

MEMORIAL DE CÁLCULO (ESTRUTURAL MURO ALA)

Requerente:
PREFEITURA MUNICIPAL DE CAPELA DO ALTO
CNPJ: 46.634.077/0001-14

Localização: “Rua Sete de Setembro”
Município: Capela do Alto – SP

Micro Bacia Hidrográfica: Médio Tietê Superior
Sorocaba Médio Tietê - UGRHI 10

Responsável Técnico:
Eng. Luis Caetano da Silva Schincariol
Crea: 5060730906

SETEMBRO / 2023
CAPELA DO ALTO - SP

1. Projeto estrutural do Muro Ala

1.1. Detalhamento vide no projeto estrutural.

2. Muro Ala

2.1 Resumo de resultados

Cargas verticais:

Peso próprio = 4.64 tf

Adicional = 3.00 tf

Total = 7.64 tf

Deslocamento horizontal:

X+ = 0.01 cm (limite 0.16)

X- = 0.01 cm (limite 0.16)

Y+ = 0.01 cm (limite 0.16)

Y- = 0.01 cm (limite 0.16)

Aceleração horizontal:

X+ = 2.569 m/s² (limite 0.147)

X- = 2.569 m/s² (limite 0.147)

Y+ = 8.584 m/s² (limite 0.147)

Y- = 8.584 m/s² (limite 0.147)

Verificação de estabilidade (Gama-Z):

X+ = 1.00 (limite 1.10)

X- = 1.00 (limite 1.10)

Y+ = 1.00 (limite 1.10)

Y- = 1.00 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta

Deslocamentos no topo da edificação:

Vento X+: 0.03 »» 0.03 (+0.23%)

Vento X-: 0.03 »» 0.03 (+0.23%)

Vento Y+: 0.05 »» 0.05 (+0.19%)

Vento Y-: 0.05 »» 0.05 (+0.19%)

Análise dinâmica:

Frequência natural: 12.36 Hz

2.2 Relatório de Esforços nas Fundações por Elementos

Fundação B1						
Combinação	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	1.08	-15.56	25.78	0.17	0.12	3.19
Adicional (G2)	0.79	-19.92	34.64	0.22	0.16	4.39
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.00	-12.87	25.48	0.09	0.02	-1.34
Vento X- (V2)	0.00	12.87	-25.48	-0.09	-0.02	1.34
Vento Y+ (V3)	0.20	-34.63	-5.91	0.00	0.01	-12.55
Vento Y- (V4)	-0.20	34.63	5.91	0.00	-0.01	12.55
Desaprumo X+ (D1)	0.00	-0.82	2.06	0.01	0.00	-0.03
Desaprumo X- (D2)	0.00	0.82	-2.06	-0.01	0.00	0.03
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	-1.59	-0.27	0.00	0.00	-0.28
Desaprumo Y- (D4)	0.00	1.59	0.27	0.00	0.00	0.28

Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	1.88	-44.03	77.76	0.45	0.30	6.75
G1+G2+0.6V2+D2	1.87	-26.94	43.08	0.33	0.27	8.42
G1+G2+0.6V3+D3	2.00	-57.86	56.60	0.39	0.29	-0.23
G1+G2+0.6V4+D4	1.75	-13.11	64.24	0.39	0.27	15.40
G1+G2+D1	1.87	-36.30	62.48	0.40	0.28	7.55
G1+G2+D2	1.87	-34.66	58.37	0.39	0.28	7.61
G1+G2+D3	1.88	-37.08	60.15	0.39	0.29	7.30
G1+G2+D4	1.87	-33.89	60.69	0.39	0.28	7.87
G1+G2+V1+0.6D1	1.88	-48.85	87.13	0.49	0.31	6.22
G1+G2+V2+0.6D2	1.87	-22.12	33.71	0.30	0.26	8.94
G1+G2+V3+0.6D3	2.08	-71.07	54.34	0.39	0.30	-5.14
G1+G2+V4+0.6D4	1.67	0.11	66.50	0.39	0.27	20.30

Fundação B2						
Combinação	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	0.75	5.41	-5.95	-0.02	0.00	-0.68
Adicional (G2)	0.48	7.44	-7.64	-0.03	0.00	-1.18
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Vento X+ (V1)	-0.02	-15.62	23.86	0.06	-0.01	-1.38
Vento X- (V2)	0.02	15.62	-23.86	-0.06	0.01	1.38
Vento Y+ (V3)	-0.03	-97.77	-5.44	-0.11	0.08	-10.70
Vento Y- (V4)	0.03	97.77	5.44	0.11	-0.08	10.70
Desaprumo X+ (D1)	0.00	-0.58	1.77	0.01	0.00	-0.02
Desaprumo X- (D2)	0.00	0.58	-1.77	-0.01	0.00	0.02
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	-2.74	-0.32	0.00	0.00	-0.14
Desaprumo Y- (D4)	0.00	2.74	0.32	0.00	0.00	0.14
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	1.21	2.90	2.49	-0.02	-0.01	-2.70
G1+G2+0.6V2+D2	1.24	22.80	-29.67	-0.10	0.00	-1.01
G1+G2+0.6V3+D3	1.20	-48.55	-17.18	-0.13	0.05	-8.42
G1+G2+0.6V4+D4	1.24	74.25	-10.00	0.01	-0.06	4.70
G1+G2+D1	1.22	12.26	-11.82	-0.05	0.00	-1.88
G1+G2+D2	1.22	13.43	-15.36	-0.06	0.00	-1.84
G1+G2+D3	1.22	10.11	-13.91	-0.06	0.00	-2.00
G1+G2+D4	1.22	15.58	-13.27	-0.06	-0.01	-1.72
G1+G2+V1+0.6D1	1.20	-3.12	11.33	0.00	-0.01	-3.25
G1+G2+V2+0.6D2	1.24	28.81	-38.51	-0.12	0.01	-0.47
G1+G2+V3+0.6D3	1.19	-86.56	-19.23	-0.17	0.09	-12.64
G1+G2+V4+0.6D4	1.25	112.26	-7.95	0.06	-0.09	8.92

Fundação B3						
Combinação	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	1.08	11.70	-27.73	-0.20	-0.07	-3.19
Adicional (G2)	0.79	16.30	-36.47	-0.26	-0.09	-4.39
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	-0.09	2.80	25.14	0.04	0.03	-6.01
Vento X- (V2)	0.09	-2.80	-25.14	-0.04	-0.03	6.01
Vento Y+ (V3)	0.12	-35.29	25.50	0.10	0.09	5.26
Vento Y- (V4)	-0.12	35.29	-25.50	-0.10	-0.09	-5.26
Desaprumo X+ (D1)	0.00	0.24	2.01	0.01	0.00	-0.25
Desaprumo X- (D2)	0.00	-0.24	-2.01	-0.01	0.00	0.25
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	-1.64	0.85	0.00	0.01	0.14
Desaprumo Y- (D4)	0.00	1.64	-0.85	0.00	-0.01	-0.14
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	1.82	29.93	-47.10	-0.43	-0.13	-11.43
G1+G2+0.6V2+D2	1.93	26.09	-81.29	-0.49	-0.17	-3.72
G1+G2+0.6V3+D3	1.95	5.20	-48.04	-0.39	-0.09	-4.28

G1+G2+0.6V4+D4	1.80	50.82	-80.35	-0.53	-0.21	-10.88
G1+G2+D1	1.87	28.25	-62.18	-0.45	-0.15	-7.83
G1+G2+D2	1.88	27.77	-66.21	-0.47	-0.15	-7.33
G1+G2+D3	1.88	26.37	-63.35	-0.46	-0.15	-7.44
G1+G2+D4	1.87	29.64	-65.05	-0.46	-0.16	-7.72
G1+G2+V1+0.6D1	1.79	30.95	-37.85	-0.41	-0.12	-13.74
G1+G2+V2+0.6D2	1.96	25.06	-90.54	-0.51	-0.18	-1.41
G1+G2+V3+0.6D3	1.99	-8.27	-38.18	-0.35	-0.06	-2.23
G1+G2+V4+0.6D4	1.76	64.28	-90.21	-0.57	-0.25	-12.93

Fundação B4						
Combinação	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	0.49	5.29	6.72	0.05	-0.02	-0.51
Adicional (G2)	0.23	6.22	9.72	0.07	-0.02	-0.73
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.08	-21.56	21.06	0.03	0.01	-0.48
Vento X- (V2)	-0.08	21.56	-21.06	-0.03	-0.01	0.48
Vento Y+ (V3)	-0.11	-134.17	18.70	-0.03	0.11	-6.98
Vento Y- (V4)	0.11	134.17	-18.70	0.03	-0.11	6.98
Desaprumo X+ (D1)	0.00	-0.62	1.46	0.00	0.00	0.01
Desaprumo X- (D2)	0.00	0.62	-1.46	0.00	0.00	-0.01
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	-2.78	0.04	0.00	0.00	-0.04

Desaprumo Y- (D4)	0.00	2.78	-0.04	0.00	0.00	0.04
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	0.78	-2.04	30.53	0.15	-0.04	-1.52
G1+G2+0.6V2+D2	0.67	25.06	2.34	0.11	-0.05	-0.96
G1+G2+0.6V3+D3	0.66	-71.77	27.70	0.11	0.02	-5.48
G1+G2+0.6V4+D4	0.79	94.80	5.18	0.15	-0.11	2.99
G1+G2+D1	0.73	10.90	17.90	0.13	-0.04	-1.23
G1+G2+D2	0.72	12.13	14.98	0.13	-0.04	-1.25
G1+G2+D3	0.72	8.73	16.48	0.13	-0.04	-1.29
G1+G2+D4	0.72	14.29	16.40	0.13	-0.05	-1.20
G1+G2+V1+0.6D1	0.81	-10.42	38.37	0.16	-0.04	-1.72
G1+G2+V2+0.6D2	0.64	33.44	-5.49	0.09	-0.05	-0.77
G1+G2+V3+0.6D3	0.61	-124.33	35.16	0.10	0.07	-8.25
G1+G2+V4+0.6D4	0.83	147.35	-2.29	0.16	-0.15	5.77

