MEMORIAL DESCRITIVO DA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO E ESTRUTURA METÁLICA.

Elaborado por:

Autor: Alberto Rodrigues Dalmaso

CREA: 120075211-2

ART: 1220200144145-MT

REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	RESPONSÁVEL
Número do Projeto **PROJ-DE-039-18**		**Nome do Arquivo Digital** **PROJ-DE-039-18-STR-PE-MEM-DESC-001-R00**	
Nome do Projeto **CONSTRUÇÃO UBS TIPO II SETOR OESTE ESTRUTURAL**			
Endereço do projeto **QUADRA 08, AE 01, SETOR OESTE, ESTRUTURAL - DF**			

SUMÁRIO

1. Descrição do edifício 4
1.1. Corte esquemático 4
1.2. Localização 4
1.3. Perspectiva da estrutura 5
2. Normas em uso 5
3. Programas utilizados 5
4. MATERIAIS 6
4.1. Concreto 6
4.1.1. Vigas, pilares e lajes 6
4.1.2. Estacas 6
4.2. Aços 6
4.2.1. Armaduras para concreto armado 6
4.2.2. Aços para a estrutura metálica 6
5. Parâmetros de durabilidade 7
5.1. Classe de agressividade 7
5.2. Cobrimentos gerais 7
6. Verificação da resistência em situação de incêndio 7
7. Carregamentos 7
7.1. Permanentes 7
7.2. Sobrecargas 8
7.3. Vento e desaprumo 8
8. Combinações de ações 8
9. Dimensionamento dos elementos de concreto armado 8
9.1. Pilares 8
9.2. Vigas 9
9.3. Lajes maciças 9
9.4. Estacas 9
9.4.1. Atrito Negativo segundo o método de Velloso e Lopes. 9
9.4.2. Solicitação na estaca mais carregada 10
9.4.3. Capacidade resistente da estaca 10
10. Dimensionamento dos elementos de aço 11
10.1. Pilares 11
10.2. Vigas principais 12
10.3. Vigas secundárias 13
10.4. Ligações parafusadas 13
10.4.1. Ligação Viga W310x32,7 / Pilar 150x22,5 14
10.4.2. Ligação Detalhe “X” 14

10.4.3. Ligação Viga W310x32,7 / Pilar de concreto 14
10.5. Placa de base 14
11. Verificação do Estado limite de serviço (ELS) 15
11.1. Pavimento térreo 15
11.2. Cobertura 17
12. Reservatórios 18

1. Descrição do edifício

O edifício UNIDADE BÁSICA DE SAÚDE - UBS - TIPO II é constituída por dois blocos térreos contendo dois níveis estruturais cada: térreo e cobertura, somados a um nível adicional relativo ao ático. A seguir é apresentado um quadro com detalhes de cada um destes níveis.

Tabela 1 - Níveis do edifício

Níveis	*Área (m2)*	*Piso a Piso (m)*	*Módulo 1*	*Módulo2*
			Cota (m)	*Cota (m)*
Ático	76,27	VAR	VAR	VAR
Cobertura	504,32	3,58	3,940	4,190
Térreo	566,13	0,60	0,360	0,610
Fundação		0,00	-0,240	0,010
TOTAL	1146,7	---	---	---

1.1. Corte esquemático

A seguir é apresentado um corte esquemático do edifício. Nele é possível visualizar as distâncias entre os níveis, cotas e nomenclaturas utilizadas:

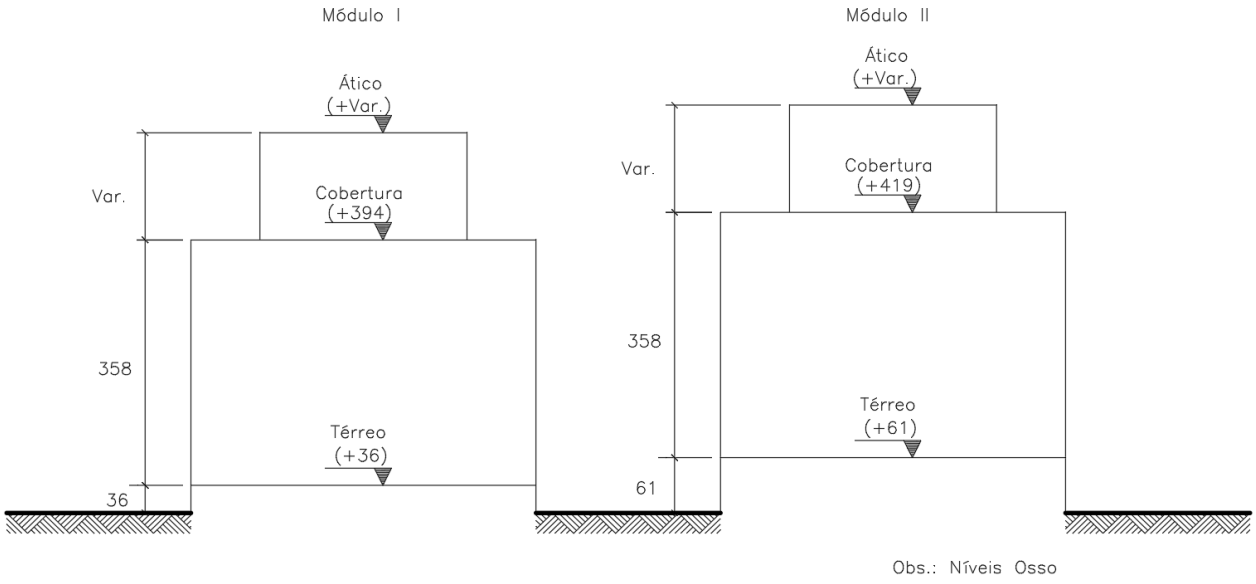


Figura 01 – Elevação esquemática.

1.2. Localização

A edificação está localizada na Quadra 08, AE 01 Setor Oeste, Estrutural – DF..

