2,2 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,0 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,4 mm) ≈ 4,7 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 55 – Verificações — VB11

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,104	0,450	0,23
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	24,1 kN	266,9 kN	0,09
Vão 1: flecha total ≤ l/250	5,0 mm	18,4 mm	0,27
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	4,7 mm	9,2 mm	0,51

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.27 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB12

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 35 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,40 m (comprimento total 4,40 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,40 m: g = 4,75 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **20,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **18,7 kN**; momentos de engaste perfeito 13,7 / 13,7 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 13,3 kN, R_Q = 0,0 kN.

Apoio 2 (x = 4,40 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 13,3 kN, R_Q = 0,0 kN.

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 31,0 cm; x/d = 0,123; A_s = 1,60 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Flexão pelo bloco retangular ($\alpha_c = 0{,}85$; $\lambda = 0{,}8$), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2\cdot q$ ($\psi_2 = 0{,}3$), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência $\alpha_f = 1{,}32$ (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 14,7 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 34.220 cm⁴ (Branson); a_i = 3,6 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **8,3 mm** ≤ 17,6 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,5 mm) ≈ 7,8 mm ≤ 8,8 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 56 – Verificações — VB12

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,123	0,450	0,27

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	21,00 cm²	0,11
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	18,7 kN	201,8 kN	0,09
Vão 1: flecha total ≤ l/250	8,3 mm	17,6 mm	0,47
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	7,8 mm	8,8 mm	0,89

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.28 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB13

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 45 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 45 cm = 1,69 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 1, a 2,00 m: carga concentrada G = 4,7 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **30,5 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **24,1 kN**; momentos de engaste perfeito 19,9 / 18,9 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **11,8 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,48, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 17,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 3,1 kN·m (lance superior) e 8,7 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **11,2 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,48, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 16,6 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 3,0 kN·m (lance superior) e 8,3 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 41,0 cm; x/d = 0,104; A_s = 1,79 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/24,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,64 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 21,8 kN·m; M_r = 19,5 kN·m → I_{eq} = 88.270 cm⁴ (Branson); a_i = 2,2 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,0 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,4 mm) ≈ 4,7 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 57 – Verificações — VB13

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,104	0,450	0,23
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	27,00 cm²	0,09
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	24,1 kN	266,9 kN	0,09
Vão 1: flecha total ≤ l/250	5,0 mm	18,4 mm	0,27
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	4,7 mm	9,2 mm	0,51
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,039	0,450	0,09
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,037	0,450	0,08
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	27,00 cm²	0,06

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.29 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB14

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 60 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m (comprimento total 5,80 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 60 cm = 2,25 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 1, a 4,40 m: carga concentrada G = 20,0 kN; Q = 0,0 kN.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **62,1 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **48,9 kN**; momentos de engaste perfeito 33,9 / 49,3 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **14,8 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 4,66, r_{sup} = 0,95, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 24,6 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 3,9 kN·m (lance superior) e 10,9 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **21,6 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 4,66, r_{sup} = 0,95, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 34,9 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 5,7 kN·m (lance superior) e 15,9 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 55,3 cm; x/d = 0,117; A_s = 2,71 cm² → **4 Ø10** (3,14 cm²); estribos **Ø5 c/25,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,62 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,90 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2\cdot q$ (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 44,2 kN·m; M_r = 34,6 kN·m → I_{eq} = 160.968 cm⁴ (Branson); a_i = 4,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **9,2 mm** ≤ 23,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,5 mm) ≈ 8,7 mm ≤ 10,0 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 58 – Verificações — VB14

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,117	0,450	0,26
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	3,14 cm²	36,00 cm²	0,09
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	48,9 kN	359,6 kN	0,14
Vão 1: flecha total ≤ l/250	9,2 mm	23,2 mm	0,40
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	8,7 mm	10,0 mm	0,87
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,026	0,450	0,06
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	36,00 cm²	0,04
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,038	0,450	0,09
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	36,00 cm²	0,04

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.30 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB15

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 40 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 40 cm = 1,50 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **22,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **19,8 kN**; momentos de engaste perfeito 15,2 / 15,2 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **10,3 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,74, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,7 kN·m (lance superior) e 7,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **10,3 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,74, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,7 kN·m (lance superior) e 7,6 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 36,0 cm; x/d = 0,101; A_s = 1,52 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 16,3 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 69.630 cm⁴ (Branson); a_i = 2,1 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,0 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,5 mm) ≈ 4,5 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 59 – Verificações — VB15

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,101	0,450	0,22
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	19,8 kN	234,3 kN	0,08
Vão 1: flecha total ≤ l/250	5,0 mm	18,4 mm	0,27
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	4,5 mm	9,2 mm	0,49
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,044	0,450	0,10
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,044	0,450	0,10
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.31 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB16

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 50 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 5,80 m (comprimento total 5,80 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 50 cm = 1,88 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 5,80 m: g = 4,56 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **37,9 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **26,1 kN**; momentos de engaste perfeito 25,3 / 25,3 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **14,5 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,69, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 18,7 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 3,8 kN·m (lance superior) e 10,7 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **14,5 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 2,69, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 18,7 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 3,8 kN·m (lance superior) e 10,7 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 46,0 cm; x/d = 0,102; A_s = 1,98 cm² → **3 Ø10** (2,36 cm²); estribos **Ø5 c/25,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,74 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,74 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 27,1 kN·m; M_r = 24,0 kN·m → I_{eq} = 119.065 cm⁴ (Branson); a_i = 3,3 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **7,7 mm** ≤ 23,2 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,7 mm) ≈ 6,9 mm ≤ 10,0 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 60 – Verificações — VB16

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,102	0,450	0,23
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	2,36 cm²	30,00 cm²	0,08
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	26,1 kN	299,4 kN	0,09
Vão 1: flecha total ≤ l/250	7,7 mm	23,2 mm	0,33
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	6,9 mm	10,0 mm	0,69
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,038	0,450	0,08
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	30,00 cm²	0,05
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,038	0,450	0,08
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	30,00 cm²	0,05

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.32 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB17

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 35 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m; vão 2 = 1,20 m; vão 3 = 4,60 m (comprimento total 10,40 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 3, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 1,20 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **14,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **22,7 kN**; momentos de engaste perfeito 14,7 / 14,7 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **0,5 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **5,0 kN**; momentos de engaste perfeito 1,0 / 1,0 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **14,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **22,7 kN**; momentos de engaste perfeito 14,7 / 14,7 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **11,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,95, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 11,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,9 kN·m (lance superior) e 8,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **16,2 kN·m**; reações características R_G = 19,8 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 1,4 kN·m (lance superior) e 4,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **16,2 kN·m**; reações características R_G = 19,8 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 1,4 kN·m (lance superior) e 4,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 4 (x = 10,40 m, pilar): M_d^- = **11,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,95, $r_{inf} = 2{,}67 \times 10^{-4}$ m³); reações características R_G = 11,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,9 kN·m (lance superior) e 8,2 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 31,0 cm; x/d = 0,087; A_s = 1,13 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 2: d = 31,0 cm; x/d = 0,003; A_s = 0,04 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 3: d = 31,0 cm; x/d = 0,087; A_s = 1,13 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,85 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 1,25 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 1,25 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 4 (negativa): A_s = 0,85 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 10,5 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 1,5 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **3,5 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,3 mm) ≈ 3,2 mm ≤ 9,2 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 4,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 2,4 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 10,5 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 1,5 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **3,5 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,3 mm) ≈ 3,2 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 61 – Verificações — VB17

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,087	0,450	0,19
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	22,7 kN	201,8 kN	0,11
Vão 1: flecha total ≤ l/250	3,5 mm	18,4 mm	0,19
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	3,2 mm	9,2 mm	0,34
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,003	0,450	0,01
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	5,0 kN	201,8 kN	0,02
Vão 2: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	4,8 mm	0,00
Vão 2: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	2,4 mm	0,00
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,087	0,450	0,19

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	22,7 kN	201,8 kN	0,11
Vão 3: flecha total ≤ l/250	3,5 mm	18,4 mm	0,19
Vão 3: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	3,2 mm	9,2 mm	0,34
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,065	0,450	0,15
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,096	0,450	0,21
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,096	0,450	0,21
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 4 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,065	0,450	0,15
Apoio 4 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.33 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB18

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 40 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 40 cm = 1,50 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = l/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **22,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **19,8 kN**; momentos de engaste perfeito 15,2 / 15,2 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **10,3 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,74, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,7 kN·m (lance superior) e 7,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **10,3 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,74, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,7 kN·m (lance superior) e 7,6 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 36,0 cm; x/d = 0,101; A_s = 1,52 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 16,3 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 69.630 cm⁴ (Branson); a_i = 2,1 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,0 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,5 mm) ≈ 4,5 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 62 – Verificações — VB18

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,101	0,450	0,22
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	19,8 kN	234,3 kN	0,08
Vão 1: flecha total ≤ l/250	5,0 mm	18,4 mm	0,27
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	4,5 mm	9,2 mm	0,49
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,044	0,450	0,10
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,044	0,450	0,10
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.34 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB19

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 40 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 40 cm = 1,50 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra (E_{cs}·I_c). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **22,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **19,8 kN**; momentos de engaste perfeito 15,2 / 15,2 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **10,3 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,74, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,7 kN·m (lance superior) e 7,6 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **10,3 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,74, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,7 kN·m (lance superior) e 7,6 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 36,0 cm; x/d = 0,101; A_s = 1,52 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 0,67 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 16,3 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 69.630 cm⁴ (Branson); a_i = 2,1 mm; a_t = $a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,0 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,5 mm) ≈ 4,5 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 63 – Verificações — VB19

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,101	0,450	0,22
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	19,8 kN	234,3 kN	0,08
Vão 1: flecha total ≤ l/250	5,0 mm	18,4 mm	0,27
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	4,5 mm	9,2 mm	0,49
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,044	0,450	0,10
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,044	0,450	0,10
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.35 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB20

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular b_w × h = 15 × 40 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 40 cm = 1,50 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs}\cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **22,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **19,8 kN**; momentos de engaste perfeito 15,2 / 15,2 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN.

Apoio 2 (x = 4,60 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN.

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 36,0 cm; x/d = 0,101; A_s = 1,52 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Flexão pelo bloco retangular ($\alpha_c = 0{,}85$; $\lambda = 0{,}8$), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2\cdot q$ ($\psi_2 = 0{,}3$), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência $\alpha_f = 1{,}32$ (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 16,3 kN·m; M_r = 15,4 kN·m → I_{eq} = 69.630 cm⁴ (Branson); a_i = 2,1 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,0 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,5 mm) ≈ 4,5 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 64 – Verificações — VB20

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,101	0,450	0,22

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	19,8 kN	234,3 kN	0,08
Vão 1: flecha total ≤ l/250	5,0 mm	18,4 mm	0,27
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	4,5 mm	9,2 mm	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.36 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB21

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular $b_w \times h$ = 15 × 40 cm; C25 (E_{cs} = 24.150 MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m (comprimento total 4,60 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 40 cm = 1,50 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs} \cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com γ_f = 1,40.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes (r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}), com r = l/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **22,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **19,8 kN**; momentos de engaste perfeito 15,2 / 15,2 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN.

Apoio 2 (x = 4,60 m, viga ou apoio simples): M_d^- = **0,0 kN·m**; reações características R_G = 14,2 kN, R_Q = 0,0 kN.

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 36,0 cm; x/d = 0,101; A_s = 1,52 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/21,5**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente $g + \psi_2 \cdot q$ ($\psi_2 = 0{,}3$), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência $\alpha_f = 1{,}32$ (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp} = 16{,}3$ kN·m; $M_r = 15{,}4$ kN·m → $I_{eq} = 69.630$ cm⁴ (Branson); $a_i = 2{,}1$ mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **5,0 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,5 mm) ≈ 4,5 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 65 – Verificações — VB21

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,101	0,450	0,22
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	24,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	19,8 kN	234,3 kN	0,08
Vão 1: flecha total ≤ l/250	5,0 mm	18,4 mm	0,27
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	4,5 mm	9,2 mm	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.37 VIGA CONTÍNUA DE CONCRETO VB22

Dados, trechos e cargas características

Seção retangular $b_w \times h = 15 \times 35$ cm; C25 ($E_{cs} = 24.150$ MPa); CA-50; cobrimento 3,0 cm; agregado 19 mm.

Trechos: vão 1 = 4,60 m; vão 2 = 1,20 m; vão 3 = 4,60 m (comprimento total 10,40 m).

Peso próprio: 25 kN/m³ × 15 × 35 cm = 1,31 kN/m em toda a viga.

Trecho 1, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 3, de 0,00 a 4,60 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Trecho 2, de 0,00 a 1,20 m: g = 4,66 kN/m; q = 0,00 kN/m.

Análise (NBR 6118, 14.6.7.1 — modelo clássico de viga contínua)

Viga contínua sobre apoios simples, resolvida por elementos finitos de barra ($E_{cs} \cdot I_c$). A carga variável é aplicada vão a vão para obter as envoltórias; combinação última normal com $\gamma_f = 1{,}40$.

(a) Nos vãos com apoio interno, o momento positivo não é menor que o obtido com engaste perfeito nesses apoios.

(c) Nos apoios de extremidade em pilar, momento igual ao de engaste perfeito vezes $(r_{inf} + r_{sup})/(r_{viga} + r_{inf} + r_{sup})$, com r = I/l (pilares: metade do lance).

Nos pilares internos, o desequilíbrio entre os momentos de engaste dos dois lados (com a carga variável em um lado só) é distribuído pelas rigidezes. Balanços não entram na rigidez: o momento deles é isostático e vai inteiro para o nó.

Esforços de cálculo

Vão 1: M_d^+ = **14,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **22,7 kN**; momentos de engaste perfeito 14,7 / 14,7 kN·m.

Vão 2: M_d^+ = **0,5 kN·m** (governa o engaste perfeito, regra a); $V_{d,máx}$ = **5,0 kN**; momentos de engaste perfeito 1,0 / 1,0 kN·m.

Vão 3: M_d^+ = **14,8 kN·m**; $V_{d,máx}$ = **22,7 kN**; momentos de engaste perfeito 14,7 / 14,7 kN·m.

Apoio 1 (x = 0,00 m, pilar): M_d^- = **11,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 11,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,9 kN·m (lance superior) e 8,2 kN·m (lance inferior).

Apoio 2 (x = 4,60 m, pilar): M_d^- = **16,2 kN·m**; reações características R_G = 19,8 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 1,4 kN·m (lance superior) e 4,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 3 (x = 5,80 m, pilar): M_d^- = **16,2 kN·m**; reações características R_G = 19,8 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 1,4 kN·m (lance superior) e 4,0 kN·m (lance inferior).

Apoio 4 (x = 10,40 m, pilar): M_d^- = **11,1 kN·m** (engastamento parcial: r_{viga} = 1,17, r_{sup} = 0,95, r_{inf} = 2,67 ×10⁻⁴ m³); reações características R_G = 11,2 kN, R_Q = 0,0 kN. Momentos transmitidos ao pilar: 2,9 kN·m (lance superior) e 8,2 kN·m (lance inferior).

Dimensionamento (NBR 6118, 17.2 e 17.4)

Vão 1: d = 31,0 cm; x/d = 0,087; A_s = 1,13 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 2: d = 31,0 cm; x/d = 0,003; A_s = 0,04 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Vão 3: d = 31,0 cm; x/d = 0,087; A_s = 1,13 cm² → **2 Ø10** (1,57 cm²); estribos **Ø5 c/18,5**.

Apoio 1 (negativa): A_s = 0,85 cm² → **2 Ø10**.

Apoio 2 (negativa): A_s = 1,25 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 3 (negativa): A_s = 1,25 cm² → **2 Ø10**, estendendo-se a pelo menos 0,25 do maior vão adjacente para cada lado.

Apoio 4 (negativa): A_s = 0,85 cm² → **2 Ø10**.

Flexão pelo bloco retangular (α_c = 0,85; λ = 0,8), x/d ≤ 0,45; cortante pelo modelo I (17.4.2.2), com V_{Sd} no eixo do apoio (a favor da segurança).

