



PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM AÇO

Anna Carolina Fontes da Luz

Projeto de Graduação apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal do Rio de Janeiro
Campus Macaé, como parte dos
requisitos necessários à obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

MACAÉ, RJ – BRASIL

JULHO DE 2017

PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM AÇO

Anna Carolina Fontes da Luz

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO CAMPUS MACAÉ, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO TÍTULO DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Esdras Pereira de Oliveira. D. Sc. (Orientador)
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

Prof. Anselmo Leal Carneiro. M. Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

Prof. Marcos Antônio Campos Rodrigues. M. Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

MACAÉ, RJ – BRASIL
JULHO DE 2017

Luz, Anna Carolina Fontes da

Projeto estrutural de um edifício residencial em Aço/ Anna Carolina Fontes da Luz – Macaé: UFRJ/Campus UFRJ-Macaé, 2017.

I, 106 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

Projeto de Graduação – UFRJ / Campus UFRJ-Macaé / Curso de engenharia civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 98.

1. Estrutura de Aço. 2. Análise estrutural. 3. Modelagem estrutural.
4. Dimensionamento

I. Oliveira, Esdras Pereira. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus UFRJ-Macaé, Curso de Engenharia Civil. III. Título

Dedico este trabalho à Deus, aos meus pais, à minha família e aos meus amigos.

AGRADECIMENTOS

À Deus, primeiramente, por estar ao meu lado em todos os momentos e por me proporcionar saúde e força para concluir com eficiência os meus propósitos na vida.

Aos meus pais, que nunca mediram esforços para minha formação e para realização de todos os meus objetivos.

À toda a minha família, pelas orações e incentivos ao longo dos anos da graduação.

Aos meus amigos, pelo compartilhamento de aprendizagens, passando juntos pelas dificuldades, pelos momentos de descontração e por compreenderem a ausência física em diversos momentos.

À Universidade Federal do Rio de Janeiro Campus Macaé, pela oportunidade de realização da Graduação.

À todos os professores e funcionários da Universidade Federal do Rio de Janeiro Campus Macaé, por compartilharem os conhecimentos e ajudarem na minha formação.

Ao meu professor orientador, Esdras Pereira de Oliveira, pela dedicação, comprometimento, paciência e orientação na realização desse trabalho.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente da UFRJ/Macaé como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenharia Civil

Projeto Estrutural de Um Edifício Residencial em Aço

Anna Carolina Fontes da Luz

Julho de 2017

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

Curso: Engenharia Civil

RESUMO

A indústria da construção no Brasil utiliza predominantemente como sistema construtivo o concreto armado. No entanto, a abundância na produção de aço no país aliada aos benefícios que o mesmo fornece à esse setor da indústria, torna interessante a utilização do aço como sistema estrutural, sendo uma ótima alternativa ao sistema convencional. Dentre os benefícios podem ser citados: o menor prazo de construção, alívio das cargas e diminuição dos custos da fundação, precisão construtiva e diminuição de desperdícios de material.

Assim, os objetivos deste trabalho são: desenvolver o projeto estrutural de um edifício residencial de quatro pavimentos utilizando o sistema construtivo em aço, apresentar a revisão bibliográfica para o desenvolvimento de um projeto estrutural e estabelecer comparativos em relação às considerações da NBR 8800 (2008) para a utilização dos efeitos globais de segunda ordem em estruturas de pequena deslocabilidade. Essa temática foi escolhida para desenvolver e aprofundar os conceitos aprendidos nas disciplinas de Estruturas cursadas ao longo da graduação em Engenharia Civil.

Quanto à comparação dos resultados provenientes do modelo que considera e do modelo que não considera os efeitos globais de segunda ordem em estruturas de pequena deslocabilidade, conclui-se que a diferença dos resultados é desprezível, em torno de 5%. Justificando portanto, a consideração feita no item 4.9.7.1.4 da NBR 8800 (2008).

Para a realização desse trabalho, utilizou-se pesquisas em manuais do CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço), dissertações, livros e softwares de análise estrutural.

Palavras chaves: Estrutura de aço; Análise estrutural; Modelagem estrutural; Dimensionamento.

Abstract of Final Graduation Project presented to UFRJ/Macaé as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer

Structural Project Of A Residential Steel Building

Anna Carolina Fontes da Luz

July, 2017

Advisor: Esdras Pereira de Oliveira

Course: Civil Engineering

ABSTRACT:

The construction industry in Brazil uses predominantly as constructive system the reinforced concrete. However, the plenty in production of steel in the country allied to the benefits that it provides the industry sector, makes interesting to use steel as constructive system, being a great alternative to the conventional system. Among the benefits can be mentioned: the shorter construction period, relief of foundation loads and reduction of foundation costs, constructive precision and reduction of material waste.

Thereby, the purpose of this work are: to develop the structural project of a four-story residential building using the steel building system, to present a bibliographic review for the development of a structural project and to establish comparatives in relation to the considerations of NBR 8800 (2008) for the use of second order global effects in small displacement structures. This theme was chosen to develop and deepen the concepts learned in Structure subjects studied during the Civil Engineering graduation.

Concerning about the comparisons of the results from the model that considers and the model that does not considers the second order global effects on small displacement structures, it is concluded that the difference in results is negligible, around 5%. Justifying the consideration made in item 4.9.7.1.4 of NBR 8800 (2008).

It was used as methodology, research in CBCA (Brazilian Center of Steel Construction) manuals, dissertations, books and structural analysis software.

Keywords: Steel Structure; Structural Analysis; Structural Modeling; Design.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	21
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	21
1.2	OBJETIVOS	22
1.3	JUSTIFICATIVAS	23
1.4	METODOLOGIA	23
2.	PROJETO DO EDIFÍCIO	24
2.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	24
2.2	DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	26
2.2.1	PERFIS UTILIZADOS	26
2.2.2	PAINÉIS DE PAREDE	26
2.2.3	SISTEMAS DE LAJES	28
2.2.3.1	Dimensionamento da Laje <i>Steel Deck</i>	30
2.2.3.2	Considerações Sobre o Manual do Fabricante	42
2.2.4	COBERTURA	42
2.3	PROPRIEDADES	43
3.	MODELAGEM ESTRUTURAL	44
3.1	CONSIDERAÇÕES	44
3.2	GEOMETRIAS DO MODELO	45
3.3	CARREGAMENTOS	51
3.3.1	AÇÕES PERMANENTES	51
3.3.1.1	Peso Próprio das Paredes	51
3.3.1.2	Peso Próprio do Piso.....	54
3.3.1.3	Peso Próprio da Escada.....	54
3.3.1.4	Peso Próprio do Telhado	55
3.3.1.5	Reservatórios	56
3.3.2	AÇÕES VARIÁVEIS.....	58
3.3.2.1	Sobrecarga de Utilização	58
3.3.2.2	Carga de Vento	59
3.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	69
3.5	RESUMO DO MODELO ESTRUTURAL	71
4.	ANÁLISE ESTRUTURAL	72
4.1	ESTABILIDADE LATERAL DA ESTRUTURA	72
4.1.1	AÇÕES LATERAIS E CONTRAVENTAMENTO DA ESTRUTURA	72
4.1.2	EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	72
4.1.3	MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES	73
4.1.4	CLASSIFICAÇÃO QUANTO À SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS LATERAIS (DESLOCABILIDADE)	75
4.1.4.1	Estruturas de Pequena e Média Deslocabilidade.....	75
4.1.4.2	Estruturas de Grande Deslocabilidade.....	76

4.2	CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO	77
4.3	VERIFICAÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	78
4.3.1	DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS VIGAS DOS PAVIMENTOS.....	78
4.3.2	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	80
4.4	VERIFICAÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	82
4.4.1	MOMENTOS FLETORES RESISTENTES	82
4.4.2	CORTANTES RESISTENTES	84
4.4.2.1	Cortantes resistentes para flexão no eixo de maior inércia (Eixo x)	84
4.4.2.2	Cortantes resistentes para flexão no eixo de menor inércia (Eixo y)	86
4.4.3	COMPRESSÃO RESISTENTE	86
4.4.4	COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS SOLICITANTES: FLEXOCOMPRESSÃO.....	90
4.4.5	ELEMENTOS CRÍTICOS QUANTO AOS ESFORÇOS SOLICITANTES	90
4.4.5.1	Vigas.....	90
4.4.5.2	Pilares	92
4.5	COMPARAÇÕES QUANTO À CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM.....	94
5.	CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	96
6.	REFERÊNCIAS	98

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Foto do edifício COHAB Campinas com estrutura em aço,.....	22
Figura 2.1 – Planta de arquitetura do edifício residencial em aço, (Adaptado SALLES, 2016).	25
Figura 2.2 – Planta de estrutura do pavimento tipo.....	25
Figura 2.3 – Especificações do perfil de aço utilizado, (Adaptado PFEIL, 2009).....	26
Figura 2.4 – Perfis formados a frio utilizados nos painéis de parede em <i>Steel Framing</i> , (Adaptado RODRIGUES, 2006).....	27
Figura 2.5 – Construção com vedação interna em placas OSB,.....	28
Figura 2.6 – Edifício em estrutura metálica e vedação externa em LSF e placas cimentícias, (http://www.brasilit.com.br/sites/default/files/catalogos_folhetos/Cat%C3%A1logo-PlacaCiment%C3%ADcia-Brasilit.pdf).	28
Figura 2.7 – Laje em forma metálica <i>Steel Deck</i> , (Manual Técnico METFORM, 2016).	29
Figura 2.8 – Sistema de laje <i>Steel Deck</i> , (Manual Técnico METFORM, 2016).....	29
Figura 2.9 – Telhas-Fôrma MF-50 e MF-75, (Adaptado Manual Técnico METFORM, 2016).	31
Figura 2.10 – Propriedades físicas da telha-fôrma MF-75, (Adaptado Manual Técnico METFORM, 2016).	32
Figura 2.11 – Representação das paredes.....	32
Figura 2.12 – Variáveis geométricas utilizadas na verificação ao momento fletor, (Manual Técnico METFORM, 2016).	36
Figura 2.13 – Cobertura do edifício em análise, (SALLES, 2016).	43
Figura 3.1 – Planta baixa da edificação com definição dos eixos adotados, (Adaptado SALLES, 2016).	45
Figura 3.2 – Planta baixa da edificação com definição dos cortes adotados, (Adaptado SALLES, 2016).	46
Figura 3.3 – Corte AA.	46
Figura 3.4 – Corte BB.	47
Figura 3.5 – Vigas de piso do pavimento tipo.....	47
Figura 3.6 – Pórtico - Eixo 1 e 2.....	48
Figura 3.7 – Pórticos - Eixos 3 e 4.	48
Figura 3.8 – Pórtico - Eixo 5.	49
Figura 3.9 – Pórticos - Eixos A, B, E e F.	49

Figura 3.10 – Pórticos - Eixos C e D.....	50
Figura 3.11 – Esquema estrutural unifilar tridimensional do edifício.....	50
Figura 3.12 – Cargas das paredes.....	52
Figura 3.13 – Esquema de consideração das cargas na escada.....	55
Figura 3.14 – Representação geral da distribuição de cargas dos reservatórios.....	57
Figura 3.15 – Detalhes da distribuição de cargas dos reservatório.....	57
Figura 3.16 – Isopletras da velocidade básica do vento V_0 (m/s), (ABNT NBR 6123, 1988)..	60
Figura 3.17 – Fator topográfico, (ABNT NBR 6123, 1988).....	61
Figura 3.18 – Coeficientes de arrasto, (ABNT NBR 6123, 1988).....	66
Figura 3.19 – Cargas de vento a 0° e 90° atuantes nos eixos da edificação.....	67
Figura 3.20 – Combinações de carga para o E.L.U. e E.L.S.....	71
Figura 4.1 – Modelo para análise do método, (ABNT NBR 8800, 2008).....	73
Figura 4.2 – Planta baixa com definição dos eixos e dimensões.....	79
Figura 4.3 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente, (Adaptado ABNT NBR 8800, 2008).....	83
Figura 4.4 – Coeficientes K_x e K_y , (ABNT NBR 8800, 2008).....	89
Figura 4.5 – Vigas no eixo x.....	91
Figura 4.6 – Vigas no eixo y.....	91
Figura 4.7 – Pilares mais solicitados, eixos C (esquerda) e D (direita).....	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resultados da verificação à sobrecarga uniforme na laje.....	33
Tabela 2.2 – Resultados da verificação ao momento fletor nas lajes.....	36
Tabela 2.3 – Resultados da verificação ao cisalhamento vertical.....	39
Tabela 2.4 – Resultados da verificação das armaduras de distribuição.....	41
Tabela 2.5 – Propriedades mecânicas do aço.....	43
Tabela 2.6 – Especificação do aço para uso estrutural.....	44
Tabela 3.1 – Cálculo da carga de peso próprio da parede externa tipo 1 (PET1).....	52
Tabela 3.2 – Cálculo da carga de peso próprio da parede externa tipo 2 (PET2).....	52
Tabela 3.3 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna tipo 1 (PIT1).....	53
Tabela 3.4 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna tipo 2 (PIT2).....	53
Tabela 3.5 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna estrutural tipo 3 (PIT3).....	53
Tabela 3.6 – Valores especificados das cargas de parede em cada pano de laje.....	54
Tabela 3.7 – Cargas que compõem o peso próprio do piso do pavimento e da cobertura.....	54
Tabela 3.8 – Cargas que compõem o peso próprio do telhado.....	55
Tabela 3.9 – Cálculo da carga dos reservatórios.....	57
Tabela 3.10 – Cargas totais nas lajes dos reservatórios.....	58
Tabela 3.11 – Cargas distribuídas nas vigas de sustentação dos reservatórios.....	58
Tabela 3.12 – Sobrecarga de utilização.....	59
Tabela 3.13 – Fator topográfico $S1$, (NBR 6123, 1988).....	61
Tabela 3.14 – Categorias de rugosidade do terreno, (NBR 6123, 1988).....	62
Tabela 3.15 – Classes de dimensões da edificação, (NBR 6123, 1988).....	63
Tabela 3.16 – Parâmetros para determinação do fator $S2$, (NBR 6123, 1988).....	63
Tabela 3.17 – Tabela resumo de cálculo do fator $S2$	64
Tabela 3.18 – Fator $S3$. (NBR 6123, 1988).....	64
Tabela 3.19 – Parâmetros e valores da velocidade característica e pressão dinâmica do vento.	65
Tabela 3.20 – Coeficientes de arrasto.....	66
Tabela 3.21 – Área frontal efetiva e força de arrasto a 0°	68
Tabela 3.22 - Área frontal efetiva e força de arrasto a 90°	69
Tabela 3.23 – Quantidade de aço utilizada.....	71
Tabela 4.1 – Classificação da estrutura quanto à deslocabilidade.....	75
Tabela 4.2 – Coeficientes $B2, \chi$	77

Tabela 4.3 – Coeficientes B_2, y	77
Tabela 4.4 – Deslocamentos verticais, eixo 1 ao 5.....	79
Tabela 4.5 – Deslocamentos verticais, eixo A ao F.....	80
Tabela 4.6 – Deslocamento horizontal.	81
Tabela 4.7 – Momentos fletores resistentes.....	84
Tabela 4.8 – Compressão resistente.	89
Tabela 4.9 – Momentos fletores e Cortantes.	92
Tabela 4.10 – Esforços oriundos do pilar mais solicitado.	92
Tabela 4.11 – Esforços oriundos do pilar mais solicitado pela análise 2.	95
Tabela 4.12 – Comparação entre as análises 1 e 2.	96

SÍMBOLOS

a) Letras romanas minúsculas

A_a	área de aplicação da carga de vento
A_{ef}	área efetiva da seção transversal
A_g	área bruta da seção transversal
A_s	área da malha de armadura de distribuição
$A_{s,min}$	área mínima de armadura de distribuição
A_w	área efetiva de cisalhamento
B_1	coeficiente de amplificação equivalente ao efeito local de segunda ordem
B_2	coeficiente de amplificação equivalente ao efeito global de segunda ordem
C	consumo de água médio por pessoa
C_a	coeficiente de arrasto
C_b	coeficiente em função da não uniformidade do momento fletor
C_d	consumo diário de água estimado
C_m	fator dependente da existência de cargas transversais nas barras
C_w	constante de empenamento da seção transversal
D	dimensão do enrijecedor
E	módulo de elasticidade do aço
$E_{q,it}$	equação de interação para flexocompressão
F_d	combinação última normal
$F_{d,conc}$	carga concentrada
$F_{d,l}$	carga linear
$F_{dm,lin}$	carga linear equivalente devido à largura efetiva de flexão
$F_{dv,lin}$	carga linear ao longo da largura efetiva de cisalhamento vertical
$F_{Gi,k}$	valores característicos das ações permanentes
$F_{Q1,k}$	valor característico da ação variável considerada principal para a combinação
$F_{Qj,k}$	valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal
F_{ser}	combinação quase permanente ou frequente de serviço
G	módulo de elasticidade transversal do aço
H_{Sd}	força cortante atuante no andar

I	momento de inércia
J	constante de torção da seção transversal
K_x	parâmetro de flambagem função da vinculação em torno do eixo x
K_y	parâmetro de flambagem função da vinculação em torno do eixo y
K_z	parâmetro de flambagem função da vinculação à torção
L_F	vão da laje
L_p	distância do centro da carga ao apoio mais próximo
L_x	comprimento destravado em relação na direção x
L_y	comprimento destravado em relação na direção y
L_z	comprimento destravado com relação à torção
M_{cr}	momento fletor de flambagem elástica
M_d	momento fletor de dimensionamento
$M_{dax,i}$	momento amplificado no eixo x para seção inicial do pilar
$M_{dax,f}$	momento amplificado no eixo x para seção final do pilar
$M_{day,i}$	momento amplificado no eixo y para seção inicial do pilar
$M_{day,f}$	momento amplificado no eixo y para seção final do pilar
$M_{d,Rd}$	momento fletor de cálculo transversal
M_{lt}	momento fletor proveniente da estrutura c do método da amplificação dos esforços solicitantes
M_n	momento fletor resistente da seção da armadura de distribuição
M_{nt}	momento fletor proveniente da estrutura b do método da amplificação dos esforços solicitantes
M_{pl}	momento fletor de plastificação da seção transversal
M_{Rd}	momento fletor resistente de cálculo
M_r	momento fletor correspondente ao início do escoamento
M_{sd}	momento fletor resultante do método da amplificação dos esforços solicitantes
$M_{x,i}$	momento oriundo da estrutura original no eixo x para a seção inicial do pilar
$M_{x,f}$	momento oriundo da estrutura original no eixo x para a seção final do pilar
$M_{y,i}$	momento oriundo da estrutura original no eixo y para a seção inicial do pilar
$M_{y,f}$	momento oriundo da estrutura original no eixo y para a seção final do pilar
$M_{x,Rd}$	momento fletor resistente no eixo x
$M_{x,Sd}$	momento fletor solicitante no eixo x

$M_{y,Sd}$	momento fletor solicitante no eixo y
$M_{y,Rd}$	momento fletor resistente no eixo y
$M_{y,Sd,f}$	momento solicitante no eixo y para a seção final do pilar
$M_{y,Sd,i}$	momento solicitante no eixo y para a seção inicial do pilar
M_1	momento fletor na extremidade inicial da barra
M_2	momento fletor na extremidade final da barra
N	população do edifício
$N_{c,Sd}$	força axial de compressão solicitante
$N_{c,Rd}$	força axial de compressão resistente
N_e	força axial que provoca flambagem elástica por flexão
N_{ex}	força axial de flambagem elástica por flexão do eixo x
N_{ey}	força axial de flambagem elástica por flexão no eixo y
N_{ez}	força axial de flambagem elástica por torção no eixo z
N_{lt}	força axial proveniente da estrutura c do método da amplificação dos esforços solicitantes
N_{nt}	força axial proveniente da estrutura b do método da amplificação dos esforços solicitantes
N_{Rd}	força axial de compressão resistente
N_{Sdl}	valor da superposição das análises de primeira ordem para a força axial de compressão
N_{Sd}	força axial de compressão solicitante
Q	fator de redução total associado à flambagem local
$Q_{t,c}$	carga distribuída na laje mista de peso próprio da telha-fôrma e do concreto
R_s	coeficiente de ajuste em função dos pórticos
S_d	somatórios das caras sobrepostas
S_1	fator função da topografia
S_2	fator função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno
S_3	fator estatístico
V_{cd}	força cortante devido às cargas uniformemente distribuídas
$V_{cd,p}$	cortante no apoio mais solicitado devido às cargas concentradas
V_d	soma das cargas atuantes na laje, incluindo o peso próprio
V_k	velocidade característica do vento

V_{pl}	força cortante correspondente à plastificação por cisalhamento
V_{Rd}	força cortante resistente de cálculo
V_r	cisalhamento vertical resistente
V_0	velocidade básica do vento
W_{max}	carga sobreposta máxima
Z	módulo plástico da seção transversal

b) Letras romanas minúsculas

a	comprimento da edificação
a_e	distância entre as linhas de centro entre dois enrijecedores transversais
b	largura da edificação
b_e	valor máximo entre a largura efetiva de flexão e largura efetiva de cisalhamento vertical
b_{ef}	largura efetiva de um elemento comprimido
b_{em}	largura efetiva de flexão
b_{ev}	largura efetiva de cisalhamento vertical
b_f	largura da mesa
b_l	vão total
b_m	largura de aplicação das cargas concentradas ou lineares
b_p	largura da carga concentrada perpendicular ao vão da laje
b_w	dimensão da alma
c	comprimento de distribuição da carga linear
c_a	coeficiente função do tipo de perfil
d	altura total da seção transversal
d'	distância vertical entre o topo do concreto e a malha da armadura de distribuição
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão
f_u	tensão de ruptura do aço
f_y	tensão de escoamento do aço
$f_{y,b}$	limite de resistência do aço das barras da armadura de distribuição
h_a	altura da alma
h_F	altura das nervuras da telha-fôrma
h_r	espessura da camada de revestimento de laje, caso a carga esteja aplicada acima desta

$h_{r,c}$	altura da camada de concreto que é comprimida durante a atuação do momento fletor de cálculo transversal
k_c	coeficiente função das dimensões do perfil
k_v	coeficiente função da presença de enrijecedores transversais
l_1	comprimento da face perpendicular à direção do vento
l_2	comprimento da face paralela à direção do vento
q	pressão dinâmica do vento
$q_{eq,conc}$	carga concentrada equivalente
q_k	pressão dinâmica do vento
r_x	raio de giração em relação ao eixo x
r_y	raio de giração em relação ao eixo y
r_0	raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento
t_c	espessura da camada de concreto acima do flange superior da telha-fôrma
t_f	espessura média das mesas
t_w	espessura da alma
w	parâmetro geométrico
x_0	coordenada do centro de cisalhamento no eixo x
y_0	coordenada do centro de cisalhamento no eixo y

c) Letras gregas

β	coeficiente de dilatação térmica do aço
σ	tensão atuante no elemento
ρ	massa específica do aço
ν	coeficiente de poisson
χ	fator de redução associado à resistência à compressão
Δ_h	deslocamento horizontal relativo entre os pavimentos
γ	coeficiente de majoração de cargas
γ_{al}	coeficiente de ponderação da resistência
γ_{gi}	coeficiente de ponderação para ações permanentes
γ_{q1}	coeficiente de ponderação para ações variáveis
ψ_{0j}	fator de combinação para ações variáveis
ψ_1	fator de redução para ações variáveis

ψ_{2j}	fator de redução para ações variáveis
λ	parâmetro de esbeltez
λ_r	parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento
λ_p	parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação
λ_0	índice de esbeltez reduzido
δ_{hr}	deslocamento horizontal relativo entre dois pavimentos consecutivos
$\delta_{hr,lim}$	deslocamento horizontal limite relativo entre dois pavimentos consecutivos
$\delta_{hr,máx}$	deslocamento horizontal solicitante relativo entre dois pavimentos consecutivos
δ_{ht}	deslocamento horizontal do topo à base
$\delta_{ht,lim}$	deslocamento horizontal limite no topo em relação à base
$\delta_{ht,máx}$	deslocamento horizontal máximo solicitante do topo à base
δ_v	deslocamento vertical
$\delta_{v,lim}$	deslocamento vertical limite
$\delta_{v,máx}$	deslocamento vertical máximo solicitante

d) Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
CA	Carga acidental
CP	Carga permanente
CSN	Companhia Siderúrgica Nacional
CV0	Carga de vento à 0°
CV90	Carga de vento à 90°
CX	Caixa
DEAD	Peso próprio dos elementos estruturais
E.L.U.	Estado limite último
E.L.S.	Estado limite de serviço
FEM	Fábrica de Estruturas Metálicas
LSF	Light Steel Framing
NBR	Norma Brasileira
OSB	Oriented Strand Board
PET1	Parede externa tipo 1

PET2	Parede externa tipo 2
PIT1	Parede interna tipo 1
PIT2	Parede interna tipo 2
PIT3	Parede interna tipo 3
PP	Peso próprio
RS	Reservatório
SC	Sobrecarga

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Em 1953 foi criada no Brasil a FEM – Fábrica de Estruturas Metálicas, que iniciou o ciclo completo de produção de estruturas de aço, incluindo cálculo, detalhamento, fabricação e montagem. Sendo pioneira também na construção de edifícios de múltiplos andares e responsável pelas maiores obras de aço no país, dentre elas: Garagem do Jockey Clube – Rio de Janeiro, Escritório Central da CSN – Volta Redonda, Palácio do Comércio – São Paulo, entre outros (SÁLES, 1995).