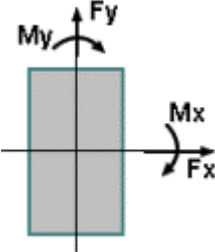
Fundação B5						
Combinação	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	0.75	-1.64	7.87	0.01	0.02	0.68
Adicional (G2)	0.48	-1.81	10.50	0.02	0.03	1.19
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.03	19.80	47.29	0.02	-0.03	-5.27
Vento X- (V2)	-0.03	-19.80	-47.29	-0.02	0.03	5.27
Vento Y+ (V3)	0.02	-52.28	-2.71	0.04	0.17	4.12
Vento Y- (V4)	-0.02	52.28	2.71	-0.04	-0.17	-4.12
Desaprumo X+ (D1)	0.00	0.87	2.53	0.00	0.00	-0.12
Desaprumo X- (D2)	0.00	-0.87	-2.53	0.00	0.00	0.12
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	-1.98	0.03	0.00	0.01	0.07
Desaprumo Y- (D4)	0.00	1.98	-0.03	0.00	-0.01	-0.07
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	1.24	9.30	49.27	0.05	0.03	-1.42
G1+G2+0.6V2+D2	1.20	-16.21	-12.53	0.02	0.06	5.15
G1+G2+0.6V3+D3	1.23	-36.80	16.78	0.06	0.15	4.40
G1+G2+0.6V4+D4	1.21	29.89	19.96	0.01	-0.06	-0.67
G1+G2+D1	1.22	-2.58	20.90	0.04	0.04	1.74
G1+G2+D2	1.22	-4.33	15.84	0.03	0.05	1.99
G1+G2+D3	1.22	-5.44	18.40	0.04	0.05	1.93
G1+G2+D4	1.22	-1.48	18.34	0.03	0.04	1.80
G1+G2+V1+0.6D1	1.25	16.87	67.18	0.05	0.02	-3.48
G1+G2+V2+0.6D2	1.19	-23.78	-30.44	0.02	0.07	7.20
G1+G2+V3+0.6D3	1.24	-56.92	15.68	0.08	0.22	6.02

G1+G2+V4+0.6D4	1.21	50.01	21.06	-0.01	-0.12	-2.29
----------------	------	-------	-------	-------	-------	-------

Fundação B6						
Combinação	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	0.49	8.55	0.32	-0.02	-0.06	0.51
Adicional (G2)	0.23	11.53	-0.69	-0.02	-0.08	0.73
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.00	23.96	67.33	0.04	-0.02	-3.19
Vento X- (V2)	0.00	-23.96	-67.33	-0.04	0.02	3.19
Vento Y+ (V3)	-0.20	-44.31	-23.39	0.00	0.09	3.34
Vento Y- (V4)	0.20	44.31	23.39	0.00	-0.09	-3.34
Desaprumo X+ (D1)	0.00	0.81	2.64	0.00	0.00	-0.03
Desaprumo X- (D2)	0.00	-0.81	-2.64	0.00	0.00	0.03
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	-1.60	-0.24	0.00	0.00	0.03
Desaprumo Y- (D4)	0.00	1.60	0.24	0.00	0.00	-0.03
Subpressão (AS)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 1 (T1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatura 2 (T2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Retração (R)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+0.6V1+D1	0.72	35.27	42.66	-0.01	-0.14	-0.70
G1+G2+0.6V2+D2	0.73	4.89	-43.41	-0.07	-0.12	3.18

G1+G2+0.6V3+D3	0.60	-8.11	-14.65	-0.04	-0.07	3.28
G1+G2+0.6V4+D4	0.84	48.28	13.90	-0.04	-0.19	-0.80
G1+G2+D1	0.72	20.89	2.26	-0.04	-0.13	1.21
G1+G2+D2	0.72	19.27	-3.02	-0.04	-0.13	1.27
G1+G2+D3	0.72	18.48	-0.62	-0.04	-0.13	1.27
G1+G2+D4	0.73	21.69	-0.14	-0.04	-0.14	1.21
G1+G2+V1+0.6D1	0.72	44.53	68.54	0.00	-0.15	-1.97
G1+G2+V2+0.6D2	0.73	-4.37	-69.29	-0.09	-0.11	4.45
G1+G2+V3+0.6D3	0.52	-25.19	-23.91	-0.04	-0.04	4.60
G1+G2+V4+0.6D4	0.92	65.36	23.16	-0.04	-0.22	-2.12

Legenda	
	- Caso: indica o caso de carregamento no qual serão apresentados os esforços atuantes;
	- Elemento: nome da fundação;
	- N: esforço axial na fundação;
	- Mx: momento fletor na fundação, atuante em torno do eixo X global;
	- My: momento fletor na fundação, atuante em torno do eixo Y global;
	- Fx: esforço cortante na fundação, atuante no plano paralelo à direção X global;
	- Fy: esforço cortante na fundação, atuante no plano paralelo à direção Y global;
	- Mt: momento de torção atuante.

2.1 Quadro de Cargas dos Pilares

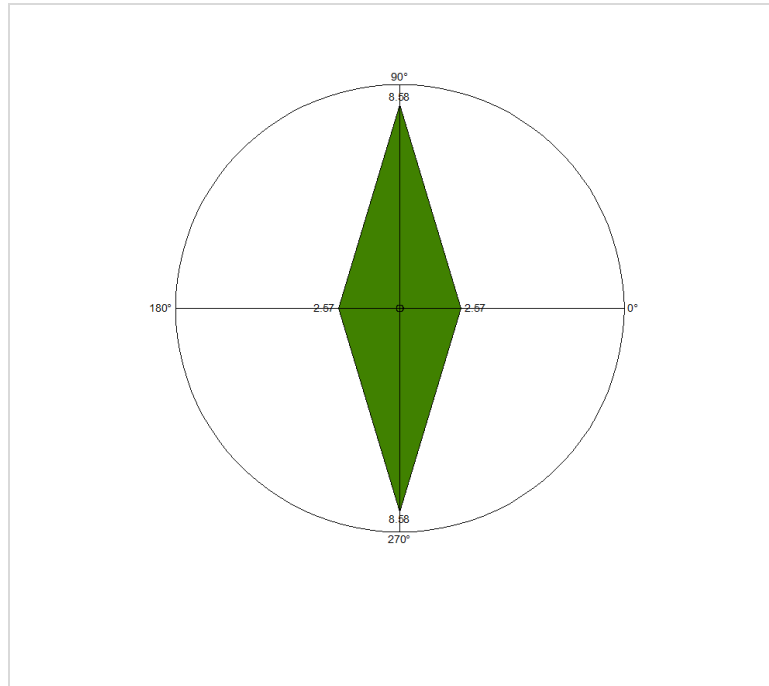
Pilares	Fundação		Topo	
	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg
P1	2.08	0.00	0.44	0.00
P2	1.25	0.00	0.30	0.00
P3	1.99	0.00	0.43	0.00
P4	0.83	0.00	0.29	0.00
P5	1.25	0.00	0.30	0.00
P6	0.92	0.00	0.32	-0.02

2.3 Análise dinâmica

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)
1	0.081	12.364
2	0.069	14.580
3	0.043	23.124
4	0.039	25.846
5	0.033	30.507
6	0.023	43.633
7	0.019	51.504
8	0.016	62.053

9	0.014	69.960
10	0.012	80.502
11	0.011	92.447
12	0.010	104.570

Modo	Fator de participação modal			Taxa de participação modal			Taxa acumulada de participação modal		
	FPx	FPy	FPz	TPMx	TPMy	TPMz	TaPMx	TaPMy	TaPMz
1	-0.80827	-0.39090	-0.00007	0.08728	0.02041	0.00000	0.08728	0.02041	0.00000
2	0.38086	-0.80884	0.00223	0.01938	0.08741	0.00000	0.10666	0.10782	0.00000
3	-0.25170	-0.10080	-0.00030	0.00846	0.00136	0.00000	0.11513	0.10918	0.00000
4	-0.41307	0.83577	-0.01196	0.02280	0.09333	0.00002	0.13793	0.20251	0.00002
5	-0.77179	-0.37795	-0.00027	0.07958	0.01909	0.00000	0.21751	0.22159	0.00002
6	0.02097	-0.07823	0.00486	0.00006	0.00082	0.00000	0.21757	0.22241	0.00002
7	0.05723	0.02977	-0.00038	0.00044	0.00012	0.00000	0.21801	0.22253	0.00002
8	-1.42559	-0.58570	-0.00305	0.27153	0.04583	0.00000	0.48953	0.26836	0.00002
9	0.63201	-1.57137	0.00617	0.05337	0.32990	0.00001	0.54290	0.59826	0.00003
10	-0.35701	-0.12828	0.00095	0.01703	0.00220	0.00000	0.55993	0.60046	0.00003
11	-0.46602	1.06419	-0.02919	0.02902	0.15131	0.00011	0.58894	0.75177	0.00014
12	0.35903	-0.68058	0.02340	0.01722	0.06188	0.00007	0.60616	0.81365	0.00022



2.2 Verificação do conforto perante a ação do vento

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	Y+	X-	Y-	
Topo	2.569	8.584	2.569	8.584	Intolerável
Fundação	0.146	0.406	0.146	0.406	Incômodo