1.3. Perspectiva da estrutura

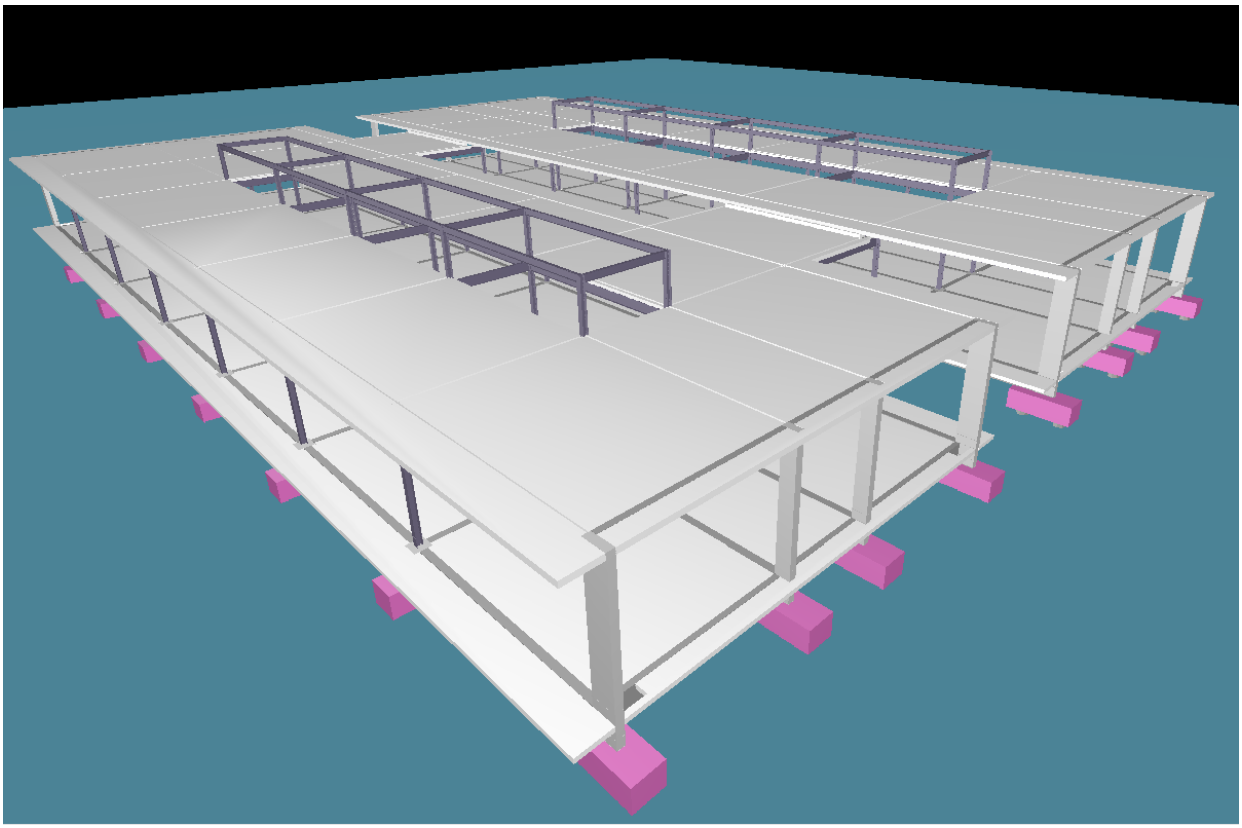


Figura 02 –Perspectiva da estrutura.

2. Normas em uso

Na análise, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais deste edifício foram utilizadas as prescrições indicadas pelas seguintes normas:

- NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos;
- NBR 6120:2019 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimentos;
- NBR 6122:2019 - Projeto e Execução de Fundações
- NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos.
- NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto
- NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio
- NBR 14432:2001 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento

3. Programas utilizados

Para a análise, dimensionamento e detalhamento estrutural foram utilizados o sistema TQS na versão V21.14. e o programa SAP2000 versão 21.

4. MATERIAIS

4.1. Concreto

A seguir são apresentadas as propriedades mecânicas do concreto utilizado na edificação:

4.1.1. Vigas, pilares e lajes

Concreto C25

a) f_{ck} = 25 MPa
b) E_{cs} = 21.700 MPa

4.1.2. Estacas

Concreto C30

a) f_{ck} = 30 MPa
b) E_{cs} = 24.200 MPa

4.2. Aços

4.2.1. Armaduras para concreto armado

Tipo de barra	*Es (GPa)*	*f_{yk} (MPa)*	*Massa específica(kg/m3)*	*r 1*
CA-50	210	500	7.850	2,25
CA-60	210	600	7.850	1,40

4.2.2. Aços para a estrutura metálica

4.2.2.1. Perfis de chapa dobrada

Aço ASTM-36

a) Limite de escoamento: f_{yk} = 250 MPa
b) Limite de Ruptura: f_u = 400 MPa

4.2.2.2. Perfis Laminados

ASTM A-572

a) Limite de escoamento: f_{yk} = 345 MPa
b) Limite de ruptura: f_u = 450 MPa

4.2.2.3. Painel Steel deck

Painel Metform MF-50 com espessura de 0,80mm

Aço galvanizado tipo ZAR-280 com limite de escoamento: f_{yk} = 280 MPa.

5. Parâmetros de durabilidade

5.1. Classe de agressividade

Para o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais foi considerada a seguinte Classe de Agressividade Ambiental no projeto: **II - Moderada**, conforme definido pelo item 6 da NBR 6118.

5.2. Cobrimentos gerais

A definição dos cobrimentos foi feita com base na Classe de Agressividade Ambiental definida anteriormente e de acordo com o item 7.4.7 e seus subitens.

A seguir são apresentados os valores de cobrimento utilizados para os diversos elementos estruturais existentes no projeto:

Tabela 2 - Cobrimentos

Elemento Estrutural	Cobrimento (cm)
Lajes convencionais (superior / inferior)	2,0 / 2,0
Vigas	3,0
Pilares	3,0
Fundações	3,5

6. Verificação da resistência em situação de incêndio

O edifício em questão, de acordo com a NBR 14432:2001 – Anexo A, alínea d, estão isentas dos requisitos de verificação da resistência em situação de incêndio.

7. Carregamentos

A seguir apresentam-se os carregamentos utilizados no dimensionamento da estrutura.

7.1. Permanentes

a) Peso específico do concreto: 25 kN/m³
b) Peso específico do aço: 78,5 kN/m³
c) Revestimentos piso térreo: 1,20 kN/m²
d) Permanente na laje de forro (telhas e forro): 1,00 kN/m²
e) Vidro laminado na marquise: 0,25 kN/m²
f) Paredes de alvenaria: 1,70 kN/m²
g) Divisórias de Dry-Wall: 0,50 kN/m²
h) Carga distribuída para consideração de divisórias sem posição definida (Tab. 11, NBR 6120:2019): 0,75 kN/m²

i) Telha termoacústica: 0,12 kN/m²

7.2. Sobrecargas

a) Sobrecarga na laje de piso (térreo): 3,00 kN/m²
b) Sobrecarga na laje de cobertura: 1,00 kN/m²
c) Sobrecarga na área de equipamentos de ar condicionado: 2,00 kN/m²
d) Sobrecarga na cobertura do ático e marquise: 0,25 kN/m²

7.3. Vento e desaprumo

O carregamento de vento não possui relevância na determinação dos esforços mais desfavoráveis para a estrutura em função da altura relativamente baixa da edificação. Considerou-se no dimensionamento o desaprumo nas quatro direções principais da estrutura, conforme as recomendações da NBR 6118:2014.

8. Combinações de ações

As ações foram combinadas conforme as recomendações da NBR 6118:2014 e da NBR 8800:2008. Abaixo apresentam-se os coeficientes relativos as combinações de ELU e ELS.