Segundo SÁLES (1995), ainda na década 50, foram criados centros de formação profissionais especializados através da Universidade Mackenzie, da Escola de Engenharia de São Carlos e da Universidade de São Paulo. Tais instituições formaram uma estrutura que implantou e consolidou a estrutura de aço no país, sendo capaz de participar da implantação do plano Siderúrgico Nacional e assim, difundir e aprimorar a tecnologia de construções em aço e permitir a exportação de produtos semiacabados (chapas, trilhos e perfis) e acabados (estruturas metálicas destinadas às construções residenciais e industriais).

Atualmente, segundo dados do Instituto Aço Brasil, a indústria de aço no Brasil foi responsável pela produção de 33,3 toneladas de aço bruto em 2015, ocupando a 6ª posição no ranking dos maiores exportadores líquidos de aço (considerando importação e exportação), sendo a construção civil um dos principais setores consumidores do aço.

Esses dados aliados às vantagens características do sistema construtivo em aço: menor prazo de execução, alívio de cargas nas fundações, precisão construtiva, reciclabilidade, entre outras características, sugerem um cenário favorável para utilização do aço como sistema construtivo no Brasil.

Existem alguns paradigmas no meio técnico relacionados com as estruturas em aço, tais como: alto custo, oxidação, dificuldades com as interfaces, proteção contra fogo; que impedem uma maior utilização dessa alternativa de sistema estrutural. Entretanto já existem estudos sobre prevenção e solução dessas problemáticas, o que torna os paradigmas existentes insustentáveis.

A Figura 1.1 apresenta uma construção utilizando o sistema construtivo em aço.



Figura 1.1 – Foto do edifício COHAB Campinas com estrutura em aço, (<http://www.portico.ind.br/sitenovo/wp-content/uploads/2014/01/Cohab-Campinas031.jpg>).

O sistema construtivo em aço apresenta aspectos tanto positivos como negativos. Dessa forma, cabe ao engenheiro responsável analisar corretamente esta alternativa e definir a viabilidade do empreendimento ao utilizar esse sistema, levando em consideração todos os aspectos que podem influenciar no desempenho da estrutura.

Sendo assim, de maneira a ampliar os conhecimentos necessários ao dimensionamento de estruturas em aço, o presente trabalho se concentra no cálculo estrutural de um edifício residencial em aço de quatro pavimentos utilizando laje mista, com base nas plantas de arquitetura que se encontram ao longo deste trabalho.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo principal o projeto estrutural de um edifício residencial de quatro pavimentos utilizando o sistema construtivo em aço e laje mista. O trabalho contempla o anteprojeto (definição do sistema estrutural, dos materiais a serem utilizados e do sistema construtivo) e o dimensionamento (verificação da estrutura quanto aos esforços e

definição das dimensões dos elementos construtivos). Não será abordado nesse trabalho o dimensionamento das ligações e fundações.

Como objetivos secundários espera-se: apresentar a revisão bibliográfica sobre o desenvolvimento do projeto estrutural utilizando o sistema construtivo em aço; estabelecer comparativos em relação às considerações da NBR 8800 (2008) para a utilização dos efeitos globais de segunda ordem em estruturas de pequena deslocabilidade; e desenvolver e aprofundar os conhecimentos obtidos nas disciplinas de estruturas do curso de engenharia civil da UFRJ Macaé, em especial a disciplina de estruturas metálicas.

1.3 JUSTIFICATIVAS

Existem diversos sistemas construtivos como aço, madeira, *steel framing*, *wood framing*, concreto armado e outros. O sistema estrutural em aço apresenta aspectos positivos, como: menor prazo de execução, alívio de cargas nas fundações, precisão construtiva, entre outros. O Brasil apresenta um cenário favorável para a utilização do aço como sistema construtivo, dada a sua produção de minério de ferro e sua matriz industrial consolidada. E apesar dos paradigmas que envolvem esse tipo de sistema, a sua viabilidade deve ser considerada e analisada.

Além disso, espera-se com esse trabalho que a autora adquira conhecimentos e experiências relacionadas ao dimensionamento de um projeto estrutural detalhado.

1.4 METODOLOGIA

Este trabalho é baseado em pesquisas bibliográficas de manuais, dissertações, normas, livros e publicações com o objetivo de buscar informações adequadas ao dimensionamento de um edifício residencial em aço. Alguns desses são:

- Manual Técnico de *Steel Deck* da Metform (Julho/2016);
- NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios (2008);
- Manual de Construção em Aço – Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço do CBCA (2011).

Serão apresentados todos os dados utilizados para o dimensionamento da estrutura, como: plantas do edifício, catálogos com especificações, normas e outros, que ajudem a esclarecer e especificar as etapas de elaboração da memória de cálculo.

Dessa forma, para atender os objetivos do trabalho, a estruturação do trabalho se dá conforme apresentada abaixo:

O capítulo 1 apresenta a introdução, composta pelas considerações iniciais, objetivos, justificativas e a metodologia.

O capítulo 2 apresenta o projeto do edifício, com a descrição da estrutura, do sistema estrutural (perfis utilizados, painéis de parede, sistema de lajes e cobertura) e propriedades.

O capítulo 3 apresenta a modelagem estrutural, com as considerações acerca do modelo estrutural, as geometrias do modelo elaboradas no programa de análise da estrutura, os carregamentos, as combinações de ações adotadas e um resumo do modelo estrutural.

No capítulo 4 é feita a análise estrutural do edifício, com as verificações da estabilidade lateral da estrutura, classificação da estrutura, verificações dos elementos estruturais segundo os E.L.S. e E.L.U e comparativos em relação às considerações da NBR 8800 (2008) para a utilização dos efeitos globais de segunda ordem em estruturas de pequena deslocabilidade.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões e considerações finais do trabalho, que reúnem resultados e informações relevantes que foram levantadas no desenvolvimento do projeto, considerações sobre a viabilidade técnica da aplicação do sistema estrutural e recomendações para trabalhos futuros.

Referências Bibliográficas – são apresentadas as bibliografias consultadas para a realização do trabalho.

2. PROJETO DO EDIFÍCIO

2.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A planta de arquitetura do pavimento tipo foi adaptada a partir da planta apresentada por SALLES (2016). O edifício possui uma área de implantação de 296 m², incluindo quatro apartamentos de 62 m², que são subdivididos em: dois quartos, uma sala, um banheiro, cozinha e área de serviço, conforme a Figura 2.1.

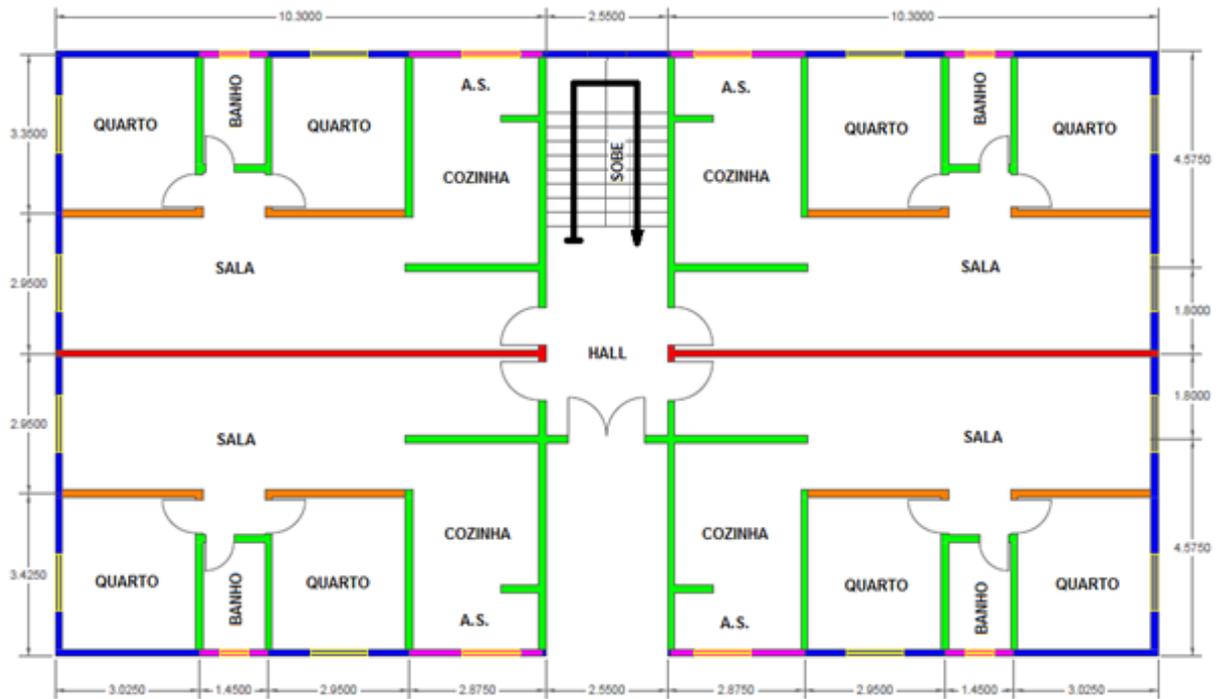


Figura 2.1 – Planta de arquitetura do edifício residencial em aço, (Adaptado SALLES, 2016).

A Figura 2.2 ilustra a planta de estrutura do pavimento tipo, com representação das vigas, pilares e direção de dimensionamento das lajes.

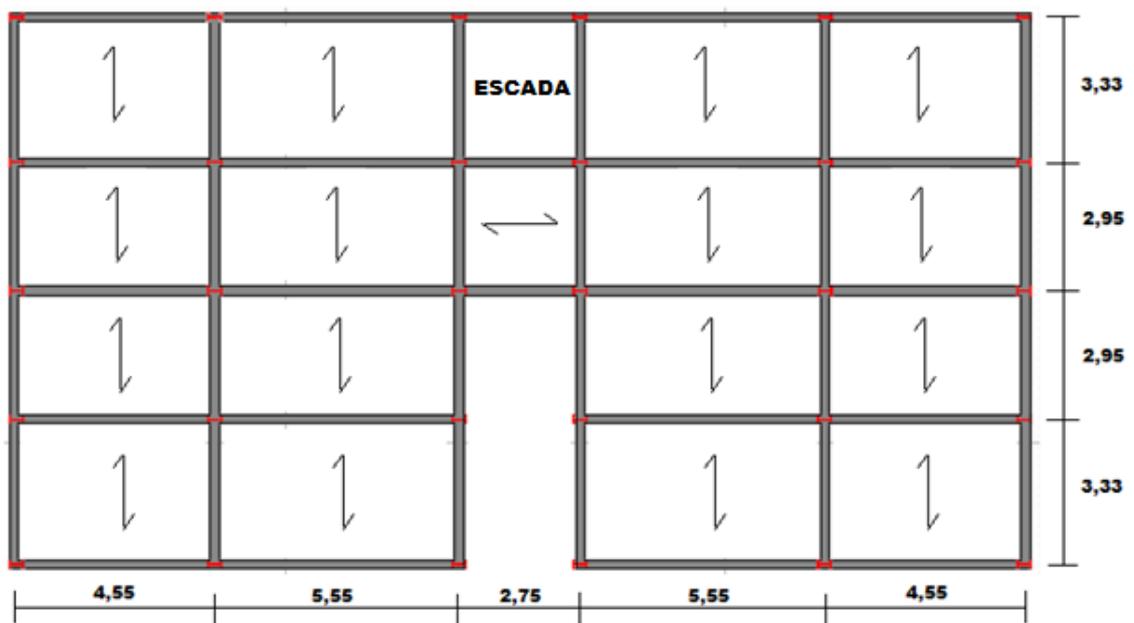


Figura 2.2 – Planta de estrutura do pavimento tipo.

2.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

2.2.1 PERFIS UTILIZADOS

Existem perfis laminados, soldados e formados à frio. O presente trabalho foram utilizados perfis soldados. O perfil utilizado foi obtido da tabela fornecidas por PFEIL (2009), referenciada de catálogos da CSN (Companhia Siderúrgica Nacional).

Para o presente trabalho foi adotado o perfil soldado CVS 300x47 para as vigas e para as Colunas. As especificações desse perfil constam na Figura 2.3.

Perfil CVS 300x47									
Altura	Área	Massa	Alma		Mesa		Solda	i_r	J
h	A	m	t_0	h_0	t_f	b_f	b		
mm	cm ²	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm ⁴
300,00	60,50	47,50	8,00	281,00	9,50	200,00	5,00	5,28	16,00
Eixo x-x				Eixo y-y					
I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	i_x/i_y	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm			
9499,00	633,00	12,53	710,00	1268,00	127,00	4,58	2,70	10,50	35,10

Figura 2.3 – Especificações do perfil de aço utilizado, (Adaptado PFEIL, 2009).

2.2.2 PAINÉIS DE PAREDE

A vedação se dará por meio de painéis não-estruturais em LSF (*Light Steel Framing*). Esse sistema de vedação é utilizado para vedações externas ou divisórias internas. Não apresentam função estrutural, sendo constituídos por elementos metálicos verticais (montantes) e horizontais (guias). Os elementos verticais “montantes” são espaçados a cada 400 mm ou 600 mm. Nesse trabalho optou-se por adotar os montantes espaçados a cada 400 mm para todos os painéis.

De acordo com SANTIAGO *et al.* (2012), é recomendável que no caso de utilização de painéis não-estruturais para o fechamento das fachadas, sejam utilizados os mesmo perfis metálicos que são utilizados para painéis estruturais. E para vedações internas, pode ser utilizado o sistema de gesso acartonado ou *Dry Wall*, que possuem seções de perfil com espessura e dimensões inferiores aos do sistema *Light Steel Framing*.

No entanto, por simplificação, optou-se por utilizar o mesmo perfil para todos os painéis externos e internos da estrutura estudada. O perfil adotado para os montantes foi o Ue 90x40x12x0,95 e o perfil adotado para as guias foi o U 92x38x0,95, cujas dimensões encontram-se na Figura 2.4.

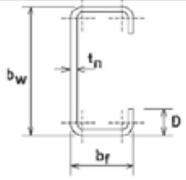
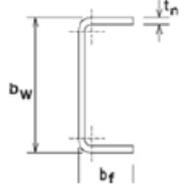
Especificação (mm)	Designação	Largura da alma	Largura da mesa	Largura do enrijecedor - D (mm)	
		b_w (mm)	b_f (mm)		
	Ue 90x40x12x0,95	Montante	90	40	12
	U 92x38x0,95	Guia	92	38	-

Figura 2.4 – Perfis formados a frio utilizados nos painéis de parede em *Steel Framing*, (Adaptado RODRIGUES, 2006).

O fechamento dos painéis pode ser feito por meio de placas OSB (*Oriented Strand Board*), gesso acartonado (interno) ou placa cimentícia (externo e interno). Optou-se por utilizar as placas OSB e placas cimentícias para o fechamento externo; gesso acartonado para as divisórias internas de áreas secas e placas cimentícias nas divisórias internas de áreas molhadas. Utilizou-se ainda lãs de vidro entre a estrutura LSF para contribuir no conforto térmico e acústico dos cômodos.

A Figura 2.5 e Figura 2.6 ilustram construções em que são utilizados os fechamentos dos painéis de parede em placas OSB e placas cimentícias.



Figura 2.5 – Construção com vedação interna em placas OSB, (<http://www.lpbrasil.com.br/produtos/lp-osb-home-plus>).



Figura 2.6 – Edifício em estrutura metálica e vedação externa em LSF e placas cimentícias, (http://www.brasilit.com.br/sites/default/files/catalogos_folhetos/Cat%C3%A1logo-PlacaCiment%C3%ADcia-Brasilit.pdf).

2.2.3 SISTEMAS DE LAJES

No Brasil os sistemas de lajes mais utilizados são: laje moldada no local, laje pré-moldada de vigotas e lajotas, laje pré-moldada treliçada com isopor, laje pré-moldada alveolar protendida e laje com forma metálica incorporada (*Steel deck*).

Para o edifício residencial em análise, foi adotado o *Steel deck*, pois dentre os benefícios, pode-se citar: facilidade de instalação, maior rapidez construtiva, facilidade na passagem de dutos de diversas instalações, facilidade na fixação de forros, dispensa de escoramento e redução de gastos com desperdícios de material. A Figura 2.7 apresenta um esquema típico de laje *Steel deck*.

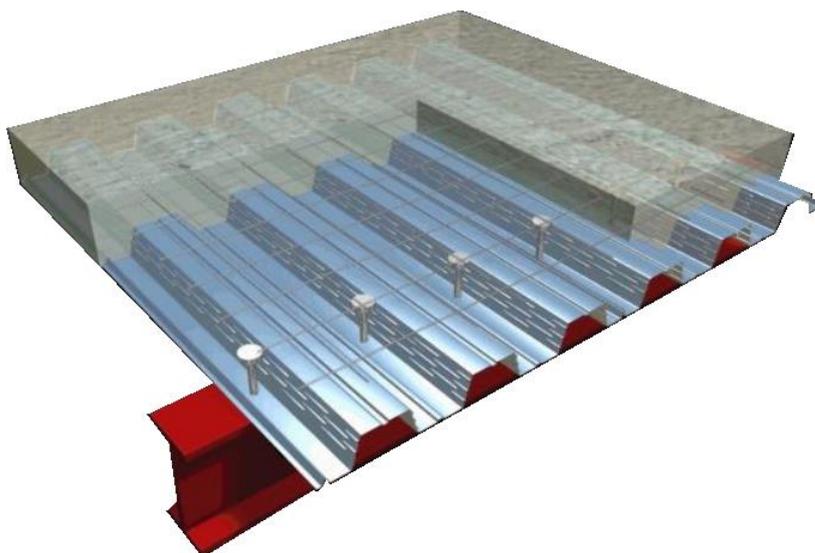


Figura 2.7 – Laje em forma metálica *Steel Deck*, (Manual Técnico METFORM, 2016).

O sistema de Laje *Steel Deck* consiste na utilização de uma fôrma de aço nervurada como suporte para o concreto antes da cura e para cargas de utilização. Após a cura do concreto, a fôrma de aço e o concreto formam uma estrutura mista, na qual a fôrma de aço substitui a armadura positiva da laje. A Figura 2.8 apresenta detalhes dos componentes do sistema de laje utilizado.

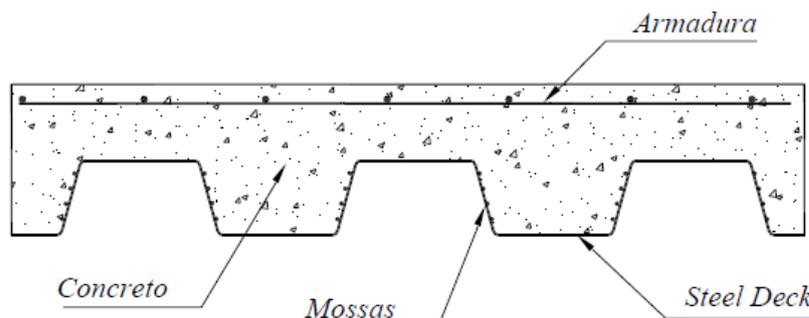


Figura 2.8 – Sistema de laje *Steel Deck*, (Manual Técnico METFORM, 2016).

Devido à existência das “mossas”, que são saliências na superfície da telha-fôrma, após a cura do concreto ocorre o comportamento misto aço-concreto tornando-se um único elemento estrutural. Além disso, as mossas garantem um travamento mecânico entre esses materiais, permitindo a transmissão de tensões de cisalhamento. Por isso não há escorregamento por cisalhamento longitudinal entre a telha-fôrma e o concreto sob cargas de serviço. Assim, o piso se comporta como uma peça de estrutura mista, em que o aço (parte inferior) resiste às tensões de tração e o concreto (parte superior) resiste às tensões de compressão.