2.4 Pavimento Fundação

1.5.2 Resultado dos Blocos

Fundação	fck = 300.00 kgf/cm ²	E = 268384 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Blocos	ne Estaca	LB LH (cm)	hb (cm)	Principal (cm ²)		Estribo (cm ²)		Superior (cm ²)		As dist. (cm ²)
				X	Y	Hor.	Vert.	X	Y	

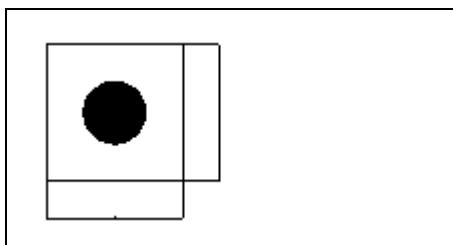
B1	1	55.00		-	-	0.98	0.79	-	-	-
	C25	55.00				(5 ø 5.0)	(4 ø 5.0)			
B2	1	55.00		-	-	0.98	0.79	-	-	-
	C25	55.00				(5 ø 5.0)	(4 ø 5.0)			
B3	1	55.00		-	-	0.98	0.79	-	-	-
	C25	55.00				(5 ø 5.0)	(4 ø 5.0)			
B4	1	55.00		-	-	0.98	0.79	-	-	-
	C25	55.00				(5 ø 5.0)	(4 ø 5.0)			
B5	1	55.00		-	-	0.98	0.79	-	-	-
	C25	55.00				(5 ø 5.0)	(4 ø 5.0)			
B6	1	55.00		-	-	0.98	0.79	-	-	-
	C25	55.00				(5 ø 5.0)	(4 ø 5.0)			

1.5.2 Cálculo do Bloco B1

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	35.00	LB	55.00
Seção	25.00	Total	50.00	LH	55.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.10 m ²
Volume concreto	0.14 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.36	2.08	0.00	2.44

Verificação ao esmagamento da biela

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	-	-
Tensão admissível (kgf/cm²)	-	-
Condição	-	-

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	55x55	50	0.36	2.44	2.03	258	0.57
Limites					10.00	-0.50	20000	4.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E1-1	2.44	2.03	258	0.57

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

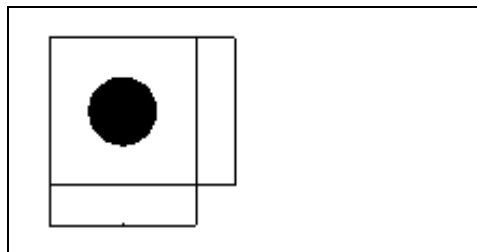
	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.10	0.26	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.10	0.15	4 ø 5.0
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

1.5.3 Cálculo do Bloco B2

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	35.00	LB	55.00
Seção	25.00	Total	50.00	LH	55.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.10 m ²
Volume concreto	0.14 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.36	1.25	0.00	1.61

Verificação ao esmagamento da biela

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm ²)	-	-
Tensão admissível (kgf/cm ²)	-	-
Condição	-	-

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	55x55	50	0.36	1.61	1.55	137	0.19
Limites					10.00	-0.50	20000	4.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E2-1	1.61	1.55	137	0.19

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

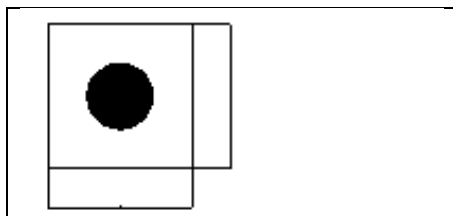
	Tensão (tf)	As (cm ²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.07	0.17	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.07	0.10	4 ø 5.0
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

1.5.4 Cálculo do Bloco B3

**Pavimento Fundação -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	fck = 300 kgf/cm ² Ecs = 268384 kgf/cm ² Peso específico = 2500 kgf/m ³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	35.00	LB	55.00
Seção	25.00	Total	50.00	LH	55.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.10 m ²
Volume concreto	0.14 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)

0.36	1.99	0.00	2.35
------	------	------	------

Verificação ao esmagamento da biela

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm ²)	-	-
Tensão admissível (kgf/cm ²)	-	-
Condição	-	-

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	55x55	50	0.36	2.35	2.12	279	0.62
Limites					10.00	-0.50	20000	4.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E3-1	2.35	2.12	279	0.62

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm ²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.10	0.25	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.10	0.14	4 ø 5.0
Armadura superior na direção X	-	-	-

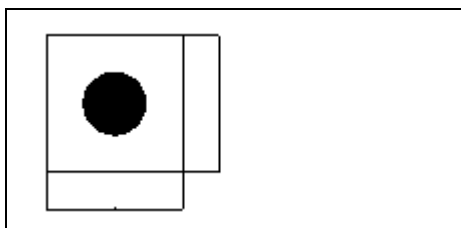
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

1.5.5 Cálculo do Bloco B4

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	fck = 300 kgf/cm ² Ecs = 268384 kgf/cm ² Peso específico = 2500 kgf/m ³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	35.00	LB	55.00
Seção	25.00	Total	50.00	LH	55.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.10 m ²
Volume concreto	0.14 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio	Nmax	Carga momento	Carga total
--------------	------	---------------	-------------

(tf)	(tf)	(tf)	(tf)
0.36	0.83	0.00	1.19

Verificação ao esmagamento da biela

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	-	-
Tensão admissível (kgf/cm²)	-	-
Condição	-	-

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	55x55	50	0.36	1.19	0.97	194	0.22
Limites					10.00	-0.50	20000	4.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E4-1	1.19	0.97	194	0.22

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm ²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.05	0.12	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.05	0.07	4 ø 5.0

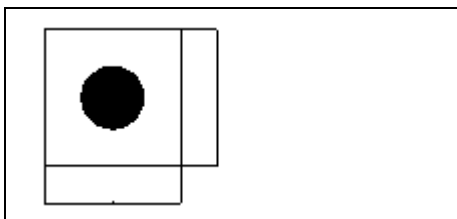
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

1.5.6 Cálculo do Bloco B5

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	fck = 300 kgf/cm ² Ecs = 268384 kgf/cm ² Peso específico = 2500 kgf/m ³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	35.00	LB	55.00
Seção	25.00	Total	50.00	LH	55.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.10 m ²
Volume concreto	0.14 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.36	1.25	0.00	1.61

Verificação ao esmagamento da biela

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	-	-
Tensão admissível (kgf/cm²)	-	-
Condição	-	-

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	55x55	50	0.36	1.61	1.55	122	0.23
Limites					10.00	-0.50	20000	4.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E5-1	1.61	1.55	122	0.23

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.07	0.17	5 ø 5.0

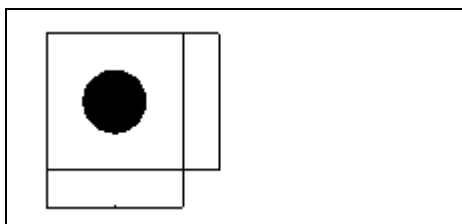
Estribo vertical	0.07	0.10	4 ø 5.0
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

1.5.8 Cálculo do Bloco B6

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	35.00	LB	55.00
Seção	25.00	Total	50.00	LH	55.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.10 m ²
Volume concreto	0.14 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.36	0.92	0.00	1.28

Verificação ao esmagamento da biela

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	-	-
Tensão admissível (kgf/cm²)	-	-
Condição	-	-

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	55x55	50	0.36	1.28	0.88	126	0.22
Limites					10.00	-0.50	20000	4.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E6-1	1.28	0.88	126	0.22

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.05	0.13	5 ø 5.0

Estribo vertical	0.05	0.08	4 ø 5.0
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

1.4.8 Resultados dos Pilares

Fundação	fck = 300.00 kgf/cm ²	E = 268384 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 3.00 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vñc lih vñc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	17.00 X 25.00	0.00	47.50 RR	2.80	216	145	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.67 6.57
		75.00	47.50 RR	1.53	116	93	1.57 2 ø 10.0		
							0.7 4 ø 10.0		
P2 1:20	17.00 X 25.00	0.00	401.00 EL	1.68	108	63	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	81.62 6.57
		75.00	47.50 RR	1.12	152	63	1.57 2 ø 10.0		
							0.7 4 ø 10.0		
P3 1:20	17.00 X 25.00	0.00	47.50 RR	2.68	208	145	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.67 6.57
		75.00	47.50 RR	1.66	107	123	1.57 2 ø 10.0		
							0.7 4 ø 10.0		

P4 1:20	17.00	0.00 75.00	325.00	1.1	132	69	1.57	2	∅ 5.0 c/12	66.1 5 6.57		
	X		0	1			197	60			1.57	2
	25.00		47.50	0.5			2	0.7			4	∅ 10.0
P5 1:20	17.00	0.00 75.00	401.00	1.6	66	70	1.57	2	∅ 5.0 c/12	81.6 2 6.57		
	X		0	8			96	82			1.57	2
	25.00		47.50	1.1			3	0.7			4	∅ 10.0
P6 1:20	17.00	0.00 75.00	325.00	1.2	76	67	1.57	2	∅ 5.0 c/12	66.1 5 6.57		
	X		0	4			110	76			1.57	2
	25.00		47.50	0.3			9	0.7			4	∅ 10.0

1.5.9 Cálculo do Pilar P1

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 17.00 \text{ cm}$ $h = 25.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 3.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ $F_i = 2.63$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR $l_i = 47.50 \text{ cm}$ Esbeltez = 9.67	$M_{sdtopo} = 216 \text{ kgf.m}$ $M_{sdbase} = 116 \text{ kgf.m}$	$N_{dmax} = 3.09 \text{ tf}$ $N_{dmin} = 1.69 \text{ tf}$ $n_i = 0.03$