Flechas (ELS-DEF, NBR 6118, 17.3.2)

Combinação quase permanente g + ψ_2·q (ψ_2 = 0,3), rigidez equivalente de Branson por trecho e fluência α_f = 1,32 (carregamento aos 30 dias). Nos balanços, o vão de referência é o dobro do comprimento (Tabela 13.3).

Vão 1: $M_{a,qp}$ = 10,5 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 1,5 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **3,5 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,3 mm) ≈ 3,2 mm ≤ 9,2 mm.

Vão 2: $M_{a,qp}$ = 0,0 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 0,0 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **0,0 mm** ≤ 4,8 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,0 mm) ≈ 0,0 mm ≤ 2,4 mm.

Vão 3: $M_{a,qp}$ = 10,5 kN·m; M_r = 11,8 kN·m → I_{eq} = 53.594 cm⁴ (não fissurada); a_i = 1,5 mm; $a_t = a_i(1 + \alpha_f)$ = **3,5 mm** ≤ 18,4 mm; após a alvenaria (a_t menos a flecha imediata do peso próprio da estrutura, 0,3 mm) ≈ 3,2 mm ≤ 9,2 mm.

Observações

Não verificados neste módulo: abertura de fissuras (ELS-W), ancoragem e decalagem, torção de compatibilidade e armadura de suspensão nos apoios de viga sobre viga (18.3.6).

Tabela 66 – Verificações — VB22

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Vão 1: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,087	0,450	0,19
Vão 1: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 1: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	22,7 kN	201,8 kN	0,11
Vão 1: flecha total ≤ l/250	3,5 mm	18,4 mm	0,19
Vão 1: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	3,2 mm	9,2 mm	0,34
Vão 2: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,003	0,450	0,01
Vão 2: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 2: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	5,0 kN	201,8 kN	0,02
Vão 2: flecha total ≤ l/250	0,0 mm	4,8 mm	0,00
Vão 2: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	0,0 mm	2,4 mm	0,00
Vão 3: flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,087	0,450	0,19
Vão 3: armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Vão 3: bielas comprimidas ($V_{Sd} \le V_{Rd2}$)	22,7 kN	201,8 kN	0,11
Vão 3: flecha total ≤ l/250	3,5 mm	18,4 mm	0,19
Vão 3: flecha após a alvenaria ≤ l/500 e 10 mm	3,2 mm	9,2 mm	0,34
Apoio 1 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,065	0,450	0,15
Apoio 1 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Apoio 2 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,096	0,450	0,21
Apoio 2 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 3 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,096	0,450	0,21
Apoio 3 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07
Apoio 4 (negativa): flexão: x/d ≤ 0,45 (ductilidade)	0,065	0,450	0,15
Apoio 4 (negativa): armadura máxima (4% A_c)	1,57 cm²	21,00 cm²	0,07

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.38 LAJE TRELIÇADA L101

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 2,80 m; largura 4,60 m; LT 11 (7+4) EPS (enchimento 7 cm + capa 4 cm = 11 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 8,5 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,35 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 2,65 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,53 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 1,50 kN·m; $V_k = pl/2$ = 2,15 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com b_1 ≤ metade da distância entre nervuras e ≤ 0,1·l, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 2,11 kN·m → x/d = 0,059; $A_{s,nec}$ = 0,58 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 0,60 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (224 cm²) → 0,34 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 08644** (banzo superior Ø6, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø4,2 em CA-60) + 2 Ø10 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0{,}28 \times 521{,}7/434{,}8 + 1{,}57 = 1{,}90$ cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,52 × (1,2 + 40 × 0,0200) × 8 × 8,5 = 6,61 kN ≥ V_{Sd} = 3,01 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 1.723 cm⁴; y_t = 7,6 cm; $M_r = 1{,}2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 0,70 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 1,22 kN·m; estádio II x_{II} = 2,20 cm, I_{II} = 787 cm⁴ → I_{eq} = 962 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 4,3 mm; $a_t = a_i(1 + 1{,}32)$ = 9,9 mm → 9,9 mm ≤ l/250 = 11,2 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 67 – Verificações — L101

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \geq$ 4 cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: $b_w \geq$ 5 cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,059	0,450	0,13
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,58 cm²	1,90 cm² (equiv. CA-50)	0,31
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)	3,01 kN	6,61 kN	0,46
Flecha total ≤ l/250	9,9 mm	11,2 mm	0,88

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.39 LAJE TRELIÇADA L102

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 4,60 m; largura 6,20 m; LT 20 (16+4) EPS (enchimento 16 cm + capa 4 cm = 20 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 17,6 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,78 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 3,08 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,71 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 4,53 kN·m; $V_k = pl/2$ = 3,94 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com b_1 ≤ metade da distância entre nervuras e ≤ 0,1·l, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 6,35 kN·m → x/d = 0,041; $A_{s,nec}$ = 0,84 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 1,99 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (296 cm²) → 0,44 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 16745** (banzo superior Ø7, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø5 em CA-60) + 2 Ø8 (CA-50) → $A_{s,equiv}$ = 0,39 × 521,7/434,8 + 1,01 = 1,48 cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,42 × (1,2 + 40 × 0,0099) × 8 × 17,6 = 10,27 kN ≥ V_{Sd} = 5,52 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 10.220 cm⁴; y_t = 13,7 cm; $M_r = 1,2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 2,30 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 3,76 kN·m; estádio II x_{II} = 2,92 cm, I_{II} = 2.968 cm⁴ → I_{eq} = 4.632 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 7,4 mm; $a_t = a_i(1 + 1,32)$ = 17,2 mm → 17,2 mm ≤ l/250 = 18,4 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 68 – Verificações — L102

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: h_f ≥ 4 cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: b_w ≥ 5 cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,041	0,450	0,09
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,84 cm²	1,48 cm² (equiv. CA-50)	0,57
Cisalhamento na nervura sem estribos (V_{Sd} ≤ V_{Rd1})	5,52 kN	10,27 kN	0,54
Flecha total ≤ l/250	17,2 mm	18,4 mm	0,93

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.40 LAJE TRELIÇADA L103

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 4,40 m; largura 4,60 m; LT 20 (16+4) EPS (enchimento 16 cm + capa 4 cm = 20 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 17,7 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,78 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 3,08 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,71 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 4,15 kN·m; $V_k = pl/2$ = 3,77 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com $b_1 \le$ metade da distância entre nervuras e $\le 0{,}1 \cdot l$, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 5,81 kN·m → x/d = 0,037; $A_{s,nec}$ = 0,77 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 1,99 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (296 cm²) → 0,44 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 16745** (banzo superior Ø7, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø5 em CA-60) + 1 Ø6,3 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0{,}39 \times 521{,}7/434{,}8 + 0{,}31 = 0{,}78$ cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,42 × (1,2 + 40 × 0,0050) × 8 × 17,7 = 9,03 kN ≥ V_{Sd} = 5,28 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 10.220 cm⁴; y_t = 13,7 cm; $M_r = 1{,}2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 2,30 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 3,44 kN·m; estádio II x_{II} = 2,13 cm, I_{II} = 1.617 cm⁴ → I_{eq} = 4.195 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 6,8 mm; $a_t = a_i(1 + 1{,}32)$ = 15,9 mm → 15,9 mm ≤ l/250 = 17,6 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 69 – Verificações — L103

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \ge$ 4 cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: $b_w \ge$ 5 cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,037	0,450	0,08
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,77 cm²	0,78 cm² (equiv. CA-50)	0,98
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \le V_{Rd1}$)	5,28 kN	9,03 kN	0,58
Flecha total ≤ l/250	15,9 mm	17,6 mm	0,90

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.41 LAJE TRELIÇADA L104

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 4,20 m; largura 4,60 m; LT 16 (12+4) EPS (enchimento 12 cm + capa 4 cm = 16 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 13,4 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,59 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 2,89 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,63 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 3,60 kN·m; $V_k = pl/2$ = 3,43 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com $b_1 \le$ metade da distância entre nervuras e $\le 0{,}1 \cdot l$, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 5,05 kN·m → x/d = 0,057; $A_{s,nec}$ = 0,89 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 1,27 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (264 cm²) → 0,40 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 12645** (banzo superior Ø6, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø5 em CA-60) + 2 Ø12,5 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0{,}39 \times 521{,}7/434{,}8 + 2{,}45$ = 2,93 cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,47 × (1,2 + 40 × 0,0200) × 8 × 13,4 = 10,06 kN ≥ V_{Sd} = 4,81 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 5.286 cm⁴; y_t = 11,1 cm; $M_r = 1{,}2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 1,47 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 2,96 kN·m; estádio II x_{II} = 3,42 cm, I_{II} = 3.013 cm⁴ → I_{eq} = 3.291 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 6,8 mm; $a_t = a_i(1 + 1{,}32)$ = 15,9 mm → 15,9 mm ≤ l/250 = 16,8 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 70 – Verificações — L104

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \geq 4$ cm e $\geq 1/15$ da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: $b_w \geq 5$ cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura ($x/d \leq 0,45$)	0,057	0,450	0,13
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,89 cm²	2,93 cm² (equiv. CA-50)	0,30
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)	4,81 kN	10,06 kN	0,48
Flecha total ≤ l/250	15,9 mm	16,8 mm	0,94

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.42 LAJE TRELIÇADA L105

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 3,20 m; largura 4,60 m; LT 12 (8+4) EPS (enchimento 8 cm + capa 4 cm = 12 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 9,4 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,40 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 2,70 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,55 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 1,99 kN·m; $V_k = pl/2$ = 2,49 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com b_1 ≤ metade da distância entre nervuras e ≤ 0,1·l, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 2,79 kN·m → x/d = 0,064; $A_{s,nec}$ = 0,70 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 0,71 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (232 cm²) → 0,35 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 08644** (banzo superior Ø6, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø4,2 em CA-60) + 2 Ø12,5 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0,28 \times 521,7/434,8 + 2,45$ = 2,79 cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,51 × (1,2 + 40 × 0,0200) × 8 × 9,4 = 7,24 kN ≥ V_{Sd} = 3,48 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 2.234 cm⁴; y_t = 8,3 cm; $M_r = 1,2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 0,82 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 1,61 kN·m; estádio II x_{II} = 2,74 cm, I_{II} = 1.334 cm⁴ → I_{eq} = 1.454 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 4,9 mm; $a_t = a_i(1 + 1,32)$ = 11,4 mm → 11,4 mm ≤ l/250 = 12,8 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 71 – Verificações — L105

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \geq 4$ cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: $b_w \geq 5$ cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,064	0,450	0,14
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,70 cm²	2,79 cm² (equiv. CA-50)	0,25
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)	3,48 kN	7,24 kN	0,48
Flecha total ≤ l/250	11,4 mm	12,8 mm	0,89

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.43 LAJE TRELIÇADA L106

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 4,60 m; largura 4,80 m; LT 20 (16+4) EPS (enchimento 16 cm + capa 4 cm = 20 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 17,6 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,78 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 3,08 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,71 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 4,53 kN·m; $V_k = pl/2$ = 3,94 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com b_1 ≤ metade da distância entre nervuras e ≤ 0,1·l, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 6,35 kN·m → x/d = 0,041; $A_{s,nec}$ = 0,84 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 1,99 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (296 cm²) → 0,44 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 16745** (banzo superior Ø7, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø5 em CA-60) + 2 Ø8 (CA-50) → $A_{s,equiv}$ = 0,39 × 521,7/434,8 + 1,01 = 1,48 cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd}\cdot k\cdot(1,2 + 40\rho_1)\cdot b_w\cdot d$ = 0,321 MPa × 1,42 × (1,2 + 40 × 0,0099) × 8 × 17,6 = 10,27 kN ≥ V_{Sd} = 5,52 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 10.220 cm⁴; y_t = 13,7 cm; $M_r = 1,2\cdot f_{ct,m}\cdot I_c/y_t$ = 2,30 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 3,76 kN·m; estádio II x_{II} = 2,92 cm, I_{II} = 2.968 cm⁴ → I_{eq} = 4.632 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384\cdot E_{cs}\cdot I_{eq})$ = 7,4 mm; $a_t = a_i(1 + 1,32)$ = 17,2 mm → 17,2 mm ≤ l/250 = 18,4 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 72 – Verificações — L106

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: h_f ≥ 4 cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: b_w ≥ 5 cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,041	0,450	0,09
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,84 cm²	1,48 cm² (equiv. CA-50)	0,57
Cisalhamento na nervura sem estribos (V_{Sd} ≤ V_{Rd1})	5,52 kN	10,27 kN	0,54
Flecha total ≤ l/250	17,2 mm	18,4 mm	0,93

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.44 LAJE TRELIÇADA L107

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 1,20 m; largura 8,00 m; LT 11 (7+4) EPS (enchimento 7 cm + capa 4 cm = 11 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 8,8 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,35 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 2,65 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,53 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 0,28 kN·m; $V_k = pl/2$ = 0,92 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 32 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com $b_1 \leq$ metade da distância entre nervuras e $\leq 0{,}1 \cdot l$, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 0,39 kN·m → x/d = 0,013; $A_{s,nec}$ = 0,10 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 0,57 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (184 cm²) → 0,28 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 08644** (banzo superior Ø6, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø4,2 em CA-60) → $A_{s,equiv} = 0{,}28 \times 521{,}7/434{,}8 + 0{,}00$ = 0,33 cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,51 × (1,2 + 40 × 0,0039) × 8 × 8,8 = 4,63 kN ≥ V_{Sd} = 1,29 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 1.578 cm⁴; y_t = 7,3 cm; $M_r = 1{,}2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 0,66 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 0,22 kN·m; estádio II x_{II} = 1,08 cm, I_{II} = 157 cm⁴ → I_{eq} = 1.578 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 0,1 mm; $a_t = a_i(1 + 1{,}32)$ = 0,2 mm → 0,2 mm ≤ l/250 = 4,8 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 73 – Verificações — L107

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \geq$ 4 cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: $b_w \geq$ 5 cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,013	0,450	0,03
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,28 cm²	0,33 cm² (equiv. CA-50)	0,83
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)	1,29 kN	4,63 kN	0,28
Flecha total ≤ l/250	0,2 mm	4,8 mm	0,04

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.45 LAJE TRELIÇADA L108

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 5,80 m; largura 5,80 m; LT 25 (20+5) EPS (enchimento 20 cm + capa 5 cm = 25 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 22,4 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 2,22 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 3,52 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,90 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 7,99 kN·m; $V_k = pl/2$ = 5,51 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com b_1 ≤ metade da distância entre nervuras e ≤ 0,1·l, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 5 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 11,18 kN·m → x/d = 0,045; $A_{s,nec}$ = 1,17 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 3,11 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (370 cm²) → 0,56 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 20745** (banzo superior Ø7, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø5 em CA-60) + 2 Ø12,5 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0{,}39 \times 521{,}7/434{,}8 + 2{,}45$ = 2,93 cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,38 × (1,2 + 40 × 0,0159) × 8 × 22,4 = 14,50 kN ≥ V_{Sd} = 7,71 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 19.960 cm⁴; y_t = 17,1 cm; $M_r = 1{,}2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 3,59 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 6,75 kN·m; estádio II x_{II} = 4,58 cm, I_{II} = 9.185 cm⁴ → I_{eq} = 10.810 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 9,1 mm; $a_t = a_i(1 + 1{,}32)$ = 21,0 mm → 21,0 mm ≤ l/250 = 23,2 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 74 – Verificações — L108

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \geq 4$ cm e $\geq 1/15$ da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	5 cm	0,80
Nervura: $b_w \geq 5$ cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura ($x/d \leq 0,45$)	0,045	0,450	0,10
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	1,17 cm²	2,93 cm² (equiv. CA-50)	0,40
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)	7,71 kN	14,50 kN	0,53
Flecha total ≤ l/250	21,0 mm	23,2 mm	0,91

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.46 LAJE TRELIÇADA L109

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 4,40 m; largura 5,80 m; LT 20 (16+4) EPS (enchimento 16 cm + capa 4 cm = 20 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 17,7 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,78 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 3,08 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,71 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 4,15 kN·m; $V_k = pl/2$ = 3,77 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com b_1 ≤ metade da distância entre nervuras e ≤ 0,1·l, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 5,81 kN·m → x/d = 0,037; $A_{s,nec}$ = 0,77 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 1,99 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (296 cm²) → 0,44 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 16745** (banzo superior Ø7, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø5 em CA-60) + 1 Ø6,3 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0,39 \times 521,7/434,8 + 0,31 = 0,78$ cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,42 × (1,2 + 40 × 0,0050) × 8 × 17,7 = 9,03 kN ≥ V_{Sd} = 5,28 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 10.220 cm⁴; y_t = 13,7 cm; $M_r = 1,2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 2,30 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 3,44 kN·m; estádio II x_{II} = 2,13 cm, I_{II} = 1.617 cm⁴ → I_{eq} = 4.195 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq}) = 6{,}8$ mm; $a_t = a_i(1 + 1{,}32) = 15{,}9$ mm → 15,9 mm ≤ l/250 = 17,6 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 ($\gamma_f = 1{,}4$); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 75 – Verificações — L109

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \geq 4$ cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: $b_w \geq 5$ cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,037	0,450	0,08
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,77 cm²	0,78 cm² (equiv. CA-50)	0,98
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)	5,28 kN	9,03 kN	0,58
Flecha total ≤ l/250	15,9 mm	17,6 mm	0,90

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.47 LAJE TRELIÇADA L110

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 4,40 m; largura 5,80 m; LT 20 (16+4) EPS (enchimento 16 cm + capa 4 cm = 20 cm).