Estruturalmente, o comportamento misto depende do estado-limite dominante, que para o caso das lajes mistas é o cisalhamento longitudinal, associado ao comportamento da interface forma de aço-concreto. Além desse, existem mais três modos de falha que podem ocorrer: cisalhamento vertical, punção (somente em casos de cargas concentrada) e flexão.

No edifício em estudo, adotou-se como referência de dimensionamento o Manual Técnico de *Steel Deck* da METFORM (Julho, 2016).

Encontrou-se grande dificuldade em se obter as características geométricas das fôrmas metálicas para a realização do dimensionamento da laje mista com base nas equações fornecidas pela NBR 8800 (2008). As empresas do setor alegaram, que tais informações são segredo comercial. Portanto o dimensionamento foi realizado com base no manual de dimensionamento fornecido pelo fabricante, e julgou-se que as verificações não feitas neste trabalho, já tenham sido realizadas pelo fabricante.

2.2.3.1 Dimensionamento da Laje *Steel Deck*

O dimensionamento da laje mista é feito em duas fases: a primeira para verificações das funções da fôrma para concretagem (durante a construção) e a segunda para verificações da armadura positiva das lajes (após a cura do concreto).

Na primeira fase é feita a verificação do vão máximo sem escoramento durante a etapa de construção da laje (montagem e concretagem), em que são considerados carregamentos de peso próprio da telha-fôrma, peso próprio do concreto fresco antes da cura (com densidade de 2400 kg/m³) e sobrecarga de construção. E então, utiliza-se a relação entre os carregamentos e a continuidade da telha sobre as vigas para se determinar a necessidade ou não de escoramento durante a construção, através de tabelas fornecidas pelo fabricante, que se encontram no Anexo B.

Na segunda fase é feita a verificação do sistema após a cura do concreto para suportar as cargas. O somatório das cargas não majoradas (exceto a do peso próprio das lajes) deve ser comparado aos valores de “Carga Sobreposta Máxima”, que se encontram nas tabelas do Anexo B.

A estrutura foi dimensionada a partir da análise da situação crítica. Para isso, deve-se considerar uma largura unitária de laje ($b = 1000 \text{ mm}$) e analisar todos os casos para o vão considerado, afim de se determinar o caso de maior solicitação da estrutura. Além disso, o manual do fabricante considera para todo o dimensionamento o $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$.

Os cálculos realizados contemplam cargas concentradas, cargas lineares transversais às nervuras da laje e cargas lineares paralelas às nervuras, cujos comprimentos sejam inferiores à metade do vão da laje. Para as cargas lineares foram consideradas as cargas lineares paralelas ao vão com comprimento superior à metade do vão.

A METFORM fabrica dois tipos de telha-fôrma: a MF-50 e MF-75, conforme Figura 2.9. O dimensionamento das lajes mistas resultou na utilização da telha-fôrma MF-75, cujas propriedades físicas são apresentadas na Figura 2.10. As tabelas para dimensionamento são fornecidas no Anexo B.

Modelo Telha-Fôrma	Dimensões
MF-50	
MF-75	

Figura 2.9 – Telhas-Fôrma MF-50 e MF-75, (Adaptado Manual Técnico METFORM, 2016).

Propriedades Físicas da Telha-Fôrma MF-75									
Espessura Final (tr)	Espessura de Projeto	Altura Total (tr)	Peso	Reações Máximas de Apoio		Módulo de Resistência	Inércia para Deformação	Área de Aço	Centro de Gavidades
				Externo	Interno				
(mm)	(mm)	(mm)	(kg/m ²)	(kN)	(kN)	(mm ³)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm)
1,25	1,21	75,43	14,62	14,62	49,53	40.599	1.666.741	1.771	37,72

Figura 2.10 – Propriedades físicas da telha-fôrma MF-75, (Adaptado Manual Técnico METFORM, 2016).

Foram analisadas diversas situações de solicitação, conforme a sobrecarga atuando na laje função do cômodo, vãos e cargas das paredes. A Figura 2.11 ilustra os casos analisados.

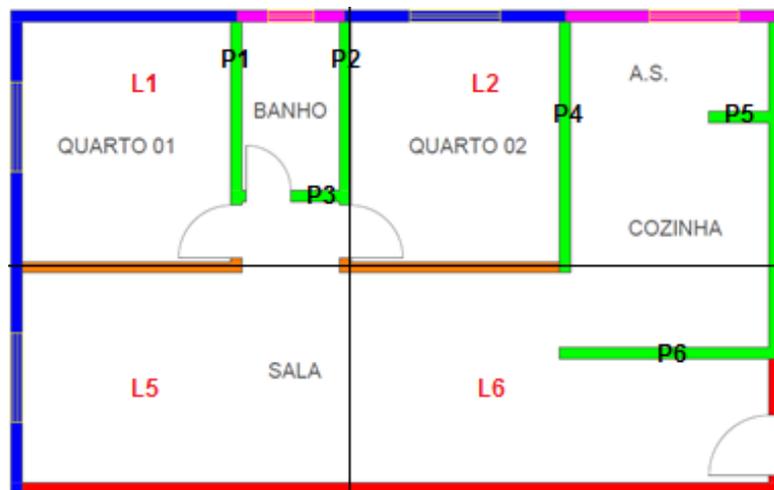


Figura 2.11 – Representação das paredes.

a) Verificação da Sobrecarga Uniforme:

Para essa verificação, os valores de “Carga Sobreposta Máxima”, que se encontram no Anexo B, devem ser comparadas com a soma das cargas sobrepostas a atuarem na laje após a

cura do concreto. Nesse somatório devem ser consideradas todas as cargas sobrepostas (revestimentos e sobrecargas), com exceção da carga de peso próprio da laje. Para os vãos intermediários, obteve-se o valor correspondente por meio de interpolação.

Para todas as lajes do edifício em estudo, foram consideradas as cargas do forro, do revestimento de piso e das sobrecargas; exceto para a laje da caixa d'água, cujo somatório foi da sobrecarga com o peso próprio da caixa d'água distribuído na área da laje. Sendo assim, deve-se respeitar:

$$W_{max} \geq S_d \quad (2.2.1)$$

onde, W_{max} é a carga sobreposta máxima obtidas na tabela do fabricante em função do vão e S_d é o somatório das cargas sobrepostas.

Diante dos cálculos apresentados, a Tabela 2.1 apresenta os resultados obtidos para a verificação da sobrecarga uniforme nas lajes da estrutura para os casos de carga analisados.

Tabela 2.1 – Resultados da verificação à sobrecarga uniforme na laje.

Laje	Parede	Altura Total da Laje Mista	Espessura (t_F)	W_{max}	Sobrecarga Uniforme (S_d)	$\frac{S_d}{W_{max}}$ (%)
		(mm)	(mm)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	
01	P1 = P2	130,00	1,25	5,77	2,65	45,90
		140,00	1,25	6,41	2,65	41,33
	P3	130,00	1,25	5,77	2,65	45,90
		140,00	1,25	6,41	2,65	41,33
02	P4	130,00	1,25	5,77	3,15	54,56
		140,00	1,25	6,41	3,15	49,12
	P5	130,00	1,25	5,77	3,15	54,56
		140,00	1,25	6,41	3,15	49,12
05	--	130,00	1,25	7,80	2,65	33,96
		140,00	1,25	8,66	2,65	30,59
06	P6	130,00	1,25	7,80	2,65	33,96
		140,00	1,25	8,66	2,65	30,59
07	--	130,00	1,25	9,23	3,65	39,52
		140,00	1,25	10,25	3,65	35,61
CX	--	130,00	1,25	9,23	7,94	85,95
		140,00	1,25	10,25	7,94	77,44

Visto que a carga da caixa d'água foi distribuída na laje, era esperado que a maior solicitação fosse para esse caso.

As menores solicitações se deram na laje 05 e laje 06, devido à associação dos fatores: menor vão e menor sobrecarga acidental.

A altura total de laje de 130 mm é a de menor espessura quando se utiliza a MF-75, por isso, a primeira tentativa de dimensionamento foi feita com essa altura. Posteriormente foi aumentada para 140 mm para que fosse possível perceber a diferença entre os resultados e porque a solicitação ao momento fletor, descrita no item b) não foi atendida com a primeira altura.

b) Verificação do Momento fletor:

A tabela do fabricante associa o momento resistente à uma carga máxima em função do vão, sendo tais valores tabelados. Na verificação do momento fletor é preciso que o momento associado à carga sobreposta máxima $M(W_{max})$ seja superior ao momento fletor de dimensionamento M_d , conforme a equação (2.2.2):

$$M(W_{max}) \geq M_d \quad (2.2.2)$$

O momento fletor de dimensionamento é dado pelas equações (2.2.3) e (2.2.4), respectivamente.

$$M_d = M(S_d + q_{eq,conc}) \quad (2.2.3)$$

$$M_d = M(S_d + F_{dm,lin}) \quad (2.2.4)$$

onde, M_d é o momento fletor resultante de dimensionamento, S_d é o somatório das cargas sobrepostas, $q_{eq,conc}$ (carga concentrada equivalente devido à carga concentrada $F_{d,conc}$) e $F_{dm,lin}$ (carga linear equivalente devido à carga linear ao longo da largura efetiva de flexão b_{em}), conforme as equações (2.2.5) e (2.2.6).

A utilização de cargas equivalentes é um modo de converter as cargas concentradas ou lineares dispostas na laje em uma carga uniformemente distribuída, para que se possa utilizar as tabelas fornecidas pela METFORM.

Para as cargas concentradas, é preciso considerá-la aplicada no meio do vão, pois é a situação mais desfavorável do diagrama de momento fletor e conseqüentemente, será a situação mais desfavorável da carga distribuída equivalente $q_{eq,conc}$, dado na equação (2.2.5). Deve-se ainda considerar essa mesma equação para os casos de paredes transversais às nervuras e paredes longitudinais cujo comprimento seja inferior à metade do vão da laje. Para casos de cargas lineares deve-se considerar $F_{dm,lin}$ dado na equação (2.2.6).

$$q_{eq,conc} = \frac{2F_{d,conc}}{L_F b_{em}} \quad (2.2.5)$$

$$F_{dm,lin} = \frac{F_{d,l}}{b_{em}} \quad (2.2.6)$$

onde, $F_{d,conc}$ e $F_{d,l}$ são as cargas concentradas e lineares, respectivamente; L_F é o vão da laje na direção das nervuras e b_{em} é a largura efetiva de flexão.

A largura efetiva de flexão é uma largura correspondente à solicitação do esforço utilizada no cálculo de resistência da laje mista às cargas concentradas ou lineares. Em lajes mistas bi-apoiadas, caso da estrutura estudada, é calculada através da equação (2.2.7). Para o caso de cargas concentradas ou lineares que sejam paralelas às nervuras, deve-se respeitar o limite dado em (2.2.8).

$$b_{em} = 2L_p \left(1 - \frac{2L_p}{L_F} \right) + b_m \quad (2.2.7)$$

$$b_{em} \leq 2700 + \left[\frac{t_c}{h_F + t_c} \right] \quad (2.2.8)$$

onde, L_F é o vão da laje na direção das nervuras; L_p é a distância do centro da carga ao apoio mais próximo.

Caso estejam atuando cargas concentradas ou lineares paralelas ao vão da laje e que se prolonguem por toda a extensão do vão, deve-se considerar:

$$L_p = \frac{L_F}{4} \quad (2.2.9)$$

A variável b_m é a largura de aplicação das cargas concentradas ou lineares, representada pela Figura 2.12 e calculada pela equação (2.2.10):

$$b_m = b_p + 2(t_c + h_r) \quad (2.2.10)$$

onde, b_p é a largura da carga concentrada perpendicular ao vão da laje ou comprimento da carga linear perpendicular à nervura, t_c é a espessura da camada de concreto acima do flange superior da telha-fôrma e h_r é a espessura da camada de revestimento de laje caso a carga esteja aplicada acima desta, conforme Figura 2.12.

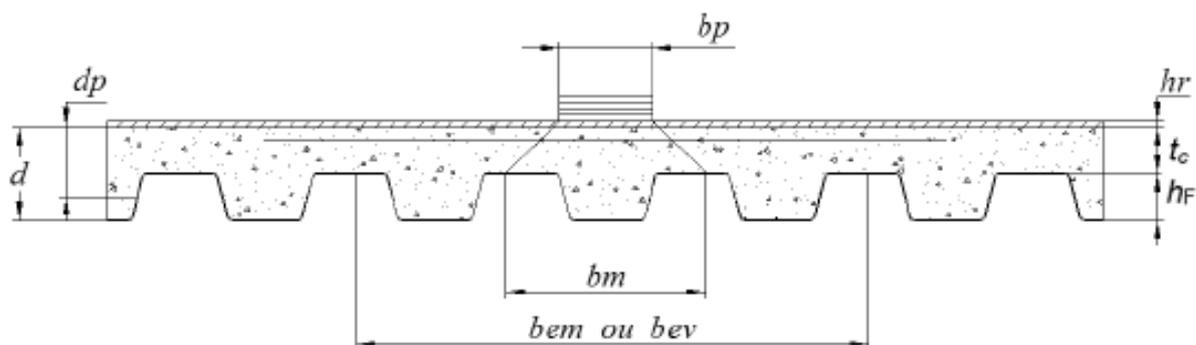


Figura 2.12 – Variáveis geométricas utilizadas na verificação ao momento fletor, (Manual Técnico METFORM, 2016).

Sendo assim, diante dos cálculos apresentados, a Tabela 2.2 apresenta os resultados obtidos para a verificação do momento fletor nas lajes da estrutura estudada.

Tabela 2.2 – Resultados da verificação ao momento fletor nas lajes.

Laje	Parede	Altura Total da Laje Mista	Espessura (t_F)	W_{max}	M_d	$\frac{M_d}{W_{max}}$ (%)
		(mm)	(mm)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	
01	P1 = P2	130,00	1,25	5,77	6,01	104,12
		140,00	1,25	6,41	5,71	89,1
	P3	130,00	1,25	5,77	3,69	63,90
		140,00	1,25	6,41	3,68	57,43
02	P4	130,00	1,25	5,77	6,51	112,78
		140,00	1,25	6,41	6,21	96,89
	P5	130,00	1,25	5,77	3,92	67,83
		140,00	1,25	6,41	3,91	60,98
05	--	130,00	1,25	7,80	2,65	33,96
		140,00	1,25	8,66	2,65	30,59
06	P6	130,00	1,25	7,80	4,33	55,48
		140,00	1,25	8,66	4,32	49,89
07	--	130,00	1,25	9,23	3,65	39,52
		140,00	1,25	10,25	3,65	35,61
CX	--	130,00	1,25	9,23	7,94	85,95
		140,00	1,25	10,25	7,94	77,44

As maiores solicitações de momento fletor foram obtidos na laje 01 com as paredes P1 e P2, e na laje 02 com a parede P4. O que era esperado, pois são consideradas cargas lineares que se prolongam por todo o vão paralelas às nervuras da telha-fôrma.

As menores solicitações foram obtidas na laje 05 e laje 07, o que também era esperado pois são lajes que não apresentam paredes, logo não apresentam cargas concentradas ou lineares. Sendo assim, a solicitação ao momento fletor se torna dependente somente da parcela que considera o somatório das cargas uniformemente distribuídas na laje.

Percebe-se também que nesse caso, a verificação ao momento fletor foi determinante para o aumento da altura total de laje, visto que com 130 mm de altura de laje a verificação ao momento fletor solicitante não foi atendido.

Destaca-se que a solicitação dos reservatórios, que mesmo sendo distribuída uniformemente na laje, obteve uma solicitação de momento fletor considerável. O que também era esperado devido à carga elevada de peso próprio dos reservatórios cheios.

c) Verificação ao Cisalhamento Vertical:

Para essa verificação os valores da resistência ao cisalhamento vertical V_r da tabela que se encontra no Anexo B devem ser comparados à soma das cargas atuantes na laje V_d , incluindo o peso próprio da mesma, respeitando-se a equação (2.2.11):

$$V_r \geq V_d \quad (2.2.11)$$

Nesse somatório devem ser consideradas a força cortante devido às cargas uniformemente distribuídas e a força cortante no apoio mais solicitado devido às cargas concentradas, conforme a equação (2.2.12):

$$V_d = V_{cd} + V_{cd,p} \quad (2.2.12)$$

onde, V_{cd} é a força cortante devido às cargas uniformemente distribuídas, dada na equação (2.2.13):

$$V_{cd} = (Q_{t,c} + S_d + F_{dv,lin}) \frac{L_F}{2} \quad (2.2.13)$$

onde, S_d é o somatório das cargas sobrepostas, $Q_{t,c}$ é a carga distribuída na laje mista de peso próprio da telha-fôrma e do concreto conforme tabela que se encontra no Anexo B, L_F é o vão da laje na direção das nervuras, $F_{dv,lin}$ é a parcela de carga linear ao longo da largura efetiva de cisalhamento vertical b_{ev} , conforme equação (2.2.14):

$$F_{dv,lin} = \frac{F_{d,l}}{b_{ev}} \quad (2.2.14)$$

Onde, $V_{cd,p}$ é o cortante no apoio mais solicitado devido às cargas concentradas, calculado pela equação (2.2.15):

$$V_{cd,p} = F_{d,conc} \frac{(L_F - L_p)}{L_F b_{ev}} \quad (2.2.15)$$

onde, L_p nesse caso, deve ser considerado igual à altura total da laje para cargas concentradas, e para cargas lineares paralelas ao vão e que se prolonguem por toda a extensão do vão, deve-se considerar:

$$L_p = \frac{L_F}{4} \quad (2.2.16)$$

A largura efetiva de cisalhamento vertical é uma largura correspondente à solicitação do esforço utilizada no cálculo de resistência da laje mista às cargas concentradas ou lineares. Em lajes mistas bi-apoiadas, que é o caso da estrutura estudada, a largura efetiva de cisalhamento vertical é calculada através da equação (2.2.17). Para o caso de cargas concentradas ou lineares que sejam paralelas às nervuras, deve-se respeitar o limite dado em (2.2.18):

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F}\right) \quad (2.2.17)$$

$$b_{ev} \leq 2700 + \left[\frac{t_c}{h_F + t_c} \right] \quad (2.2.18)$$

onde, h_F é a altura das nervuras da telha-fôrma, b_m é a largura de aplicação das cargas concentradas ou lineares, representada pela Figura 2.12 e calculada pela equação (2.2.19):

$$b_m = b_p + 2(t_c + h_r) \quad (2.2.19)$$

onde, b_p é a largura da carga concentrada perpendicular ao vão da laje ou comprimento da carga linear perpendicular à nervura, t_c é a espessura da camada de concreto acima do flange superior da telha-fôrma e h_r é a espessura da camada de revestimento de laje caso a carga esteja aplicada acima desta, conforme Figura 2.12.

Diante dos cálculos apresentados, a Tabela 2.3 apresenta os resultados obtidos para a verificação do cisalhamento vertical.

Tabela 2.3 – Resultados da verificação ao cisalhamento vertical.

Laje	Parede	Altura Total da Laje Mista	Espessura (t_F)	V_R	V_D	$\frac{V_D}{V_R}$ (%)
		(mm)	(mm)	(kN/m)	(kN/m)	
01	P1 = P2	130,00	1,25	92,66	15,74	16,99
		140,00	1,25	94,86	15,95	16,82
	P3	130,00	1,25	92,66	11,44	12,34
		140,00	1,25	94,86	11,76	12,39
02	P4	130,00	1,25	92,66	16,57	17,89
		140,00	1,25	94,86	16,79	17,69
	P5	130,00	1,25	92,66	12,01	12,97
		140,00	1,25	94,86	12,31	12,97
05	--	130,00	1,25	92,66	7,33	7,91
		140,00	1,25	94,86	7,67	8,09
06	P6	130,00	1,25	92,66	10,73	11,58
		140,00	1,25	94,86	11,02	11,62
07	--	130,00	1,25	92,66	8,21	8,86
		140,00	1,25	94,86	8,52	8,99
CX	--	130,00	1,25	92,66	14,10	15,22
		140,00	1,25	94,86	14,42	15,20

As solicitações ao cisalhamento vertical são bem pequenas quando comparados ao cisalhamento vertical resistente, por isso o cisalhamento vertical não foi um esforço determinante no dimensionamento das lajes mistas desenvolvido neste trabalho.

d) Verificação à Punção:

Neste trabalho não foram feitas verificações à punção, devido à inexistência de cargas concentradas nas lajes.

e) Armadura de Distribuição:

A armadura de distribuição garante que a carga concentrada ou linear seja aplicada ao longo da largura de cálculo b_m . E deve ser suficiente para suportar o momento fletor de cálculo transversal dado pelas equações (2.2.20) e (2.2.21).

$$M_{d,Rd} = \gamma \frac{F_{d,conc} b_e}{15w} \quad (2.2.20)$$

$$M_{d,Rd} = \gamma \frac{F_{d,l} c b_e}{15w} \quad (2.2.21)$$

onde, γ é um coeficiente de majoração de cargas (conforme NBR 6118 de 2014, considerando $\gamma = 1,4$); $F_{d,conc}$ e $F_{d,l}$ são as cargas concentradas e lineares, respectivamente, a depender da carga atuante; c é o comprimento de distribuição da carga linear, devendo ser o menor valor entre a largura da carga paralela ao vão, b_l é o vão total, L_F ; b_e é o valor máximo entre b_{em} e b_{ev} ; e w é um parâmetro geométrico cálculo pela equação (2.2.22):

$$w = \frac{L_F}{2} + b_l \leq L_F \quad (2.2.22)$$

Em nenhum caso a armadura de distribuição deve ser inferior 0,1% da área de concreto acima da telha-fôrma. Para os casos de cargas perpendiculares às nervuras, pode-se considerar esse valor mínimo, sem necessidades de maiores verificações.

O momento fletor resistente da seção é calculado pela equação (2.2.23):

$$M_n = 0,85 A_s f_{y,b} \left(\frac{d' - h_{r,c}}{2} \right) \quad (2.2.23)$$

onde, A_s é a área da malha de armadura de distribuição adotada conforme tabela que se encontra no Anexo B, $f_{y,b}$ é o limite de resistência ao escoamento do aço das barras também adotada conforme tabela que se encontra no Anexo B, d' é a distância vertical entre o topo do concreto e a malha da armadura de distribuição, e $h_{r,c}$ é a altura da camada de concreto que é comprimida durante a atuação do momento fletor de cálculo transversal $M_{d,Rd}$ e é calculada pela equação (2.2.24):

$$h_{r,c} = \left(\frac{A_s f_{y,b}}{0,85 f_{ck} b} \right) \quad (2.2.24)$$

onde, f_{ck} é o limite à resistência à compressão do concreto e b é a largura unitária da laje adotada como 1000mm.