H	Vínculo = RR $l_i = 47.50 \text{ cm}$ Esbeltez = 6.57	$M_{sd\text{topo}} = 145 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 93 \text{ kgf.m}$	
---	---	---	--

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	$M_{sd\text{topo}} = 216$ $M_{sd\text{centro}} = 119$ $M_{sd\text{base}} = 26$	$M_{ad\text{topo}} = 5$ $M_{ad\text{centro}} = 3$ $M_{ad\text{base}} = 18$ $M_{2d} = 1$ $M_{cd} = 0$	$T_d = 28 \text{ kgf.m}$	$2 \varnothing 10.0$ $2 \varnothing 10.0$	$1.3G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4$ $M_{sd}(x) = 243 \text{ kgf.m}$ $M_{sd}(y) = 112 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(x) = 970 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(y) = 447 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}/M_{sd}=3.98$
H	$M_{sd\text{topo}} = 102$ $M_{sd\text{centro}} = 41$ $M_{sd\text{base}} = 87$	$M_{ad\text{topo}} = 5$ $M_{ad\text{centro}} = 9$ $M_{ad\text{base}} = 5$ $M_{2d} = 0$ $M_{cd} = 0$	$A_{sl} = 0.11 \text{ cm}^2$	$4\varnothing 10.0$ 3.14 cm^2 0.7%	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	$V_{Bd} \text{ topo} = 0.60 \text{ tf}$ $V_{Bd} \text{ base} = 0.60 \text{ tf}$ $V_{Hd} \text{ topo} = 0.50 \text{ tf}$	$T_d = 28 \text{ kgf.m}$

	VHd base = 0.50 tf	
--	--------------------	--

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.60 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.50 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 1.37 Vc = 4.15 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 21.00 cm Vc0 = 3.34 tf k = 1.83 Vc = 6.10 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.06 cm Ae = 153.00 cm ²	A90 = 0.21 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.42 cm ² /m ø 5.0 c/12

1.5.10 Cálculo do Pilar P2

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 17.00 \text{ cm}$ $h = 25.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 3.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ $F_i = 2.63$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL $l_i = 401.00 \text{ cm}$ Esbeltez = 81.62	$M_{sd\text{topo}} = 108 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 152 \text{ kgf.m}$	$N_{d\text{max}} = 1.85 \text{ tf}$ $N_{d\text{min}} = 1.24 \text{ tf}$ $n_i = 0.02$
H	Vínculo = RR $l_i = 47.50 \text{ cm}$ Esbeltez = 6.57	$M_{sd\text{topo}} = 63 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 63 \text{ kgf.m}$	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	$M_{sd\text{topo}} = 108$ $M_{sd\text{centro}} = 152$ $M_{sd\text{base}} = 152$	$M_{ad\text{topo}} = 4$ $M_{ad\text{centro}} = 2$ $M_{ad\text{base}} = 4$ $M_{2d} = 80$ $M_{cd} = 3$	$T_d = 18 \text{ kgf.m}$ $A_{sl} = 0.07 \text{ cm}^2$	$2 \varnothing 10.0$ $2 \varnothing 10.0$ $4 \varnothing 10.0$ 3.14 cm^2 0.7%	$1.3G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4$ $M_{sd}(x) = 260 \text{ kgf.m}$ $M_{sd}(y) = 18 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(x) = 989 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(y) = 69 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}/M_{sd}=3.80$
H	$M_{sd\text{topo}} = 16$	$M_{ad\text{topo}} = 21$			

	Msdcentro = 16	Madcentro = 21			
	Msdbase = 38	Madbase = 4			
		M2d = 0			
		Mcd = 0			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.26 tf VHd base = 0.26 tf	Td = 18 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 18 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.26 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 18 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento

B	$d = 13.00 \text{ cm}$ $V_{c0} = 3.04 \text{ tf}$ $k = 1.80$ $V_c = 5.46 \text{ tf}$	$V_{min} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{swmin} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$V_{sw} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{sw} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
H	$d = 21.00 \text{ cm}$ $V_{c0} = 3.34 \text{ tf}$ $k = 2.00$ $V_c = 6.68 \text{ tf}$	$V_{min} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{swmin} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$V_{sw} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{sw} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
$h_e = 5.06 \text{ cm}$ $A_e = 153.00 \text{ cm}^2$	$A_{90} = 0.13 \text{ cm}^2$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$A_{sw} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\varnothing 5.0 \text{ c}/12$

2.2. Cálculo do Pilar P3

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 17.00 \text{ cm}$ $h = 25.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 3.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ $F_i = 2.63$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR	$M_{sdtopo} = 208 \text{ kgf.m}$	$N_{dmax} = 2.95 \text{ tf}$

	$l_i = 47.50 \text{ cm}$ Esbeltez = 9.67	$M_{sdbase} = 107 \text{ kgf.m}$	$N_{dmin} = 1.82 \text{ tf}$ $n_i = 0.03$
H	Vínculo = RR $l_i = 47.50 \text{ cm}$ Esbeltez = 6.57	$M_{sdtopo} = 145 \text{ kgf.m}$ $M_{sdbase} = 123 \text{ kgf.m}$	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	$M_{sdtopo} = 208$ $M_{sdcentro} = 89$ $M_{sdbase} = 90$	$M_{adtopo} = 6$ $M_{adcentro} = 3$ $M_{adbase} = 6$ $M_{2d} = 1$ $M_{cd} = 0$	$T_d = 19 \text{ kgf.m}$	$2 \varnothing 10.0$ $2 \varnothing 10.0$	$1.3G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4$ $M_{sd}(x) = 235 \text{ kgf.m}$ $M_{sd}(y) = 160 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(x) = 950 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(y) = 644 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}/M_{sd}=4.03$
H	$M_{sdtopo} = 145$ $M_{sdcentro} = 58$ $M_{sdbase} = 123$	$M_{adtopo} = 6$ $M_{adcentro} = 3$ $M_{adbase} = 6$ $M_{2d} = 0$ $M_{cd} = 0$	$A_{sl} = 0.07 \text{ cm}^2$	$4\varnothing 10.0$ 3.14 cm^2 0.7%	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.63 tf VBd base = 0.63 tf VHd topo = 0.56 tf VHd base = 0.56 tf	Td = 19 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.63 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06$
H	Vd = 0.56 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05$
Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 1.38 Vc = 4.18 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 21.00 cm Vc0 = 3.34 tf k = 1.81 Vc = 6.04 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	

he = 5.06 cm Ae = 153.00 cm ²	A90 = 0.14 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.28 cm ² /m ø 5.0 c/12
---	----------------------------	------------------------------	------------------------------	---

2.3. Cálculo do Pilar P4

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 17.00 cm h = 25.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 268384 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.63

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL li = 325.00 cm Esbeltez = 66.15	Msdtopo = 132 kgf.m Msdbase = 197 kgf.m	Ndmax = 1.23 tf Ndmin = 0.57 tf ni = 0.01
H	Vínculo = RR li = 47.50 cm Esbeltez = 6.57	Msdtopo = 69 kgf.m Msdbase = 60 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 132	Madtopo = 3		2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.4V4+0.84D 4

	Msdcentro = 197 Msdbase = 197	Madcentro = 1 Madbase = 3 M2d = 37 Mcd = 1	Td = 12 kgf.m Asl = 0.04 cm ²	2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	Msd(x) = 261 kgf.m Msd(y) = 31 kgf.m Mrd(x) = 948 kgf.m Mrd(y) = 111 kgf.m Mrd/Msd=3.64
H	Msdtopo = 69 Msdcentro = 28 Msdbase = 60	Madtopo = 3 Madcentro = 1 Madbase = 3 M2d = 0 Mcd = 0			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.14 tf VBd base = 0.14 tf VHd topo = 0.27 tf VHd base = 0.27 tf	Td = 12 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.14 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02$
H	Vd = 0.27 tf	Td = 12 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03$

	VRd2 = 19.57 tf	TRd2 = 786 kgf.m	
--	-----------------	------------------	--

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 1.47 Vc = 4.46 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 21.00 cm Vc0 = 3.34 tf k = 1.64 Vc = 5.47 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.06 cm Ae = 153.00 cm ²	A90 = 0.09 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.17 cm ² /m ø 5.0 c/12

2.4. Cálculo do Pilar P5

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular	fck = 300.00 kgf/cm ²
b = 17.00 cm h = 25.00 cm	Ecs = 268384 kgf/cm ²

Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.63
----------------------	---

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL li = 401.00 cm Esbeltez = 81.62	Msdtopo = 66 kgf.m Msdbase = 96 kgf.m	Ndmax = 1.84 tf Ndmin = 1.25 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 47.50 cm Esbeltez = 6.57	Msdtopo = 70 kgf.m Msdbase = 82 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 66 Msdcentro = 96 Msdbase = 96	Madtopo = 4 Madcentro = 2 Madbase = 4 M2d = 74 Mcd = 2	Td = 10 kgf.m Asl = 0.04 cm ²	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ²	1.3G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msd(x) = 192 kgf.m Msd(y) = 7 kgf.m Mrd(x) = 993 kgf.m Mrd(y) = 38 kgf.m Mrd/Msd=5.18
H	Msdtopo = 15	Madtopo = 22		0.7 %	

	Msdcentro = 7	Madcentro = 31		
	Msdbase = 6	Madbase = 31		
		M2d = 0		
		Mcd = 0		

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.06 tf VBd base = 0.06 tf VHd topo = 0.32 tf VHd base = 0.32 tf	Td = 10 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.06 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.32 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 2.00 Vc = 6.08 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 21.00 cm Vc0 = 3.34 tf	Vmin = 0.00 tf	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