Intereixo 42 cm; nervura $b_w = 8$ cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 17,7 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,78 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 3,08 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,71 kN/m; $M_k = pl^2/8 = 4{,}15$ kN·m; $V_k = pl/2 = 3{,}77$ kN; $\gamma_f = 1{,}40$.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante $b_f = 42$ cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com b_1 ≤ metade da distância entre nervuras e ≤ 0,1·l, NBR 6118 14.6.2.2); $h_f = 4$ cm; linha neutra na mesa.

$M_d = 5{,}81$ kN·m → x/d = 0,037; $A_{s,nec} = 0{,}77$ cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} = 1{,}99$ kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (296 cm²) → 0,44 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 16745** (banzo superior Ø7, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø5 em CA-60) + 1 Ø6,3 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0{,}39 \times 521{,}7/434{,}8 + 0{,}31 = 0{,}78$ cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd}\cdot k\cdot(1{,}2 + 40\rho_1)\cdot b_w\cdot d$ = 0,321 MPa × 1,42 × (1,2 + 40 × 0,0050) × 8 × 17,7 = 9,03 kN ≥ V_{Sd} = 5,28 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 10.220 cm⁴; y_t = 13,7 cm; $M_r = 1{,}2\cdot f_{ct,m}\cdot I_c/y_t$ = 2,30 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 3,44 kN·m; estádio II x_{II} = 2,13 cm, I_{II} = 1.617 cm⁴ → I_{eq} = 4.195 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384\cdot E_{cs}\cdot I_{eq})$ = 6,8 mm; $a_t = a_i(1 + 1{,}32)$ = 15,9 mm → 15,9 mm ≤ l/250 = 17,6 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 76 – Verificações — L110

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: h_f ≥ 4 cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: b_w ≥ 5 cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,037	0,450	0,08
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,77 cm²	0,78 cm² (equiv. CA-50)	0,98
Cisalhamento na nervura sem estribos (V_{Sd} ≤ V_{Rd1})	5,28 kN	9,03 kN	0,58
Flecha total ≤ l/250	15,9 mm	17,6 mm	0,90

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.48 LAJE TRELIÇADA L111

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 3,00 m; largura 5,80 m; LT 11 (7+4) EPS (enchimento 7 cm + capa 4 cm = 11 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 8,4 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,35 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 2,65 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,53 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 1,73 kN·m; $V_k = pl/2$ = 2,30 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com $b_1 \leq$ metade da distância entre nervuras e $\leq 0{,}1 \cdot l$, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 2,42 kN·m → x/d = 0,069; $A_{s,nec}$ = 0,68 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 0,60 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (224 cm²) → 0,34 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 08644** (banzo superior Ø6, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø4,2 em CA-60) + 2 Ø12,5 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0{,}28 \times 521{,}7/434{,}8 + 2{,}45$ = 2,79 cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,52 × (1,2 + 40 × 0,0200) × 8 × 8,4 = 6,51 kN ≥ V_{Sd} = 3,22 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 1.723 cm⁴; y_t = 7,6 cm; $M_r = 1{,}2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 0,70 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 1,40 kN·m; estádio II x_{II} = 2,56 cm, I_{II} = 1.038 cm⁴ → I_{eq} = 1.123 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 4,8 mm; $a_t = a_i(1 + 1{,}32)$ = 11,2 mm → 11,2 mm ≤ l/250 = 12,0 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 77 – Verificações — L111

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \geq$ 4 cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: $b_w \geq$ 5 cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,069	0,450	0,15
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,68 cm²	2,79 cm² (equiv. CA-50)	0,24
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)	3,22 kN	6,51 kN	0,49
Flecha total ≤ l/250	11,2 mm	12,0 mm	0,93

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.49 LAJE TRELIÇADA L112

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 4,60 m; largura 4,60 m; LT 20 (16+4) EPS (enchimento 16 cm + capa 4 cm = 20 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 17,6 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,78 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 3,08 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,71 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 4,53 kN·m; $V_k = pl/2$ = 3,94 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com b_1 ≤ metade da distância entre nervuras e ≤ 0,1·l, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 6,35 kN·m → x/d = 0,041; $A_{s,nec}$ = 0,84 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0{,}8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 1,99 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (296 cm²) → 0,44 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 16745** (banzo superior Ø7, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø5 em CA-60) + 2 Ø8 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0{,}39 \times 521{,}7/434{,}8 + 1{,}01$ = 1,48 cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,42 × (1,2 + 40 × 0,0099) × 8 × 17,6 = 10,27 kN ≥ V_{Sd} = 5,52 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 10.220 cm⁴; y_t = 13,7 cm; $M_r = 1{,}2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c / y_t$ = 2,30 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 3,76 kN·m; estádio II x_{II} = 2,92 cm, I_{II} = 2.968 cm⁴ → I_{eq} = 4.632 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 7,4 mm; $a_t = a_i(1 + 1{,}32)$ = 17,2 mm → 17,2 mm ≤ l/250 = 18,4 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 78 – Verificações — L112

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \geq 4$ cm e $\geq 1/15$ da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: $b_w \geq 5$ cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura ($x/d \leq 0,45$)	0,041	0,450	0,09
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,84 cm²	1,48 cm² (equiv. CA-50)	0,57
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)	5,52 kN	10,27 kN	0,54
Flecha total ≤ l/250	17,2 mm	18,4 mm	0,93

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.50 LAJE TRELIÇADA L113

Dados e cargas

Laje treliçada unidirecional biapoiada: vão das vigotas l = 3,40 m; largura 4,60 m; LT 16 (12+4) EPS (enchimento 12 cm + capa 4 cm = 16 cm).

Intereixo 42 cm; nervura b_w = 8 cm; C25; cobrimento 2,0 cm; d = 13,7 cm.

Peso próprio (capa + nervuras + EPS) = 1,59 kN/m²; revestimento 1,30; outras permanentes 0,00 → g = 2,89 kN/m²; q = 1,00 kN/m² (NBR 6120).

Por nervura: p = (g + q)·intereixo = 1,63 kN/m; $M_k = pl^2/8$ = 2,36 kN·m; $V_k = pl/2$ = 2,78 kN; γ_f = 1,40.

Flexão da nervura (seção T, NBR 6118 17.2)

Mesa colaborante b_f = 42 cm ($b_w + 2 \cdot b_1$, com b_1 ≤ metade da distância entre nervuras e ≤ 0,1·l, NBR 6118 14.6.2.2); h_f = 4 cm; linha neutra na mesa.

M_d = 3,31 kN·m → x/d = 0,035; $A_{s,nec}$ = 0,56 cm² (CA-50); mínima pelo $M_{d,mín} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$ = 1,27 kN·m e ρ ≥ 0,15% da seção T (264 cm²) → 0,40 cm² (17.3.5.2.1).

Adotado: **TR 12645** (banzo superior Ø6, diagonais Ø4,2, banzo inferior 2 Ø5 em CA-60) + 1 Ø6,3 (CA-50) → $A_{s,equiv} = 0,39 \times 521,7/434,8 + 0,31 = 0,78$ cm².

Cisalhamento (13.2.4.2 e 19.4.1)

Intereixo ≤ 65 cm: cortante verificado com os critérios de laje. $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$ = 0,321 MPa × 1,46 × (1,2 + 40 × 0,0064) × 8 × 13,7 = 7,48 kN ≥ V_{Sd} = 3,89 kN.

Flecha (17.3.2)

Seção T bruta: I_c = 5.286 cm⁴; y_t = 11,1 cm; $M_r = 1,2 \cdot f_{ct,m} \cdot I_c/y_t$ = 1,47 kN·m (α = 1,2 para seção T).

Quase permanente (ψ_2 = 0,3): M_a = 1,94 kN·m; estádio II x_{II} = 1,86 cm, I_{II} = 947 cm⁴ → I_{eq} = 2.832 cm⁴.

$a_i = 5pl^4/(384 \cdot E_{cs} \cdot I_{eq})$ = 3,4 mm; $a_t = a_i(1 + 1,32)$ = 7,9 mm → 7,9 mm ≤ l/250 = 13,6 mm.

Observações

Armadura de distribuição na capa: Ø5,0 c/20 nas duas direções (ou tela equivalente) e armadura negativa construtiva sobre as vigas de apoio.

Para vãos acima de 4 m, prever nervura transversal de travamento (duas acima de 6 m) e seguir o escoramento indicado pelo fabricante.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003 (γ_f = 1,4); a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 79 – Verificações — L113

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Mesa: $h_f \geq$ 4 cm e ≥ 1/15 da distância entre nervuras (13.2.4.2)	4,0 cm	4 cm	1,00
Nervura: $b_w \geq$ 5 cm (13.2.4.2)	5 cm	8 cm	0,63
Flexão na nervura (x/d ≤ 0,45)	0,035	0,450	0,08
Armadura: treliça (CA-60) + adicional (CA-50) ≥ necessária	0,56 cm²	0,78 cm² (equiv. CA-50)	0,72
Cisalhamento na nervura sem estribos ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)	3,89 kN	7,48 kN	0,52
Flecha total ≤ l/250	7,9 mm	13,6 mm	0,58

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.51 PILAR DE CONCRETO P1 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 59,1 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,083.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 2,4 / 4,5 kN·m; direção y 19,0 / 4,5 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 4,5 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,2 kN·m; α_b = 0,81; e_1 = 7,7 cm; λ_1 = 36,7 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = 0,005/[h(ν + 0,5)] = 0,02500 m^{-1}; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,0 kN·m; $M_{d,tot}$ = 4,6 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 19,0 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,2 kN·m; α_b = 0,70; e_1 = 32,1 cm; λ_1 = 64,8 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \leq \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 59,1 kN: $M_{Rd,xx}$ = 20,0 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 22,3 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,2 kN·m (x) e 2,2 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,09).

Adotado: **8 Ø10** (4 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 6,28 cm² (ρ = 1,57%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \geq$ 5 mm e $\geq Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 80 – Verificações — P1 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	4,5 / 19,0 kN·m	1,00	0,99
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	4,6 / 13,2 kN·m	1,00	0,70
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,2 / 2,2 kN·m	1,00	0,09
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\% A_c$)	1,60 cm²	6,28 cm²	0,25
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	6,28 cm²	16,00 cm²	0,39
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.52 PILAR DE CONCRETO P2 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 115,5 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,162.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,6 / 0,2 kN·m; direção y 16,2 / 3,5 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,40 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h = 41{,}5$; $M_{1d,A}$ = 0,6 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 2,4 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 0,5 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m^{-1}; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,7 kN·m; $M_{d,tot}$ = 2,2 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,40 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h = 41{,}5$; $M_{1d,A}$ = 16,2 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 2,4 kN·m; α_b = 0,69; e_1 = 14,1 cm; λ_1 = 49,1 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \le \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 115,5 kN: $M_{Rd,xx}$ = 17,4 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 17,4 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 4,1 kN·m (x) e 4,1 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,23).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge$ 5 mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 81 – Verificações — P2 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,6 / 16,2 kN·m	1,00	0,93
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,2 / 11,2 kN·m	1,00	0,67

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	4,1 / 4,1 kN·m	1,00	0,23
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	41,5	90	0,46

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.53 PILAR DE CONCRETO P3 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 94,4 kN; ν = $N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,132.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,0 / 1,1 kN·m; direção y 13,5 / 3,9 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,40 m; λ = 3,46·l_e/h = 41,5; $M_{1d,A}$ = 1,1 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 2,0 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 1,1 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = 0,005/[h(ν + 0,5)] = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,4 kN·m; $M_{d,tot}$ = 2,4 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,40 m; λ = 3,46·l_e/h = 41,5; $M_{1d,A}$ = 13,5 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 2,0 kN·m; α_b = 0,72; e_1 = 14,3 cm; λ_1 = 47,4 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados (λ ≤ λ_1).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões (0,85·f_{cd} em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 94,4 kN: $M_{Rd,xx}$ = 16,3 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 16,3 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 3,3 kN·m (x) e 3,3 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,20).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge 5$ mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 82 – Verificações — P3 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,1 / 13,5 kN·m	1,00	0,84
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,4 / 9,6 kN·m	1,00	0,64
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	3,3 / 3,3 kN·m	1,00	0,20
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	41,5	90	0,46

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.54 PILAR DE CONCRETO P4 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 78,7 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,110.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,3 / 0,9 kN·m; direção y 13,6 / 3,8 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,45 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 42,4; $M_{1d,A}$ = 0,9 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,7 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 1,1 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,2 kN·m; $M_{d,tot}$ = 2,0 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,45 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 42,4; $M_{1d,A}$ = 13,6 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,7 kN·m; α_b = 0,71; e_1 = 17,3 cm; λ_1 = 50,3 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados (λ ≤ λ_1).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 78,7 kN: $M_{Rd,xx}$ = 15,3 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 15,3 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,8 kN·m (x) e 2,8 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,17).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \geq$ 5 mm e $\geq Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 83 – Verificações — P4 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,9 / 13,6 kN·m	1,00	0,90
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,0 / 9,7 kN·m	1,00	0,66
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,8 / 2,8 kN·m	1,00	0,17
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	42,4	90	0,47

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.55 PILAR DE CONCRETO P5 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 54,3 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,076.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,4 / 1,0 kN·m; direção y 18,0 / 2,9 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,60 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,0; $M_{1d,A}$ = 1,0 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,1 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 1,9 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 0,9 kN·m; $M_{d,tot}$ = 1,9 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,60 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,0; $M_{1d,A}$ = 18,0 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,1 kN·m; α_b = 0,67; e_1 = 33,1 cm; λ_1 = 68,7 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \le \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 54,3 kN: $M_{Rd,xx}$ = 22,1 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 19,8 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,1 kN·m (x) e 2,1 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,08).