A malha da armadura de distribuição adotada deve ter uma área tal que resista ao momento fletor de cálculo transversal. Os resultado obtidos são apresentados na Tabela 2.4, sendo $A_{s,min}$ e A_s a área mínima de armadura de distribuição e a área de aço correspondendo a armadura adotada, conforme tabela que se encontra no Anexo B.

Tabela 2.4 – Resultados da verificação das armaduras de distribuição.

Laje	Parede	Altura Total da Laje Mista	Espessura (t_F)	M_n	$M_{d.rd}$	$A_{s.min}$	A_s
		(mm)	(mm)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
01	P1 = P2	130,00	1,25	0,59	0,41	0,55	0,61
		140,00	1,25	0,71	0,45	0,65	0,75
	P3	130,00	1,25	-	-	0,55	0,61
		140,00	1,25	-	-	0,65	0,75
02	P4	130,00	1,25	0,59	0,41	0,55	0,61
		140,00	1,25	0,71	0,45	0,65	0,75
	P5	130,00	1,25	-	-	0,55	0,61
		140,00	1,25	-	-	0,65	0,75
06	P6	130,00	1,25	-	-	0,55	0,61
		140,00	1,25	-	-	0,65	0,75

Para as paredes P3, P5 e P6, que são cargas perpendiculares às nervuras, a verificação não foi feita. Para esse tipo de carga pode-se adotar a armadura mínima, sem necessidade de verificações. Assim, adotou-se a armadura comercial imediatamente acima da mínima, conforme tabela que se encontra no Anexo B.

Para as paredes P1, P2 e P4 foi feita a verificação. Para esses casos, observou-se que para a verificação da laje com altura total de 130 mm, a armadura adotada foi a imediatamente acima da armadura mínima e foi suficiente para absorver a solicitação do momento fletor transversal. No entanto, para a verificação da laje com altura total de 140 mm, caso fosse adotada a armadura de distribuição de 0,61 cm²/m, essa seria inferior à armadura mínima. Assim, foi feita a verificação para a armadura imediatamente superior.

Para as lajes 05, 07 e CX não foi necessário fazer essa verificação, pois não têm cargas concentradas ou lineares.

Sendo assim, diante dos resultados apresentados para as verificações pertinentes ao dimensionamento da laje *steel deck* pelo manual do fabricante, foi possível observar que o esforço determinante é o de momento fletor. Nas verificações com a laje em 130 mm, percebeu-se que essa altura de laje é insuficiente para absorver esses esforços na laje 1 devido à parede P1 e na laje 2 devido à parede P4. Portanto, a altura de laje resultante de dimensionamento foi de 140 mm.

Utilizou-se o caso crítico de dimensionamento para toda estrutura, sendo assim, todas as lajes foram adotadas com a altura de 140 mm.

2.2.3.2 Considerações Sobre o Manual do Fabricante

O manual do fabricante apresenta algumas limitações com relação ao dimensionamento das lajes mistas. Tais limitações são listadas abaixo:

- O manual é válido apenas para $f_{ck} = 20$ MPa. Mesmo sendo utilizado um concreto com f_{ck} superior, os cálculos devem ser feitos e as tabelas fornecidas pelo fabricante são definidas para $f_{ck} = 20$ MPa.
- As Tabelas de Cargas do manual consideram após a cura, lajes mistas isostáticas sem continuidade estrutural na região dos apoios. Para os casos de continuidade, o manual recomenda que sejam utilizadas armaduras de reforço positivas (dentro das nervuras) ou negativas (no capeamento do concreto). Além disso, o vão máximo sem escoramento fica limitado em vãos simples, duplos, triplos e balanço; não apresentando considerações acerca de vãos diferentes.
- O manual considera para verificação do momento fletor, as cargas concentradas aplicadas no meio do vão. Como nem sempre essa configuração de carga pode ocorrer; devido à limitação imposta pelo manual do fabricante pode-se resultar em superdimensionamento das lajes.

Tais limitações por vezes podem conduzir a um superdimensionamento da laje mista, ficando o projetista preso as limitações do manual fornecido pelo fabricante. Seria mais interessante se o fabricante fornecesse as informações necessárias à realização dos cálculos segundo a formulação proposta pela NBR 8800 (2008). A formulação proposta pela norma é mais abrangente, não apresentando limitações quanto ao f_{ck} utilizado. A norma também permite o dimensionamento para os esforços seccionais com o modelo estrutural real, não sendo necessário aproximações com relação a vãos diferentes, continuidades ou cargas em posições diferentes da realidade.

2.2.4 COBERTURA

Para a cobertura do edifício em questão, foi considerada uma inclinação de 15% com as respectivas orientações indicadas abaixo, constituída por terças e tirantes metálicos e fechamento com telhas metálicas. Também foi considerado uma platibanda de um metro de

altura em todo o perímetro da cobertura para proteger e ornamentar o edifício. A Figura 2.13 apresenta a planta de cobertura do edifício analisado.

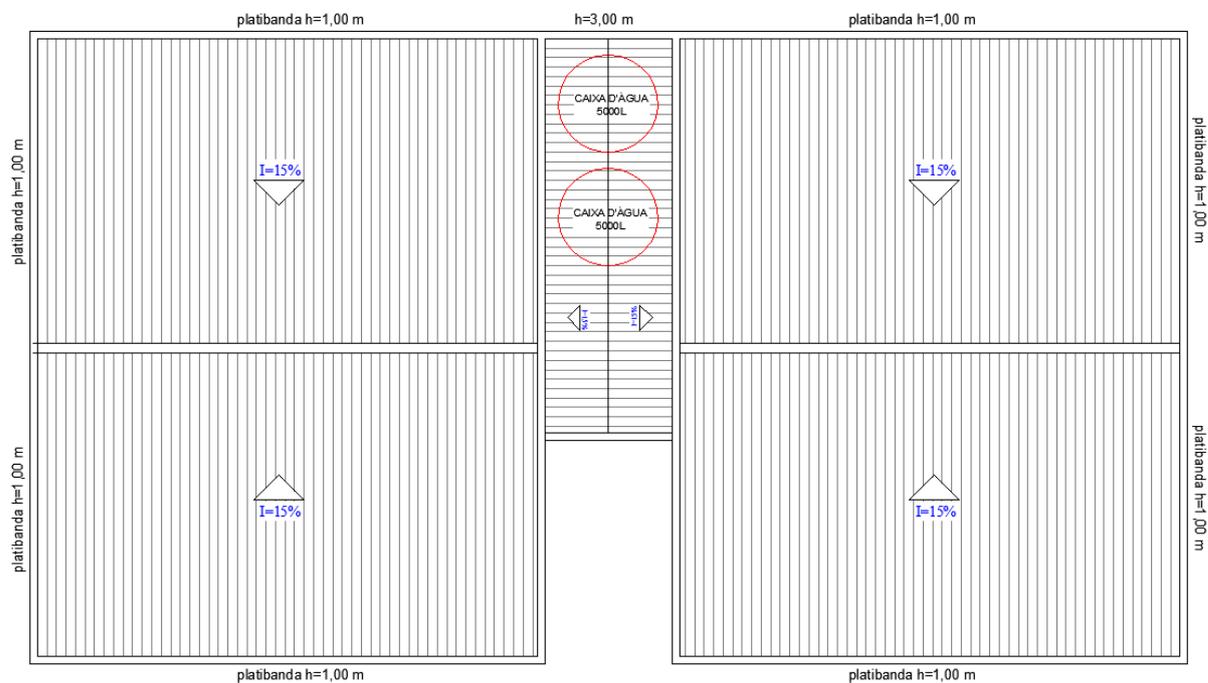


Figura 2.13 – Cobertura do edifício em análise, (SALLES, 2016).

2.3 PROPRIEDADES

Segundo a NBR 8800 (2008), as propriedades mecânicas do aço que devem ser adotadas para efeito de cálculo, são os valores apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Propriedades mecânicas do aço.

Propriedades	
Módulo de Elasticidade	$E = 200 \text{ GPa}$
Módulo de Elasticidade transversal	$G = 77 \text{ GPa}$
Massa específica	$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Coefficiente de dilatação térmica	$\beta = 1,2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

As especificações dos aços estruturais de uso frequente constam na tabela A.1 da NBR 8800 (2008), sendo adotadas para o edifício em análise as propriedades indicadas na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Especificação do aço para uso estrutural.

Especificação	Grupo/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Aços-carbono A-36	1,2 e 3	250	400 a 550

onde f_y é a resistência ao escoamento do aço e f_u a resistência à ruptura do aço.

3. MODELAGEM ESTRUTURAL

Este capítulo contempla a apresentação do modelo estrutural desenvolvido para o edifício residencial em estudo e as ações atuantes na sua estrutura. Para tal, adotou-se como metodologia de auxílio o AutoCad e um programa de análise estrutural.

3.1 CONSIDERAÇÕES

A estrutura foi modelada de acordo com as plantas de arquitetura apresentadas na Figura 3.1 à Figura 3.4.

A laje foi considerada simplesmente apoiada e com rigidez infinita no seu plano. Essa consideração foi introduzida no modelo estrutural de modo que todo o pavimento no nível das lajes apresenta movimento de corpo rígido no plano da laje. Isso se traduz no fato de que as vigas não absorvem esforços normais.

No que diz respeito às ligações em estruturas metálicas, existem ligações rígidas e ligações flexíveis. As ligações rígidas mantêm o ângulo entre os elementos ligados após a aplicação do carregamento. Já as ligações flexíveis não mantêm esse ângulo, apresentando rotação relativa entre as peças ligadas.

Com relação às condições de vinculação entre os elementos estruturais no presente trabalho, todas as ligações foram consideradas rígidas. Desse modo o contraventamento da edificação é do tipo aporticado, composto por pórticos rígidos. Os pilares foram considerados engastados nas fundações.

O dimensionamento das ligações e fundações não é contemplado nesse trabalho.

3.2 GEOMETRIAS DO MODELO

A Figura 3.1 apresenta a planta baixa da edificação, com a definição dos eixos, onde existem pórticos, para facilitar a apresentação da geometria do modelo. A Figura 3.2 a Figura 3.4 apresentam a localização dos cortes, os cortes horizontal e vertical. A Figura 3.5 à Figura 3.11 apresentam os modelos estruturais referentes aos pórticos em cada eixo considerado.

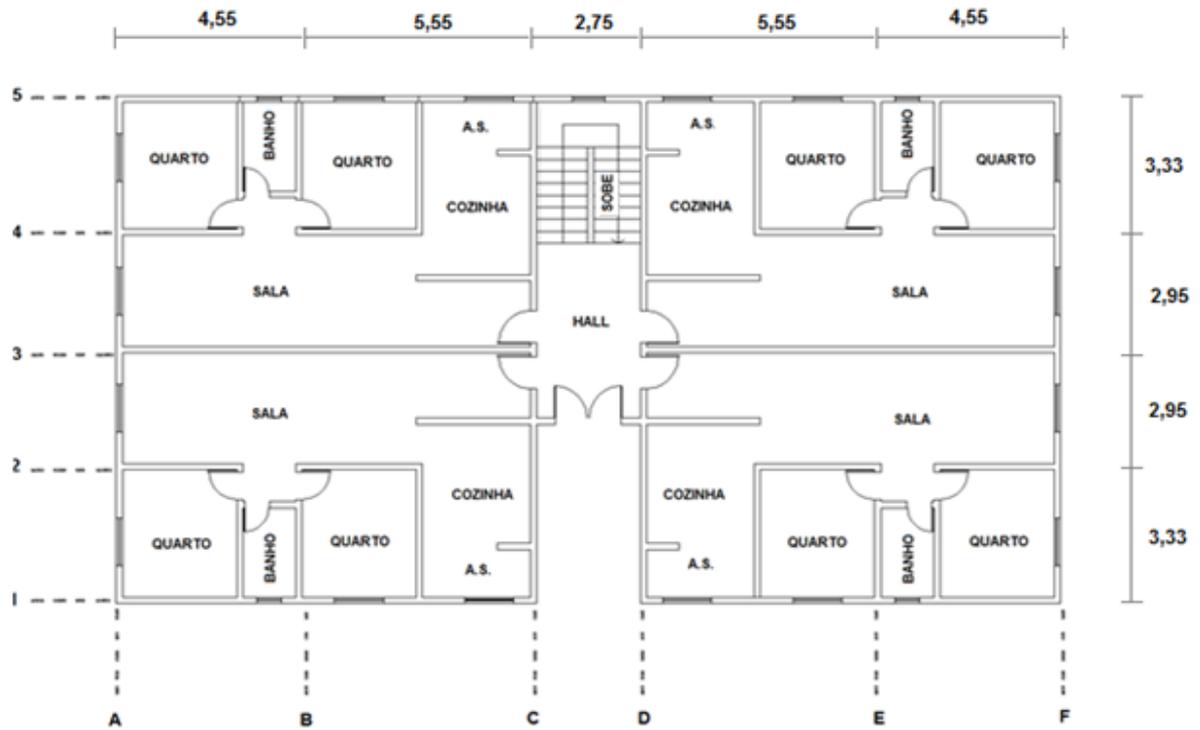


Figura 3.1 – Planta baixa da edificação com definição dos eixos adotados, (Adaptado SALLES, 2016).

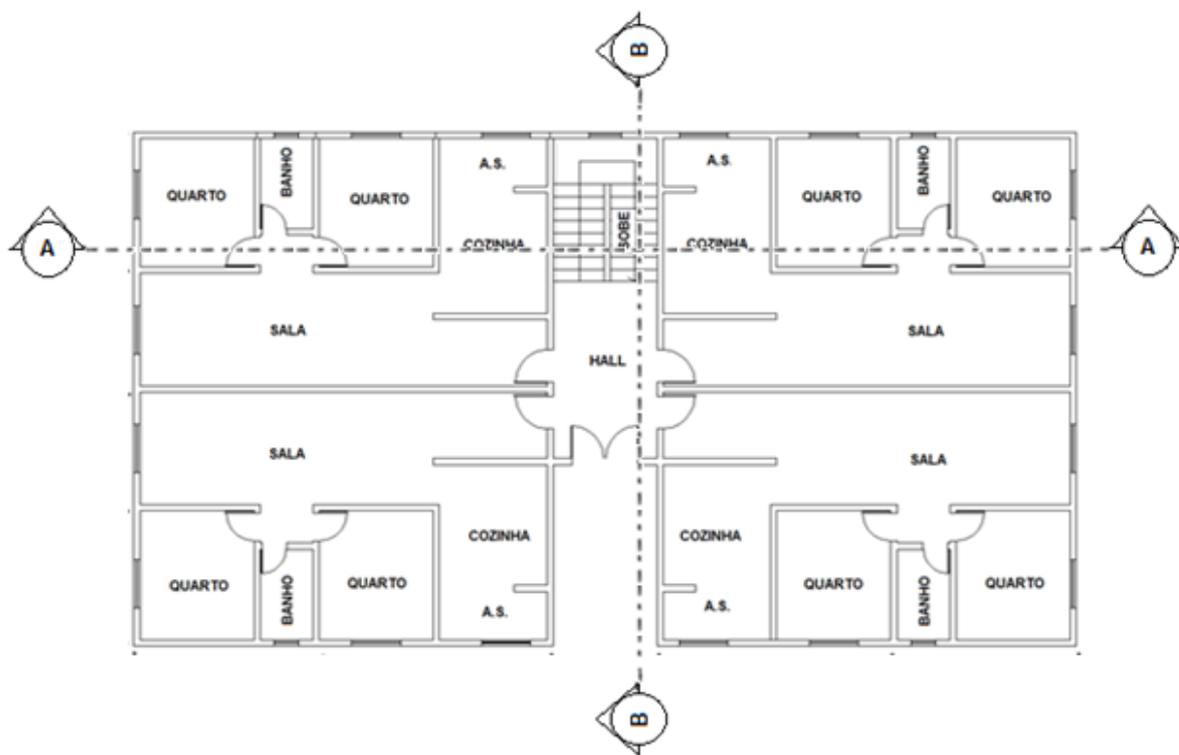


Figura 3.2 – Planta baixa da edificação com definição dos cortes adotados, (Adaptado SALLES, 2016).

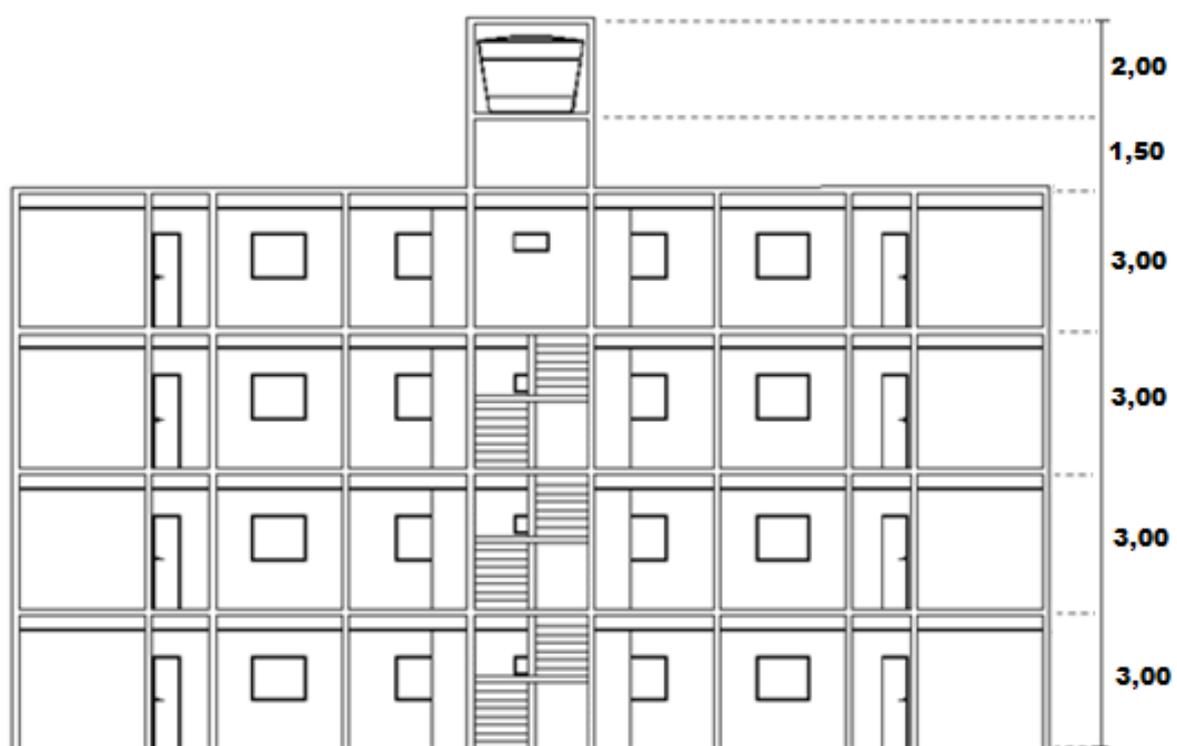


Figura 3.3 – Corte AA.

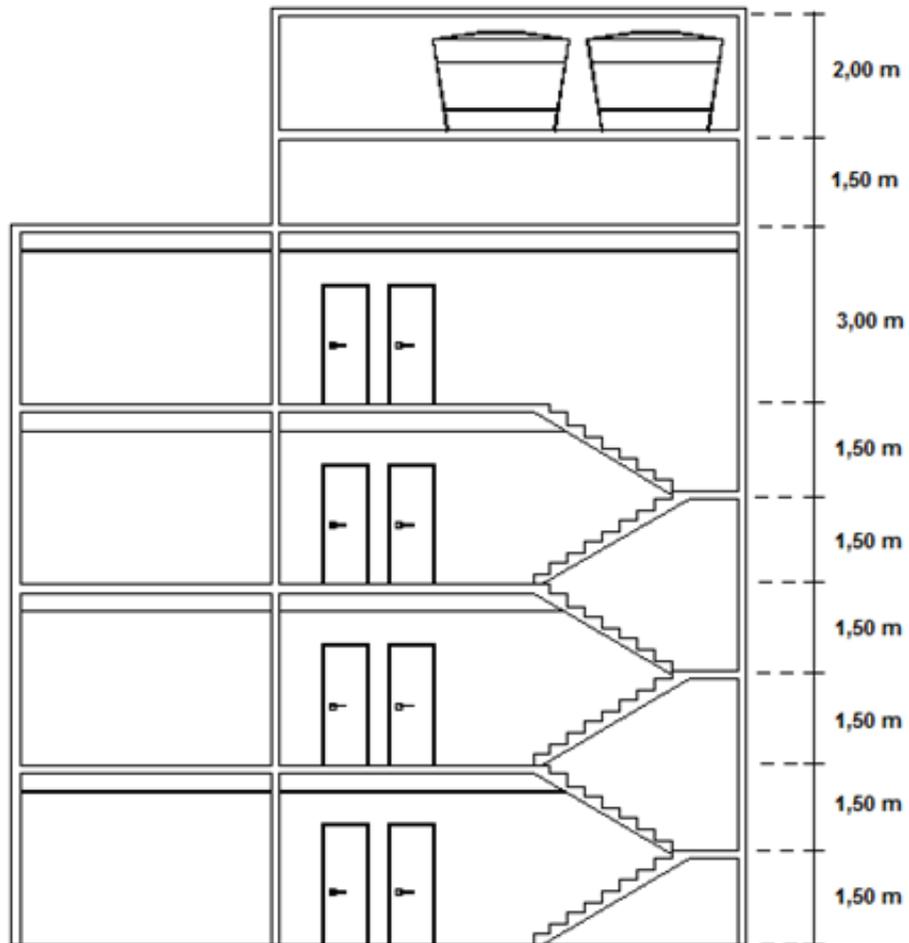


Figura 3.4 – Corte BB.