Tabela 3 - Coeficientes de ponderação das cargas – Estrutura de concreto armado.

Discriminação	ELU γ_f	ELS γ_f x ψ_2
Peso próprio das peças de concreto armado e demais elementos	1,40	1,0
Carga acidental vertical.	1,40	0,4

Tabela 4 - Coeficientes de ponderação das cargas – Estrutura de aço.

Discriminação	ELU γ_f	ELS γ_f x ψ_2
Peso próprio dos elementos de aço	1,25	1,0
Peso dos demais elementos construtivos	1,40	1,0
Peso dos equipamentos	1,50	1,0
Sobrecargas	1,50	0,4

9. Dimensionamento dos elementos de concreto armado

9.1. Pilares

Os pilares foram dimensionados a partir dos esforços de 2ª ordem considerando a combinação mais desfavorável. A seguir apresenta-se como exemplo o dimensionamento do Pilar P1.

a) Seção 20x60cm

b) Armadura longitudinal: 8Ø12,5mm
c) Pé-direito: 3,58m com lambda igual a 62.

Abaixo apresenta-se a curva de interação do pilar P1 com as respectivas solicitações de 2ª ordem na base, meio e topo do pilar.

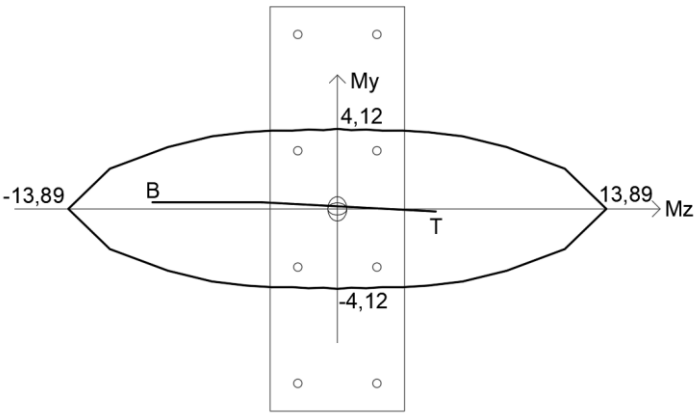


Figura 1 - Curva de interação P1.

9.2. Vigas

As vigas foram dimensionadas considerando a envoltória de esforços a partir das combinações de ações do projeto. O detalhamento segue as diretrizes da NBR 6118:2014.

9.3. Lajes maciças

Como nas vigas, as lajes foram dimensionadas a partir da combinação mais desfavorável. Utilizou-se como critério de detalhamento o uso, para as armaduras negativas, de bitolas mínimas de Ø8,0mm.

9.4. Estacas

As estacas são do tipo Hélice contínua, e para o dimensionamento da capacidade resistente da estaca, fez-se as seguintes considerações:

1) desconsiderou-se a resistência de ponta;
2) Consideração de atrito negativo em função da presença de solo com baixíssima resistência nos primeiros 6,0 metros de profundidade.

Abaixo apresenta-se o resultado do atrito negativo e a capacidade resistente.

9.4.1. Atrito Negativo segundo o método de Velloso e Lopes.

$$Q_n = \tau_n \cdot U \cdot \Delta l$$

$$\tau_n = \beta\xi\sigma'_{v0}$$

$$\beta\xi = 0,25\left(para\ \arg ilas\right)$$

$$\tau_n = 0,25 \cdot (15 \cdot 3) = 11,25\,kPa \ \ \therefore$$

$$Q_n = 11,25 \cdot 0,4 \cdot 3,14 \cdot 6 = 84,8\,kN$$

Desconsiderando, portanto, os seis primeiros metros de profundidade e somando 84,8 kN ao carregamento solicitante tem-se:

9.4.2. Solicitação na estaca mais carregada

Esforços no bloco mais carregado (B26):

- Fz=420 kN;
- My=26 kN.m.