Adotado: **8 Ø10** (2 por face paralela a x, 4 por face paralela a y) = 6,28 cm² (ρ = 1,57%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge$ 5 mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada ($\lambda \le 90$); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 84 – Verificações — P5 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,0 / 18,0 kN·m	1,00	0,91
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,9 / 11,9 kN·m	1,00	0,60
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,1 / 2,1 kN·m	1,00	0,08
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	6,28 cm²	0,25
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	6,28 cm²	16,00 cm²	0,39
Esbeltez $\lambda \leq 90$ (pilar-padrão)	45,0	90	0,50

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.56 PILAR DE CONCRETO P6 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 70,6 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,099.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,3 / 0,3 kN·m; direção y 12,1 / 2,7 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 0,3 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,5 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 0,5 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,1 kN·m; $M_{d,tot}$ = 1,5 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 12,1 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,5 kN·m; α_b = 0,69; e_1 = 17,2 cm; λ_1 = 51,9 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \leq \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 70,6 kN: $M_{Rd,xx}$ = 14,9 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 14,9 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,6 kN·m (x) e 2,6 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,17).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 85 – Verificações — P6 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,3 / 12,1 kN·m	1,00	0,79
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,5 / 8,4 kN·m	1,00	0,56
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,6 / 2,6 kN·m	1,00	0,17
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\% A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.57 PILAR DE CONCRETO P7 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 26,9 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,038.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,6 / 2,6 kN·m; direção y 8,8 / 2,9 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,60 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,0; $M_{1d,A}$ = 2,6 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 0,6 kN·m; α_b = 0,69; e_1 = 9,5 cm; λ_1 = 44,8 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 0,5 kN·m; $M_{d,tot}$ = 2,6 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,60 m; λ = 3,46·l_e/h = 45,0; $M_{1d,A}$ = 8,8 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 0,6 kN·m; α_b = 0,73; e_1 = 32,7 cm; λ_1 = 62,0 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados (λ ≤ λ_1).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões (0,85·f_{cd} em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 26,9 kN: $M_{Rd,xx}$ = 12,1 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 12,1 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 1,0 kN·m (x) e 1,0 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,07).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 86 – Verificações — P7 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,6 / 8,8 kN·m	1,00	0,83
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,6 / 6,5 kN·m	1,00	0,62
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	1,0 / 1,0 kN·m	1,00	0,07
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	45,0	90	0,50

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.58 PILAR DE CONCRETO P8 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 110,2 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,154.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,4 / 0,7 kN·m; direção y 7,9 / 0,5 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 0,7 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 2,3 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 0,7 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,8 kN·m; $M_{d,tot}$ = 2,5 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 7,9 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 2,3 kN·m; α_b = 0,62; e_1 = 7,2 cm; λ_1 = 47,3 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \le \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 110,2 kN: $M_{Rd,xx}$ = 17,2 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 17,2 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 4,1 kN·m (x) e 4,1 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,24).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge$ 5 mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada ($\lambda \le 90$); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 87 – Verificações — P8 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,7 / 7,9 kN·m	1,00	0,42
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,5 / 4,9 kN·m	1,00	0,32
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	4,1 / 4,1 kN·m	1,00	0,24
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez $\lambda \leq 90$ (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.59 PILAR DE CONCRETO P9 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 49,8 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,070.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 2,1 / 0,1 kN·m; direção y 7,1 / 3,3 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 2,1 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,0 kN·m; α_b = 0,61; e_1 = 4,1 cm; λ_1 = 45,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 0,9 kN·m; $M_{d,tot}$ = 2,1 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 7,1 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,0 kN·m; α_b = 0,79; e_1 = 14,3 cm; λ_1 = 43,2 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 0,9 kN·m; $M_{d,tot}$ = 7,1 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 49,8 kN: $M_{Rd,xx}$ = 13,6 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 13,6 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 1,9 kN·m (x) e 1,9 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,13).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 88 – Verificações — P9 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,1 / 7,1 kN·m	1,00	0,57
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,1 / 7,1 kN·m	1,00	0,57
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	1,9 / 1,9 kN·m	1,00	0,13
Armadura mínima ($0,15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0,4\% A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	45,8	90	0,51

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.60 PILAR DE CONCRETO P10 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 153,8 kN; ν = $N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,215.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,8 / 0,9 kN·m; direção y 16,2 / 5,3 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,40 m; $\lambda = 3,46 \cdot l_e/h$ = 41,5; $M_{1d,A}$ = 0,9 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0,015 + 0,03h)$ = 3,2 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 0,6 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0,005/[h(\nu + 0,5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 2,2 kN·m; $M_{d,tot}$ = 3,1 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,40 m; λ = 3,46·l_e/h = 41,5; $M_{1d,A}$ = 16,2 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 3,2 kN·m; α_b = 0,73; e_1 = 10,6 cm; λ_1 = 43,3 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados (λ ≤ λ_1).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões (0,85·f_{cd} em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 153,8 kN: $M_{Rd,xx}$ = 19,4 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 19,4 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 5,4 kN·m (x) e 5,4 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,29).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 89 – Verificações — P10 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,9 / 16,2 kN·m	1,00	0,83
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	3,1 / 11,8 kN·m	1,00	0,67
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	5,4 / 5,4 kN·m	1,00	0,29
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	41,5	90	0,46

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.61 PILAR DE CONCRETO P11 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 69,4 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,097.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 1,7 / 0,9 kN·m; direção y 9,2 / 3,1 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,60 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,0; $M_{1d,A}$ = 1,7 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,5 kN·m; α_b = 0,82; e_1 = 2,4 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,2 kN·m; $M_{d,tot}$ = 2,5 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,60 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,0; $M_{1d,A}$ = 9,2 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,5 kN·m; α_b = 0,74; e_1 = 13,2 cm; λ_1 = 45,2 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \le \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 69,4 kN: $M_{Rd,xx}$ = 14,8 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 14,8 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,6 kN·m (x) e 2,6 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,17).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge$ 5 mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada ($\lambda \le 90$); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 90 – Verificações — P11 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,7 / 9,2 kN·m	1,00	0,64
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,5 / 6,7 kN·m	1,00	0,51
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,6 / 2,6 kN·m	1,00	0,17
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez $\lambda \leq 90$ (pilar-padrão)	45,0	90	0,50

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.62 PILAR DE CONCRETO P12 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 85,0 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,119.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,2 / 0,4 kN·m; direção y 13,5 / 5,7 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,40 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 41,5; $M_{1d,A}$ = 0,4 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,8 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 0,4 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,2 kN·m; $M_{d,tot}$ = 1,6 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,40 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 41,5; $M_{1d,A}$ = 13,5 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,8 kN·m; α_b = 0,77; e_1 = 15,8 cm; λ_1 = 45,4 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \leq \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 85,0 kN: $M_{Rd,xx}$ = 15,7 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 15,7 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 3,0 kN·m (x) e 3,0 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,18).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 91 – Verificações — P12 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,4 / 13,5 kN·m	1,00	0,84
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,6 / 10,4 kN·m	1,00	0,67
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	3,0 / 3,0 kN·m	1,00	0,18
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	41,5	90	0,46

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.63 PILAR DE CONCRETO P13 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 68,7 kN; ν = $N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,096.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,2 / 0,4 kN·m; direção y 10,3 / 2,7 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,50 m; λ = 3,46·l_e/h = 43,3; $M_{1d,A}$ = 0,4 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 1,4 kN·m; $α_b$ = 1,00; e_1 = 0,5 cm; $λ_1$ = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = 0,005/[h(ν + 0,5)] = 0,02500 m⁻¹; M_{2d} = $N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,1 kN·m; $M_{d,tot}$ = 1,4 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,50 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 43,3; $M_{1d,A}$ = 10,3 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,4 kN·m; α_b = 0,70; e_1 = 15,0 cm; λ_1 = 48,7 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \le \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 68,7 kN: $M_{Rd,xx}$ = 14,7 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 14,7 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,5 kN·m (x) e 2,5 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,16).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge 5$ mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada ($\lambda \le 90$); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 92 – Verificações — P13 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,4 / 10,3 kN·m	1,00	0,66
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,4 / 7,3 kN·m	1,00	0,49
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,5 / 2,5 kN·m	1,00	0,16
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \ge 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez $\lambda \le 90$ (pilar-padrão)	43,3	90	0,48

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.64 PILAR DE CONCRETO P14 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 80,1 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,112.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,1 / 0,3 kN·m; direção y 13,6 / 3,8 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,45 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 42,4; $M_{1d,A}$ = 0,3 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,7 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 0,4 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,2 kN·m; $M_{d,tot}$ = 1,5 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,45 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 42,4; $M_{1d,A}$ = 13,6 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,7 kN·m; α_b = 0,71; e_1 = 17,0 cm; λ_1 = 50,0 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \le \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 80,1 kN: $M_{Rd,xx}$ = 15,4 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 15,4 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,9 kN·m (x) e 2,9 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,18).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge 5$ mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada ($\lambda \le 90$); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 93 – Verificações — P14 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,3 / 13,6 kN·m	1,00	0,87
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,5 / 9,7 kN·m	1,00	0,63
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,9 / 2,9 kN·m	1,00	0,18
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez $\lambda \leq 90$ (pilar-padrão)	42,4	90	0,47

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.65 PILAR DE CONCRETO P15 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 75,7 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,106.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,6 / 0,1 kN·m; direção y 5,4 / 1,4 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 0,6 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,6 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 0,8 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = $0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,3 kN·m; $M_{d,tot}$ = 1,9 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 5,4 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,6 kN·m; α_b = 0,71; e_1 = 7,1 cm; λ_1 = 41,8 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = $0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,3 kN·m; $M_{d,tot}$ = 5,4 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 75,7 kN: $M_{Rd,xx}$ = 15,2 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 15,2 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,9 kN·m (x) e 2,9 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,18).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 94 – Verificações — P15 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,6 / 5,4 kN·m	1,00	0,31
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,9 / 5,4 kN·m	1,00	0,37
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,9 / 2,9 kN·m	1,00	0,18
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	45,8	90	0,51

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.66 PILAR DE CONCRETO P16 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 98,3 kN; ν = $N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,138.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 7,9 / 1,8 kN·m; direção y 8,0 / 2,7 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; λ = 3,46·l_e/h = 45,8; $M_{1d,A}$ = 7,9 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 2,1 kN·m; $α_b$ = 0,69; e_1 = 8,1 cm; $λ_1$ = 43,6 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = 0,005/[h(ν + 0,5)] = 0,02500 m⁻¹; M_{2d} = $N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,7 kN·m; $M_{d,tot}$ = 7,9 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; λ = 3,46·l_e/h = 45,8; $M_{1d,A}$ = 8,0 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 2,1 kN·m; α_b = 0,73; e_1 = 8,2 cm; λ_1 = 41,0 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = 0,005/[h(ν + 0,5)] = 0,02500 m^{-1}; M_{2d} = N_d·l_e^2/10·(1/r) = 1,7 kN·m; $M_{d,tot}$ = 8,0 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões (0,85·f_{cd} em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 98,3 kN: $M_{Rd,xx}$ = 16,5 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 16,5 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 3,8 kN·m (x) e 3,8 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,23).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 95 – Verificações — P16 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	7,9 / 8,0 kN·m	1,00	0,84
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	7,9 / 8,0 kN·m	1,00	0,84
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	3,8 / 3,8 kN·m	1,00	0,23
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	45,8	90	0,51

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.67 PILAR DE CONCRETO P17 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 32,4 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,045.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 15,9 / 4,9 kN·m; direção y 0,4 / 1,4 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 15,9 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 0,7 kN·m; α_b = 0,72; e_1 = 49,2 cm; λ_1 = 77,1 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \le \lambda_1$).

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 1,4 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 0,7 kN·m; α_b = 0,72; e_1 = 4,4 cm; λ_1 = 38,2 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 0,6 kN·m; $M_{d,tot}$ = 1,6 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 32,4 kN: $M_{Rd,xx}$ = 17,0 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 17,0 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 1,2 kN·m (x) e 1,2 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,06).

Adotado: **4 Ø12,5** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 4,91 cm² (ρ = 1,23%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge 5$ mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 15,0 cm → **Ø5 c/15**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada ($\lambda \le 90$); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 96 – Verificações — P17 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	15,9 / 1,4 kN·m	1,00	0,98
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	11,5 / 1,6 kN·m	1,00	0,69
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	1,2 / 1,2 kN·m	1,00	0,06
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	4,91 cm²	0,33
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	4,91 cm²	16,00 cm²	0,31
Esbeltez $\lambda \leq 90$ (pilar-padrão)	45,8	90	0,51

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.68 PILAR DE CONCRETO P18 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 92,8 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,130.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 3,9 / 2,9 kN·m; direção y 5,7 / 1,4 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 3,9 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,9 kN·m; α_b = 0,90; e_1 = 4,2 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,6 kN·m; $M_{d,tot}$ = 5,1 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 5,7 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,9 kN·m; α_b = 0,70; e_1 = 6,1 cm; λ_1 = 41,2 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,6 kN·m; $M_{d,tot}$ = 5,7 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 92,8 kN: $M_{Rd,xx}$ = 16,2 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 16,2 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 3,6 kN·m (x) e 3,6 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,22).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 97 – Verificações — P18 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	3,9 / 5,7 kN·m	1,00	0,46
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	5,1 / 5,7 kN·m	1,00	0,54
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	3,6 / 3,6 kN·m	1,00	0,22
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	45,8	90	0,51

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.69 PILAR DE CONCRETO P19 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 85,9 kN; ν = $N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,120.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 1,2 / 0,3 kN·m; direção y 12,1 / 2,7 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; λ = 3,46·l_e/h = 44,1; $M_{1d,A}$ = 1,2 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 1,8 kN·m; $α_b$ = 1,00; e_1 = 1,4 cm; $λ_1$ = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = 0,005/[h(ν + 0,5)] = 0,02500 m⁻¹; M_{2d} = $N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,4 kN·m; $M_{d,tot}$ = 2,6 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; λ = 3,46·l_e/h = 44,1; $M_{1d,A}$ = 12,1 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 1,8 kN·m; α_b = 0,69; e_1 = 14,1 cm; λ_1 = 49,1 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados (λ ≤ λ_1).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões (0,85·f_{cd} em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 85,9 kN: $M_{Rd,xx}$ = 15,8 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 15,8 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 3,2 kN·m (x) e 3,2 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,19).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 98 – Verificações — P19 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,2 / 12,1 kN·m	1,00	0,78
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,6 / 8,4 kN·m	1,00	0,58
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	3,2 / 3,2 kN·m	1,00	0,19
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.70 PILAR DE CONCRETO P20 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 59,3 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,083.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 1,8 / 2,9 kN·m; direção y 2,8 / 1,4 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 2,9 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,2 kN·m; α_b = 0,84; e_1 = 4,9 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,0 kN·m; $M_{d,tot}$ = 3,5 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,65 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 45,8; $M_{1d,A}$ = 2,8 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,2 kN·m; α_b = 0,80; e_1 = 4,7 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,0 kN·m; $M_{d,tot}$ = 3,3 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 59,3 kN: $M_{Rd,xx}$ = 14,2 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 14,2 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,3 kN·m (x) e 2,3 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,15).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge 5$ mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 99 – Verificações — P20 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	2,9 / 2,8 kN·m	1,00	0,29
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	3,5 / 3,3 kN·m	1,00	0,36
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,3 / 2,3 kN·m	1,00	0,15
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez $\lambda \leq 90$ (pilar-padrão)	45,8	90	0,51