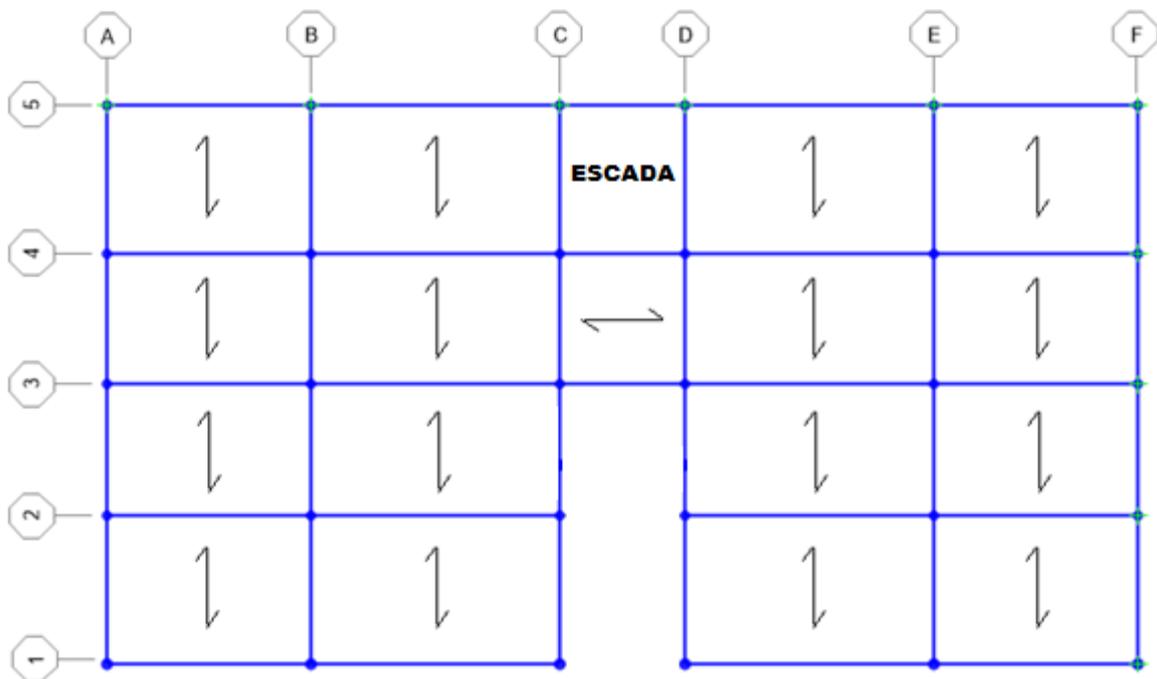


Figura 3.5 – Vigas de piso do pavimento tipo.

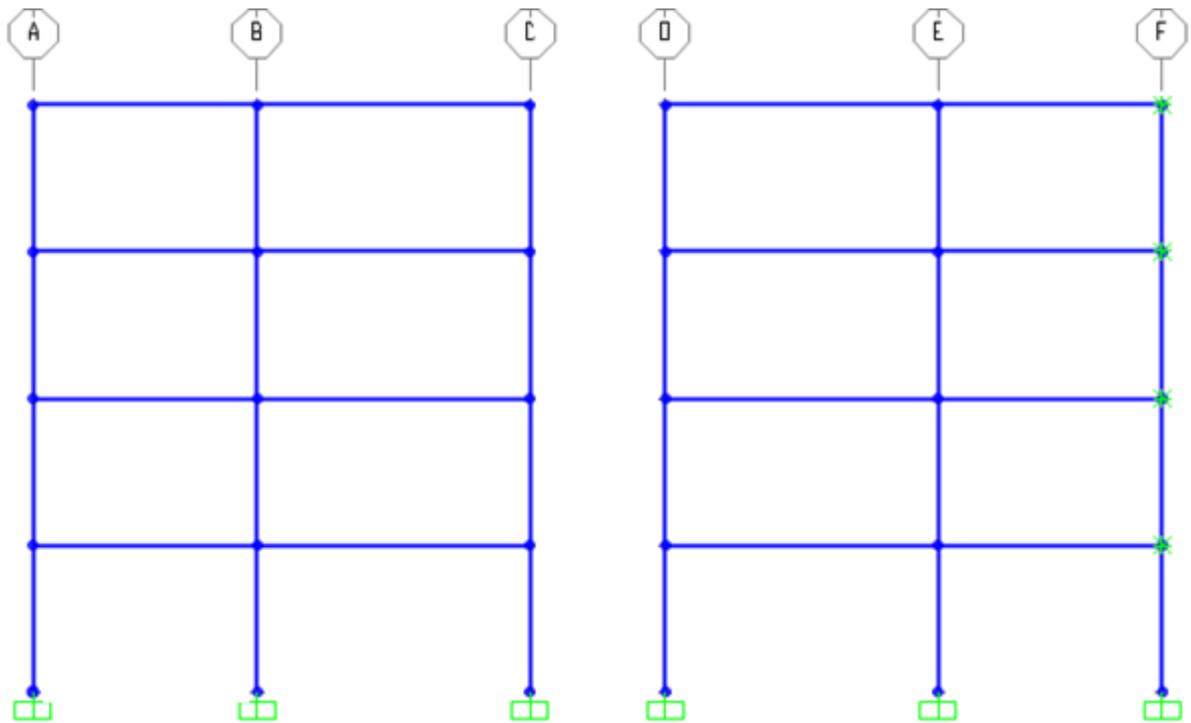


Figura 3.6 – Pórtico - Eixo 1 e 2.

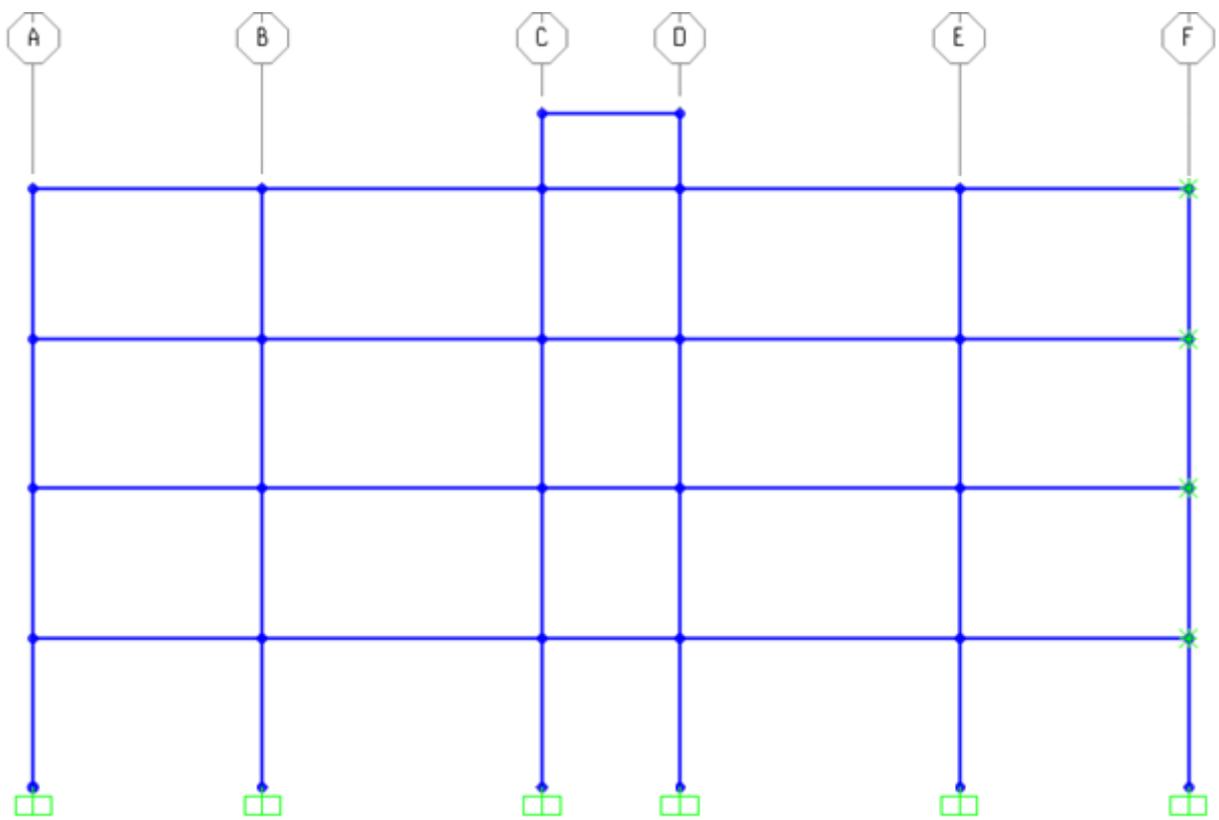


Figura 3.7 – Pórticos - Eixos 3 e 4.

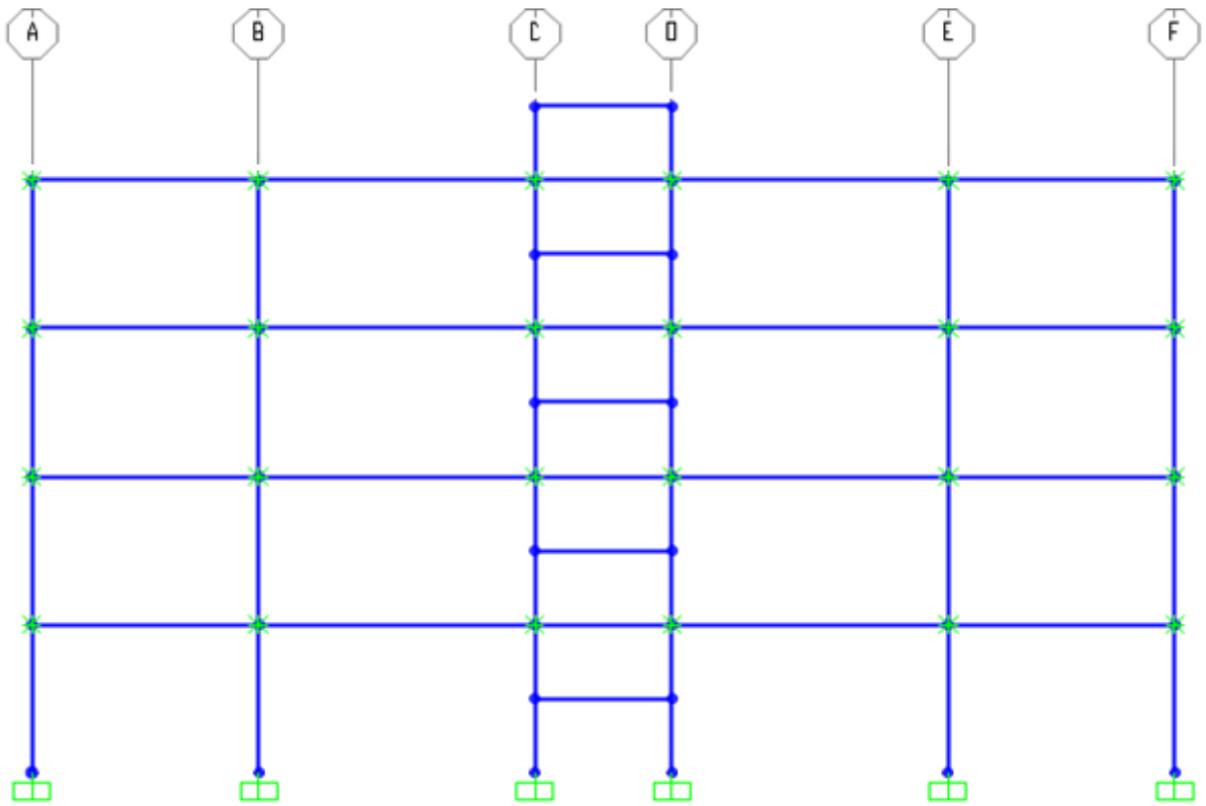


Figura 3.8 – Pórtico - Eixo 5.

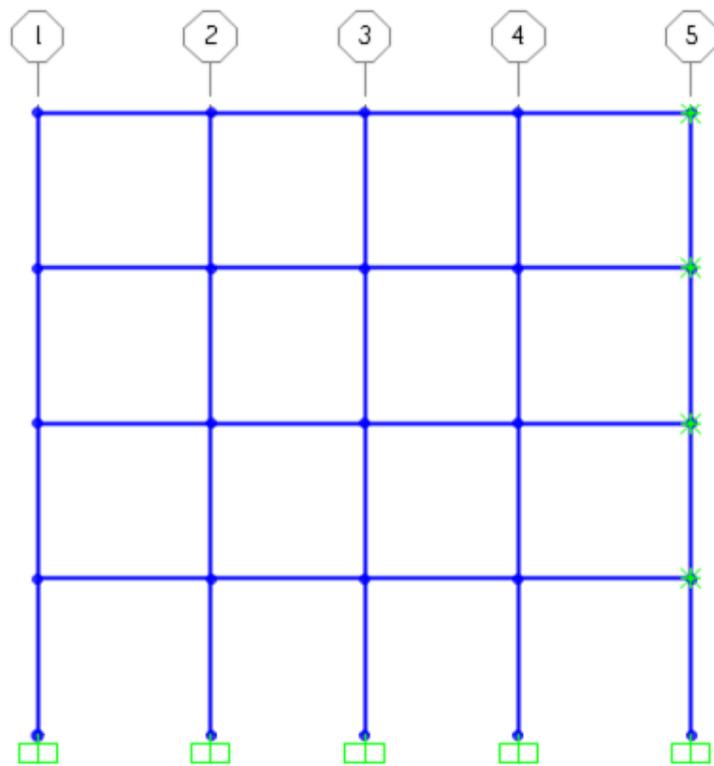


Figura 3.9 – Pórticos - Eixos A, B, E e F.

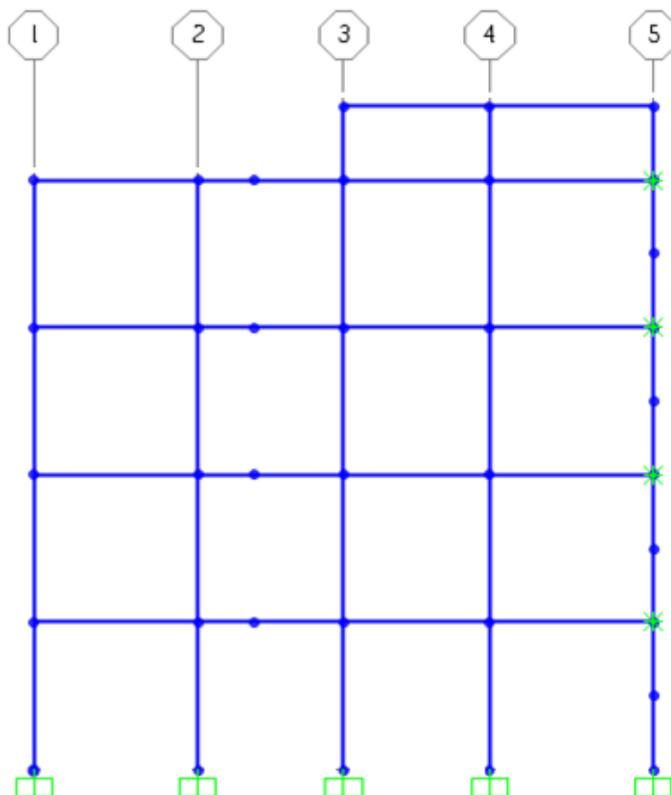


Figura 3.10 – Pórticos - Eixos C e D.

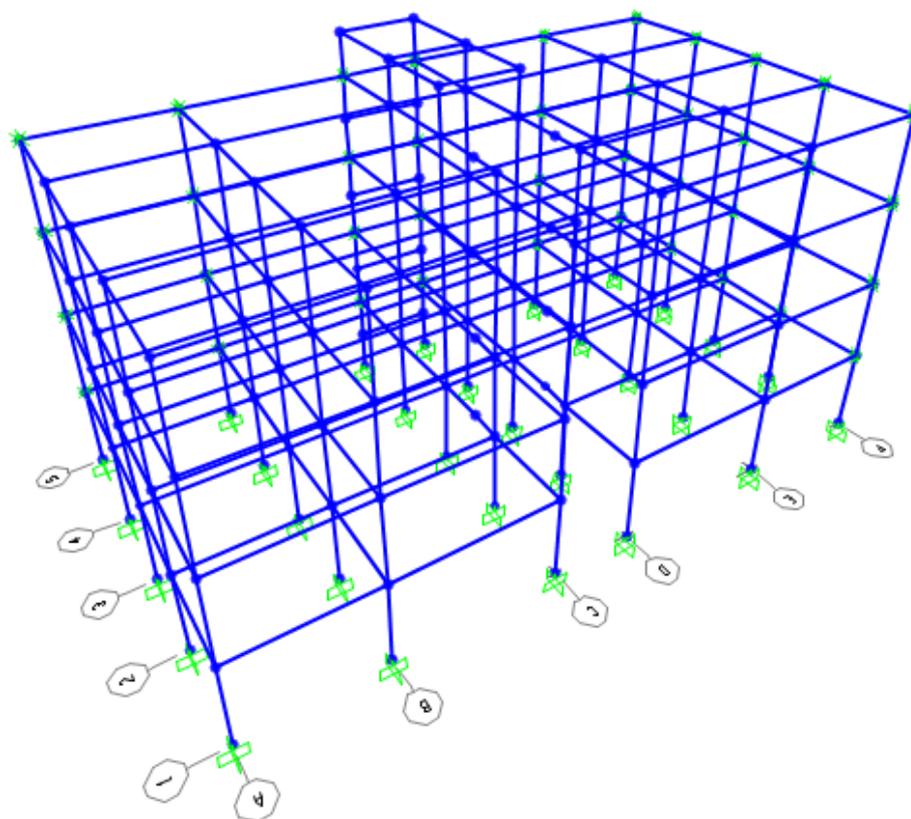


Figura 3.11 – Esquema estrutural unifilar tridimensional do edifício.

3.3 CARREGAMENTOS

Para a análise estrutural do modelo adotado, foram considerados valores de carregamento devido as ações permanentes e ações variáveis conforme as normas NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, e NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.

3.3.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes contemplam o peso próprio dos elementos estruturais modelados, calculadas automaticamente pelo programa de análise estrutural utilizado, o peso próprio dos elementos estruturais não modelados (laje, escada e telhado), sistema de vedação e caixa d'água. Tais carregamentos são descritos nos tópicos subsequentes.

3.3.1.1 Peso Próprio das Paredes

Conforme a planta de arquitetura, as cargas de peso próprio das paredes foram consideradas da seguinte forma:

- Paredes sobre vigas: foram consideradas como cargas uniformemente ou parcialmente distribuídas nas vigas;
- Paredes situadas sobre os vãos das lajes: foram consideradas como cargas uniformemente distribuídas sobre a laje, sendo consideradas nessa situação as paredes P1, P2, P3, P4, P5 e P6.

Nas cargas das paredes não foram consideradas as aberturas, ou seja, as cargas das paredes foram todas consideradas como se não houvesse aberturas.

As cargas de peso próprio das paredes dependem do tipo de fechamento adotado, isto é, conforme o ambiente em que a parede está sendo utilizada. A Figura 3.12 e a Tabela 3.1 à Tabela 3.5 apresentam conjuntamente uma legenda indicando o tipo de parede e sua respectiva carga.

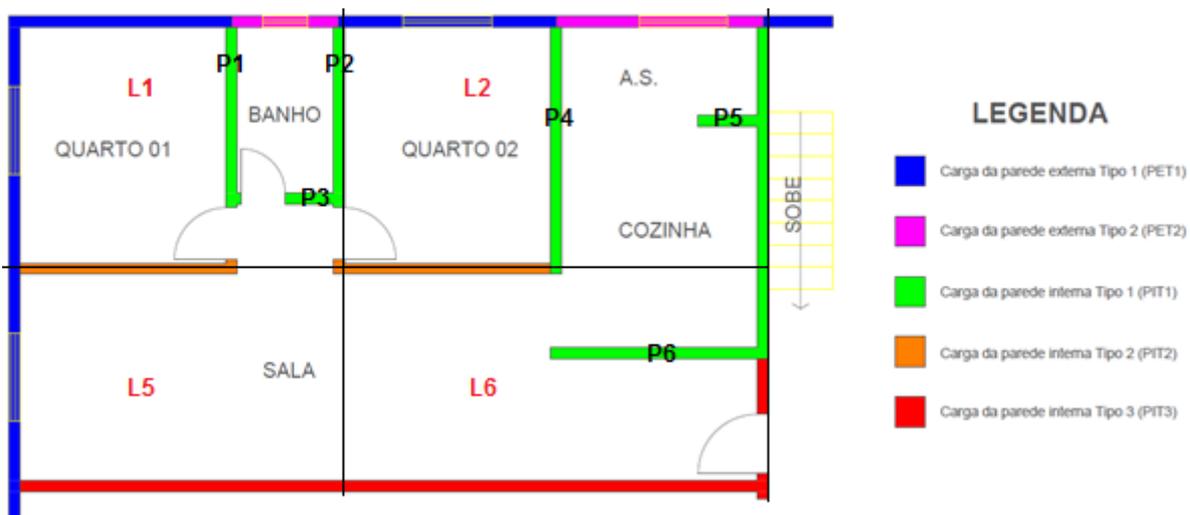


Figura 3.12 – Cargas das paredes.

Tabela 3.1 – Cálculo da carga de peso próprio da parede externa tipo 1 (PET1).

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m ³)	Peso/m ² (kN/m ²)
Placa OSB	11,10	650,00	0,07
Gesso acartonado	15,00	700,00	0,11
Placa cimentícia	8,00	1700,00	0,14
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
Perfis	-	-	0,05
TOTAL	134,10	-	0,38

Tabela 3.2 – Cálculo da carga de peso próprio da parede externa tipo 2 (PET2).

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m ³)	Peso/m ² kN/m ²
Placa OSB	11,10	650,00	0,07
Placa cimentícia	8,00	1700,00	0,14
Placa cimentícia	8,00	1700,00	0,14
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
Revestimento	-	-	1,00
Perfis	-	-	0,05
TOTAL	395,30	-	1,41

Tabela 3.3 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna tipo 1 (PIT1).

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m³)	Peso/m² (kN/m²)
Placa cimentícia	8,00	1700,00	0,14
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Lã de vidro	70,00	10,00	0,01
Revestimento	-	-	1,00
Perfis	-	-	0,05
TOTAL	90,50	-	1,29

Tabela 3.4 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna tipo 2 (PIT2).

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m³)	Peso/m² (kN/m²)
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
Perfis	-	-	0,05
TOTAL	125,00	-	0,24

Tabela 3.5 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna estrutural tipo 3 (PIT3).

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m³)	Peso/m (kN/m²)
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
Perfis	-	-	0,05
TOTAL	150,00	-	0,42

A Tabela 3.6 apresenta os valores das cargas de parede distribuídas uniformemente em cada pano de laje.

Tabela 3.6 – Valores especificados das cargas de parede em cada pano de laje.