$$F_{z,máx,estaca} = \frac{420}{2} + \frac{26}{1,2} = 232\,kN$$

$$F_{z,total} = 232 + 85 = 317\,kN$$

9.4.3. Capacidade resistente da estaca

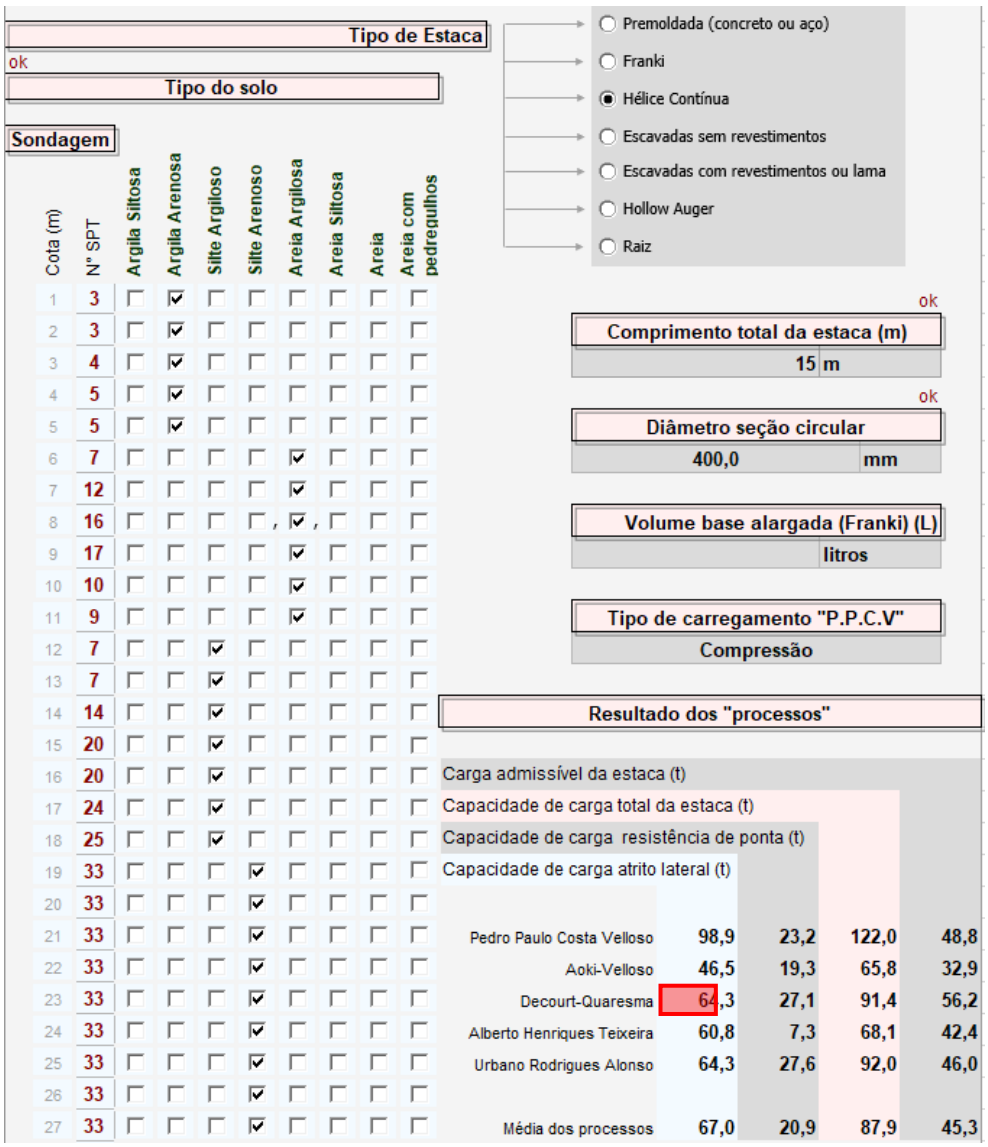


Figura 2 - Dimensionamento da capacidade resistente da estaca.

Na determinação da resistência considerou-se o método de Decourt-Quaresma, tem-se:

$$N_{Adm} = \frac{643}{2} \quad \frac{N(\text{atrito lateral})}{\text{Coef. Segurança}} = 322\ kN$$

O valor máximo de solicitação na estaca é 317 kN. Portanto inferior a resistência.

10. Dimensionamento dos elementos de aço

10.1. Pilares

Apresentam-se abaixo as combinações de esforços mais desfavoráveis dentre todos os pilares de aço.

Tabela 5 - Esforços nos pilares - máximo vertical

Frame	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P30	ELU	-202,82	-0,657	0,035	0,0644	-0,7863
P6	ELU	-202,678	0,576	0,05	0,0936	0,639
P31	ELU	-202,028	-0,415	0,017	0,0479	-0,4952
P7	ELU	-201,991	0,381	0,031	0,0771	0,4342

Tabela 6 - Esforços nos pilares – máximos momentos

Frame	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
PM16	ELU	-119,341	4,717	0,019	-0,022	-11,3093
PM15	ELU	-118,59	4,664	0,018	-0,0267	-11,1987
PM17	ELU	-118,257	4,672	0,024	-0,0261	-11,1874
PM18	ELU	-144,363	3,645	1,161	-2,7099	-8,722

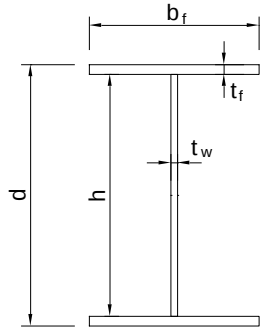
Seção verificada: **W150x22,5**

Tabela 7 - Dimensionamento considerando a combinação de maior valor de Nd

AÇO		
f_y	345	N/mm²
s_r	103,5	N/mm²
E	200000	N/mm²
G	77000	N/mm²

GEOMETRIA		
b_f	152,00	mm
d	152,00	mm
t_f	6,60	mm
t_w	5,80	mm
h	138,80	mm
Lx	3300,00	mm
Ly	3300,00	mm
Lz	3300,00	mm
kx	1,00	
ky	1,00	
kz	1,00	
I_x	50,71	OK
I_y	89,00	OK
A	2811,44	mm²
P	900,40	mm
I_x	11904143,24	mm⁴
I_y	3865245,60	mm⁴
J	38160,11	mm⁴
rx	65,07	mm
ry	37,08	mm
W_x	156633,46	mm³
W_y	50858,49	mm³
Cw	20428943893,26	
b_1	0,00	
Z_x	173800,17	mm³

Coluna soldada		
peso linear	22,07	kg/m



Resistência à Compressão		
$N_{C,Rd}$	493,98	kN

Solicitações de Cálculo		
Nd	203,00	kN
Mxd	0,80	kN.m
Myd	0,10	kN.m

Esforços de 2ª Ordem		
e1,x	16,07	mm
e1,y	16,07	mm
e2,x	17,74	mm
e2,y	22,62	mm
Mxd,2	3,60	kN.m
Myd,2	4,59	kN.m

Momentos adotados		
Mxd,2	0,80	kN.m
Myd,2	4,59	kN.m

Iteração		
$M_{Rd,x}$	44,22	kN.m
$M_{Rd,y}$	22,17	kN.m
N_{Sd} / N_{Rd}	0,41	
	0,61	OK

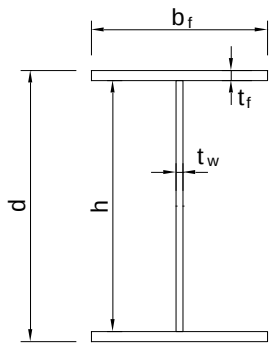
Tabela 8 - Dimensionamento considerando a combinação de maior valor de Md.

AÇO		
f_y	345	N/mm²
s_r	103,5	N/mm²
E	200000	N/mm²
G	77000	N/mm²

Resistência à Compressão		
$N_{C,Rd}$	493,98	kN

GEOMETRIA		
b_f	152,00	mm
d	152,00	mm
t_f	6,60	mm
t_w	5,80	mm
h	138,80	mm
Lx	3300,00	mm
Ly	3300,00	mm
Lz	3300,00	mm
kx	1,00	
ky	1,00	
kz	1,00	
I_x	50,71	OK
I_y	89,00	OK
A	2811,44	mm^2
P	900,40	mm
I_x	11904143,24	mm^4
I_y	3865245,60	mm^4
J	38160,11	mm^4
rx	65,07	mm
ry	37,08	mm
W_x	156633,46	mm^3
W_y	50858,49	mm^3
Cw	20428943893,26	
b_1	0,00	
Z_x	173800,17	mm^3

Coluna soldada		
peso linear	22,07	kg/m



Solicitações de Cálculo		
Nd	120,00	kN
Mxd	11,30	kN.m
Myd	0,10	kN.m

Esforços de 2ª Ordem		
e1,x	94,17	mm
e1,y	16,07	mm
e2,x	99,71	mm
e2,y	19,39	mm
Mxd,2	11,97	kN.m
Myd,2	2,33	kN.m

Momentos adotados		
Mxd,2	11,97	kN.m
Myd,2	0,10	kN.m

Iteração		
$M_{Rd,x}$	44,22	kN.m
$M_{Rd,y}$	22,17	kN.m
N_{Sd} / N_{Rd}	0,24	
	0,49	OK

A interação máxima dentre todas as combinações é 0,61. Inferior ao limite 1, portanto a seção W 150x22,5 atende a todos os requisitos de ELU.

10.2. Vigas principais

Abaixo apresentam-se os valores máximos dos esforços para a combinação de ELU.

Tabela 9 - Valores máximos das combinações de ELU para as vigas principais.