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.71 PILAR DE CONCRETO P21 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 6,9 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,010.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,3 / 0,7 kN·m; direção y 4,7 / 4,0 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 0,7 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 0,1 kN·m; α_b = 0,77; e_1 = 10,2 cm; λ_1 = 41,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 0,1 kN·m; $M_{d,tot}$ = 0,7 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 4,7 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 0,1 kN·m; α_b = 0,94; e_1 = 67,8 cm; λ_1 = 71,6 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \leq \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 6,9 kN: $M_{Rd,xx}$ = 10,8 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 10,8 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 0,3 kN·m (x) e 0,3 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,01).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 100 – Verificações — P21 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,7 / 4,7 kN·m	1,00	0,40
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,7 / 4,4 kN·m	1,00	0,37
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	0,3 / 0,3 kN·m	1,00	0,01
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.72 PILAR DE CONCRETO P22 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 91,1 kN; ν = $N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,128.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 6,7 / 2,9 kN·m; direção y 7,1 / 3,6 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; λ = 3,46·l_e/h = 44,1; $M_{1d,A}$ = 6,7 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 1,9 kN·m; $α_b$ = 0,77; e_1 = 7,3 cm; $λ_1$ = 38,2 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = 0,005/[h(ν + 0,5)] = 0,02500 m⁻¹; M_{2d} = $N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,5 kN·m; $M_{d,tot}$ = 6,7 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 7,1 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,9 kN·m; α_b = 0,80; e_1 = 7,8 cm; λ_1 = 37,3 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m^{-1}; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,5 kN·m; $M_{d,tot}$ = 7,2 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 91,1 kN: $M_{Rd,xx}$ = 16,1 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 16,1 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 3,4 kN·m (x) e 3,4 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,20).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge 5$ mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 101 – Verificações — P22 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	6,7 / 7,1 kN·m	1,00	0,73
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	6,7 / 7,2 kN·m	1,00	0,73
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	3,4 / 3,4 kN·m	1,00	0,20
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \ge 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.73 PILAR DE CONCRETO P23 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 98,9 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,138.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 8,1 / 4,0 kN·m; direção y 9,2 / 3,0 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 8,1 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 2,1 kN·m; α_b = 0,80; e_1 = 8,2 cm; λ_1 = 37,7 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,6 kN·m; $M_{d,tot}$ = 8,1 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 9,2 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 2,1 kN·m; α_b = 0,73; e_1 = 9,3 cm; λ_1 = 42,2 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,6 kN·m; $M_{d,tot}$ = 9,2 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 98,9 kN: $M_{Rd,xx}$ = 16,5 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 16,5 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 3,7 kN·m (x) e 3,7 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,22).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge 5$ mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 102 – Verificações — P23 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	8,1 / 9,2 kN·m	1,00	0,92
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	8,1 / 9,2 kN·m	1,00	0,92
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	3,7 / 3,7 kN·m	1,00	0,22
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez $\lambda \leq 90$ (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.74 PILAR DE CONCRETO P24 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 68,8 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,096.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,1 / 0,1 kN·m; direção y 10,3 / 2,7 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,50 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 43,3; $M_{1d,A}$ = 0,1 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,4 kN·m; α_b = 1,00; e_1 = 0,2 cm; λ_1 = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,1 kN·m; $M_{d,tot}$ = 1,2 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,50 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 43,3; $M_{1d,A}$ = 10,3 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,4 kN·m; α_b = 0,70; e_1 = 15,0 cm; λ_1 = 48,7 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \leq \lambda_1$).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 68,8 kN: $M_{Rd,xx}$ = 14,7 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 14,7 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 2,5 kN·m (x) e 2,5 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,16).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 103 – Verificações — P24 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,1 / 10,3 kN·m	1,00	0,65
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,2 / 7,3 kN·m	1,00	0,48
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	2,5 / 2,5 kN·m	1,00	0,16
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	43,3	90	0,48

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.75 PILAR DE CONCRETO P25 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 47,5 kN; ν = $N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,066.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 0,2 / 0,5 kN·m; direção y 17,1 / 2,9 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; λ = 3,46·l_e/h = 44,1; $M_{1d,A}$ = 0,5 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 1,0 kN·m; $α_b$ = 1,00; e_1 = 1,1 cm; $λ_1$ = 35,0 → **considerar 2ª ordem**: 1/r = 0,005/[h(ν + 0,5)] = 0,02500 m⁻¹; M_{2d} = $N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 0,8 kN·m; $M_{d,tot}$ = 1,3 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; λ = 3,46·l_e/h = 44,1; $M_{1d,A}$ = 17,1 kN·m; $M_{1d,mín}$ = N_d(0,015 + 0,03h) = 1,0 kN·m; α_b = 0,67; e_1 = 36,0 cm; λ_1 = 71,1 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados (λ ≤ λ_1).

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões (0,85·f_{cd} em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 47,5 kN: $M_{Rd,xx}$ = 17,6 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 17,5 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 1,8 kN·m (x) e 1,8 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,08).

Adotado: **6 Ø10** (2 por face paralela a x, 3 por face paralela a y) = 4,71 cm² (ρ = 1,18%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 104 – Verificações — P25 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	0,5 / 17,1 kN·m	1,00	0,99
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	1,3 / 11,4 kN·m	1,00	0,65
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	1,8 / 1,8 kN·m	1,00	0,08
Armadura mínima (0,15·N_d/f_{yd} ≥ 0,4% A_c)	1,60 cm²	4,71 cm²	0,34
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	4,71 cm²	16,00 cm²	0,29
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.76 PILAR DE CONCRETO P26 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 83,4 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,117.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 3,8 / 1,8 kN·m; direção y 8,0 / 2,7 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 3,8 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,8 kN·m; α_b = 0,78; e_1 = 4,6 cm; λ_1 = 35,6 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,4 kN·m; $M_{d,tot}$ = 4,4 kN·m.

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 8,0 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 1,8 kN·m; α_b = 0,73; e_1 = 9,6 cm; λ_1 = 42,2 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 1,4 kN·m; $M_{d,tot}$ = 8,0 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \le 1$. Para N_d = 83,4 kN: $M_{Rd,xx}$ = 15,6 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 15,6 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 3,1 kN·m (x) e 3,1 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,19).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t \ge 5$ mm e $\ge Ø/4$ → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até $20Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 105 – Verificações — P26 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	3,8 / 8,0 kN·m	1,00	0,64
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2} + (M_y/M_{Ry})^{1,2}$	4,4 / 8,0 kN·m	1,00	0,67
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	3,1 / 3,1 kN·m	1,00	0,19
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\%\ A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez $\lambda \leq 90$ (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.77 PILAR DE CONCRETO P27 lance 1

Dados e ações de cálculo

Seção 20 × 20 cm (A_c = 400 cm²); C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento 3,0 cm.

N_d = 39,2 kN; $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ = 0,055.

Momentos de 1ª ordem de cálculo (topo/base): direção x 8,5 / 4,8 kN·m; direção y 1,5 / 2,9 kN·m (mesmo sinal: curvatura simples).

Esbeltez e efeitos de 2ª ordem (15.8.3.3.2)

Direção x: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 8,5 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 0,8 kN·m; α_b = 0,83; e_1 = 21,8 cm; λ_1 = 46,7 → efeitos locais de 2ª ordem dispensados ($\lambda \leq \lambda_1$).

Direção y: h = 20 cm; l_e = 2,55 m; $\lambda = 3{,}46 \cdot l_e/h$ = 44,1; $M_{1d,A}$ = 2,9 kN·m; $M_{1d,mín} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h)$ = 0,8 kN·m; α_b = 0,80; e_1 = 7,5 cm; λ_1 = 37,1 → **considerar 2ª ordem**: $1/r = 0{,}005/[h(\nu + 0{,}5)]$ = 0,02500 m⁻¹; $M_{2d} = N_d \cdot l_e^2/10 \cdot (1/r)$ = 0,6 kN·m; $M_{d,tot}$ = 3,0 kN·m.

Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Diagrama retangular de tensões ($0{,}85 \cdot f_{cd}$ em 0,8x), ε_{cu} = 3,5‰, ε_{c2} = 2‰ e aço CA-50 elastoplástico; resistência em cada direção calculada por equilíbrio da seção com as barras reais.

Interação (17.2.5.2): $(M_{Sd,x}/M_{Rd,xx})^{1,2} + (M_{Sd,y}/M_{Rd,yy})^{1,2} \leq 1$. Para N_d = 39,2 kN: $M_{Rd,xx}$ = 12,9 kN·m e $M_{Rd,yy}$ = 12,9 kN·m.

Seção intermediária: momentos totais das duas direções atuando juntos (flexão oblíqua); nas extremidades, os momentos de 1ª ordem.

Envoltória mínima: elipse com semieixos 1,5 kN·m (x) e 1,5 kN·m (y), contida na envoltória resistente (pior ponto 0,10).

Adotado: **4 Ø10** (2 por face paralela a x, 2 por face paralela a y) = 3,14 cm² (ρ = 0,79%); $A_{s,mín}$ = 1,60 cm²; $A_{s,máx}$ = 16,00 cm².

Estribos (18.4.3)

$Ø_t$ ≥ 5 mm e ≥ Ø/4 → **Ø5**; s ≤ 20 cm, ≤ menor dimensão e ≤ 12Ø (CA-50) = 12,0 cm → **Ø5 c/12**.

Todas as barras estão protegidas contra a flambagem pelos cantos dos estribos ou a até 20$Ø_t$ deles.

Observações

Pilar-padrão com curvatura aproximada (λ ≤ 90); efeitos globais de 2ª ordem devem estar incluídos nos momentos informados.

Coeficientes conforme NBR 8681:2003; a NBR 8681:2025 está em vigor: confira as combinações.

Tabela 106 – Verificações — P27 lance 1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Extremidades (1ª ordem): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	8,5 / 2,9 kN·m	1,00	0,78
Seção intermediária (com 2ª ordem, momentos simultâneos): $(M_x/M_{Rx})^{1,2}$ + $(M_y/M_{Ry})^{1,2}$	7,1 / 3,0 kN·m	1,00	0,66
Envoltória mínima de 1ª ordem com 2ª ordem (11.3.3.4.3 e 15.3.2)	1,5 / 1,5 kN·m	1,00	0,10
Armadura mínima ($0{,}15 \cdot N_d/f_{yd} \geq 0{,}4\% A_c$)	1,60 cm²	3,14 cm²	0,51
Armadura máxima (4% A_c, fora das emendas)	3,14 cm²	16,00 cm²	0,20
Esbeltez λ ≤ 90 (pilar-padrão)	44,1	90	0,49

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.78 SAPATA ISOLADA S1

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 61,9 kN; N_Q = 7,2 kN → N_k = 69,1 kN; M_k = 4,5 kN·m (na direção de A) e 4,5 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 177 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 8,8 entre 1,50 e 3,40 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 69{,}1/(177 - 30{,}0) = 0{,}470$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 95 × 95 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 69{,}1/0{,}902 + 30{,}0 =$ **106,6 kPa** ≤ $\sigma_{adm} = 177$ kPa.

Com momentos: $e_A = 6{,}6$ cm; $e_B = 6{,}6$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}138 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 170{,}0$ kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín} = 43{,}2$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 25{,}0$ cm e $(B - b_p)/3 = 25{,}0$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda $h_0 = 35$ cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 69{,}1 = 96{,}7$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 107{,}2$ kPa (máxima na borda, com momentos: 151,6 / 151,6 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (95 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 40{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 11{,}8$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}80$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (95 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 40{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 11{,}8$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}80$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 92{,}5$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}293$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,07. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,356 m³; aço CA-50: 16,1 kg (N1: 9 Ø10 × 145 cm; N2: 9 Ø10 × 145 cm); fôrma: 1,33 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,066 m³; escavação: 3,72 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 107 – Verificações — S1

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	107 kPa	177 kPa	0,60
Tensão máxima na borda	170 kPa	177 kPa	0,96
Excentricidade no núcleo central	0,138	1/6 = 0,167	0,83
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,29 MPa	4,34 MPa	0,07
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.79 SAPATA ISOLADA S2

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 138,6 kN; N_Q = 14,8 kN → N_k = 153,4 kN; M_k = 0,2 kN·m (na direção de A) e 3,5 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 185 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 9,3 entre 1,50 e 3,70 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 153,4/(185 − 30,0) = 0,990 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 110 × 110 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 153,4/1,210 + 30,0 = **156,8 kPa** ≤ σ_{adm} = 185 kPa.

Com momentos: e_A = 0,1 cm; e_B = 2,3 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,022 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 173,8 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 139,7 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 30,0 cm e $(B - b_p)/3$ = 30,0 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 153,4 = 214,8 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 177,5 kPa (máxima na borda, com momentos: 178,9 / 199,9 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — x_1 = (110 − 20)/2 + 0,15 × 20 = 48,0 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 22,7 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}53$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 7{,}43$ cm² → **Ø10 c/11** (10 barras, 7,85 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (110 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 48{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 25{,}3$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}71$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 7{,}43$ cm² → **Ø10 c/11** (10 barras, 7,85 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 207{,}7$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}657$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,15. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,475 m³; aço CA-50: 19,7 kg (N1: 10 Ø10 × 160 cm; N2: 10 Ø10 × 160 cm); fôrma: 1,54 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,085 m³; escavação: 4,48 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 108 – Verificações — S2

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	157 kPa	185 kPa	0,85
Tensão máxima na borda	174 kPa	185 kPa	0,94
Excentricidade no núcleo central	0,022	1/6 = 0,167	0,13
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,66 MPa	4,34 MPa	0,15
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.80 SAPATA ISOLADA S3

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 110{,}2$ kN; $N_Q = 12{,}8$ kN → $N_k = 123{,}0$ kN; $M_k = 1{,}1$ kN·m (na direção de A) e 3,9 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 183$ kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 9{,}1$ entre 1,50 e 3,60 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 123{,}0/(183 - 30{,}0) = 0{,}804$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 100 × 100 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 123{,}0/1{,}000 + 30{,}0 =$ **153,0 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 183$ kPa.

Com momentos: $e_A = 0{,}9$ cm; $e_B = 3{,}2$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}040 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 182{,}8$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 123{,}2$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 26{,}7$ cm e $(B - b_p)/3 = 26{,}7$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda $h_0 = 35$ cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 123{,}0 = 172{,}2$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 172{,}2$ kPa (máxima na borda, com momentos: 181,2 / 205,0 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 43{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 16{,}8$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}13$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 43{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 18{,}9$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}28$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 165{,}3$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; d = 39,5 cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}523$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,12. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,394 m³; aço CA-50: 16,7 kg (N1: 9 Ø10 × 150 cm; N2: 9 Ø10 × 150 cm); fôrma: 1,40 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,072 m³; escavação: 3,97 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 109 – Verificações — S3

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	153 kPa	183 kPa	0,84
Tensão máxima na borda	183 kPa	183 kPa	1,00
Excentricidade no núcleo central	0,040	1/6 = 0,167	0,24
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,52 MPa	4,34 MPa	0,12
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.81 SAPATA ISOLADA S4

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 85,2 kN; N_Q = 10,7 kN → N_k = 95,9 kN; M_k = 0,9 kN·m (na direção de A) e 3,8 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 177 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 8,8 entre 1,50 e 3,40 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 95,9/(177 − 30,0) = 0,652 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 95 × 95 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 95,9/0,902 + 30,0 = **136,3 kPa** ≤ σ_{adm} = 177 kPa.

Com momentos: e_A = 0,9 cm; e_B = 4,0 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,051 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 168,9 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 103,6 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 25,0 cm e $(B - b_p)/3$ = 25,0 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 95,9 = 134,3 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 148,8 kPa (máxima na borda, com momentos: 157,2 / 186,1 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — x_1 = (95 − 20)/2 + 0,15 × 20 = 40,5 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 12,2 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}83$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (95 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 40{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 14{,}5$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}98$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 128{,}3$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}406$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,09. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,356 m³; aço CA-50: 16,1 kg (N1: 9 Ø10 × 145 cm; N2: 9 Ø10 × 145 cm); fôrma: 1,33 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,066 m³; escavação: 3,72 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 110 – Verificações — S4

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	136 kPa	177 kPa	0,77
Tensão máxima na borda	169 kPa	177 kPa	0,95
Excentricidade no núcleo central	0,051	1/6 = 0,167	0,31
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,41 MPa	4,34 MPa	0,09
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.82 SAPATA ISOLADA S5

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 64{,}1$ kN; $N_Q = 7{,}2$ kN → $N_k = 71{,}3$ kN; $M_k = 1{,}0$ kN·m (na direção de A) e 2,9 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 169$ kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}5$ entre 1,50 e 3,20 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 71{,}3/(169 - 30{,}0) = 0{,}513$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 85 × 85 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 71{,}3/0{,}723 + 30{,}0 =$ **128,7 kPa** ≤ $\sigma_{adm} = 169$ kPa.