Laje	Área da Laje (m ²)	Parede	Altura da Parede (m)	Comprimento da Parede (m)	Peso próprio (kN/m ²)	Carga da parede na laje (kN/m ²)	Carga total na laje (kN/m ²)
1	15,13	P1	3,00	2,40	1,29	0,61	1,56
1	15,13	P2	3,00	2,40	1,29	0,61	
1	15,13	P3	3,00	1,30	1,29	0,33	
2	18,45	P4	3,00	3,20	1,29	0,67	0,84
2	18,45	P5	3,00	0,80	1,29	0,17	
6	16,37	P6	3,00	2,80	1,29	0,66	0,66

3.3.1.2 Peso Próprio do Piso

A carga de peso próprio do piso é composta pelo somatório do peso próprio da laje, do revestimento e do forro (teto do pavimento de baixo), conforme a Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Cargas que compõem o peso próprio do piso do pavimento e da cobertura.

Item	Peso Próprio (kN/m ²)
Laje	2,55
Revestimento	1,00
Forro de Gesso	0,15
TOTAL	3,70

3.3.1.3 Peso Próprio da Escada

As cargas de peso próprio das escadas foram consideradas conforme BELLEI *et al.* (2011), onde se considera uma carga de 2,5 kN/m² aplicada na laje. Esse valor considera as cargas do degrau, corrimão, estrutura da escada e laje patamar. A escada foi modelada com o auxílio do FTOOL para se conhecer as reações das cargas da escada nas vigas de suporte (V3I e V8). A Figura 3.13 apresenta o modelo estrutural com os valores obtidos para as reações de apoio nas vigas de suporte.

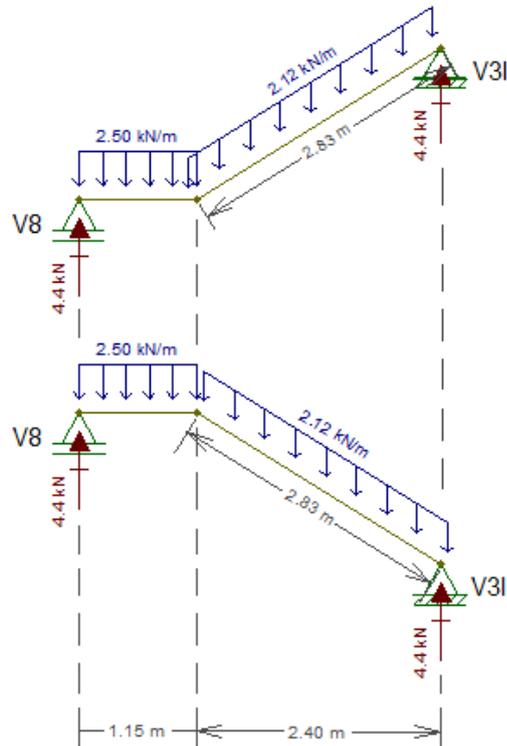


Figura 3.13 – Esquema de consideração das cargas na escada.

Como indicado na Figura 3.13, as cargas no trecho reto foram consideradas como distribuídas no valor de 2,50 kN/m e as cargas no trecho inclinado foram consideradas de forma equivalente aos comprimentos: $2,50 * 2,40 / 2,83 = 2,12$ kN/m.

3.3.1.4 Peso Próprio do Telhado

A estrutura do telhado foi considerada como uma carga uniformemente distribuída aplicada em toda a área da cobertura. A carga devido ao peso próprio do telhado corresponde ao somatório dos pesos das telhas, terças, tirantes e forro de gesso, adotado conforme o Manual de Construção em Aço do CBCA (2011). A Tabela 3.8 apresenta as cargas que compõem o peso próprio do telhado.

Tabela 3.8 – Cargas que compõem o peso próprio do telhado.

Item	Peso (kN/m ²)
Telha + Terça + Tirante	0,15
Forro	0,15
TOTAL	0,30

3.3.1.5 Reservatórios

As cargas de peso próprio do reservatório cheio foram obtidas estimando primeiramente a quantidade de pessoas que residem no edifício e posteriormente o consumo diário de água, para que fosse possível determinar o reservatório mais adequado e sua respectiva carga.

O consumo diário de água é estimado a partir da seguinte expressão abaixo:

$$C_d = N \times C \quad (3.3.1)$$

onde, N é a população abastecida e C o consumo médio por pessoa.

Estimou-se que o edifício terá uma população aproximada de duas pessoas por quarto em cada apartamento, totalizando $N = 64$ pessoas. E considerou-se que haverá um consumo médio de $C = 250$ litros/pessoa/dia. Portanto, o consumo diário de água estimada para todo o edifício é igual a $C_d = 64 \times 250 = 16000$ litros/dia.

É previsto por norma que, $2/5$ desse consumo diário sejam acumulados em reservatórios superiores. Logo, para o caso em questão o reservatório superior deve comportar $(2/5) \times 16000 = 6400$ litros. Com isso, adotou-se duas caixas d'água de 5000 L para atender as necessidades.

A distribuição das cargas de peso próprio de cada reservatório foram consideradas de formas diferentes. A carga de peso próprio do reservatório 1 foi aplicada como carga uniformemente distribuída na área de laje $2,75 \times 2,50$ m, abaixo do respectivo reservatório. E o reservatório 2, metade da carga foi descarregada na viga (V8) sob o reservatório e a outra metade foi aplicada como carga uniformemente distribuída na área de laje $2,75 \times 2,50$ m, abaixo desta. Essa consideração diferente para o reservatório 2 foi adotada pois a viga sob o reservatório é muito mais rígida à flexão que a laje, sendo assim ele irá absorver grande parte das cargas de peso próprio do reservatório.

A Figura 3.14 e a Figura 3.15 ilustram as explicações dadas nos parágrafos anteriores e A Tabela 3.9 apresenta o cálculo das cargas dos reservatórios.

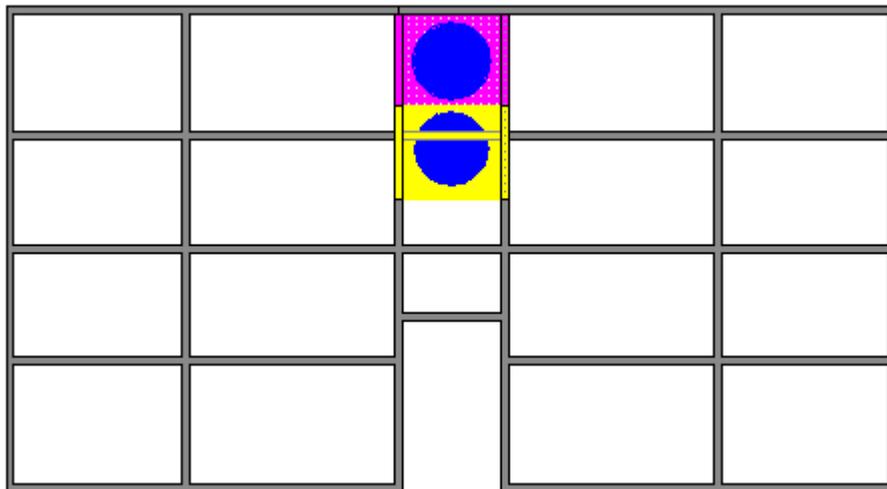


Figura 3.14 – Representação geral da distribuição de cargas dos reservatórios.

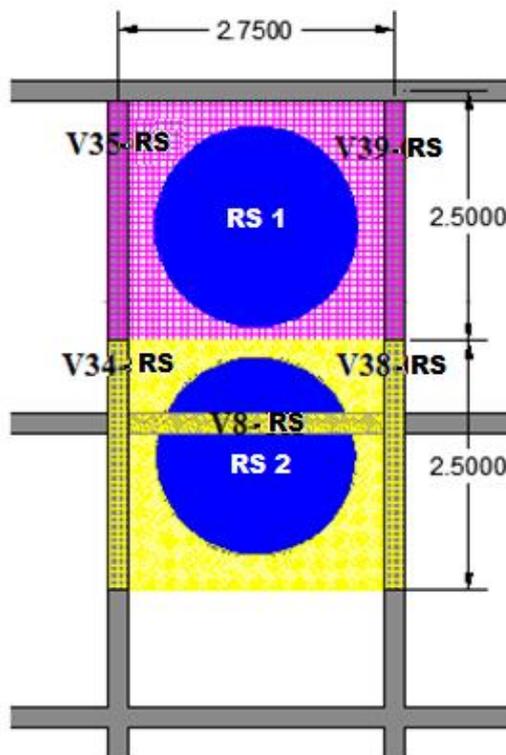


Figura 3.15 – Detalhes da distribuição de cargas dos reservatório.

Tabela 3.9 – Cálculo da carga dos reservatórios.

Volume (m ³)	γ água (Kn/m ³)	Peso água (Kn)	Peso reservatório (Kn)	Peso total (Kn)	Peso por reservatório (Kn)
10	10	100	2,27	102,27	51,13

Na Tabela 3.10 e na Tabela 3.11 é apresentado um resumo das cargas consideradas nas lajes 1 e 2, e as cargas distribuídas nas vigas de sustentação dos reservatórios, respectivamente.

Tabela 3.10 – Cargas totais nas lajes dos reservatórios.

Elemento	Peso Próprio Laje (Kn/m²)	Carga do reservatório distribuída uniformemente na laje (Kn/m²)	Impermeabilização (Kn/m²)	Telha + Terça + Tirantes (Kn/m²)	Carga Permanente Total (Kn/m²)	Carga Acidental (Kn/m²)
Laje reservatório 1	2,55	7,44	0,50	0,15	10,64	0,50
Laje reservatório 2	2,55	3,72	0,50	0,15	6,92	0,50

Tabela 3.11 – Cargas distribuídas nas vigas de sustentação dos reservatórios.

Elemento	Comprimento da viga (m)	Comprimento da carga aplicada (m)	Cargas distribuídas (Kn/m)
Viga 08-RS	2,75	2,75	9,30
Viga 34-RS	2,95	1,68	10,46
		1,28	5,35
Viga 35-RS	3,33	2,50	15,58
		0,82	10,46
Viga 38-RS	2,95	1,68	10,46
		1,28	5,35
Viga 39-RS	3,33	2,50	15,58
		0,82	10,46

3.3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

3.3.2.1 Sobrecarga de Utilização

As cargas de ações variáveis são aquelas devido à sobrecarga de utilização, ou seja, são cargas que variam conforme o tipo de utilização do ambiente. Na Tabela 3.12 são apresentadas essas cargas, conforme a NBR 6120.

Tabela 3.12 – Sobrecarga de utilização.

Ambiente	Sobrecarga acidental (kN/m ²)
Quarto / Sala / Banheiro / Cozinha	1,50
Área de serviço	2,00
Forro	0,50
Hall / Escada	3,00

Tais sobrecargas foram consideradas aplicadas sobre a laje mista que transferem tais cargas para as vigas.

3.3.2.2 Carga de Vento

Os cálculos do carregamento devido à ação do vento foram realizados conforme a NBR 6123 (1988) – Forças devidas ao vento em edificações, também foi utilizado como bibliografia auxiliar o Manual de Construção em Aço do Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA) de 2011. Na NBR 6123 (1988) constam as diretrizes para os cálculos das cargas de vento, para cada tipo de edificação. Os itens a) ao i) abaixo, apresentam os parâmetros e como foram definidos, de acordo com a NBR 6123 (1988).

a) Cálculo da Pressão Dinâmica:

A pressão dinâmica do vento q_k é determinada pela equação (3.3.2):

$$q_k = 0,613 \times V_k^2 \quad (3.3.2)$$

onde, V_k é a velocidade característica do vento.

A velocidade característica do vento é determinada pela equação (3.3.3):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3.3.3)$$

onde, V_0 é a velocidade básica do vento.

b) Velocidade básica do vento V_0 :

A velocidade básica do vento corresponde a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Deve-se analisar

o gráfico das isopletas da NBR 6123 (1988) e determiná-la de acordo com a região da obra. Em casos mais excepcionais, pode-se fazer um estudo mais específico.

Para este trabalho foi utilizado o mapa das isopletas, Figura 3.16 e adotou-se a velocidade básica máxima próxima à região de Porto Alegre-RS, $V_0 = 45\text{m/s}$.

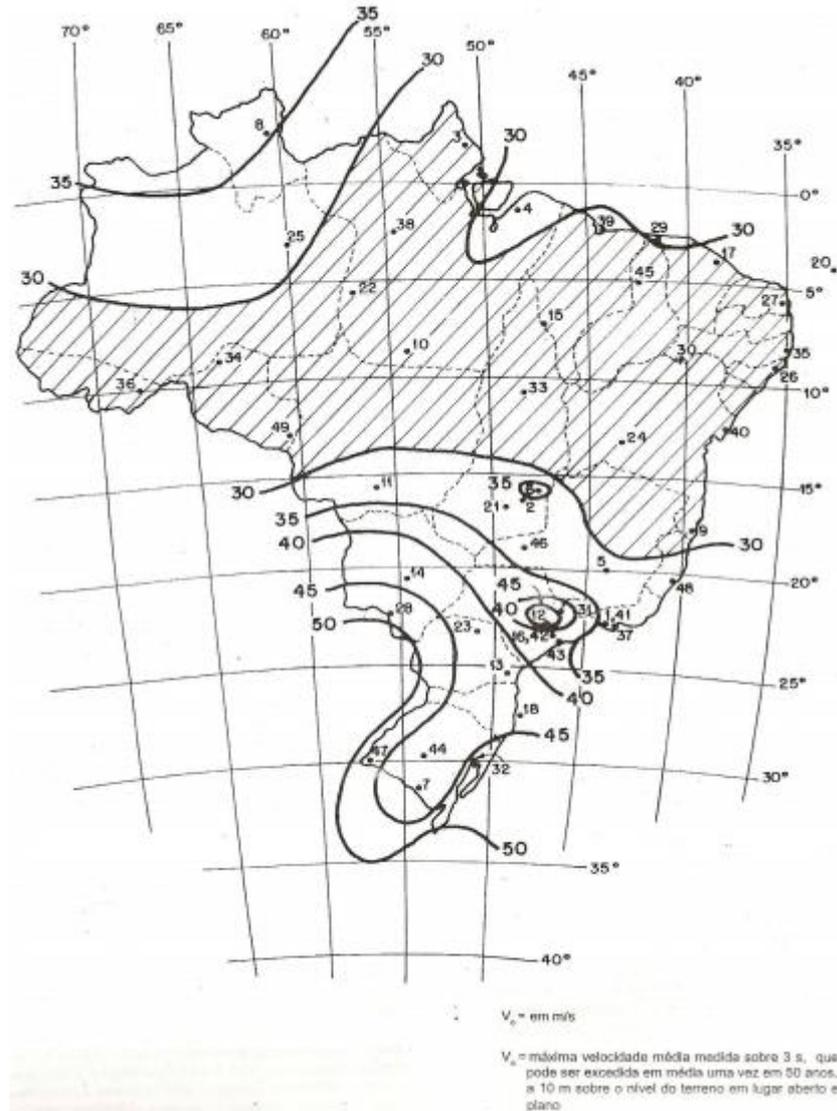


Figura 3.16 – Isopletas da velocidade básica do vento V_0 (m/s), (ABNT NBR 6123, 1988).

c) Fator topográfico S_1 :

O fator topográfico considera as variações do relevo do terreno e é determinado da seguinte forma pela NBR 6123 (1988) representada na Tabela 3.13 e Figura 3.17.

Tabela 3.13 – Fator topográfico S_1 , (NBR 6123, 1988).

Tipo de Relevo	Fator topográfico S_1
a) Terreno plano ou fracamente acidentado	1,0
b) Taludes e morros (Figura 3.17):	
b.1) Ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes)	1,0
b.2) Ponto B [S_1 é uma função $S_1(z)$]	
b.2.1) Para $\theta \leq 3^\circ$	1,0
b.2.2) Para $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$	$1,0 + [2,5 - (z/d)] * \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$
b.2.3) Para $\theta \geq 45^\circ$	$1,0 + [2,5 - (z/d)] * 0,31 \geq 1$
c) Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção	1,0

z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

θ = inclinação média do talude ou encosta do morro

Nota:

Interpolar linearmente para $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$

Entre A e B e entre B e C, o fator S_1 é obtido por interpolação linear

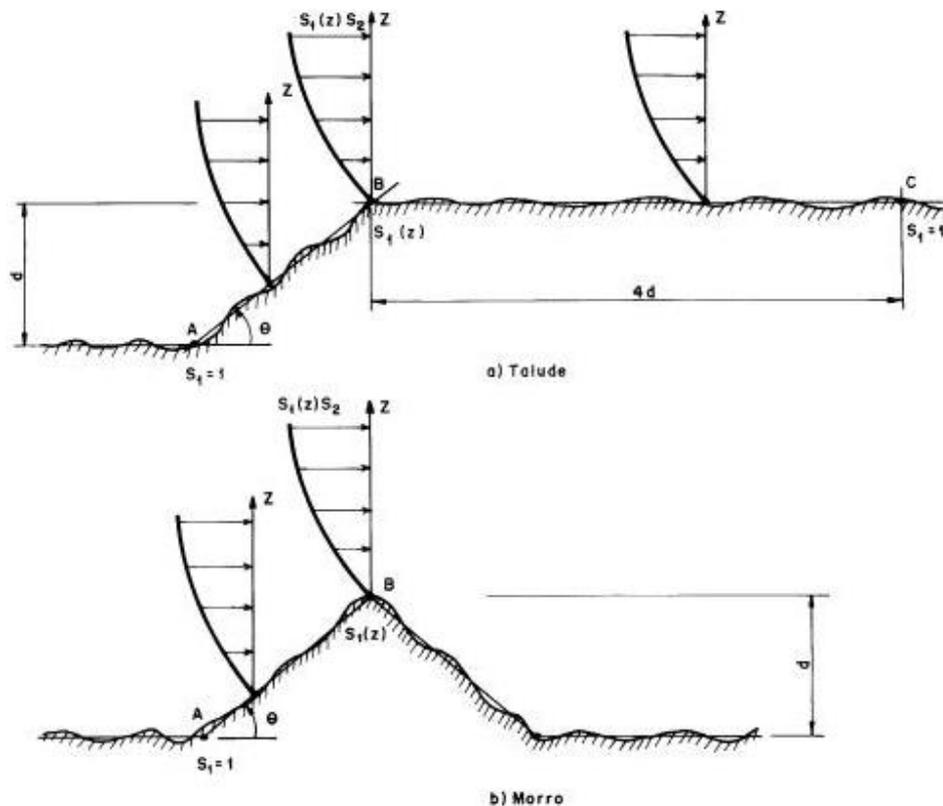


Figura 3.17 – Fator topográfico, (ABNT NBR 6123, 1988).

Em casos de maior complexidade do relevo é recomendado a realização de ensaios de modelos topográficos em túnel de vento ou medidas anemométricas no próprio terreno.

Para o relevo do terreno da edificação em estudo, considerou-se que é um terreno plano, fracamente acidentado, resultando em $S_1 = 1,0$,

- d) Fator função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno, S_2 :

O fator S_2 considera a combinação dos efeitos da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação pela equação (3.3.4). Assim, a NBR 6123 (1988) divide em categorias os tipos de rugosidade do terreno conforme a Tabela 3.14, e em classes segundo as dimensões da edificação, conforme a

Tabela 3.15.

Tabela 3.14 – Categorias de rugosidade do terreno, (NBR 6123, 1988).

Rugosidade do Terreno	Categoria
Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo; lagos e rios; pântanos sem vegetação.	I
Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e chamecas; fazendo sem sebes ou muros. Cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.	II
Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, pouco quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos; fazendas com sebes e/ou muros; subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas. Cota média dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.	III
Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas. Cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m. Também inclui zonas com obstáculos maiores, mas que não possam ser considerados na categoria V.	IV
Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas; centros de grandes cidades; complexos industriais bem desenvolvidos. A cota média é considerada igual ou superior a 25 m.	V

Tabela 3.15 – Classes de dimensões da edificação, (NBR 6123, 1988).

Dimensões da edificação	Classe
Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.	A
Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.	B
Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.	C

Para este trabalho, foram adotadas Categoria V e Classe B. Depois de classificadas a rugosidade do terreno e as dimensões da edificação, calcula-se o fator S_2 a partir da equação (3.3.4). Dessa forma, para cada pavimento, em geral calcula-se um valor diferente.

$$S_2 = b \times F_r \times (z/10)^p \quad (3.3.4)$$

onde, z é a altura em relação ao nível do terreno; F_r o fator rajada de vento, sempre correspondente à categoria II; b e p são parâmetros meteorológicos em função da categoria e classe definidas, e cujos valores são apresentados na Tabela 3.16, adaptada da NBR 6123 (1988).

Tabela 3.16 – Parâmetros para determinação do fator S_2 , (NBR 6123, 1988).

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,100	1,110	1,120
		p	0,060	0,065	0,070
II	300	b	1,000	1,000	1,000
		F_r	1,000	0,980	0,950
		p	0,085	0,090	0,100
III	350	b	0,940	0,940	0,930
		p	0,100	0,105	0,115
IV	420	b	0,860	0,850	0,840
		p	0,120	0,125	0,135
V	500	b	0,740	0,730	0,710
		p	0,150	0,160	0,175

Diante das informações fornecidas, a Tabela 3.17 resume os valores adotados para o cálculo do fator S_2 , bem como o valor calculado em função da altura em relação ao nível do terreno.

Tabela 3.17 – Tabela resumo de cálculo do fator S_2 .

z (m)	b	F_r	P	S_2
3,00	0,73	0,98	0,16	0,59
6,00	0,73	0,98	0,16	0,66
9,00	0,73	0,98	0,16	0,70
12,00	0,73	0,98	0,16	0,74
13,50	0,73	0,98	0,16	0,75
16,00	0,73	0,98	0,16	0,77

e) Fator estatístico S_3 :

O fator S_3 é definido a partir de conceitos estatísticos relativos ao grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, conforme valores da Tabela 3.18 adaptada na NBR 6123 (1988).

Tabela 3.18 – Fator S_3 . (NBR 6123, 1988).