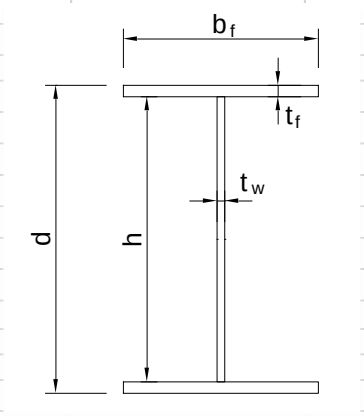
Frame	OutputCase	P	V2	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN-m	KN-m
431	ELU	-7,142	0,188	-0,0037	63,3987
830	ELU	-7,093	-0,183	-0,0037	63,3959
430	ELU	-7,378	-6,052	0,0032	63,3182
831	ELU	-7,338	6,057	0,0032	63,3153

Tabela 10 - Esforços resistentes para o perfil W310x32,7

AÇO			Solicitações de Cálculo		
f_y	345	N/mm²	$M_{x,Sd}$		kN.m
s_r	103,5	N/mm²	M_1	1	kN.m
E	200000	N/mm²	M_2	1	kN.m
G	77000	N/mm²	$V_{y,Sd}$		kN

GEOMETRIA		
b_f	102	mm
d	313	mm
t_f	10,8	mm
t_w	6,6	mm
h	291,4	mm
C_b	2,3	
C_b	1	
L_b	1000	mm
A	4126,4400	mm^2
P	1020,8000	mm
I_x	63932297,3452	mm^4
I_y	1917155,7612	mm^4
J	113585,8608	mm^4
rx	124,4722	mm
ry	21,5546	mm
W_x	408513,0821	mm^3
W_y	37591,2894	mm^3
Cw	43770985786,6671	
b_1	0,0043	
Z_x	473011,5540	mm^3

peso linear	32,3926	kg/m



Esforços Resistentes		
M_{Rd}	145,6	kN.m
V_{Rd}	388,7	kN

O valor do momento resistente para o perfil W310x32,7 é de 145 kN.m, portanto superior à solicitação.

10.3. Vigas secundárias

Para as vigas secundárias utilizou-se a menor viga da série 310, portanto o perfil detalhado é o W310x21.

10.4. Ligações parafusadas

Na figura abaixo apresenta-se o diagrama de cortante para as vigas de aço da cobertura.

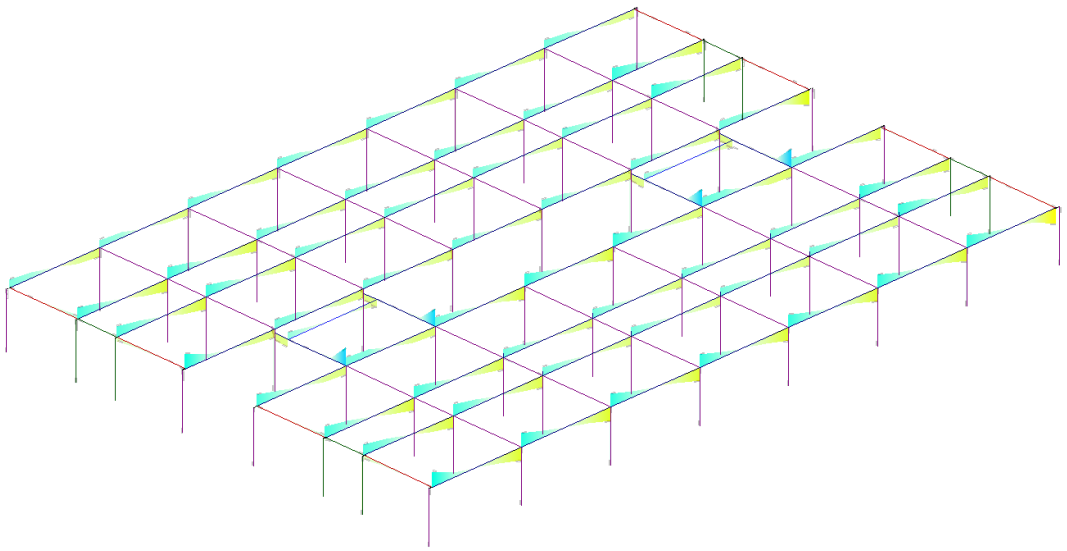


Figura 3 - Diagramas de cortante para as vigas de cobertura.

10.4.1. Ligação Viga W310x32,7 / Pilar 150x22,5

As ligações típicas possuem valor de cortante, a ser transferido pela ligação viga-pilar de aço, de 88kN (valor de projeto). As ligações foram projetadas considerando-se 2 parafusos na ligação com a alma da viga e 4 parafusos na ligação com a alma do pilar, porém em ambos os casos há 4 planos de corte. O parafuso é do tipo ASTM A325 com f_{ub}=825 MPa.

A resistência do parafuso ao cisalhamento por plano de corte é:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}4\, A_b\, f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

Considerando o parafuso detalhado de 5/8" com área bruta de 2,0 cm², tipo ASTM A325:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}4 \cdot 2{,}0 \cdot 82{,}5}{1{,}35} = 48\ kN$$

Portanto para a ligação típica completa a resistência é 4 x 48 = 195 kN superior ao máximo solicitante de 88 kN. Foi mantido o número de quatro planos de corte pela geometria e quantidade mínima de 2 parafusos ligados na alma.

10.4.2. Ligação Detalhe "X"

A ligação da viga de transição entre os blocos (detalhe "X") possui cortante com valor de cálculo igual a 133 kN, portanto fez-se a opção por detalhar a ligação com 6 planos de corte (Rd=6x48=288kN).

10.4.3. Ligação Viga W310x32,7 / Pilar de concreto

O maior valor de cortante a ser transferido pela ligação viga-pilar de concreto é de 108 kN (valor de projeto). A ligação foi projetada considerando-se 3 parafusos, e conforme o esquema da ligação, há somente 3 planos de corte. O parafuso é do tipo ASTM A325 com f_{ub}=825 MPa.

Considerando o parafuso detalhado de 5/8" com área bruta de 2,0 cm², tipo ASTM A325, a resistência do parafuso ao cisalhamento por plano de corte é:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}4 \cdot 2{,}0 \cdot 82{,}5}{1{,}35} = 48\ kN$$

Portanto para a ligação completa a resistência é 3 x 48 = 144 kN superior ao máximo solicitante de 108 kN.

10.5. Placa de base

Abaixo apresentam-se as combinações mais desfavoráveis para o dimensionamento da placa de base.