	$k = 2.00$ $V_c = 6.68 \text{ tf}$	$A_{swmin} = 0.00$ cm^2/m	
--	---------------------------------------	--	--

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
$h_e = 5.06 \text{ cm}$ $A_e = 153.00$ cm^2	$A_{90} = 0.08 \text{ cm}^2$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$A_{sw} = 0.15$ cm^2/m $\varnothing 5.0 \text{ c}/12$

2.5. Cálculo do Pilar P6

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 17.00 \text{ cm}$ $h = 25.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 3.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ $F_i = 2.63$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL $l_i = 325.00 \text{ cm}$ Esbeltez = 66.15	$M_{sdtopo} = 76 \text{ kgf.m}$ $M_{sdbase} = 110$ kgf.m	$N_{dmax} = 1.37 \text{ tf}$ $N_{dmin} = 0.43 \text{ tf}$ $n_i = 0.01$
H	Vínculo = RR $l_i = 47.50 \text{ cm}$	$M_{sdtopo} = 67 \text{ kgf.m}$ $M_{sdbase} = 76 \text{ kgf.m}$	

	Esbeltez = 6.57		
--	-----------------	--	--

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 76 Msdcentro = 110 Msdbase = 110	Madtopo = 2 Madcentro = 1 Madbase = 2 M2d = 30 Mcd = 1	Td = 6 kgf.m	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.4V1+0.84D 1 Msd(x) = 156 kgf.m Msd(y) = 30 kgf.m Mrd(x) = 929 kgf.m Mrd(y) = 179 kgf.m Mrd/Msd=5.95
H	Msdtopo = 65 Msdcentro = 27 Msdbase = 29	Madtopo = 2 Madcentro = 1 Madbase = 2 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.02 cm ²	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.07 tf VBd base = 0.07 tf VHd topo = 0.30 tf	Td = 6 kgf.m

	VHd base = 0.30 tf	
--	--------------------	--

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.07 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.30 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 1.75 Vc = 5.32 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 21.00 cm Vc0 = 3.34 tf k = 1.62 Vc = 5.41 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.06 cm Ae = 153.00 cm ²	A90 = 0.05 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.10 cm ² /m ø 5.0 c/12

2.6. Cálculo dos Pilares

Fundação	fck = 300.00 kgf/cm ²	E = 268384 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 3.00 cm	

Pilar	Seção (cm)	vínc esb B vínc esb H	Nd máx Nd mín (tf)	Msd(x) Msd(y) (kgf.m)	Mrd(x) Mrd(y) (kgf.m)	Mrd/Msd	As b As h (cm ²)
P1	17.00 X 25.00	RR 9.67 RR 6.57	3.09 1.69	243 112	970 447	3.98	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P2	17.00 X 25.00	EL 81.62 RR 6.57	1.85 1.24	260 18	989 69	3.80	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P3	17.00 X 25.00	RR 9.67 RR 6.57	2.95 1.82	235 160	950 644	4.03	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P4	17.00 X 25.00	EL 66.15 RR 6.57	1.23 0.57	261 31	948 111	3.64	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P5	17.00 X 25.00	EL 81.62 RR 6.57	1.84 1.25	192 7	993 38	5.18	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P6	17.00 X 25.00	EL 66.15 RR	1.37 0.43	156 30	929 179	5.95	1.57 (2 ø 10.0) 1.57

		6.57					(2 ø 10.0)
--	--	------	--	--	--	--	------------

1.6.5 Vigas do pavimento Fundação

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V101	47.93	2 ø 12.5		-370.93	2 ø 12.5		Aviso 38
	119.28	2 ø 12.5		-201.91	2 ø 12.5		
				-158.79	2 ø 12.5		
V102	444.17	2 ø 12.5		-547.86	2 ø 12.5		Aviso 38
				-564.21	2 ø 12.5		
V103	140.78	2 ø 12.5		-216.51	2 ø 12.5		Aviso 38
	55.92	2 ø 12.5		-253.20	2 ø 12.5		
				-373.28	2 ø 12.5		

1.6.1 Esforços da Viga V101

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados							Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Temperatura		Retração (%)	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Caso T1 Caso T2 (°C)	Nd (tf)		Rd (tf)						
P1		25.00									0.56			

1	138.10 114.09	114.09	660.53	0.00			0.20	- 0.04	0.86		47.93		- 370.93 - 189.84
P2		25.00									0.88		
2	138.11 114.11	114.11	660.53	0.00			0.18	0.00	0.76		119.28	16.73	- 201.91 - 158.79
P4		25.00									0.44		

1.6.8 Esforços da Viga V102

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados						Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)			Nd (tf)	Rd (tf)					
P3		11.60								0.93			
1	278.28 266.69	266.69	660.52	0.00			0.72	0.00	1.31		444.17		- 547.86 - 564.21
P1		11.58								0.93			

1.3 Esforços da Viga V103

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados	Envoltória
-------	------------

Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Temperatura		Retração (%)	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Caso T1 Caso T2 (°C)	Nd (tf)		Rd (tf)						
P6		25.00									0.46			
1	138.22 114.21	114.21	660.53	0.00				0.18	0.00	0.84		140.78	74.22 1.94	- 216.51 - 253.20
P5		25.00									0.88			
2	138.22 114.21	114.21	660.53	0.00				0.15	0.00	0.88		55.92	16.03	- 217.84 - 373.28
P3		25.00									0.56			

1.4 Resultados da Viga V101

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P1	25.00			2 ø 12.5 1.80					0.00
1	114.09	30.00 x 40.00	2 ø 12.5 1.80			ø 5.0 c/ 11			0.00

P2	25.00			2 ø 12.5 1.80					0.00
2	114.11	30.00 x 40.00	2 ø 12.5 1.80			ø 5.0 c/ 11			0.00
P4	25.00			2 ø 12.5 1.80					0.00

1.2 Resultados da Viga V102

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P3	11.60			2 ø 12.5 1.80					0.00
1	266.69	30.00 x 40.00	2 ø 12.5 1.80			ø 5.0 c/ 11			0.00
P1	11.58			2 ø 12.5 1.80					0.00

1.5.6 Resultados da Viga V103

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P6	25.00			2 ø 12.5 1.80					0.00
1	114.21	30.00 x 40.00	2 ø 12.5 1.80			ø 5.0 c/ 11			0.00
P5	25.00			2 ø 12.5 1.80					0.00
2	114.21	30.00 x 40.00	2 ø 12.5 1.80			ø 5.0 c/ 11			0.00
P3	25.00			2 ø 12.5 1.80					0.00

1.8.3 Cálculo da viga V101

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 30.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm		Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.04 cm		As = 1.80 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20 M = 25 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 30.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm		Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 29 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.07 cm		As = 1.80 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20 M = 76 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm	Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.19 cm		As = 1.80 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20

				M = 213 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm	Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.11 cm		As = 1.80 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20 M = 119 kgf.m fiss = 0.00 mm
3	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm	Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 29 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.09 cm		As = 1.80 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20 M = 77 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.86 tf VRd2 = 59.01 tf	Td = 57 kgf.m TRd2 = 5861 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
2 2-2	Vd = 0.76 tf VRd2 = 59.01 tf	Td = 26 kgf.m TRd2 = 5861 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 35.88 cm Vc0 = 10.07 tf k = 1.14		Vmin = 5.28 tf Aswmin = 3.48 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			
2 2-2	d = 35.88 cm Vc0 = 10.07 tf k = 1.10		Vmin = 5.28 tf Aswmin = 3.48 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			

2.3 Cálculo da viga V102

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 30.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm		Fd = 0.72 tf situação: GE Meq = 114 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 1.80 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20

						M = 311 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	--	--	---------------------------------

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm	Fd = 0.72 tf situação: GE Meq = 114 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 1.80 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20 M = 352 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm	Fd = 0.72 tf situação: GE Meq = 114 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.32 cm		As = 1.80 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20 M = 356 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção

1 1-1	Vd = 1.31 tf VRd2 = 59.01 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 5861 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02			
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 35.88 cm Vc0 = 10.07 tf k = 1.10		Vmin = 5.28 tf Aswmin = 3.48 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			

2.4 Cálculo da viga V103

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 30.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm		Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 29 kgf.m As = 0.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.08 cm		As = 1.80 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20

						M = 77 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 30.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm		Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.04 cm		As = 1.80 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20 M = 26 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm	Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 29 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.12 cm		As = 1.80 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20 M = 89 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ²	Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 29 kgf.m		As = 1.80 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm

	yLN = 1.16 cm	As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.13 cm		% armad. = 0.20 M = 130 kgf.m fiss = 0.00 mm
3	Md = 2410 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.19 cm		As = 1.80 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 35.88 cm % armad. = 0.20 M = 214 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.84 tf VRd2 = 59.01 tf	Td = 15 kgf.m TRd2 = 5861 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
2 2-2	Vd = 0.88 tf VRd2 = 59.01 tf	Td = 40 kgf.m TRd2 = 5861 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1	d = 35.88 cm Vc0 = 10.07 tf		Vmin = 5.28 tf			

1-1	k = 1.10		Aswmin = 3.48 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			
2 2-2	d = 35.88 cm Vc0 = 10.07 tf k = 1.16		Vmin = 5.28 tf Aswmin = 3.48 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			