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

O edifício em estudo se enquadra no grupo 2 (edificações para hotéis e residências, edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação), sendo $S_3 = 1,0$.

f) Velocidade característica V_k e pressão dinâmica do vento q_k :

A partir da expressão definida na equação (3.3.3) e dos valores definidos acima, tem-se os seguintes valores para velocidade característica e pressão dinâmica do vento:

Tabela 3.19 – Parâmetros e valores da velocidade característica e pressão dinâmica do vento.

z (m)	V_0 (m/s)	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s)	q_k (KN/m ²)
3,00	45,00	1,00	0,59	1,00	26,55	0,43
6,00	45,00	1,00	0,66	1,00	29,67	0,54
9,00	45,00	1,00	0,70	1,00	31,66	0,61
12,00	45,00	1,00	0,74	1,00	33,15	0,67
13,50	45,00	1,00	0,75	1,00	33,78	0,70

g) Cálculo da Força de arrasto F_a :

A força de arrasto é a força final na edificação causada pelo vento, segundo o item 4.2.3 da NBR 6123, sendo calculada pela equação (3.3.5) dada a seguir.

$$F_a = C_a \cdot q_k \cdot A_a \quad (3.3.5)$$

onde, C_a é o coeficiente de arrasto, q_k é a pressão dinâmica do vento e A_a é a área frontal efetiva (área de projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento – área de sombra).

h) Coeficiente de arrasto C_a

A NBR 6123 (1988) especifica, em seu item 6.3, que o coeficiente de arrasto deve ser determinado de acordo com o gráfico da Figura 3.18, em função dos comprimentos l_1 (face perpendicular à direção do vento incidente), l_2 (face paralela à direção do vento incidente) e h (altura total da edificação). Assim, utiliza-se o gráfico para obtenção dos coeficientes de arrasto para os vento a 0° e 90°.

Os coeficientes de arrasto foram calculados conforme Tabela 3.20.

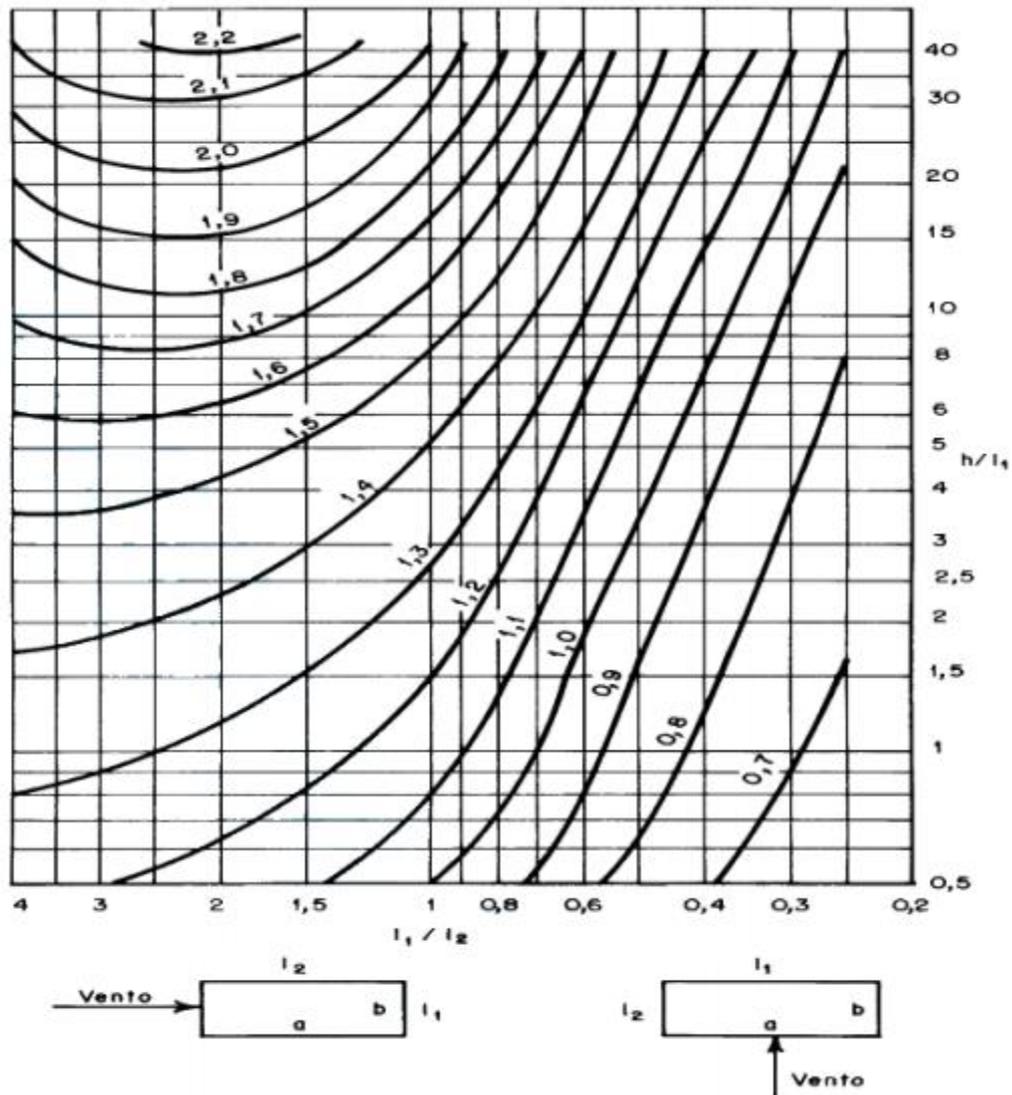


Figura 3.18 – Coeficientes de arrasto, (ABNT NBR 6123, 1988).

Tabela 3.20 – Coeficientes de arrasto.

a (m)	b (m)	h (m)	CV0			CV90		
			$l_1 = b = 12,55$ m			$l_1 = a = 22,95$ m		
			$l_2 = a = 22,95$ m			$l_2 = b = 12,55$ m		
			l_1/l_2	h/l_2	C_a	l_1/l_2	h/l_1	C_a
22,95	12,55	12,00	0,55	0,96	0,90	1,83	0,52	1,15

i) Área frontal efetiva

A área frontal efetiva de cada pavimento é obtida pela largura da edificação multiplicada pela soma da metade da altura do pavimento superior com metade da altura do pavimento inferior.

Assim, a Tabela 3.21 e a Tabela 3.22, resumem as cargas de vento a 0° e a 90° , respectivamente, que atuam sobre a estrutura do edifício analisado. Os eixos estão especificados de acordo com a Figura 3.19.

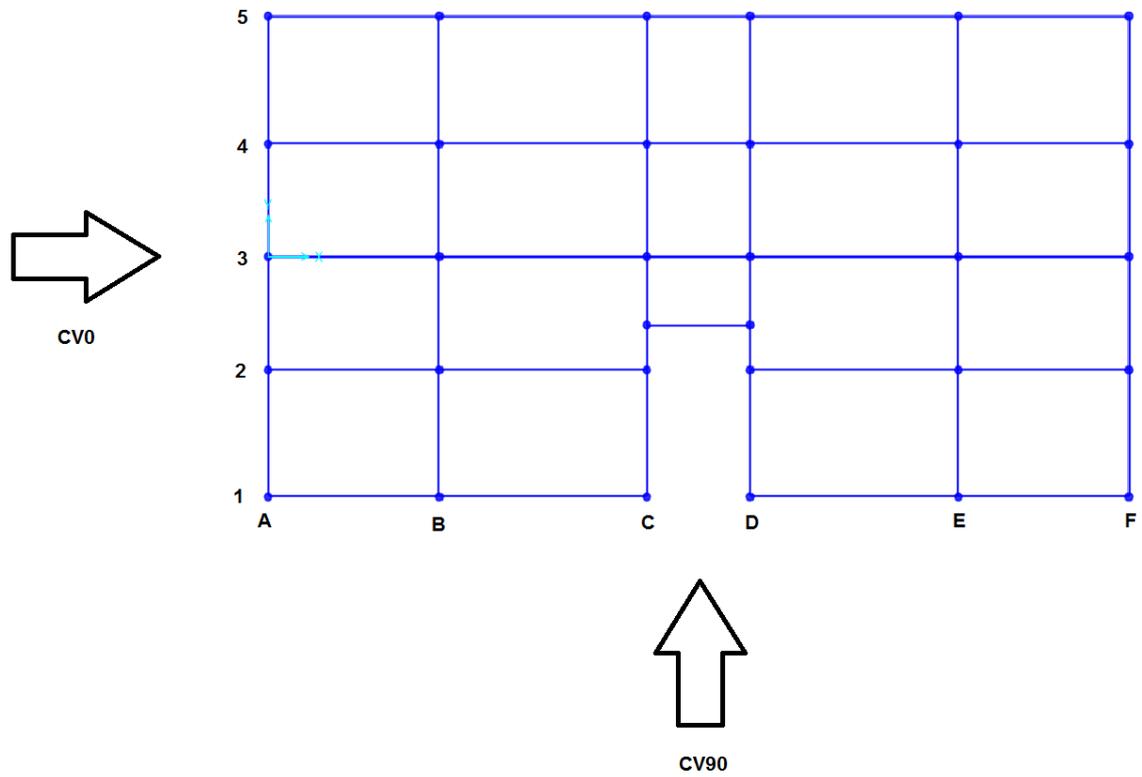


Figura 3.19 – Cargas de vento a 0° e 90° atuantes nos eixos da edificação.

Tabela 3.21 – Área frontal efetiva e força de arrasto a 0°.

Vento CV0							
Cota (m)		3,00	6,00	9,00	12,00	13,50	
q_k (kN/m ²)		0,43	0,54	0,61	0,67	0,70	
C_a		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	
Eixo 1	L	(m)	1,66	1,66	1,66	1,66	0,00
	H	(m)	3,00	3,00	3,00	2,50	0,00
	A_a	(m ²)	4,99	4,99	4,99	4,16	0,00
	F_a	(kN)	1,94	2,42	2,76	2,52	0,00
Eixo 2	L	(m)	3,14	3,14	3,14	3,14	0,00
	H	(m)	3,00	3,00	3,00	2,50	0,00
	A_a	(m ²)	9,41	9,41	9,41	7,84	0,00
	F_a	(kN)	3,66	4,57	5,20	4,75	0,00
Eixo 3	L	(m)	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95
	H	(m)	3,00	3,00	3,00	2,50	4,00
	A_a	(m ²)	8,85	8,85	8,85	7,38	11,80
	F_a	(kN)	3,44	4,30	4,89	4,47	7,43
Eixo 4	L	(m)	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
	H	(m)	3,00	3,00	3,00	2,50	4,00
	A_a	(m ²)	9,41	9,41	9,41	7,84	12,55
	F_a	(kN)	3,66	4,57	5,20	4,75	7,90
Eixo 5	L	(m)	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66
	H	(m)	3,00	3,00	3,00	2,50	4,00
	A_a	(m ²)	4,99	4,99	4,99	4,16	6,65
	F_a	(kN)	1,94	2,42	2,76	2,52	4,19

Tabela 3.22 - Área frontal efetiva e força de arrasto a 90°.

Vento CV90							
Cota (m)		3,00	6,00	9,00	12,00	13,50	
q_k (kN/m ²)		0,43	0,54	0,61	0,67	0,70	
C_a		1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	
Eixo A	L (m)	2,28	2,28	2,28	2,28	0,00	
	H (m)	3,00	3,00	3,00	2,50	0,00	
	A_a (m ²)	6,83	6,83	6,83	5,69	0,00	
	F_a (kN)	3,39	4,23	4,82	4,40	0,00	
Eixo B	L (m)	5,05	5,05	5,05	5,05	0,00	
	H (m)	3,00	3,00	3,00	2,50	0,00	
	A_a (m ²)	15,15	15,15	15,15	12,63	0,00	
	F_a (kN)	7,53	9,40	10,70	9,78	0,00	
Eixo C	L (m)	4,15	4,15	4,15	4,15	2,08	
	H (m)	3,00	3,00	3,00	2,50	4,00	
	A_a (m ²)	12,45	12,45	12,45	10,38	8,30	
	F_a (kN)	6,19	7,72	8,79	8,04	6,68	
Eixo D	L (m)	4,15	4,15	4,15	4,15	2,08	
	H (m)	3,00	3,00	3,00	2,50	4,00	
	A_a (m ²)	12,45	12,45	12,45	10,38	8,30	
	F_a (kN)	6,19	7,72	8,79	8,04	6,68	
Eixo E	L (m)	5,05	5,05	5,05	5,05	0,00	
	H (m)	3,00	3,00	3,00	2,50	0,00	
	A_a (m ²)	15,15	15,15	15,15	12,63	0,00	
	F_a (kN)	7,53	9,40	10,70	9,78	0,00	
Eixo F	L (m)	2,28	2,28	2,28	2,28	0,00	
	H (m)	2,28	2,28	2,28	2,28	0,00	
	A_a (m ²)	6,83	6,83	6,83	5,69	0,00	
	F_a (kN)	3,39	4,23	4,82	4,40	0,00	

3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para efeitos da NBR 8800 (2008) referente ao Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, devem ser considerados os estados limites últimos (E.L.U.) e os estados limites de serviço (E.L.S.). Segundo a NBR 8681 (2003) referente às Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, o E.L.U. considera estados que causam a paralisação do todo ou de parte do uso da construção; e para o E.L.S. considera estados que pela ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos que não respeitam o uso normal da edificação ou que indiciam comprometimento na durabilidade da estrutura.

Para contemplar os respectivos estados limites, a norma define equações para as combinações de ações. Essas combinações de ações devem ser tais que produzam os efeitos mais desfavoráveis possíveis na estrutura, sendo a verificação do E.L.U. feita pelas combinações últimas e a verificação do E.L.S. feita pelas combinações de serviço.

Neste trabalho adotou-se para verificação do E.L.U. as combinações últimas normais decorrentes do uso previsto da edificação. Para a verificação do E.L.S. foram adotadas as combinações quase permanente de serviço, para verificações de flechas, e as combinações frequentes de serviço, para verificação simplificada de vibração de pisos para atividades humanas normais.

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte equação (3.4.1):

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3.4.1)$$

onde:

$F_{Gi,k}$ – valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ – valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ_{gi} – coeficiente de ponderação para ações permanentes (1,40 para Edificações tipo 2 – em que as cargas acidentais não superam 5 kN/m²);

γ_{q1} – coeficiente de ponderação para ações variáveis (1,40 para Edificações tipo 2 – em que as cargas acidentais não superam 5 kN/m²);

ψ_{0j} – fator de combinação para ações variáveis (0,5 para ações variáveis causadas pelo uso e ocupação, e 0,6 para o vento).

Já as combinações quase permanentes de serviço são dadas pela equação (3.4.2):

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.4.2)$$

onde, ψ_{2j} é o fator de redução para ações variáveis (0,3 para ações variáveis causadas pelo uso e ocupação e 0 para o vento).

As combinações frequentes de serviço são dadas pela equação (3.4.3):

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.4.3)$$

onde, ψ_1 é o fator de redução para ações variáveis (0,3 para vento).

A Figura 3.20 resume todas as combinações analisadas, com as respectivas ações e coeficientes de ponderação adotados conforme valores da NBR 8681 (2003) para consideração das ações agrupadas.

Carregamentos	Tipo	Estado Limite Último				Estado Limite de Serviço			
		Combinação Normal				Combinação Quase Permanente	Combinação Frequente de Serviço		
		Sobrecarga como ação variável principal		Vento como ação variável principal			Sobrecarga como ação variável principal		Vento como ação variável principal
Número da combinação	1	2	3	4	5	6	7	8	
DEAD	PERMANENTE (CP)								
PP PISO									
PP PAREDE									
PP FORRO		1,4	1,4	1,4	1,4	1,0	1,0	1,0	1,0
PP									
TELHA+TERÇA+TIRANTE									
PP CAIXA D'ÁGUA									
PP PLATIBANDA									
SC QUARTO/SALA/COZINHA/BANHEIRO	VARIÁVEL ACIDENTAL (CA)								
SC ÁREA DE SERVIÇO		1,4	1,4	0,7	0,7	0,3	0,4	0,3	0,3
SC HALL E ESCADA									
SC FORRO									
VENTO 0°	VENTO (CV0)	0,84	0	1,4	0	0	0	0,3	0
VENTO 90°	VENTO (CV90)	0	0,84	0	1,4	0	0	0	0,3

Figura 3.20 – Combinações de carga para o E.L.U. e E.L.S.

3.5 RESUMO DO MODELO ESTRUTURAL

O modelo estrutural em aço desenvolvido para o edifício residencial utilizou-se de apenas um tipo de seção de perfil metálico, de forma a facilitar a execução. A Tabela 3.23 resume a quantidade de aço utilizada no modelo em termos de peso e comprimento linear de perfil.

Tabela 3.23 – Quantidade de aço utilizada.

Seção	Especificação	Número de Peças	Comprimento Total	Peso Total
		(un.)	(m)	(kN)
Viga/Pilar	CVS 300x47	341	1139,02	540,77

4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Com objetivo de analisar a resposta do modelo estrutural e de seus materiais quanto aos esforços solicitantes, verificam-se os Estados Limites Últimos e os Estados Limites de Serviço segundo critérios da NBR 8800 (2008) - Projeto de estruturas de Aço.

Essa mesma norma classifica as análises estruturais quanto aos efeitos dos deslocamentos em análises lineares (teoria de primeira ordem) ou em análises não-lineares. Na análise linear, a análise dos esforços internos é feita com base na geometria indeformada da estrutura. Na análise não-linear, a análise dos esforços internos é feita com base na geometria deformada da estrutura e deve ser usada sempre que os deslocamentos afetarem significativamente os esforços internos. A análise não-linear pode ter como base teorias exatas, aproximadas ou adaptações dos resultados da teoria de primeira ordem por meio de coeficientes de amplificação de esforços, e todas elas são chamadas de análise de segunda ordem por simplificação.

4.1 ESTABILIDADE LATERAL DA ESTRUTURA

4.1.1 AÇÕES LATERAIS E CONTRAVENTAMENTO DA ESTRUTURA

De acordo com a NBR 8800 (2008), podem existir dentro da estrutura, subestruturas que devido à sua rigidez às ações horizontais, resistem a maior parte dessas ações. As ações horizontais podem ser devidas ao vento, às imperfeições geométricas, ações sísmicas e de impacto, cabendo ao projetista analisar a relevância em adotar cada uma dessas ações.

Essas estruturas são chamadas de subestruturas de contraventamento e podem ser: sistemas treliçados, paredes de cisalhamento e pórticos em que a estabilidade é garantida pela rigidez à flexão das barras e pela transmissão de momentos das ligações, comumente chamados de pórticos rígidos.

Neste trabalho, são adotadas somente as ações horizontais devidas ao vento e as ações devidas às imperfeições geométricas.

4.1.2 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Como já mencionado, a análise não-linear (teoria de segunda ordem), seja ela exata, ou adaptada da análise linear (teoria de primeira ordem), se baseia na análise da geometria

deformada da estrutura. Assim, dois efeitos podem ser considerados: P- Δ , chamado de efeito global de segunda ordem, que é devido aos deslocamentos dos nós e P- δ , chamado de efeito local de segunda ordem, devido à não-retilineidade dos eixos das barras.

Segundo a NBR 8800 (2008), o método da amplificação dos esforços é uma aproximação aceitável para essa análise de segunda ordem, no qual os efeitos P- δ e P- Δ são considerados através dos coeficientes de amplificação de esforços B_1 e B_2 , respectivamente.

4.1.3 MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Esse método aproxima os valores dos esforços solicitantes de projeto resultantes da análise de segunda ordem com a aplicação dos coeficientes de amplificação de esforços B_1 e B_2 aos resultados de duas análises lineares superpostas. A primeira análise é da estrutura impedida de deslocar-se lateralmente, ou seja, deve-se aplicar apoios na extremidade da estrutura de forma a restringir esse deslocamento (estrutura “nt” – *no traslation*). A segunda análise é da estrutura deslocável, mas sujeita a cargas horizontais de mesmo valor das reações dos apoios na estrutura “nt” e com sentido oposto (estrutura “lt” – *lateral traslation*). A Figura 4.1 ilustra o exposto.

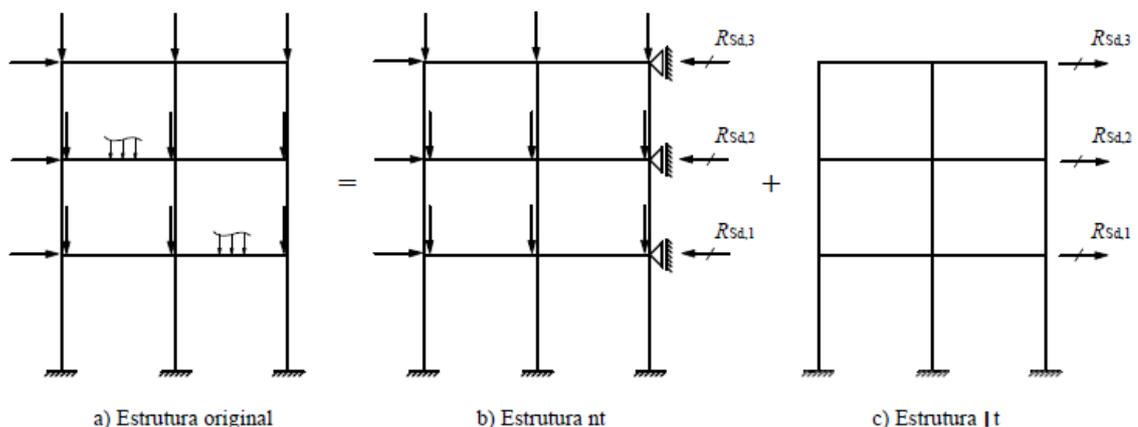


Figura 4.1 – Modelo para análise do método, (ABNT NBR 8800, 2008).

A superposição dos esforços obtidos no modelo b) e no modelo c), amplificados pelos coeficientes B_1 e B_2 , resultam no momento fletor e força axial solicitantes de cálculo. Tais solicitações se aproximam das solicitações que seriam obtidas mediante uma análise de segunda ordem.

As equações (4.1.1) e (4.1.2) apresentam os esforços resultantes do método:

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (4.1.1)$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (4.1.2)$$

onde o coeficiente B_1 é dado pela equação (4.1.3).

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sdl}}{N_e}} \geq 1 \quad (4.1.3)$$

sendo, C_m um fator que depende da existência de cargas transversais nas barras, no plano de flexão considerado. Caso não haja cargas transversais, C_m deve ser calculado pela equação (4.1.4), onde M_1 e M_2 são os momentos nas extremidades das barras com $|M_2| > |M_1|$. Caso haja cargas transversais, C_m deve ser calculado pela equação (4.1.4) ou deve ser adotado conservadoramente $C_m = 1$.

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2} \quad (4.1.4)$$

sendo, N_{sdl} o valor da superposição das análises de primeira ordem para a força axial de compressão solicitante na barra, dado pela equação (4.1.5):

$$N_{sdl} = N_{nt} + N_{lt} \quad (4.1.5)$$

sendo, N_e a força axial que provoca flambagem elástica por flexão da barra no plano de flexão considerado dado pela equação (4.1.6):

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (4.1.6)$$

onde, E é o módulo de elasticidade do aço, I é o momento de inércia no plano considerado, k é o coeficiente que define o comprimento efetivo de flambagem (função das condições de vinculação) e L é o comprimento destravado no plano considerado.