Tabela 11 - Reações de apoio dos pilares - Maior força vertical

Joint Text	OutputCase Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m
15538	ELU-PERM+SC+V90	0,036	-2,342	212,483	3,9192	0,0604
15540	ELU-PERM+SC+V0	-0,06	0,697	211,114	-0,83	-0,1121
15538	ELU-PERM+SC+V0	-0,055	-0,632	211,011	0,7184	-0,1036
15540	ELU-PERM+SC+V90	0,027	-1,034	210,547	2,3969	0,0431
15518	ELU-PERM+SC+V90	0,039	-2,244	209,897	3,7715	0,0585
15520	ELU-PERM+SC+V0	-0,065	0,657	209,689	-0,8092	-0,1277
15518	ELU-PERM+SC+V0	-0,06	-0,542	209,493	0,5939	-0,1185
15520	ELU-PERM+SC+V90	0,017	-1,035	208,278	2,3606	0,0195
15534	ELU-PERM+SC+V90	0,033	-2,713	207,886	4,3678	0,0556
15536	ELU-PERM+SC+V0	-0,062	1,042	207,048	-1,232	-0,1168

Tabela 12 - Reações de apoio dos pilares - Maior momento

Joint Text	OutputCase Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m
15531	ELU-PERM+V90+SC	-0,002647	-5,764	119,821	8,7813	0,0009733
15527	ELU-PERM+V90+SC	0,007522	-5,735	119,166	8,7378	0,0144
15535	ELU-PERM+V90+SC	-0,007029	-5,692	118,745	8,6727	-0,0037
15523	ELU-PERM+V90+SC	-0,6	-5,152	141,41	8,0123	-0,7033
15539	ELU-PERM+V90+SC	0,592	-5,069	140,089	7,894	0,7099
15531	ELU-PERM+SC+V90	0,001801	-4,92	125,864	6,9605	0,0096
15527	ELU-PERM+SC+V90	0,008838	-4,889	125,133	6,9169	0,0177
15535	ELU-PERM+SC+V90	-0,0009433	-4,857	124,688	6,8742	0,0078
15519	ELU-PERM+V90+SC	0,162	-4,028	161,245	6,6409	0,192
15530	ELU-PERM+V90+SC	0,027	-3,885	196,111	6,5808	0,0488

A placa de base é quadrada com 300mm de lado e espessura de 25mm. Possui 8 chumbadores de 3/4" (19mm – SAE 1020; fy=240MPa) embutidos no concreto.

Verificação da tensão máxima de compressão na chapa de base.

$$\sigma_c = \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{W} = \frac{212{,}5}{30x30} + \frac{390}{\frac{30x30^2}{6}} = 0{,}32\,\frac{kN}{cm^2} < 0{,}5fcd\ (Ok)$$

Verificação da tensão máxima de tração nos chumbadores

$$\sigma_t = \frac{M_d}{z\,.\,A_{CHU}} = \frac{880}{24x2{,}85x3} = 4{,}3\,\frac{kN}{cm^2} < fyd\ (Ok)$$

Verificação da espessura da chapa

$$\sigma_{CH} = \frac{M_{d,CH}}{W_{CH}} = \frac{36{,}7\,.\,(4{,}4 + 0{,}15\,.\,15{,}2)}{\frac{30\,.\,2{,}5^2}{6}} = 7{,}8\,\frac{kN}{cm^2} < fyd\ (Ok)$$

11. Verificação do Estado limite de serviço (ELS)

11.1. Pavimento térreo

Abaixo apresenta-se a verificação de flechas no pavimento térreo, considerando a combinação quase permanente:

ELS-1 = PP+PERM+0,4ACID.

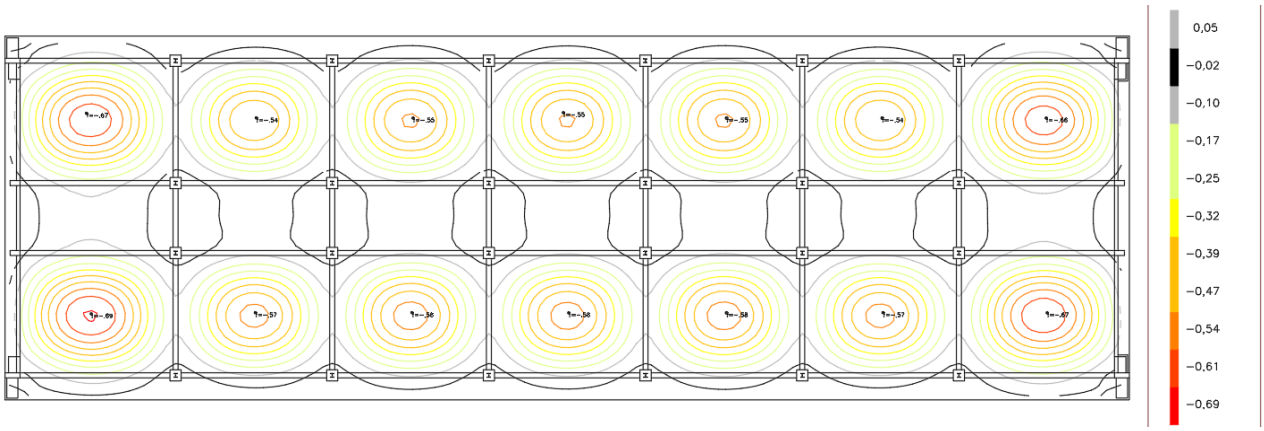


Figura 4 - Flechas nas lajes do pavimento térreo.

O valor máximo de flecha previsto nas lajes do pavimento térreo é de 0,69cm. Considerou-se a laje totalmente desprovida de apoio sobre o solo.

Na tabela abaixo apresentam-se as flechas nas vigas do pavimento térreo.

Tabela 13 - Flechas nas vigas do térreo.

Viga	Vão	L (cm)	f (cm)	f lim. (cm)	Situação
VB5	1	629,00	-0,16	2,52	Passou
VB5	2	630,00	-0,10	2,52	Passou
VB5	3	630,00	-0,11	2,52	Passou
VB5	4	630,00	-0,11	2,52	Passou
VB5	5	630,00	-0,11	2,52	Passou
VB5	6	630,00	-0,10	2,52	Passou
VB5	7	629,00	-0,16	2,52	Passou
VB6	1	629,00	-0,15	2,52	Passou
VB6	2	630,00	-0,08	2,52	Passou
VB6	3	630,00	-0,09	2,52	Passou
VB6	4	630,00	-0,09	2,52	Passou
VB6	5	630,00	-0,09	2,52	Passou
VB6	6	630,00	-0,08	2,52	Passou
VB6	7	629,00	-0,14	2,52	Passou
VB7	1	629,00	-0,15	2,52	Passou
VB7	2	630,00	-0,08	2,52	Passou
VB7	3	630,00	-0,10	2,52	Passou
VB7	4	630,00	-0,09	2,52	Passou
VB7	5	630,00	-0,10	2,52	Passou
VB7	6	630,00	-0,08	2,52	Passou
VB7	7	629,00	-0,14	2,52	Passou
VB8	1	629,00	-0,16	2,52	Passou
VB8	2	630,00	-0,10	2,52	Passou
VB8	3	630,00	-0,11	2,52	Passou
VB8	4	630,00	-0,11	2,52	Passou
VB8	5	630,00	-0,11	2,52	Passou
VB8	6	630,00	-0,10	2,52	Passou
VB8	7	629,00	-0,16	2,52	Passou
VB9	1	485,00	-0,14	1,94	Passou
VB9	2	280,00	0,03	1,12	Passou