2.5 Pavimento Topo

1.5.1 Resultados dos Pilares

Topo	fck = 300.00 kgf/cm ²	E = 268384 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 2		cobr = 3.00 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vínc lih vínc (cm)	Nd máx	MBd topo	MHd topo	As b Armaduras	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
				Nd mín (tf)	MBd base (kgf.m)	MHd base (kgf.m)	As h % armad total		
P1 1:20	17.00 X 25.00	185.00 185.00	185.00 RR	0.57	65	87	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 52	37.65 25.60
			185.00 RR	0.09	144	111	1.57 2 ø 10.0		
							0.7 4 ø 10.0		
P2 1:20	17.00 X 25.00	153.00 153.00	401.00 EL	0.40	3	78	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 58	81.62 21.18
			153.00 RR	0.10	119	99	1.57 2 ø 10.0		
							0.7 4 ø 10.0		
P3 1:20	17.00 X 25.00	185.00 185.00	185.00 RR	0.56	66	128	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12	37.65 25.60
			185.00 RR	0.10	126	182	1.57 2 ø 10.0		

							0.7 10.0	4 ø	
								52	
P4	17.00	115.00	325.00	0.38	5	59	1.57	2 ø	ø 5.0
1:20	X	115.00	EL				10.0		c/12
	25.00		115.00	0.00	150	93	1.57	2 ø	ø 5.0
			RR				10.0		c/12
							0.7	4 ø	
							10.0		20
P5	17.00	153.00	401.00	0.40	2	134	1.57	2 ø	ø 5.0
1:20	X	153.00	EL				10.0		c/12
	25.00		153.00	0.10	72	172	1.57	2 ø	ø 5.0
			RR				10.0		c/12
							0.7	4 ø	
							10.0		58
P6	17.00	115.00	325.00	0.43	3	94	1.57	2 ø	ø 5.0
1:20	X	115.00	EL				10.0		c/12
	25.00		115.00	-0.05	82	153	1.57	2 ø	ø 5.0
			RR				10.0		c/12
							0.7	4 ø	
							10.0		20

2.5.2 Cálculo do Pilar P1

Pavimento Topo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 17.00 \text{ cm}$ $h = 25.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 3.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ $F_i = 2.63$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR $l_i = 185.00 \text{ cm}$	$M_{sd\text{topo}} = 65 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 144 \text{ kgf.m}$	$N_{d\text{max}} = 0.63 \text{ tf}$ $N_{d\text{min}} = 0.10 \text{ tf}$

	Esbeltez = 37.65		ni = 0.01
H	Vínculo = RR li = 185.00 cm Esbeltez = 25.60	Msdtopo = 87 kgf.m Msdbase = 111 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 61 Msdcentro = 62 Msdbase = 144	Madtopo = 5 Madcentro = 3 Madbase = 5 M2d = 6 Mcd = 0	Td = 45 kgf.m	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msd(x) = 165 kgf.m Msd(y) = 15 kgf.m
H	Msdtopo = 15 Msdcentro = 15 Msdbase = 13	Madtopo = 5 Madcentro = 3 Madbase = 5 M2d = 2 Mcd = 0	Asl = 0.18 cm ²	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	Mrd(x) = 918 kgf.m Mrd(y) = 81 kgf.m Mrd/Msd=5.58

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.11 tf	Td = 45 kgf.m

	VHd base = 0.11 tf	
--	--------------------	--

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 45 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.11 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 45 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 1.17 Vc = 3.57 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 21.00 cm Vc0 = 3.34 tf k = 1.34 Vc = 4.49 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final	
Dados	Armadura torção	Topo	Base	Topo	Centro/Base
he = 5.06 cm Ae = 153.00 cm ²	A90 = 0.34 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.67 cm ² /m ø 5.0 c/12	Asw = 0.67 cm ² /m ø 5.0 c/12

1.6.3 Cálculo do Pilar P2

Pavimento Topo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 17.00 \text{ cm}$ $h = 25.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 3.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ $F_i = 2.63$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL $l_i = 401.00 \text{ cm}$ Esbeltez = 81.62	$M_{sd\text{topo}} = 3 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 119 \text{ kgf.m}$	$N_{d\text{max}} = 0.44 \text{ tf}$ $N_{d\text{min}} = 0.11 \text{ tf}$ $n_i = 0.00$
H	Vínculo = RR $l_i = 153.00 \text{ cm}$ Esbeltez = 21.18	$M_{sd\text{topo}} = 78 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 99 \text{ kgf.m}$	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	$M_{sd\text{topo}} = 3$ $M_{sd\text{centro}} = 119$ $M_{sd\text{base}} = 119$	$M_{ad\text{topo}} = 4$ $M_{ad\text{centro}} = 1$ $M_{ad\text{base}} = 3$ $M_{2d} = 21$ $M_{cd} = 1$	$T_d = 43 \text{ kgf.m}$ $A_{sl} = 0.17 \text{ cm}^2$	$2 \varnothing 10.0$ $2 \varnothing 10.0$ $4 \varnothing 10.0$	$1.3G1+1.4G2+1.4V3+0.84D_3$ $M_{sd}(x) = 156 \text{ kgf.m}$ $M_{sd}(y) = 44 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(x) = 884 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(y) = 247 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}/M_{sd}=5.68$

H	Msdtopo = 78 Msdcentro = 40 Msdbase = 99	Madtopo = 3 Madcentro = 1 Madbase = 3 M2d = 2 Mcd = 0		3.14 cm ² 0.7 %	
---	--	---	--	-------------------------------	--

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.07 tf VBd base = 0.07 tf VHd topo = 0.10 tf VHd base = 0.10 tf	Td = 43 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.07 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 43 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06$
H	Vd = 0.10 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 43 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento

B	$d = 13.00 \text{ cm}$ $V_{c0} = 3.04 \text{ tf}$ $k = 1.30$ $V_c = 3.95 \text{ tf}$	$V_{\min} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{s\min} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$V_{sw} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{sw} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
H	$d = 21.00 \text{ cm}$ $V_{c0} = 3.34 \text{ tf}$ $k = 1.51$ $V_c = 5.06 \text{ tf}$	$V_{\min} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{s\min} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$V_{sw} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{sw} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final	
Dados	Armadura torção	Topo	Base	Topo	Centro/Base
$h_e = 5.06 \text{ cm}$ $A_e = 153.00 \text{ cm}^2$	$A_{90} = 0.32 \text{ cm}^2$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$A_{sw} = 0.64 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\varnothing 5.0 \text{ c}/12$	$A_{sw} = 0.64 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\varnothing 5.0 \text{ c}/12$

1.6.4 Cálculo do Pilar P3

Pavimento Topo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 17.00 \text{ cm}$ $h = 25.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 3.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ $F_i = 2.63$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 185.00 cm Esbeltez = 37.65	Msdtopo = 66 kgf.m Msdbase = 126 kgf.m	Ndmax = 0.61 tf Ndmin = 0.12 tf ni = 0.01
H	Vínculo = RR li = 185.00 cm Esbeltez = 25.60	Msdtopo = 128 kgf.m Msdbase = 182 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 63 Msdcentro = 50 Msdbase = 126	Madtopo = 5 Madcentro = 2 Madbase = 5 M2d = 5 Mcd = 0	Td = 24 kgf.m Asl = 0.09 cm ²	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msd(x) = 144 kgf.m Msd(y) = 65 kgf.m Mrd(x) = 874 kgf.m Mrd(y) = 398 kgf.m Mrd/Msd=6.07
H	Msdtopo = 57 Msdcentro = 24 Msdbase = 60	Madtopo = 5 Madcentro = 2 Madbase = 5 M2d = 2 Mcd = 0		4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.17 tf VHd base = 0.17 tf	Td = 24 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.17 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 1.18 Vc = 3.59 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 21.00 cm Vc0 = 3.34 tf k = 1.25 Vc = 4.17 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final	
Dados	Armadura torção	Topo	Base	Topo	Centro/Base

he = 5.06 cm Ae = 153.00 cm ²	A90 = 0.18 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.36 cm ² /m ø 5.0 c/12	Asw = 0.36 cm ² /m ø 5.0 c/12
---	----------------------------	------------------------------	------------------------------	---	---

2.5.5 Cálculo do Pilar P4

Pavimento Topo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 17.00 cm h = 25.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 268384 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.63

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL li = 325.00 cm Esbeltez = 66.15	Msdtopo = 5 kgf.m Msdbase = 150 kgf.m	Ndmax = 0.42 tf Ndmin = 0.00 tf ni = 0.00
H	Vínculo = RR li = 115.00 cm Esbeltez = 15.92	Msdtopo = 59 kgf.m Msdbase = 93 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 5 Msdcentro = 150	Madtopo = 3 Madcentro = 1 Madbase = 2	Td = 22 kgf.m	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 181 kgf.m Msdy) = 41 kgf.m

	Msdbase = 150	M2d = 14 Mcd = 0	Asl = 0.09 cm ²	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	Mrd(x) = 890 kgf.m Mrd(y) = 200 kgf.m Mrd/Msd=4.90
H	Msdtopo = 59 Msdcentro = 37 Msdbase = 93	Madtopo = 2 Madcentro = 1 Madbase = 2 M2d = 1 Mcd = 0			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços		
	Cisalhamento	Torção	
I 45	VBd topo = 0.08 tf VBd base = 0.08 tf VHd topo = 0.08 tf VHd base = 0.08 tf	Td = 22 kgf.m	
Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.08 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.08 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 1.00 Vc = 3.04 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

H	$d = 21.00 \text{ cm}$ $V_{c0} = 3.34 \text{ tf}$ $k = 1.00$ $V_c = 3.34 \text{ tf}$	$V_{\min} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{s\min} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$V_{sw} = 0.00 \text{ tf}$ $A_{sw} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
---	---	--	---