Com momentos: $e_A = 1{,}4$ cm; $e_B = 4{,}1$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}065 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 167{,}3$ kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín} = 90{,}1$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 21{,}7$ cm e $(B - b_p)/3 = 21{,}7$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Sapata prismática ($h_0 = h$), pois o balanço é pequeno (≤ 30 cm) ou a declividade não permite reduzir a borda.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 71{,}3 = 99{,}8$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 138{,}2$ kPa (máxima na borda, com momentos: 152,1 / 178,2 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 8{,}1$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}55$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 9{,}5$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}65$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 94{,}3$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}298$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,07. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,325 m³; aço CA-50: 15,3 kg (N1: 8 Ø10 × 155 cm; N2: 8 Ø10 × 155 cm); fôrma: 1,53 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,055 m³; escavação: 3,26 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 111 – Verificações — S5

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	129 kPa	169 kPa	0,76
Tensão máxima na borda	167 kPa	169 kPa	0,99
Excentricidade no núcleo central	0,065	1/6 = 0,167	0,39
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,30 MPa	4,34 MPa	0,07
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.83 SAPATA ISOLADA S6

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 93,3 kN; N_Q = 9,2 kN → N_k = 102,5 kN; M_k = 0,3 kN·m (na direção de A) e 2,7 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 177 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 8,8 entre 1,50 e 3,40 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 102,5/(177 − 30,0) = 0,697 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 95 × 95 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 102,5/0,902 + 30,0 = **143,6 kPa** ≤ σ_{adm} = 177 kPa.

Com momentos: e_A = 0,3 cm; e_B = 2,6 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,030 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 164,3 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 122,9 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 25,0 cm e $(B - b_p)/3$ = 25,0 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 102,5 = 143,5 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 159,0 kPa (máxima na borda, com momentos: 161,6 / 185,5 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — x_1 = (95 − 20)/2 + 0,15 × 20 = 40,5 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 12,6 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}85$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (95 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 40{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 14{,}4$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}98$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 137{,}1$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}434$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,10. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,356 m³; aço CA-50: 16,1 kg (N1: 9 Ø10 × 145 cm; N2: 9 Ø10 × 145 cm); fôrma: 1,33 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,066 m³; escavação: 3,72 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 112 – Verificações — S6

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	144 kPa	177 kPa	0,81
Tensão máxima na borda	164 kPa	177 kPa	0,93
Excentricidade no núcleo central	0,030	1/6 = 0,167	0,18
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,43 MPa	4,34 MPa	0,10
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.84 SAPATA ISOLADA S7

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 39{,}9$ kN; $N_Q = 3{,}1$ kN → $N_k = 43{,}0$ kN; $M_k = 2{,}6$ kN·m (na direção de A) e 2,9 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 165$ kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}3$ entre 1,50 e 3,10 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 43{,}0/(165 - 30{,}0) = 0{,}319$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 80 × 80 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 43{,}0/0{,}640 + 30{,}0 =$ **97,2 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 165$ kPa.

Com momentos: $e_A = 6{,}0$ cm; $e_B = 6{,}8$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}160 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 161{,}5$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 32{,}9$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 20{,}0$ cm e $(B - b_p)/3 = 20{,}0$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Sapata prismática ($h_0 = h$), pois o balanço é pequeno (≤ 30 cm) ou a declividade não permite reduzir a borda.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 43{,}0 = 60{,}2$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 94{,}1$ kPa (máxima na borda, com momentos: 136,1 / 142,1 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (80 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 33{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 5{,}9$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}40$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 5{,}40$ cm² → **Ø10 c/12** (7 barras, 5,50 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (80 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 33{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 6{,}2$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}42$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 5{,}40$ cm² → **Ø10 c/12** (7 barras, 5,50 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 56{,}4$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}179$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,04. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,288 m³; aço CA-50: 13,0 kg (N1: 7 Ø10 × 150 cm; N2: 7 Ø10 × 150 cm); fôrma: 1,44 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,050 m³; escavação: 3,04 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 113 – Verificações — S7

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	97 kPa	165 kPa	0,59
Tensão máxima na borda	162 kPa	165 kPa	0,98
Excentricidade no núcleo central	0,160	1/6 = 0,167	0,96
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,18 MPa	4,34 MPa	0,04
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.85 SAPATA ISOLADA S8

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 115,6 kN; N_Q = 15,0 kN → N_k = 130,6 kN; M_k = 0,7 kN·m (na direção de A) e 0,5 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 180 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 9,0 entre 1,50 e 3,50 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 130,6/(180 − 30,0) = 0,871 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 100 × 100 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 130,6/1,000 + 30,0 = **160,6 kPa** ≤ σ_{adm} = 180 kPa.

Com momentos: e_A = 0,6 cm; e_B = 0,3 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,009 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 167,6 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 153,6 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 26,7 cm e $(B - b_p)/3$ = 26,7 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 130,6 = 182,8 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 182,8 kPa (máxima na borda, com momentos: 188,9 / 186,6 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20$ = 43,0 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 17,5 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}18$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 43{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 17{,}3$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}17$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 175{,}5$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}555$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,13. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,394 m³; aço CA-50: 16,7 kg (N1: 9 Ø10 × 150 cm; N2: 9 Ø10 × 150 cm); fôrma: 1,40 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,072 m³; escavação: 3,97 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 114 – Verificações — S8

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	161 kPa	180 kPa	0,89
Tensão máxima na borda	168 kPa	180 kPa	0,93
Excentricidade no núcleo central	0,009	1/6 = 0,167	0,05
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,56 MPa	4,34 MPa	0,13
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.86 SAPATA ISOLADA S9

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 64{,}9$ kN; $N_Q = 7{,}0$ kN → $N_k = 71{,}9$ kN; $M_k = 0{,}1$ kN·m (na direção de A) e 3,3 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 169$ kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}5$ entre 1,50 e 3,20 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 71{,}9/(169 - 30{,}0) = 0{,}517$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 85 × 85 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 71{,}9/0{,}723 + 30{,}0 =$ **129,5 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 169$ kPa.

Com momentos: $e_A = 0{,}1$ cm; $e_B = 4{,}6$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}056 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 162{,}7$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 96{,}3$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 21{,}7$ cm e $(B - b_p)/3 = 21{,}7$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Sapata prismática ($h_0 = h$), pois o balanço é pequeno (≤ 30 cm) ou a declividade não permite reduzir a borda.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 71{,}9 = 100{,}7$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 139{,}3$ kPa (máxima na borda, com momentos: 140,3 / 184,9 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 7{,}5$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}51$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 9{,}9$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}67$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 95{,}1$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}301$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,07. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,325 m³; aço CA-50: 15,3 kg (N1: 8 Ø10 × 155 cm; N2: 8 Ø10 × 155 cm); fôrma: 1,53 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,055 m³; escavação: 3,26 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 115 – Verificações — S9

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	130 kPa	169 kPa	0,77
Tensão máxima na borda	163 kPa	169 kPa	0,96
Excentricidade no núcleo central	0,056	1/6 = 0,167	0,33
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,30 MPa	4,34 MPa	0,07
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.87 SAPATA ISOLADA S10

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 154,3 kN; N_Q = 22,7 kN → N_k = 177,0 kN; M_k = 0,9 kN·m (na direção de A) e 5,3 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 190 kPa (0,19 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 9,5 entre 1,50 e 3,90 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 177,0/(190 − 30,0) = 1,106 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 115 × 115 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 177,0/1,323 + 30,0 = **163,8 kPa** ≤ σ_{adm} = 190 kPa.

Com momentos: e_A = 0,5 cm; e_B = 3,0 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,030 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 188,3 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 139,4 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 31,7 cm e $(B - b_p)/3$ = 31,7 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 30 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 177,0 = 247,8 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 187,4 kPa (máxima na borda, com momentos: 192,5 / 216,5 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (115 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20$ = 50,5 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 28,2 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}91$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 7{,}76$ cm² → **Ø10 c/11,5** (10 barras, 7,85 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (115 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 50{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 31{,}7$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 2{,}15$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 7{,}76$ cm² → **Ø10 c/11,5** (10 barras, 7,85 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 240{,}3$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}760$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,18. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,480 m³; aço CA-50: 19,1 kg (N1: 10 Ø10 × 155 cm; N2: 10 Ø10 × 155 cm); fôrma: 1,38 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,091 m³; escavação: 4,75 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 116 – Verificações — S10

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	164 kPa	190 kPa	0,86
Tensão máxima na borda	188 kPa	190 kPa	0,99
Excentricidade no núcleo central	0,030	1/6 = 0,167	0,18
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,76 MPa	4,34 MPa	0,18
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.88 SAPATA ISOLADA S11

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 84{,}4$ kN; $N_Q = 10{,}6$ kN → $N_k = 95{,}0$ kN; $M_k = 0{,}9$ kN·m (na direção de A) e 3,1 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 177$ kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}8$ entre 1,50 e 3,40 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 95{,}0/(177 - 30{,}0) = 0{,}646$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 95 × 95 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 95{,}0/0{,}902 + 30{,}0 =$ **135,3 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 177$ kPa.

Com momentos: $e_A = 1{,}0$ cm; $e_B = 3{,}3$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}045 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 163{,}4$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 107{,}1$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 25{,}0$ cm e $(B - b_p)/3 = 25{,}0$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda $h_0 = 35$ cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 95{,}0 = 133{,}0$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 147{,}4$ kPa (máxima na borda, com momentos: 156,4 / 177,7 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (95 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 40{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 12{,}2$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}82$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (95 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 40{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 13{,}8$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}94$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 127{,}1$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}402$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,09. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,356 m³; aço CA-50: 16,1 kg (N1: 9 Ø10 × 145 cm; N2: 9 Ø10 × 145 cm); fôrma: 1,33 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,066 m³; escavação: 3,72 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 117 – Verificações — S11

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	135 kPa	177 kPa	0,76
Tensão máxima na borda	163 kPa	177 kPa	0,92
Excentricidade no núcleo central	0,045	1/6 = 0,167	0,27
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,40 MPa	4,34 MPa	0,09
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.89 SAPATA ISOLADA S12

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 90,5 kN; N_Q = 13,3 kN → N_k = 103,8 kN; M_k = 0,4 kN·m (na direção de A) e 5,7 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 180 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 9,0 entre 1,50 e 3,50 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 103,8/(180 − 30,0) = 0,692 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 100 × 100 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 103,8/1,000 + 30,0 = **133,8 kPa** ≤ σ_{adm} = 180 kPa.

Com momentos: e_A = 0,4 cm; e_B = 5,5 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,058 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 170,1 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 97,5 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 26,7 cm e $(B - b_p)/3$ = 26,7 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 103,8 = 145,3 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 145,3 kPa (máxima na borda, com momentos: 148,4 / 193,0 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20$ = 43,0 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 13,7 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}93$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 43{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 17{,}8$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}21$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 139{,}5$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}441$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,10. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,394 m³; aço CA-50: 16,7 kg (N1: 9 Ø10 × 150 cm; N2: 9 Ø10 × 150 cm); fôrma: 1,40 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,072 m³; escavação: 3,97 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 118 – Verificações — S12

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	134 kPa	180 kPa	0,74
Tensão máxima na borda	170 kPa	180 kPa	0,95
Excentricidade no núcleo central	0,058	1/6 = 0,167	0,35
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,44 MPa	4,34 MPa	0,10
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.90 SAPATA ISOLADA S13

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 67{,}4$ kN; $N_Q = 10{,}2$ kN → $N_k = 77{,}6$ kN; $M_k = 0{,}4$ kN·m (na direção de A) e 2,7 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 169$ kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}5$ entre 1,50 e 3,20 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 77{,}6/(169 - 30{,}0) = 0{,}558$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 85 × 85 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 77{,}6/0{,}723 + 30{,}0 =$ **137,4 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 169$ kPa.

Com momentos: $e_A = 0{,}5$ cm; $e_B = 3{,}5$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}047 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 167{,}4$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 107{,}4$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 21{,}7$ cm e $(B - b_p)/3 = 21{,}7$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Sapata prismática ($h_0 = h$), pois o balanço é pequeno (≤ 30 cm) ou a declividade não permite reduzir a borda.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 77{,}6 = 108{,}6$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 150{,}4$ kPa (máxima na borda, com momentos: 155,4 / 187,3 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 8{,}3$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}56$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 10{,}0$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}68$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 102{,}6$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}325$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,07. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,325 m³; aço CA-50: 15,3 kg (N1: 8 Ø10 × 155 cm; N2: 8 Ø10 × 155 cm); fôrma: 1,53 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,055 m³; escavação: 3,26 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 119 – Verificações — S13

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	137 kPa	169 kPa	0,81
Tensão máxima na borda	167 kPa	169 kPa	0,99
Excentricidade no núcleo central	0,047	1/6 = 0,167	0,28
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,32 MPa	4,34 MPa	0,07
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.91 SAPATA ISOLADA S14

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 78,2 kN; N_Q = 12,0 kN → N_k = 90,2 kN; M_k = 0,3 kN·m (na direção de A) e 3,8 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 173 kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 8,7 entre 1,50 e 3,30 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 90,2/(173 − 30,0) = 0,631 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 95 × 95 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 90,2/0,902 + 30,0 = **129,9 kPa** ≤ σ_{adm} = 173 kPa.

Com momentos: e_A = 0,4 cm; e_B = 4,2 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,048 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 158,8 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 101,0 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 25,0 cm e $(B - b_p)/3$ = 25,0 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 90,2 = 126,3 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 139,9 kPa (máxima na borda, com momentos: 143,1 / 177,3 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — x_1 = (95 − 20)/2 + 0,15 × 20 = 40,5 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 11,1 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}75$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (95 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 40{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 13{,}8$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}93$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 120{,}7$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}382$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,09. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,356 m³; aço CA-50: 16,1 kg (N1: 9 Ø10 × 145 cm; N2: 9 Ø10 × 145 cm); fôrma: 1,33 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,066 m³; escavação: 3,72 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 120 – Verificações — S14

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	130 kPa	173 kPa	0,75
Tensão máxima na borda	159 kPa	173 kPa	0,92
Excentricidade no núcleo central	0,048	1/6 = 0,167	0,29
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,38 MPa	4,34 MPa	0,09
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.92 SAPATA ISOLADA S15

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 67{,}0$ kN; $N_Q = 19{,}5$ kN → $N_k = 86{,}5$ kN; $M_k = 0{,}1$ kN·m (na direção de A) e 1,4 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 169$ kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}5$ entre 1,50 e 3,20 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 86{,}5/(169 - 30{,}0) = 0{,}622$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 85 × 85 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 86{,}5/0{,}723 + 30{,}0 =$ **149,7 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 169$ kPa.

Com momentos: $e_A = 0{,}1$ cm; $e_B = 1{,}6$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}020 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 164{,}3$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 135{,}2$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 21{,}7$ cm e $(B - b_p)/3 = 21{,}7$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Sapata prismática ($h_0 = h$), pois o balanço é pequeno (≤ 30 cm) ou a declividade não permite reduzir a borda.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 86{,}5 = 121{,}1$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 167{,}6$ kPa (máxima na borda, com momentos: 168,7 / 186,9 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 9{,}0$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}61$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 10{,}0$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}68$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 114{,}4$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}362$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,08. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,325 m³; aço CA-50: 15,3 kg (N1: 8 Ø10 × 155 cm; N2: 8 Ø10 × 155 cm); fôrma: 1,53 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,055 m³; escavação: 3,26 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 121 – Verificações — S15

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	150 kPa	169 kPa	0,89
Tensão máxima na borda	164 kPa	169 kPa	0,97
Excentricidade no núcleo central	0,020	1/6 = 0,167	0,12
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,36 MPa	4,34 MPa	0,08
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.93 SAPATA ISOLADA S16

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 110,5 kN; N_Q = 14,8 kN → N_k = 125,3 kN; M_k = 1,8 kN·m (na direção de A) e 2,7 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 183 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 9,1 entre 1,50 e 3,60 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 125{,}3/(183 - 30{,}0) = 0{,}819$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 100 × 100 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 125{,}3/1{,}000 + 30{,}0$ = **155,3 kPa** ≤ σ_{adm} = 183 kPa.