VB9	3	485,00	-0,14	1,94	Passou
VB11	1	478,75	-0,12	1,92	Passou
VB11	2	280,00	0,02	1,12	Passou
VB11	3	478,75	-0,11	1,91	Passou
VB13	1	478,75	-0,11	1,92	Passou
VB13	2	280,00	0,02	1,12	Passou
VB13	3	478,75	-0,11	1,91	Passou
VB15	1	478,75	-0,11	1,92	Passou
VB15	2	280,00	0,02	1,12	Passou
VB15	3	478,75	-0,11	1,91	Passou
VB17	1	478,75	-0,11	1,92	Passou
VB17	2	280,00	0,02	1,12	Passou
VB17	3	478,75	-0,11	1,91	Passou
VB19	1	478,75	-0,11	1,92	Passou
VB19	2	280,00	0,02	1,12	Passou
VB19	3	478,75	-0,11	1,91	Passou
VB21	1	478,75	-0,12	1,92	Passou
VB21	2	280,00	0,02	1,12	Passou
VB21	3	478,75	-0,11	1,91	Passou
VB23	1	485,00	-0,14	1,94	Passou
VB23	2	280,00	0,02	1,12	Passou
VB23	3	485,00	-0,14	1,94	Passou

As vigas apresentadas referem-se a somente um edifício, pois pela similaridade de geometria e carga as flechas são idênticas.

11.2. Cobertura

Apresenta-se abaixo as deformações no pavimento da cobertura.

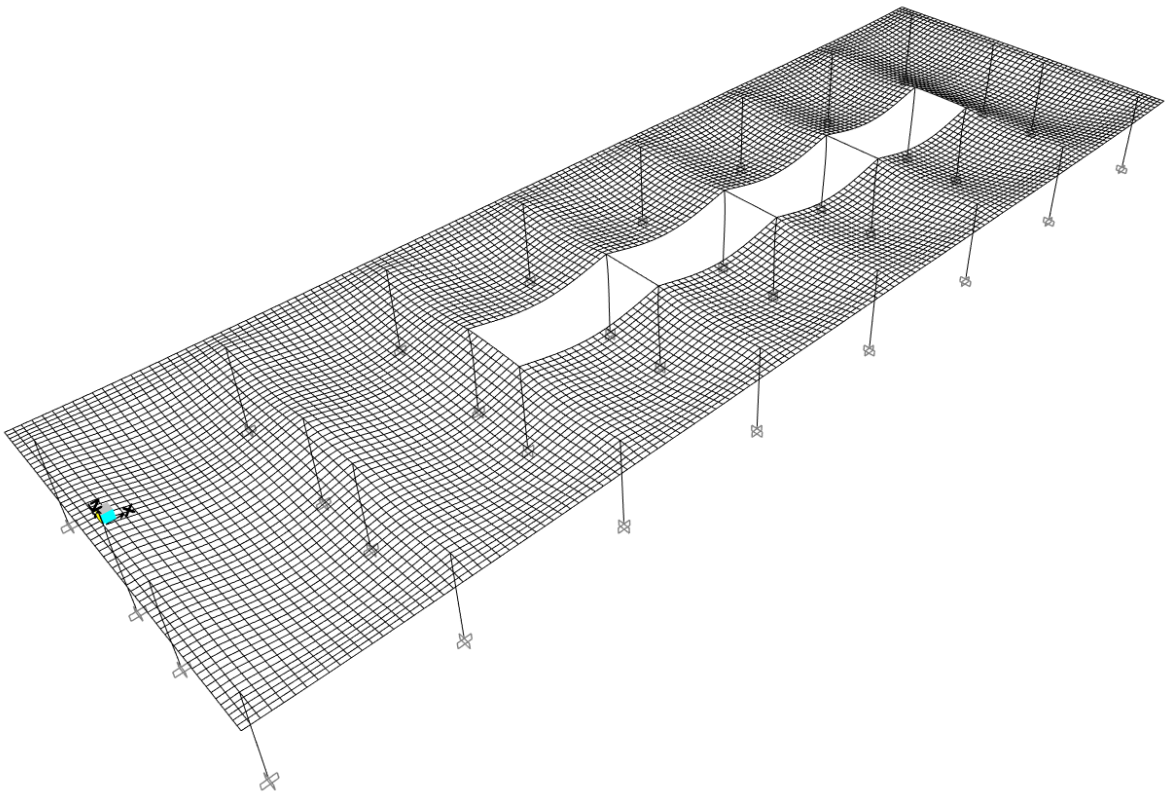


Figura 5 - Deformações para a combinação de ELS na cobertura.

A deformação máxima nas vigas principais da cobertura foi estimada em 12mm, inferior ao valor máximo de 18mm (L/350 = 6300/350).

A deformação máxima prevista para as lajes foi de 12 mm, incluindo a deformação de longo prazo. O valor limite de deformação é L/250, portanto para o vão de 490cm o valor máximo permitido é de 20mm, superior ao valor estimado.

12. Reservatórios

Para os reservatórios considerou-se:

- Concreto C30;
- Peso específico da água: 10 kN/m³;
- Peso específico do solo: 18 kN/m³;
- Ângulo de atrito interno do solo: 23º.
- Abertura máxima de fissura: 0,2 mm.

Para a determinação dos esforços os reservatórios foram modelados no programa SAP 2000.

Abaixo apresentam-se os modelos computacionais.