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final	
Dados	Armadura torção	Topo	Base	Topo	Centro/Base
$h_e = 5.06 \text{ cm}$ $A_e = 153.00 \text{ cm}^2$	$A_{90} = 0.17 \text{ cm}^2$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$Z_r = 0.00 \text{ tf}$ $Z_s = 0.00 \text{ tf}$	$A_{sw} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\varnothing 5.0 \text{ c}/12$	$A_{sw} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\varnothing 5.0 \text{ c}/12$

2.5.6 Cálculo do Pilar P5

Pavimento Topo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 17.00 \text{ cm}$ $h = 25.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 3.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ $F_i = 2.63$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL $l_i = 401.00 \text{ cm}$ Esbeltez = 81.62	$M_{sd\text{topo}} = 2 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 72 \text{ kgf.m}$	$N_{d\text{max}} = 0.44 \text{ tf}$ $N_{d\text{min}} = 0.11 \text{ tf}$ $n_i = 0.00$
H	Vínculo = RR $l_i = 153.00 \text{ cm}$ Esbeltez = 21.18	$M_{sd\text{topo}} = 134 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 172 \text{ kgf.m}$	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	$M_{sd\text{topo}} = 1$ $M_{sd\text{centro}} = 23$ $M_{sd\text{base}} = 23$	$M_{ad\text{topo}} = 7$ $M_{ad\text{centro}} = 2$ $M_{ad\text{base}} = 3$ $M_{2d} = 18$ $M_{cd} = 0$	$T_d = 23 \text{ kgf.m}$	$2 \varnothing 10.0$ $2 \varnothing 10.0$ $4\varnothing 10.0$	$1.3G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3$ $M_{sd}(x) = 26 \text{ kgf.m}$ $M_{sd}(y) = 192 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(x) = 183 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}(y) = 1371 \text{ kgf.m}$ $M_{rd}/M_{sd}=7.13$
H	$M_{sd\text{topo}} = 134$ $M_{sd\text{centro}} = 69$ $M_{sd\text{base}} = 172$	$M_{ad\text{topo}} = 3$ $M_{ad\text{centro}} = 2$ $M_{ad\text{base}} = 3$ $M_{2d} = 2$	$A_{sl} = 0.09 \text{ cm}^2$	3.14 cm^2 0.7%	

		Mcd = 0			
--	--	---------	--	--	--

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.04 tf VBd base = 0.04 tf VHd topo = 0.17 tf VHd base = 0.17 tf	Td = 23 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03$
H	Vd = 0.17 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 1.47 Vc = 4.47 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 21.00 cm Vc0 = 3.34 tf k = 1.32 Vc = 4.40 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final	
Dados	Armadura torção	Topo	Base	Topo	Centro/Base
$h_e = 5.06$ cm $A_e = 153.00$ cm ²	$A_{90} = 0.18$ cm ²	$Z_r = 0.00$ tf $Z_s = 0.00$ tf	$Z_r = 0.00$ tf $Z_s = 0.00$ tf	$A_{sw} = 0.35$ cm ² /m $\varnothing 5.0$ c/12	$A_{sw} = 0.35$ cm ² /m $\varnothing 5.0$ c/12

2.5.7 Cálculo do Pilar P6

Pavimento Topo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 17.00$ cm $h = 25.00$ cm Cobrimento = 3.00 cm	$f_{ck} = 300.00$ kgf/cm ² $E_{cs} = 268384$ kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ $F_i = 2.63$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL $l_i = 325.00$ cm Esbeltez = 66.15	$M_{sd\text{topo}} = 3$ kgf.m $M_{sd\text{base}} = 82$ kgf.m	$N_{d\text{max}} = 0.47$ tf $N_{d\text{min}} = -0.06$ tf $n_i = 0.00$
H	Vínculo = RR $l_i = 115.00$ cm Esbeltez = 15.92	$M_{sd\text{topo}} = 94$ kgf.m $M_{sd\text{base}} = 153$ kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Torção	Final	
B	Msdtopo = 3 Msdcentro = 42 Msdbase = 42	Madtopo = 6 Madcentro = 1 Madbase = 2 M2d = 13 Mcd = 0	Td = 12 kgf.m	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msd(x) = 47 kgf.m Msd(y) = 171 kgf.m Mrd(x) = 368 kgf.m Mrd(y) = 1348 kgf.m Mrd/Msd=7.89
H	Msdtopo = 94 Msdcentro = 61 Msdbase = 153	Madtopo = 2 Madcentro = 1 Madbase = 2 M2d = 1 Mcd = 0	Asl = 0.05 cm ²	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
Inclinação bielas I 45	VBd topo = 0.05 tf VBd base = 0.05 tf VHd topo = 0.13 tf VHd base = 0.13 tf	Td = 12 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.05 tf VRd2 = 17.82 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.13 tf VRd2 = 19.57 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 786 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 3.04 tf k = 1.00 Vc = 3.04 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 21.00 cm Vc0 = 3.34 tf k = 1.00 Vc = 3.34 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de freamento		Armadura final	
Dados	Armadura torção	Topo	Base	Topo	Centro/Base
he = 5.06 cm Ae = 153.00 cm ²	A90 = 0.09 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.18 cm ² /m ø 5.0 c/12	Asw = 0.18 cm ² /m ø 5.0 c/12

2.5.8 Cálculo dos Pilares

Topo	fck = 300.00 kgf/cm ²	E = 268384 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 2		cofr = 3.00 cm	

Pilar	Seção	vínc	Nd máx	Msd(x)	Mrd(x)	Mrd/Msd	As b
-------	-------	------	--------	--------	--------	---------	------

	(cm)	esb B vínc esb H	Nd mín (tf)	Msd(y) (kgf.m)	Mrd(y) (kgf.m)		As h (cm²)
P1	17.00	RR				5.58	1.57
	X	37.65	0.63	165	918		(2 ø 10.0)
	25.00	RR	0.10	15	81		1.57
		25.60					(2 ø 10.0)
P2	17.00	EL				5.68	1.57
	X	81.62	0.44	156	884		(2 ø 10.0)
	25.00	RR	0.11	44	247		1.57
		21.18					(2 ø 10.0)
P3	17.00	RR				6.07	1.57
	X	37.65	0.61	144	874		(2 ø 10.0)
	25.00	RR	0.12	65	398		1.57
		25.60					(2 ø 10.0)
P4	17.00	EL				4.90	1.57
	X	66.15	0.42	181	890		(2 ø 10.0)
	25.00	RR	0.00	41	200		1.57
		15.92					(2 ø 10.0)
P5	17.00	EL				7.13	1.57
	X	81.62	0.44	26	183		(2 ø 10.0)
	25.00	RR	0.11	192	1371		1.57
		21.18					(2 ø 10.0)
P6	17.00	EL				7.89	1.57
	X	66.15	0.47	47	368		(2 ø 10.0)
	25.00	RR	-0.06	171	1348		1.57
		15.92					(2 ø 10.0)

2.7 Vigas do pavimento Topo

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	

V201	27.76	2 ø 10.0		-64.56	2 ø 10.0		
				-47.46	2 ø 10.0		
V202	27.65	2 ø 10.0		-46.84	2 ø 10.0		
				-50.62	2 ø 10.0		
V203	45.10	2 ø 10.0		-104.39	2 ø 10.0		Aviso 38
				-106.84	2 ø 10.0		
V204	48.46	2 ø 10.0		-70.27	2 ø 10.0		
				-85.29	2 ø 10.0		
V205	59.44	2 ø 10.0		-82.45	2 ø 10.0		
				-74.93	2 ø 10.0		

2.7.1 Esforços da Viga V201

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados							Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Temperatura		Retração (‰)	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Caso T1	Caso T2 (°C)		Nd (tf)	Rd (tf)					
P1		25.00									0.07			
1	126.10 114.09	114.09	85.00	0.00				0.10	- 0.07	0.14			27.76 25.55	-64.56 -47.46
P2		25.00									0.06			

2.7.2 Esforços da Viga V202

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados							Envoltória						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)			Nd (tf)	Rd (tf)					
P2		25.00								0.07			
1	126.11 114.11	114.11	85.00	0.00			0.05	- 0.01	0.13			20.69 27.65	-46.84 -50.62
P4		25.00								0.06			

2.7.3 Esforços da Viga V203

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados							Envoltória						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)			Nd (tf)	Rd (tf)					
P3		11.60								0.12			
1	278.28 266.69	266.69	85.00	0.00			0.22	- 0.07	0.18		45.10		- 104.39

													- 106.84
P1		11.58								0.12			

2.7.4 Esforços da Viga V204

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$	$E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados							Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Temperatura		Retração (‰)	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Caso T1 Caso T2 (°C)	Nd (tf)		Rd (tf)						
P5		25.00									0.07			
1	126.22 114.21	114.21	85.00	0.00				0.09	- 0.06	0.17			48.31 48.46	-70.27 -85.29
P3		25.00									0.08			

2.7.5 Esforços da Viga V205

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$	$E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados							Envoltória					
Pilar	Apoio	Larg	Carga distribuída	Temperatura	Retração	Esforço axial	Vd	Rmáx	Mdmáx	Md+	Md-	

Trecho	1 e 1o (cm)	Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Caso T1 Caso T2 (°C)	(‰)	Nd (tf)	Rd (tf)	(tf)	(tf)	(kgf.m)	(kgf.m)	(kgf.m)
P6		25.00								0.07			
1	126.22 114.21	114.21	85.00	0.00			0.04	0.00	0.17			59.44 48.74	-82.45 -74.93
P5		25.00								0.08			

2.7.6 Resultados da Viga V201

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$	$E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P1	25.00			2 \varnothing 10.0 0.51					0.00
1	114.09	17.00 x 20.00	2 \varnothing 10.0 0.51			\varnothing 5.0 c/ 8			0.00
P2	25.00			2 \varnothing 10.0 0.51					0.00