Com momentos: e_A = 1,4 cm; e_B = 2,2 cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}036 \le 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 182,2 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 128,4 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3 = 26{,}7$ cm e $(B - b_p)/3 = 26{,}7$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 125{,}3 = 175{,}4$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 175{,}4$ kPa (máxima na borda, com momentos: 190,4 / 198,1 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 43{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 17{,}6$ kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}19$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 43{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 18{,}3$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}24$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 168{,}4$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; d = 39,5 cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}533$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,12. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): α = 1,0 → $l_{b,nec}$ = máx(α·l_b; $l_{b,mín}$) = 37,7 cm ≤ h − c − 2 = 39,0 cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,394 m³; aço CA-50: 16,7 kg (N1: 9 Ø10 × 150 cm; N2: 9 Ø10 × 150 cm); fôrma: 1,40 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,072 m³; escavação: 3,97 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 122 – Verificações — S16

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	155 kPa	183 kPa	0,85
Tensão máxima na borda	182 kPa	183 kPa	1,00
Excentricidade no núcleo central	0,036	1/6 = 0,167	0,21
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,53 MPa	4,34 MPa	0,12
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.94 SAPATA ISOLADA S17

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 56{,}9$ kN; $N_Q = 5{,}9$ kN → $N_k = 62{,}8$ kN; $M_k = 4{,}9$ kN·m (na direção de A) e 1,4 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 173$ kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}7$ entre 1,50 e 3,30 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 62{,}8/(173 - 30{,}0) = 0{,}439$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 90 × 90 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 62{,}8/0{,}810 + 30{,}0 =$ **107,5 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 173$ kPa.

Com momentos: $e_A = 7{,}9$ cm; $e_B = 2{,}2$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}112 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 159{,}7$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 55{,}3$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 23{,}3$ cm e $(B - b_p)/3 = 23{,}3$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 53{,}1$ cm → **h = 55 cm**.

Altura na borda $h_0 = 45$ cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 62{,}8 = 87{,}9$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 108{,}5$ kPa (máxima na borda, com momentos: 165,3 / 124,8 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (90 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 38{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 10{,}7$ kN·m; $h_{S1} = 55{,}0$ cm; $d = 50{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}58$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 7{,}43$ cm² → **Ø12,5 c/13,5** (7 barras, 8,59 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (90 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 38{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 8{,}1$ kN·m; $h_{S1} = 55{,}0$ cm; $d = 50{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}44$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 7{,}43$ cm² → **Ø12,5 c/13,5** (7 barras, 8,59 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 83{,}6$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 49{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}211$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,05. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø12,5 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 47{,}1$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 47{,}1$ cm $\leq h - c - 2 = 49{,}0$ cm → aproveitamento 0,96.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,401 m³; aço CA-50: 21,6 kg (N1: 7 Ø12,5 × 160 cm; N2: 7 Ø12,5 × 160 cm); fôrma: 1,62 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,060 m³; escavação: 3,49 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 123 – Verificações — S17

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	108 kPa	173 kPa	0,62
Tensão máxima na borda	160 kPa	173 kPa	0,92
Excentricidade no núcleo central	0,112	1/6 = 0,167	0,67
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,21 MPa	4,34 MPa	0,05
Ancoragem das barras do pilar	47 cm	49 cm	0,96

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.95 SAPATA ISOLADA S18

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 76,2 kN; N_Q = 20,0 kN → N_k = 96,2 kN; M_k = 2,9 kN·m (na direção de A) e 1,4 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 177 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 8,8 entre 1,50 e 3,40 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 96,2/(177 − 30,0) = 0,654 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 95 × 95 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 96,2/0,902 + 30,0 = **136,6 kPa** ≤ σ_{adm} = 177 kPa.

Com momentos: e_A = 3,0 cm; e_B = 1,5 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,047 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 167,0 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 106,2 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 25,0 cm e $(B - b_p)/3$ = 25,0 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 96,2 = 134,7 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 149,2 kPa (máxima na borda, com momentos: 177,9 / 163,0 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — x_1 = (95 − 20)/2 + 0,15 × 20 = 40,5 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 13,9 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}94$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (95 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 40{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 12{,}7$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}86$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}41$ cm² → **Ø10 c/10,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 128{,}7$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}407$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,09. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,356 m³; aço CA-50: 16,1 kg (N1: 9 Ø10 × 145 cm; N2: 9 Ø10 × 145 cm); fôrma: 1,33 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,066 m³; escavação: 3,72 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 124 – Verificações — S18

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	137 kPa	177 kPa	0,77
Tensão máxima na borda	167 kPa	177 kPa	0,94
Excentricidade no núcleo central	0,047	1/6 = 0,167	0,28
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,41 MPa	4,34 MPa	0,09
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.96 SAPATA ISOLADA S19

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 103{,}1$ kN; $N_Q = 12{,}3$ kN → $N_k = 115{,}4$ kN; $M_k = 0{,}3$ kN·m (na direção de A) e 2,7 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 177$ kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}8$ entre 1,50 e 3,40 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 115{,}4/(177 - 30{,}0) = 0{,}785$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 100 × 100 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 115{,}4/1{,}000 + 30{,}0 =$ **145,4 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 177$ kPa.

Com momentos: $e_A = 0{,}3$ cm; $e_B = 2{,}3$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}026 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 163{,}6$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 127{,}2$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 26{,}7$ cm e $(B - b_p)/3 = 26{,}7$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda $h_0 = 35$ cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 115{,}4 = 161{,}6$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 161{,}6$ kPa (máxima na borda, com momentos: 164,3 / 184,2 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 43{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 15{,}2$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}03$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 43{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 17{,}0$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}15$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 155{,}1$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}491$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,11. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,394 m³; aço CA-50: 16,7 kg (N1: 9 Ø10 × 150 cm; N2: 9 Ø10 × 150 cm); fôrma: 1,40 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,072 m³; escavação: 3,97 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 125 – Verificações — S19

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	145 kPa	177 kPa	0,82
Tensão máxima na borda	164 kPa	177 kPa	0,92
Excentricidade no núcleo central	0,026	1/6 = 0,167	0,16
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,49 MPa	4,34 MPa	0,11
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.97 SAPATA ISOLADA S20

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 65,2 kN; N_Q = 8,9 kN → N_k = 74,1 kN; M_k = 2,9 kN·m (na direção de A) e 1,4 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 173 kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 8,7 entre 1,50 e 3,30 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 74,1/(173 − 30,0) = 0,518 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 90 × 90 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 74,1/0,810 + 30,0 = **121,5 kPa** ≤ σ_{adm} = 173 kPa.

Com momentos: e_A = 3,9 cm; e_B = 1,9 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,065 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 157,1 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 85,8 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 23,3 cm e $(B - b_p)/3$ = 23,3 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 74,1 = 103,7 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 128,1 kPa (máxima na borda, com momentos: 161,7 / 144,3 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — x_1 = (90 − 20)/2 + 0,15 × 20 = 38,0 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 10,5 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}71$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}08$ cm² → **Ø10 c/11,5** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (90 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 38{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 9{,}4$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}63$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}08$ cm² → **Ø10 c/11,5** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 98{,}6$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}312$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,07. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,320 m³; aço CA-50: 13,8 kg (N1: 8 Ø10 × 140 cm; N2: 8 Ø10 × 140 cm); fôrma: 1,26 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,060 m³; escavação: 3,49 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 126 – Verificações — S20

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	121 kPa	173 kPa	0,70
Tensão máxima na borda	157 kPa	173 kPa	0,91
Excentricidade no núcleo central	0,065	1/6 = 0,167	0,39
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,31 MPa	4,34 MPa	0,07
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.98 SAPATA ISOLADA S21

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 16{,}2$ kN; $N_Q = 2{,}9$ kN → $N_k = 19{,}1$ kN; $M_k = 0{,}7$ kN·m (na direção de A) e 4,0 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 210$ kPa (0,21 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 10{,}5$ entre 1,50 e 4,50 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 19{,}1/(210 - 30{,}0) = 0{,}106$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 150 × 150 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 19{,}1/2{,}250 + 30{,}0 =$ **38,5 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 210$ kPa.

Com momentos: $e_A = 3{,}7$ cm; $e_B = 20{,}8$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}163 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 46{,}8$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 30{,}2$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 43{,}3$ cm e $(B - b_p)/3 = 43{,}3$ cm; mínimo adotado 30 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda $h_0 = 25$ cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 19{,}1 = 26{,}7$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 11{,}9$ kPa (máxima na borda, com momentos: 13,6 / 21,8 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (150 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 68{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 4{,}7$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}32$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 10{,}13$ cm² → **Ø10 c/11,5** (13 barras, 10,21 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (150 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 68{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 7{,}5$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}51$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 10{,}13$ cm² → **Ø10 c/11,5** (13 barras, 10,21 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 26{,}3$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}083$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,02. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,742 m³; aço CA-50: 28,9 kg (N1: 13 Ø10 × 180 cm; N2: 13 Ø10 × 180 cm); fôrma: 1,50 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,145 m³; escavação: 6,84 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 127 – Verificações — S21

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	38 kPa	210 kPa	0,18
Tensão máxima na borda	47 kPa	210 kPa	0,22
Excentricidade no núcleo central	0,163	1/6 = 0,167	0,98
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,08 MPa	4,34 MPa	0,02
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.99 SAPATA ISOLADA S22

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 110,9 kN; N_Q = 12,6 kN → N_k = 123,5 kN; M_k = 2,9 kN·m (na direção de A) e 3,6 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 183 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 9,1 entre 1,50 e 3,60 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 123{,}5/(183 - 30{,}0) = 0{,}807$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 105 × 105 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 123{,}5/1{,}103 + 30{,}0 =$ **142,0 kPa** ≤ σ_{adm} = 183 kPa.

Com momentos: e_A = 2,4 cm; e_B = 2,9 cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}050 \le 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 175,8 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 108,3 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3 = 28{,}3$ cm e $(B - b_p)/3 = 28{,}3$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 123{,}5 = 172{,}9$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 156{,}8$ kPa (máxima na borda, com momentos: 177,9 / 182,9 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (105 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 45{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 19{,}3$ kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}31$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 7{,}09$ cm² → **Ø10 c/10,5** (10 barras, 7,85 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (105 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 45{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 19{,}9$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}35$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 7{,}09$ cm² → **Ø10 c/10,5** (10 barras, 7,85 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 166{,}6$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}527$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,12. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,433 m³; aço CA-50: 19,1 kg (N1: 10 Ø10 × 155 cm; N2: 10 Ø10 × 155 cm); fôrma: 1,47 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,078 m³; escavação: 4,22 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 128 – Verificações — S22

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	142 kPa	183 kPa	0,78
Tensão máxima na borda	176 kPa	183 kPa	0,96
Excentricidade no núcleo central	0,050	1/6 = 0,167	0,30
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,53 MPa	4,34 MPa	0,12
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.100 SAPATA ISOLADA S23

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 123{,}7$ kN; $N_Q = 13{,}5$ kN → $N_k = 137{,}2$ kN; $M_k = 4{,}0$ kN·m (na direção de A) e 3,0 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 185$ kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 9{,}3$ entre 1,50 e 3,70 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 137{,}2/(185 - 30{,}0) = 0{,}885$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 110 × 110 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 137{,}2/1{,}210 + 30{,}0 =$ **143,4 kPa** ≤ $\sigma_{adm} = 185$ kPa.

Com momentos: $e_A = 3{,}0$ cm; $e_B = 2{,}2$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}046 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 174{,}9$ kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín} = 111{,}8$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 30{,}0$ cm e $(B - b_p)/3 = 30{,}0$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda $h_0 = 35$ cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 137{,}2 = 192{,}1$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 158{,}7$ kPa (máxima na borda, com momentos: 184,3 / 177,4 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (110 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 48{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 23{,}4$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}58$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 7{,}43$ cm² → **Ø10 c/11** (10 barras, 7,85 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (110 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 48{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 22{,}5$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}52$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 7{,}43$ cm² → **Ø10 c/11** (10 barras, 7,85 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 185{,}7$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}588$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,14. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,475 m³; aço CA-50: 19,7 kg (N1: 10 Ø10 × 160 cm; N2: 10 Ø10 × 160 cm); fôrma: 1,54 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,085 m³; escavação: 4,48 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 129 – Verificações — S23

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	143 kPa	185 kPa	0,78
Tensão máxima na borda	175 kPa	185 kPa	0,95
Excentricidade no núcleo central	0,046	1/6 = 0,167	0,28
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,59 MPa	4,34 MPa	0,14
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.101 SAPATA ISOLADA S24

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 75,4 kN; N_Q = 10,3 kN → N_k = 85,7 kN; M_k = 0,1 kN·m (na direção de A) e 2,7 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 173 kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 8,7 entre 1,50 e 3,30 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 85,7/(173 − 30,0) = 0,599 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 90 × 90 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 85,7/0,810 + 30,0 = **135,8 kPa** ≤ σ_{adm} = 173 kPa.

Com momentos: e_A = 0,2 cm; e_B = 3,2 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,037 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 159,1 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 112,5 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 23,3 cm e $(B - b_p)/3$ = 23,3 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 85,7 = 120,0 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 148,1 kPa (máxima na borda, com momentos: 149,6 / 179,2 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — x_1 = (90 − 20)/2 + 0,15 × 20 = 38,0 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 9,7 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}66$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}08$ cm² → **Ø10 c/11,5** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (90 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 38{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 11{,}6$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}79$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}08$ cm² → **Ø10 c/11,5** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 114{,}1$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}361$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,08. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,320 m³; aço CA-50: 13,8 kg (N1: 8 Ø10 × 140 cm; N2: 8 Ø10 × 140 cm); fôrma: 1,26 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,060 m³; escavação: 3,49 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 130 – Verificações — S24

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	136 kPa	173 kPa	0,78
Tensão máxima na borda	159 kPa	173 kPa	0,92
Excentricidade no núcleo central	0,037	1/6 = 0,167	0,22
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,36 MPa	4,34 MPa	0,08
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.102 SAPATA ISOLADA S25

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 55{,}6$ kN; $N_Q = 7{,}6$ kN → $N_k = 63{,}2$ kN; $M_k = 0{,}5$ kN·m (na direção de A) e 2,9 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 165$ kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}3$ entre 1,50 e 3,10 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 63{,}2/(165 - 30{,}0) = 0{,}468$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 85 × 85 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 63{,}2/0{,}723 + 30{,}0 =$ **117,5 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 165$ kPa.

Com momentos: $e_A = 0{,}8$ cm; $e_B = 4{,}6$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}064 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 151{,}1$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 83{,}9$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 21{,}7$ cm e $(B - b_p)/3 = 21{,}7$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Sapata prismática ($h_0 = h$), pois o balanço é pequeno (≤ 30 cm) ou a declividade não permite reduzir a borda.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 63{,}2 = 88{,}5$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 122{,}5$ kPa (máxima na borda, com momentos: 129,4 / 162,5 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 6{,}9$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}47$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (85 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 35{,}5$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 8{,}7$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}59$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 5{,}74$ cm² → **Ø10 c/11** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 83{,}6$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}264$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,06. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,325 m³; aço CA-50: 15,3 kg (N1: 8 Ø10 × 155 cm; N2: 8 Ø10 × 155 cm); fôrma: 1,53 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,055 m³; escavação: 3,26 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 131 – Verificações — S25

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	117 kPa	165 kPa	0,71
Tensão máxima na borda	151 kPa	165 kPa	0,92
Excentricidade no núcleo central	0,064	1/6 = 0,167	0,38
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,26 MPa	4,34 MPa	0,06
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.103 SAPATA ISOLADA S26

Dados

Cargas características no topo do pescoço: N_G = 100,5 kN; N_Q = 11,7 kN → N_k = 112,2 kN; M_k = 1,8 kN·m (na direção de A) e 2,7 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p$ = 20 × 20 cm. Solo: σ_{adm} = 180 kPa (0,18 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N}$ = 9,0 entre 1,50 e 3,50 m de profundidade; σ = 0,02·$\bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento D = 1,50 m.

Materiais: concreto C25 (f_{cd} = 17,86 MPa); aço CA-50 (f_{yd} = 434,8 MPa); cobrimento c = 4,0 cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p$ = 20 × 1,50 + 0,0 = 30,0 kPa.