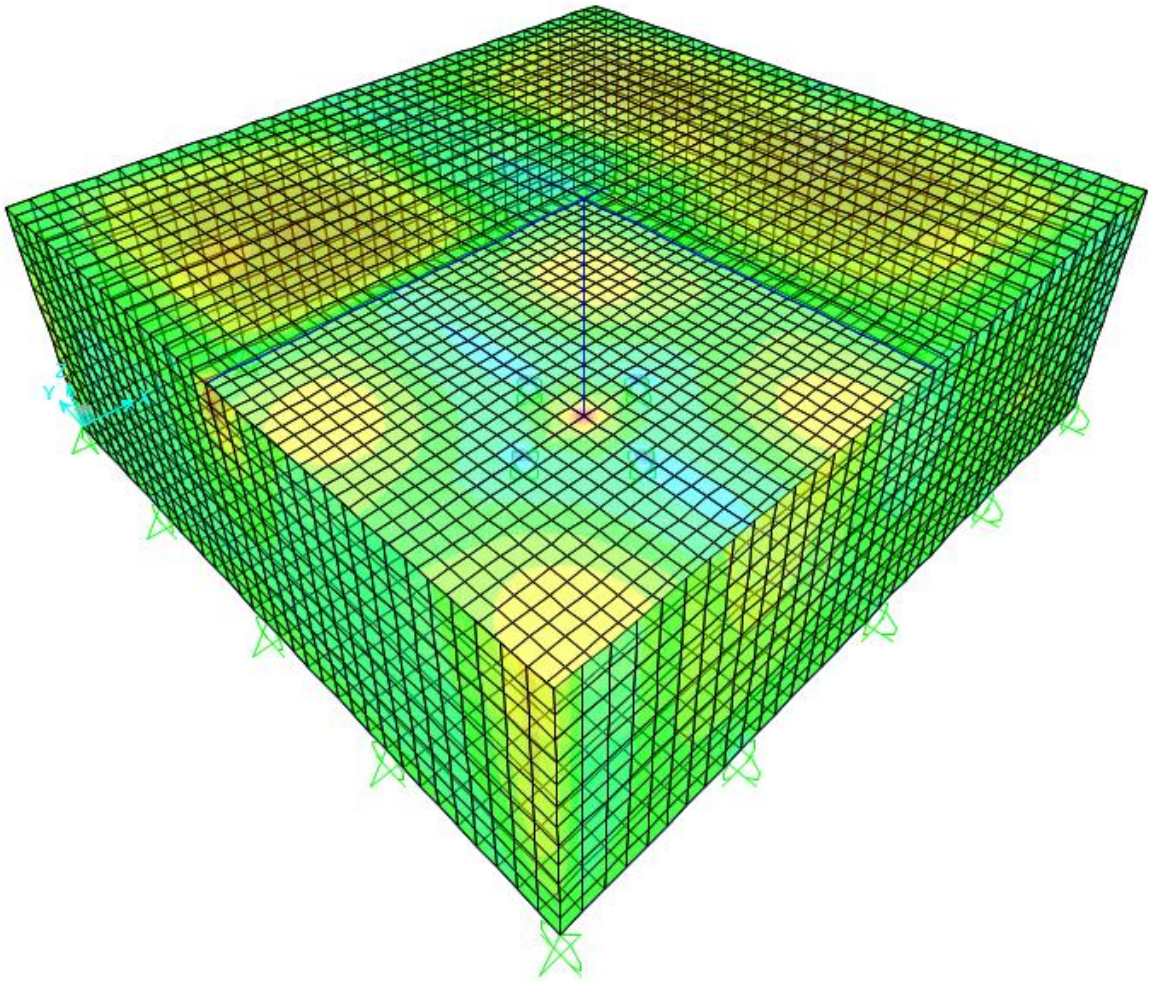


Figura 6 - Modelo computacional do reservatório de água potável.
Modelo sem a presença da tampa – Distribuição de momentos na direção vertical

Para o reservatório acima o valor máximo do momento fletor vertical na parede é de 28 kN.m, resultando em área de aço de aproximadamente 4,7 cm². Decidiu-se por detalhar Ø10 c/12,5 para que a abertura máxima de fissura estimada fosse menor que 0,1mm. Valor inferior ao recomendado pela NBR 6118:2014.

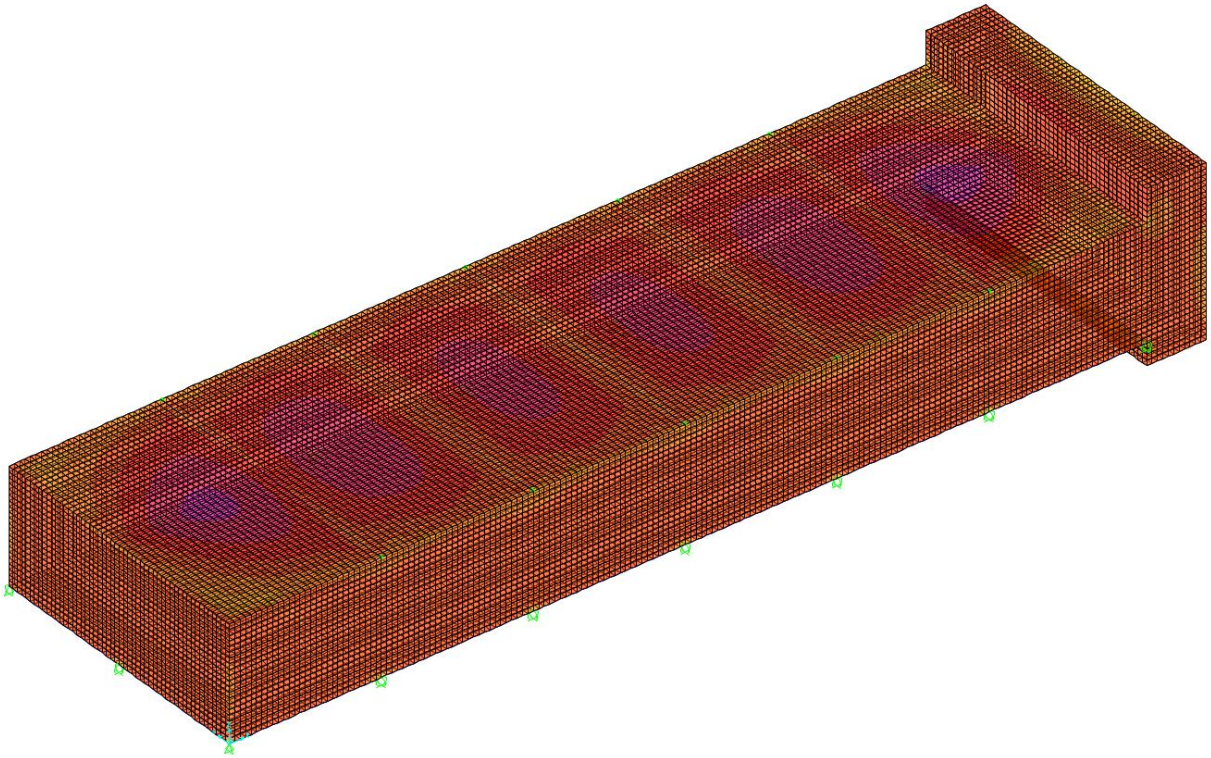


Figura 7 - Modelo computacional do reservatório de retardo – águas pluviais.

Distribuição de momentos na direção vertical

Para o reservatório acima o valor máximo do momento fletor vertical na parede é de 18 kN.m, resultando em área de aço de aproximadamente 3,5 cm². Decidiu-se por detalhar Ø10 c/15 para que a abertura máxima de fissura estimada fosse menor que 0,1mm. Valor inferior ao recomendado pela NBR 6118:2014.

Todas as armaduras detalhadas atendem aos critérios de ELU e ELS.

Alberto Rodrigues Dalmaso
Engenheiro Civil
CREA: 120075211-2