2.7.7 Resultados da Viga V202

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$	$E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P2	25.00			2 \varnothing 10.0 0.51					0.00
1	114.11	17.00 x 20.00	2 \varnothing 10.0 0.51			\varnothing 5.0 c/ 8			0.00
P4	25.00			2 \varnothing 10.0 0.51					0.00

2.7.8 Resultados da Viga V203

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P3	11.60			2 ø 10.0 0.51					0.00
1	266.69	17.00 x 20.00	2 ø 10.0 0.51			ø 5.0 c/ 8			0.00
P1	11.58			2 ø 10.0 0.51					0.00

2.7.9 Resultados da Viga V204

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P5	25.00			2 ø 10.0 0.51					0.00
1	114.21	17.00 x 20.00	2 ø 10.0 0.51			ø 5.0 c/ 8			0.00
P3	25.00			2 ø 10.0 0.51					0.00

2.7.10 Resultados da Viga V205

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P6	25.00			2 ø 10.0 0.51					0.00
1	114.21	17.00 x 20.00	2 ø 10.0 0.51			ø 5.0 c/ 8			0.00
P5	25.00			2 ø 10.0 0.51					0.00

2.7.11 Cálculo da viga V201

Pavimento Topo - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 17.00 cm h = 20.00 cm	Md = 341 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.06 cm		As = 0.51 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 16.00 cm % armad. = 0.46 M = 5 kgf.m

						fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	--	--	----------------

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 341 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.13 cm		As = 0.51 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 16.00 cm % armad. = 0.46 M = 25 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 341 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm		As = 0.51 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 16.00 cm % armad. = 0.46 M = 17 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção

1 1-1	Vd = 0.14 tf VRd2 = 14.91 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 504 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03			
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 16.00 cm Vc0 = 2.55 tf k = 1.00		Vmin = 3.24 tf Aswmin = 1.97 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 8			

2.7.12 Cálculo da viga V202

Pavimento Topo - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 17.00 cm h = 20.00 cm	Md = 341 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.06 cm		As = 0.51 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 16.00 cm % armad. = 0.46

						$M = 8 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.00 \text{ mm}$
--	--	--	--	--	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	$M_d = 341 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.65 \text{ cm}$	$F_d = 0.05 \text{ tf}$ situação: GE $M_{eq} = 3 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.06 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.09 \text{ cm}$		$A_s = 0.51 \text{ cm}^2$ (2 \varnothing 10.0 - 1.57 cm^2) $d = 16.00 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.46$ $M = 18 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.00 \text{ mm}$
2	$M_d = 341 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.65 \text{ cm}$	$F_d = 0.05 \text{ tf}$ situação: GE $M_{eq} = 3 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.07 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.10 \text{ cm}$		$A_s = 0.51 \text{ cm}^2$ (2 \varnothing 10.0 - 1.57 cm^2) $d = 16.00 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.46$ $M = 18 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.00 \text{ mm}$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1	$V_d = 0.13 \text{ tf}$	$T_d = 5 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.02$
1-1	$VR_{d2} = 14.91 \text{ tf}$	$TR_{d2} = 504 \text{ kgf.m}$	

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	$d = 16.00 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.55 \text{ tf}$ $k = 1.05$		$V_{min} = 3.24 \text{ tf}$ $A_{swmin} = 1.97 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 8$			

2.7.14 Cálculo da viga V203

Pavimento Topo - Lance 2

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$	$E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular $b_w = 17.00 \text{ cm}$ $h = 20.00 \text{ cm}$	$M_d = 341 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.50 \text{ cm}^2$ $A'_s = 0.00 \text{ cm}^2$		$F_d = 0.22 \text{ tf}$ situação: GE $M_{eq} = 13 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.03 \text{ cm}^2$ $A'_s = 0.00 \text{ cm}^2$		$A_s = 0.51 \text{ cm}^2$ (2 $\varnothing 10.0 - 1.57 \text{ cm}^2$) $d = 16.00 \text{ cm}$

		yLN = 0.65 cm		yLN = 0.11 cm		% armad. = 0.46 M = 31 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	------------------	--	---------------	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 341 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm	Fd = 0.22 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.22 cm		As = 0.51 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 16.00 cm % armad. = 0.46 M = 60 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 341 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm	Fd = 0.22 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.23 cm		As = 0.51 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 16.00 cm % armad. = 0.46 M = 61 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
--------------------------	----------

Inclinação bielas	45
--------------------------	-----------

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1	$V_d = 0.18 \text{ tf}$	$T_d = 2 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.02$
1-1	$VR_{d2} = 14.91 \text{ tf}$	$TR_{d2} = 504 \text{ kgf.m}$	

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	$d = 16.00 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.55 \text{ tf}$ $k = 1.04$		$V_{min} = 3.24 \text{ tf}$ $A_{swmin} = 1.97 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 8$			

2.7.14 Cálculo da viga V204

Pavimento Topo - Lance 2

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$	$E_{cs} = 268384 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular $b_w = 17.00 \text{ cm}$	$M_d = 341 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.50 \text{ cm}^2$		$F_d = 0.09 \text{ tf}$ situação: GE $M_{eq} = 5 \text{ kgf.m}$		$A_s = 0.51 \text{ cm}^2$ (2 $\varnothing 10.0 - 1.57 \text{ cm}^2$)

	h = 20.00 cm	A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm		As = 0.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm		d = 16.00 cm % armad. = 0.46 M = 7 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	-----------------	---	--	--	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 341 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm	Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.14 cm		As = 0.51 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 16.00 cm % armad. = 0.46 M = 22 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 341 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm	Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.17 cm		As = 0.51 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 16.00 cm % armad. = 0.46 M = 30 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção		
1 1-1	Vd = 0.17 tf VRd2 = 14.91 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 504 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02		
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção
1 1-1	d = 16.00 cm Vc0 = 2.55 tf k = 1.00		Vmin = 3.24 tf Aswmin = 1.97 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 8		

2.7.15 Cálculo da viga V205

Pavimento Topo - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm ²	Ecs = 268384 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	retangular	Md = 341 kgf.m		Fd = 0.04 tf situação: GE		As = 0.51 cm ²

1-1	$bw = 17.00$ cm $h = 20.00$ cm	$As = 0.50$ cm^2 $A's = 0.00$ cm^2 $yLN = 0.65$ cm		$Meq = 2$ kgf.m $As = 0.08$ cm^2 $A's = 0.00$ cm^2 $yLN = 0.12$ cm		$(2\phi 10.0 - 1.57$ $cm^2)$ $d = 16.00$ cm $\% \text{ armad.} = 0.46$ $M = 10$ kgf.m $fiss = 0.00$ mm
-----	---	---	--	---	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	$Md = 341$ kgf.m $As = 0.50$ cm^2 $A's = 0.00$ cm^2 $yLN = 0.65$ cm	$Fd = 0.04$ tf situação: GE $Meq = 2$ kgf.m $As = 0.11$ cm^2 $A's = 0.00$ cm^2 $yLN = 0.16$ cm		$As = 0.51$ cm^2 $(2\phi 10.0 - 1.57$ $cm^2)$ $d = 16.00$ cm $\% \text{ armad.} = 0.46$ $M = 25$ kgf.m $fiss = 0.00$ mm
2	$Md = 341$ kgf.m $As = 0.50$ cm^2 $A's = 0.00$ cm^2 $yLN = 0.65$ cm	$Fd = 0.04$ tf situação: GE $Meq = 2$ kgf.m $As = 0.10$ cm^2 $A's = 0.00$ cm^2 $yLN = 0.15$ cm		$As = 0.51$ cm^2 $(2\phi 10.0 - 1.57$ $cm^2)$ $d = 16.00$ cm $\% \text{ armad.} = 0.46$ $M = 24$ kgf.m $fiss = 0.00$ mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção			
1	$V_d = 0.17 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.02$			
1-1	$VR_{d2} = 14.91 \text{ tf}$	$TR_{d2} = 504 \text{ kgf.m}$				
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1	$d = 16.00 \text{ cm}$		$V_{min} = 3.24 \text{ tf}$			
1-1	$V_{c0} = 2.55 \text{ tf}$		$A_{swmin} = 1.97 \text{ cm}^2$			
	$k = 1.05$		(2 ramos)			
			$\varnothing 5.0 \text{ c/ } 8$			

3. Assinaturas



Responsável Técnico

Luis Caetano da Silva Schincariol

Eng^o Civil CREA N^o: 5060730906

ART N^o: 28027230230051725

4. Referencia

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14931:** Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, p.85. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro: ABNT, p.242. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12266:** Projeto e Execução de Valas para Assentamento de Tubulação de Água, Esgoto ou Drenagem Urbana. Rio de Janeiro: ABNT, p. 17. 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15645:** Execução de Obras utilizando Tubos e Aduelas Pré-Moldados em Concreto; Requisitos e Métodos de ensaios em solo. Rio de Janeiro: ABNT, p. 35. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5681:** Controle Tecnológico da Execução de Aterros em Obras de Edificações. Rio de Janeiro: ABNT, p.2. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459:** Solo – Prova de Carga Estática em Fundação Direta. Rio de Janeiro: ABNT, p.11. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180:** Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, p.3. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181:** Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, p.12. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182:** Solo – Ensaio de Compactação; Execução do muro de ala. Rio de Janeiro: ABNT, p.9. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro: ABNT, p.242. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681:** Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, p.18. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122:** Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, p.2. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16920-1:** Muros e Taludes em Solos Reforçados. Rio de Janeiro: ABNT, p.27. 2021.