Área necessária: $A \cdot B \ge N_k/(\sigma_{adm} - q_0)$ = 112,2/(180 − 30,0) = 0,748 m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 100 × 100 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0$ = 112,2/1,000 + 30,0 = **142,2 kPa** ≤ σ_{adm} = 180 kPa.

Com momentos: e_A = 1,6 cm; e_B = 2,4 cm ($e_A/A + e_B/B$ = 0,040 ≤ 1/6: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx}$ = 168,9 kPa ≤ σ_{adm}; $\sigma_{mín}$ = 115,5 kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \ge (A - a_p)/3$ = 26,7 cm e $(B - b_p)/3$ = 26,7 cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \ge l_{b,nec} + c + 2$ = 43,7 cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda h_0 = 35 cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k$ = 1,40 × 112,2 = 157,1 kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B)$ = 157,1 kPa (máxima na borda, com momentos: 171,8 / 179,8 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — x_1 = (100 − 20)/2 + 0,15 × 20 = 43,0 cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2$ = 15,9 kN·m; h_{S1} = 45,0 cm; d = 40,0 cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}07$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (100 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 43{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 16{,}6$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 1{,}12$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}75$ cm² → **Ø10 c/11,5** (9 barras, 7,07 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 150{,}8$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}477$ MPa ≤ $\tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,11. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm ≤ $h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,394 m³; aço CA-50: 16,7 kg (N1: 9 Ø10 × 150 cm; N2: 9 Ø10 × 150 cm); fôrma: 1,40 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,072 m³; escavação: 3,97 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 132 – Verificações — S26

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	142 kPa	180 kPa	0,79
Tensão máxima na borda	169 kPa	180 kPa	0,94
Excentricidade no núcleo central	0,040	1/6 = 0,167	0,24
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,48 MPa	4,34 MPa	0,11
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

11.104 SAPATA ISOLADA S27

Dados

Cargas características no topo do pescoço: $N_G = 54{,}0$ kN; $N_Q = 4{,}7$ kN → $N_k = 58{,}7$ kN; $M_k = 4{,}8$ kN·m (na direção de A) e 2,9 kN·m (na direção de B).

Pilar/pescoço: $a_p \times b_p = 20 \times 20$ cm. Solo: $\sigma_{adm} = 173$ kPa (0,17 MPa), pela sondagem SPT (SP-01: $\bar{N} = 8{,}7$ entre 1,50 e 3,30 m de profundidade; $\sigma = 0{,}02 \cdot \bar{N}$ MPa). Profundidade de assentamento $D = 1{,}50$ m.

Materiais: concreto C25 ($f_{cd} = 17{,}86$ MPa); aço CA-50 ($f_{yd} = 434{,}8$ MPa); cobrimento $c = 4{,}0$ cm.

Dimensões em planta e tensões no solo (NBR 6122)

Peso da sapata e do reaterro, com o piso: $q_0 = \gamma_m \cdot D + p = 20 \times 1{,}50 + 0{,}0 = 30{,}0$ kPa.

Área necessária: $A \cdot B \geq N_k/(\sigma_{adm} - q_0) = 58{,}7/(173 - 30{,}0) = 0{,}410$ m²; sapata homotética ao pilar ($A - a_p = B - b_p$), dimensões múltiplas de 5 cm e mínimo de 80 cm → **A × B = 90 × 90 cm**.

Tensão média: $\sigma = N_k/(A \cdot B) + q_0 = 58{,}7/0{,}810 + 30{,}0 =$ **102,5 kPa** $\leq \sigma_{adm} = 173$ kPa.

Com momentos: $e_A = 8{,}2$ cm; $e_B = 5{,}0$ cm ($e_A/A + e_B/B = 0{,}147 \leq 1/6$: base inteiramente comprimida); $\sigma_{máx} = 166{,}4$ kPa $\leq \sigma_{adm}$; $\sigma_{mín} = 38{,}5$ kPa.

Altura (NBR 6118, 22.6.1 — sapata rígida)

$h \geq (A - a_p)/3 = 23{,}3$ cm e $(B - b_p)/3 = 23{,}3$ cm; mínimo adotado 30 cm; a ancoragem das barras do pilar exige $h \geq l_{b,nec} + c + 2 = 43{,}7$ cm → **h = 45 cm**.

Altura na borda $h_0 = 35$ cm: faces superiores com declividade ≤ 1:3 a partir do platô (pilar + 2,5 cm de cada lado), dispensando fôrma na face inclinada.

Armadura de flexão (seção de referência S1 a 0,15·a_p da face do pilar)

$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1{,}40 \times 58{,}7 = 82{,}2$ kN; reação de cálculo do solo $\sigma_d = N_d/(A \cdot B) = 101{,}5$ kPa (máxima na borda, com momentos: 157,2 / 135,2 kPa, aplicada em todo o balanço).

Direção A — $x_1 = (90 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 38{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot B \cdot x_1^2/2 = 10{,}2$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}69$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot B \cdot h_{S1} = 6{,}08$ cm² → **Ø10 c/11,5** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a A, com ganchos nas extremidades.

Direção B — $x_1 = (90 - 20)/2 + 0{,}15 \times 20 = 38{,}0$ cm; $M_d = \sigma_d \cdot A \cdot x_1^2/2 = 8{,}8$ kN·m; $h_{S1} = 45{,}0$ cm; $d = 40{,}0$ cm.

$A_s = M_d/(0{,}85 \cdot d \cdot f_{yd}) = 0{,}59$ cm²; $A_{s,mín} = 0{,}15\% \cdot A \cdot h_{S1} = 6{,}08$ cm² → **Ø10 c/11,5** (8 barras, 6,28 cm²), paralelas a B, com ganchos nas extremidades.

Compressão diagonal do concreto (NBR 6118, 19.5.3.1)

$F_{Sd} = N_d \cdot (1 - a_p \cdot b_p/A \cdot B) = 78{,}1$ kN; $u_0 = 2(a_p + b_p) = 80$ cm; $d = 39{,}5$ cm.

$\tau_{Sd} = F_{Sd}/(u_0 \cdot d) = 0{,}247$ MPa $\leq \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0{,}27 \times 0{,}900 \times 17{,}86 = 4{,}339$ MPa → aproveitamento 0,06. Em sapata rígida não há punção (NBR 6118, 22.6.2.2).

Ancoragem das barras do pilar (NBR 6118, 9.4.2)

Barras Ø10,0 mm, boa aderência: $f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ctd} = 2{,}886$ MPa; $l_b = (Ø/4)(f_{yd}/f_{bd}) = 37{,}7$ cm.

Barras comprimidas, ancoragem reta (sem considerar gancho): $\alpha = 1{,}0$ → $l_{b,nec} = máx(\alpha \cdot l_b; l_{b,mín}) = 37{,}7$ cm $\leq h - c - 2 = 39{,}0$ cm → aproveitamento 0,97.

Quantitativos (sem perdas)

Concreto C25: 0,320 m³; aço CA-50: 13,8 kg (N1: 8 Ø10 × 140 cm; N2: 8 Ø10 × 140 cm); fôrma: 1,26 m²; lastro de concreto magro (5 cm): 0,060 m³; escavação: 3,49 m³.

Não incluídos: pescoço, vigas baldrame e arranques do pilar.

Tabela 133 – Verificações — S27

Verificação	Solicitante	Resistente / limite	Aprov.
Tensão média no solo	102 kPa	173 kPa	0,59
Tensão máxima na borda	166 kPa	173 kPa	0,96
Excentricidade no núcleo central	0,147	1/6 = 0,167	0,88
Compressão diagonal ($\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2}$)	0,25 MPa	4,34 MPa	0,06
Ancoragem das barras do pilar	38 cm	39 cm	0,97

Fonte: elaborada pelo autor (2026).

12 QUANTITATIVOS DAS ESTRUTURAS

Quantidades geométricas dos elementos estruturais calculados, sem perdas (ver a memória de cada elemento).

Tabela 134 – Quantitativos

Elemento	Aço (kg)	Concreto (m³)	Fôrma (m²)
V101	104,7	1,728	26,88
V102	106,3	1,344	21,76
V103	31,1	0,420	6,80
V104	95,7	1,536	24,32
V105	57,1	0,702	10,92
V106	21,4	0,241	3,91
V107	55,3	0,522	7,83
V108	24,4	0,276	4,37
V109	46,1	0,522	7,83
V110	27,9	0,345	5,29
V111	45,7	0,478	7,25
V112	66,7	0,546	8,84
V113	21,4	0,241	3,91
V114	30,5	0,310	4,83
V115	41,4	0,546	8,84
VB1	107,7	1,728	26,88
VB2	9,0	0,126	2,10
VB3	5,6	0,072	1,20
VB4	102,4	1,728	26,88
VB5	32,6	0,420	6,80
VB6	16,3	0,330	5,06
VB7	97,6	1,536	24,32
VB8	41,2	0,624	9,88
VB9	21,1	0,310	4,83
VB10	31,2	0,566	8,41
VB11	16,7	0,310	4,83
VB12	16,3	0,231	3,74

Exemplo Engenharia & Projetos Ltda.
CNPJ 00.000.000/0001-00
(00) 0000-0000 · contato@example.com

Elemento	Aço (kg)	Concreto (m³)	Fôrma (m²)
VB13	21,1	0,310	4,83
VB14	30,8	0,522	7,83
VB15	18,2	0,276	4,37
VB16	26,2	0,435	6,67
VB17	40,3	0,546	8,84
VB18	18,2	0,276	4,37
VB19	18,2	0,276	4,37
VB20	13,8	0,276	4,37
VB21	13,8	0,276	4,37
VB22	40,3	0,546	8,84
L101	82,6	0,687	—
L102	172,4	2,010	—
L103	94,4	1,426	—
L104	162,8	1,214	—
L105	119,3	0,813	—
L106	136,8	1,556	—
L107	33,9	0,512	—
L108	302,7	2,964	—
L109	119,8	1,799	—
L110	119,8	1,799	—
L111	142,3	0,928	—
L112	126,8	1,491	—
L113	67,6	0,983	—
P1 lance 1	18,2	0,102	2,04
P2 lance 1	9,9	0,096	1,92
P3 lance 1	9,9	0,096	1,92
P4 lance 1	10,1	0,098	1,96
P5 lance 1	18,5	0,104	2,08
P6 lance 1	10,5	0,102	2,04
P7 lance 1	10,6	0,104	2,08
P8 lance 1	10,5	0,102	2,04
P9 lance 1	10,8	0,106	2,12
P10 lance 1	9,9	0,096	1,92
P11 lance 1	10,6	0,104	2,08
P12 lance 1	9,9	0,096	1,92
P13 lance 1	10,2	0,100	2,00
P14 lance 1	10,1	0,098	1,96
P15 lance 1	10,8	0,106	2,12
P16 lance 1	10,8	0,106	2,12
P17 lance 1	14,7	0,106	2,12
P18 lance 1	10,8	0,106	2,12
P19 lance 1	10,5	0,102	2,04
P20 lance 1	10,8	0,106	2,12

Elemento	Aço (kg)	Concreto (m³)	Fôrma (m²)
P21 lance 1	10,5	0,102	2,04
P22 lance 1	10,5	0,102	2,04
P23 lance 1	10,5	0,102	2,04
P24 lance 1	10,2	0,100	2,00
P25 lance 1	14,4	0,102	2,04
P26 lance 1	10,5	0,102	2,04
P27 lance 1	10,5	0,102	2,04
S1	16,1	0,356	1,33
S2	19,7	0,475	1,54
S3	16,7	0,394	1,40
S4	16,1	0,356	1,33
S5	15,3	0,325	1,53
S6	16,1	0,356	1,33
S7	13,0	0,288	1,44
S8	16,7	0,394	1,40
S9	15,3	0,325	1,53
S10	19,1	0,480	1,38
S11	16,1	0,356	1,33
S12	16,7	0,394	1,40
S13	15,3	0,325	1,53
S14	16,1	0,356	1,33
S15	15,3	0,325	1,53
S16	16,7	0,394	1,40
S17	21,6	0,401	1,62
S18	16,1	0,356	1,33
S19	16,7	0,394	1,40
S20	13,8	0,320	1,26
S21	28,9	0,742	1,50
S22	19,1	0,433	1,47
S23	19,7	0,475	1,54
S24	13,8	0,320	1,26
S25	15,3	0,325	1,53
S26	16,7	0,394	1,40
S27	13,8	0,320	1,26
Total	**3.955,8**	**52,789**	**430,63**

Fonte: elaborada pelo autor (2026). Aço estrutural (perfis) e aço CA-50 somados na mesma coluna.

13 ORÇAMENTO

Orçamento com data-base de 08/2026, encargos sociais não desonerados, custos unitários das tabelas SINAPI, CPU e quantitativos levantados do projeto. BDI

de 22,88% pela fórmula do Acórdão 2622/2013-TCU-Plenário (construção de edifícios). Preço total de R$ 819.714,81 (custo direto de R$ 667.123,81).

Tabela 135 – Resumo do orçamento por etapa

Etapa	Custo (R$)	Preço com BDI (R$)	Peso
1 Serviços preliminares	11.158,55	13.710,69	1,67%
2 Infraestrutura (fundações)	84.663,97	104.027,32	12,69%
3 Superestrutura	141.337,14	173.660,01	21,19%
4 Paredes e painéis	35.674,40	43.835,46	5,35%
5 Cobertura	114.977,06	141.279,63	17,24%
6 Esquadrias	33.543,07	41.216,76	5,03%
7 Revestimentos de parede	54.008,51	66.361,53	8,10%
8 Pisos	43.608,74	53.586,44	6,54%
9 Forros	15.733,12	19.332,45	2,36%
10 Pintura	22.656,06	27.842,17	3,40%
11 Instalações elétricas	43.295,84	53.191,81	6,49%
12 Instalações hidrossanitárias	24.812,40	30.488,91	3,72%
13 Louças e metais	5.279,22	6.486,93	0,79%
14 Proteção contra descargas atmosféricas (SPDA)	0,00	0,00	0,00%
15 Climatização	21.439,17	26.343,87	3,21%
16 Lógica, telefonia e CFTV	11.291,64	13.873,10	1,69%
17 Instalações de gás	2.547,15	3.129,80	0,38%
18 Serviços finais	1.097,77	1.347,93	0,16%
Total	**667.123,81**	**819.714,81**	**100,00%**

Fonte: elaborada pelo autor (2026). A planilha completa, as composições, a curva ABC e o cronograma físico-financeiro estão no arquivo do orçamento (Excel).

14 CONSIDERAÇÕES FINAIS

a) As ações, cargas e demais dados informados em cada elemento são de responsabilidade do projetista e devem ser conferidos com a arquitetura e as demais disciplinas.

b) Os elementos marcados como “não atende” não podem ser executados sem revisão.

c) A tensão admissível do solo adotada deve ser confirmada por sondagem SPT (NBR 6484) antes da execução das fundações.

d) As ações do vento (NBR 6123) e a estabilidade global da estrutura (γ_z) não fazem parte do lançamento automático e devem ser verificadas à parte, assim como escadas, reservatórios e lajes em balanço.

e) Os circuitos devem ser conferidos com o quadro de cargas, a coordenação das proteções e a queda de tensão acumulada desde a origem da instalação.

f) A posição dos pontos, dos quadros e do padrão de entrada deve ser conferida com o leiaute de mobiliário e equipamentos; o padrão de entrada só pode ser executado conforme a norma vigente da concessionária e após a aprovação do projeto, quando exigida.

g) Pressões e vazões dependem da altura real dos reservatórios e do traçado final das tubulações; os aparelhos por ambiente e as posições de prumadas e caixas devem ser conferidos com a arquitetura.

h) O orçamento parte dos quantitativos do projeto e dos preços das tabelas na data-base indicada: confira quantidades, códigos, unidades e preços na planilha e atualize a data-base antes da licitação ou da contratação.

i) Documento de projeto: liberar para execução somente após a conferência do responsável técnico e a emissão da ART ou do RRT.

_____

Marina Costa
Engenheira Civil — CREA-MG 000000/D
Exemplo Engenharia & Projetos Ltda. — Rua Exemplo, 100 – Centro – Belo Horizonte/MG