E o coeficiente B_2 é dado pela equação (4.1.7):

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \quad (4.1.7)$$

onde, R_s é o coeficiente de ajuste que deve ser adotado como 0,85 para o caso de pórticos rígidos ou 1,00 para os demais casos; Δ_h é o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior do andar considerado, obtido da análise de primeira ordem na estrutura original ou da estrutura “*lt*” (deslocamento interpavimento); h é a altura do andar (distância entre os eixos das vigas ou entre a viga e a base); $\sum N_{sd}$ é a carga gravitacional total que atua no andar considerado e $\sum H_{sd}$ é a força cortante total que atua no andar considerado.

4.1.4 CLASSIFICAÇÃO QUANTO À SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS

LATERAIS (DESLOCABILIDADE)

Ainda de acordo com a NBR 8800 (2008), as estruturas são classificadas quanto à sensibilidade à deslocamentos laterais em estruturas de pequena, média ou grande deslocabilidade, conforme Tabela 4.1.

Essa classificação depende da combinação última de ações consideradas, sendo que, os deslocamentos horizontais devido às cargas horizontais devem ter o mesmo sentido dos deslocamentos horizontais devido às cargas gravitacionais. Essa classificação pode ser feita uma única vez, tomando-se as combinações de ações fornecidas, além de forças horizontais, a maior resultante de carga gravitacional.

Tabela 4.1 – Classificação da estrutura quanto à deslocabilidade.

Razão	Intervalo	Classificação
$\frac{\Delta h_{2^{\text{ordem}}}}{\Delta h_{1^{\text{ordem}}}} \approx B_2$	$\leq 1,1$	Pequena deslocabilidade
$\frac{\Delta h_{2^{\text{ordem}}}}{\Delta h_{1^{\text{ordem}}}} \approx B_2$	$> 1,1 \text{ e } \leq 1,4$	Média deslocabilidade
$\frac{\Delta h_{2^{\text{ordem}}}}{\Delta h_{1^{\text{ordem}}}} \approx B_2$	$> 1,4$	Grande deslocabilidade

Ou seja, de acordo com a Tabela 4.1 classifica-se a estrutura como de pequena, média ou grande deslocabilidade, quando em todos os seus andares, a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e o obtido na análise de primeira ordem, em todas as combinações estipuladas, estiver dentro dos limites estipulados. No entanto, segundo o item 4.9.4.8 desta norma, essa relação pode ser aproximada pelo valor do coeficiente B_2 calculado pelo método da amplificação dos esforços solicitantes.

4.1.4.1 Estruturas de Pequena e Média Deslocabilidade

Nas estruturas de pequena e média deslocabilidade, os efeitos nas imperfeições geométricas precisam ser considerados, e de forma independente nas duas direções ortogonais em planta da estrutura.

Isso ocorre por meio da aplicação em cada andar da edificação, de um deslocamento horizontal relativo entre o andar considerado e o inferior (deslocamento interpavimento) de $h/333$, sendo h a altura do andar em questão (distância entre os eixos das vigas). Também pode ser considerado por meio da aplicação em cada andar da edificação, de uma força horizontal equivalente (força nocional) igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e elementos resistentes a cargas verticais do determinado andar.

No caso das estruturas de média deslocabilidade, ainda deve-se fazer uma redução da rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores originais.

A NBR 8800 (2008) permite que nos casos de pequena deslocabilidade, os efeitos globais de segunda ordem sejam desconsiderados se atender as seguintes exigências:

- As forças axiais solicitantes de cálculo de todas as barras cuja rigidez à flexão contribua para a estabilidade lateral da estrutura, em cada uma das combinações últimas determinadas, não sejam superiores a 50% da força axial da correspondente ao escoamento da seção transversal das barras;
- Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às combinações últimas determinadas, inclusive as que atuem ações variáveis devidas ao vento.

E os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados, amplificando os momentos fletores pelo coeficiente B_1 conforme o método da amplificação dos esforços solicitantes, mas com as grandezas da estrutura original.

4.1.4.2 Estruturas de Grande Deslocabilidade

Nas estruturas de grande deslocabilidade, deve ser feita uma análise rigorosa, em que sejam levadas em consideração as não-linearidades geométricas e do material. Também é opcional, a critério do responsável técnico pelo projeto, adotar os procedimentos de análise para as estruturas de média deslocabilidade, desde que sejam considerados os efeitos das imperfeições geométricas nas combinações últimas de ações em que as ações variáveis devidas ao vento atuem.

4.2 CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO

Neste trabalho, foi calculado o coeficiente B_2 para todas as combinações de ações do estado limite último definidas no item 3.4. A estrutura foi classificada conforme o B_2 crítico dessas combinações. Na Tabela 4.2 e

Tabela 4.3 são apresentados, respectivamente, os coeficientes $B_{2,x}$ e $B_{2,y}$ (B_2 para os pórticos nas direções x e y, respectivamente) críticos para cada pavimento, além dos pórticos e das combinações de ações que originaram esses valores.

Tabela 4.2 – Coeficientes $B_{2,x}$.

Pavimento	Pórtico	Combinação	$B_{2,x}$
1	4	1	1,03
2	4	1	1,04
3	2	1	1,03
4	2 e 4	1 e 3	1,01
5	4	1	1,02

Tabela 4.3 – Coeficientes $B_{2,y}$.

Pavimento	Pórtico	Combinação	$B_{2,y}$
1	C e D	2	1,04
2	C e D	2	1,04
3	C e D	2	1,03
4	C e D	2 e 4	1,02
5	C e D	2 e 4	1,03

Portanto, conforme a classificação indicada no item 4.1.4, a estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade, pois $B_{2,x}$ e $B_{2,y}$ apresentam valores menores que 1,10.

Conforme explicitado no item 4.1.4.1, nas estruturas de pequena deslocabilidade podem ser desconsiderados os efeitos globais de segunda ordem casos sejam atendidas certas exigências. Sendo assim, são apresentados os seguintes dados:

- 50% da força axial da correspondente ao escoamento da seção transversal das barras: $0,5A_gf_y = 0,5 \times (60,5 \text{ cm}^2) \times (250 \text{ MPa}) \times 0,1 = 756,25 \text{ kN}$
- Máxima força axial solicitante: 523,17 kN

Como $523,17 \text{ kN} < 756,25 \text{ kN}$, desde que sejam adicionadas às combinações os efeitos das imperfeições geométricas iniciais, para essa estrutura poderiam ser desconsiderados os

efeitos globais de segunda ordem. E amplificar os momentos fletores da estrutura original pelo coeficiente B_1 para considerar os efeitos locais de segunda ordem.

No entanto, de forma a verificar os resultados da utilização do Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes, optou-se por seguir as verificações utilizando-o. No item 4.5 serão comparados os resultados da utilização do método de amplificação e os resultados da amplificação somente da estrutura original pelo coeficiente B_1 , de forma a justificar a desconsideração do método pela NBR 8800 (2008) para as estruturas de pequena deslocabilidade que atendam às exigências especificadas.

4.3 VERIFICAÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Conforme a NBR 8800 (2008), neste trabalho serão utilizadas: combinação quase permanente e combinação frequente. A combinação quase permanente é utilizada para a verificação do deslocamento vertical das vigas de piso e a combinação frequente é utilizada para o deslocamento horizontal no topo dos pilares em relação à base e deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos.

4.3.1 DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS VIGAS DOS PAVIMENTOS

De acordo com a NBR 8800 (2008) os deslocamentos das vigas dos pavimentos devem obedecer ao limite definido equação (4.3.1):

$$\delta_{v,lim} = \frac{L}{350} \quad (4.3.1)$$

onde, $\delta_{v,lim}$ é o deslocamento vertical (flecha) limite para as vigas dos pavimentos e L é o comprimento do vão.

Para o trabalho em questão, as flechas serão verificadas para a combinação quase permanente de serviço, cujos valores de deslocamento limite estão associados à aparência da estrutura. A Tabela 4.4 e Tabela 4.5 apresentam os valores do deslocamento vertical máximo nas vigas, obtido para cada um dos eixos, em cada pavimento da estrutura, além do valor limite de deslocamento vertical calculado conforme equação (4.3.1), função do vão considerado. A Figura 4.2 ilustra os eixos e as respectivas dimensões, de forma a facilitar a identificação da viga citada e o seu deslocamento.

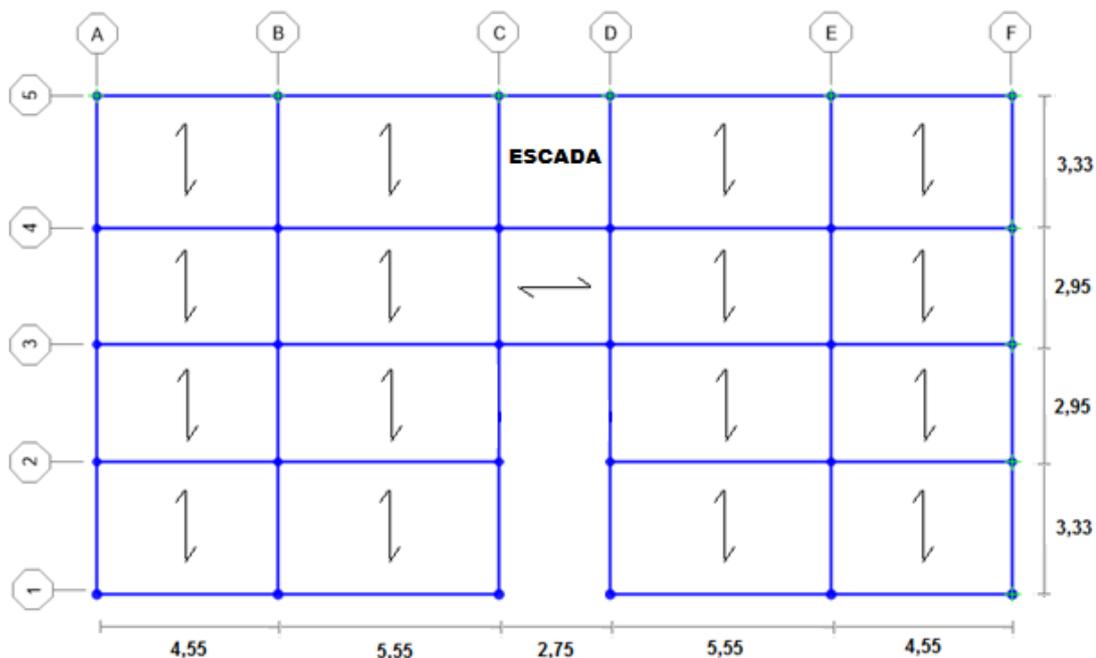


Figura 4.2 – Planta baixa com definição dos eixos e dimensões.

Tabela 4.4 – Deslocamentos verticais, eixo 1 ao 5.

Viga entre os eixos	Vão	Cota do pavimento	$\delta_{v,lim}$	Eixos								
				1	2	3	4	5				
				δ_v	δ_v	δ_v	δ_v	δ_v				
-	(m)	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
A e B E e F	4,55	3,00	1,30	0,12	0,17	0,14	0,17	0,12				
		6,00		0,15	0,21	0,18	0,21	0,15				
		9,00		0,17	0,24	0,20	0,24	0,17				
		12,00		0,14	0,21	0,20	0,22	0,14				
		13,50		-	-	-	-	-				
B e C D e E	5,55	3,00	1,59	0,24	0,33	0,32	0,33	0,23				
		6,00		0,26	0,37	0,36	0,37	0,27				
		9,00		0,29	0,40	0,39	0,40	0,29				
		12,00		0,22	0,34	0,30	0,32	0,22				
		13,50		-	-	-	-	-				
C e D	2,75	1,50	0,79	-	-	-	-	0,03				
		3,00		-	-	0,04	0,06	0,04				
		4,50		-	-	-	-	0,08				
		6,00		-	-	0,08	0,10	0,07				
		7,50		-	-	-	-	0,10				
		9,00		-	-	0,10	0,13	0,09				
		10,5		-	-	-	-	0,10				
		12,00		-	-	0,11	0,14	0,10				
13,50	-	-	0,11	0,16	0,11							

Tabela 4.5 – Deslocamentos verticais, eixo A ao F.

Viga entre os eixos	Vão (m)	Cota do pavimento (m)	$\delta_{v,lim}$ (cm)	Eixos					
				A	B	C	D	E	F
				δ_v (cm)					
1 e 2	3,33	3,00	0,95	0,01	0,01	0,03	0,03	0,01	0,01
		6,00		0,02	0,01	0,04	0,04	0,01	0,02
		9,00		0,02	0,01	0,04	0,04	0,01	0,02
		12,00		0,02	0,02	0,04	0,04	0,02	0,02
		13,50		-	-	-	-	-	-
2 e 3	2,95	3,00	0,84	0,01	0,01	0,04	0,04	0,01	0,01
		6,00		0,02	0,01	0,06	0,06	0,01	0,02
		9,00		0,02	0,01	0,07	0,07	0,01	0,02
		12,00		0,02	0,01	0,07	0,07	0,01	0,02
		13,50		-	-	-	-	-	-
3 e 4	2,95	3,00	0,95	0,01	0,01	0,04	0,04	0,01	0,01
		6,00		0,02	0,01	0,07	0,07	0,01	0,02
		9,00		0,02	0,01	0,09	0,09	0,01	0,02
		12,00		0,02	0,02	0,10	0,10	0,02	0,02
		13,50		-	-	0,10	0,10	-	-
4 e 5	3,33	3,00	0,84	0,01	0,01	0,04	0,04	0,01	0,01
		6,00		0,02	0,01	0,06	0,06	0,01	0,02
		9,00		0,02	0,01	0,08	0,08	0,01	0,02
		12,00		0,02	0,01	0,10	0,10	0,01	0,02
		13,50		-	-	0,14	0,14	-	-

Diante dos resultados apresentados, é possível perceber que o deslocamento vertical máximo encontrado foi $\delta_{v,m\acute{a}x} = 0,40 \text{ cm}$ nos eixos 2 e 4 para o vão de 5,55 m, cujo $\delta_{v,lim} = 1,59 \text{ cm}$. Assim, como o valor de $\delta_{v,m\acute{a}x} < \delta_{v,lim}$, ou seja, o valor máximo é inferior ao valor limite, a verificação quanto às flechas limites foi satisfeita.

4.3.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Ainda de acordo com NBR 8800 (2008), deve-se fazer a verificação do deslocamento horizontal no topo em relação à base e a verificação do deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos. Tais verificações são feitas de acordo com as equações (4.3.2) e (4.3.3).

$$\delta_{ht,lim} = \frac{H}{400} = \frac{1200}{400} = 3 \text{ cm} \quad (4.3.2)$$

$$\delta_{hr,lim} = \frac{h}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm} \quad (4.3.3)$$

onde, H é a altura total do edifício (distância do topo à base) e h é a altura do andar (distância entre centros de vigas de dois pisos consecutivos ou entre o centro da viga e a base).

No cálculo do deslocamento horizontal no topo dos pilares em relação à base foi considerado $H = 1200 \text{ cm}$ de forma a unificar um limite para esse deslocamento. Considerando que a análise é feita por eixos e que alguns eixos tem $H = 1200 \text{ cm}$ e outros tem $H = 1350 \text{ cm}$, dessa forma, o limite estará a favor da segurança.

A Tabela 4.6 apresenta os valores utilizados na análise dos deslocamentos horizontais obtidos pelas combinações de ações 7 e 8, cujos valores de deslocamento horizontal foram os maiores observados. Na Tabela 4.6 Δ é o deslocamento total na altura considerada, δ_{hr} é o deslocamento horizontal relativo entre pavimentos e δ_{ht} é o deslocamento horizontal do topo do eixo até a base.

Tabela 4.6 – Deslocamento horizontal.

h (m)	3,00		6,00		9,00		12,00		13,50		δ_{ht}
	Δ	δ_{hr}									
Eixo	(cm)	(cm)	(cm)								
1	0.01	0.01	0.03	0.02	0.04	0.01	0.05	0.01	-	-	0.01
2	0.02	0.02	0.05	0.03	0.08	0.02	0.09	0.01	-	-	0.01
3	0.03	0.03	0.07	0.04	0.10	0.03	0.12	0.02	0.13	0.01	0.13
4	0.03	0.03	0.07	0.04	0.10	0.03	0.13	0.02	0.14	0.01	0.14
5	0.01	0.01	0.03	0.02	0.04	0.01	0.05	0.01	0.06	0.01	0.06
A	0.28	0.28	0.19	-0.09	0.25	0.06	0.28	0.03	-	-	0.03
B	0.22	0.22	0.42	0.20	0.56	0.14	0.62	0.07	-	-	0.07
C	0.22	0.22	0.43	0.21	0.59	0.16	0.69	0.10	0.69	0.00	0.69
D	0.22	0.22	0.43	0.21	0.59	0.16	0.69	0.10	0.69	0.00	0.69
E	0.22	0.22	0.42	0.20	0.56	0.14	0.62	0.07	-	-	0.07
F	0.28	0.28	0.19	-0.09	0.25	0.06	0.28	0.03	-	-	0.03

É possível observar que o maior deslocamento horizontal relativo entre pavimentos foi $\delta_{hr,máx} = 0,28 \text{ cm}$ nos eixos A e F, para a cota $h = 3,00 \text{ m}$. E para o deslocamento horizontal no topo até a base obteve-se como maior valor $\delta_{ht,máx} = 0,69 \text{ cm}$ nos eixos C e D.

Sendo assim, como os valores de $\delta_{hr,máx} < \delta_{hr,lim}$ e $\delta_{ht,máx} < \delta_{ht,lim}$, ou seja, os valores máximos são inferiores aos valores limites, a verificação quanto aos deslocamentos horizontais é satisfeita.

4.4 VERIFICAÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

As verificações dos estados limites últimos foram realizadas para as combinações apresentadas item 3.4. Essas verificações são realizadas por meio da comparação entre os esforços solicitantes de dimensionamento e os esforços resistentes dos elementos estruturais.

O dimensionamento foi considerado a partir da análise do elemento crítico. Identificou-se na estrutura o pilar e a viga submetidas aos maiores esforços de toda a estrutura. Dimensionou-se o pilar e a viga crítica, e a seção encontrada foi adotada para todos os pilares e todas as vigas da estrutura.

O momento fletor resistente, o cortante resistente, a compressão resistente e a flexocompressão foram calculados de acordo com os itens 4.4.1, 4.4.2, 4.4.3 e 4.4.4 respectivamente.

4.4.1 MOMENTOS FLETORES RESISTENTES

O momento fletor resistente é calculado de acordo com o Anexo G da NBR 8800 (2008). No cálculo do momento fletor resistente, deve-se assumir o menor valor entre os obtidos de três critérios: flambagem local da mesa, flambagem local da alma e flambagem lateral com torção, a depender do perfil e do eixo de flexão considerado.

A flambagem local da mesa e da alma são calculadas de acordo com as Equações (4.4.1) à (4.4.3):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (4.4.1)$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (4.4.2)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_r \quad (4.4.3)$$

A flambagem lateral com torção é calculada de acordo com as Equações (4.4.4) à (4.4.6):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (4.4.4)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{al}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (4.4.5)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_r \quad (4.4.6)$$

Os parâmetros M_r (momento fletor correspondente ao início do escoamento), M_{cr} (momento fletor de flambagem elástica), λ (parâmetro de esbeltez do elemento), λ_p (parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação) e λ_r (parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento), assumem valores de acordo com cada critério e de acordo com o tipo de seção e eixo de flexão, sendo especificados na Figura 4.3.

O parâmetro M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal, dada pela equação (4.1.6) e o parâmetro γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência, que conforme Tabela 3 da NBR 8800 (2008), deve ser para os casos de combinações normais $\gamma_{a1} = 1,10$.

$$M_{pl} = Z f_y \quad (4.4.7)$$

onde, Z é o módulo plástico da seção transversal a e f_y é a tensão de escoamento do aço do perfil.

O parâmetro C_b é um coeficiente em função da não uniformidade do momento fletor no trecho considerado, devendo ser considerado igual a 1,0 caso seja considerado uniforme, conservadoramente.

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r) W$ Ver Nota 1	$\frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$
	FLM	$(f_y - \sigma_r) W$ Ver Nota 1	$\frac{0,90 E k_c}{\lambda^2} W_c$	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 2}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r) / k_c}}$
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{r_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM	$(f_y - \sigma_r) W$	$\frac{0,90 E k_c}{\lambda^2} W_c$	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 2}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r) / k_c}}$
Nota 1	A tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.					
Nota 2	b/t é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil; no caso de seções I e H com um eixo de simetria, b/t refere-se à mesa comprimida (para mesas de seções I e H, b é a metade da largura total, para mesas de seções U, a largura total, para seções tubulares retangulares, a largura da parte plana e para perfis caixão, a distância livre entre almas).					

Figura 4.3 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente, (Adaptado ABNT NBR 8800, 2008).

Sendo assim, mediante a aplicação das Equações (4.4.1) à (4.4.7) obteve-se os momentos resistentes do perfil CVS 300X47 para os vãos da estrutura, conforme Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Momentos fletores resistentes.

Vão	Tipo	$M_{Rd,x}$	$M_{Rd,y}$
		(kN.m)	(kN.m)
5,55	Viga	118,58	43,3
4,55	Viga	131,66	43,3
3,33	Viga	147,69	43,3
2,95	Viga	152,59	43,3
2,75	Viga	155,21	43,3
3,00	Pilar	151,94	43,3
1,50	Pilar	161,36	43,3

Assim, observa-se que para a flexão na maior inércia (eixo x), o vão crítico é o vão de 5,55 m com momento fletor resistente de 118,58 kN.m. Esse resultado já era esperado porque o momento fletor resistente é dependente do vão considerado; quanto maior o vão, menor será a capacidade resistente. E observa-se que para a flexão na menor inércia (eixo y), o momento fletor resistente não varia de acordo com o vão, nesse caso, obteve-se momento fletor resistente de 43,3 kN.m.

4.4.2 CORTANTES RESISTENTES

4.4.2.1 Cortantes resistentes para flexão no eixo de maior inércia (Eixo x)

O cortante resistente é calculado de acordo com os itens 5.4.3.1 e 5.4.3.5 da NBR 8800 (2008), para os cortantes das seções fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma (eixo de maior inércia) e para os cortantes das seções fletidas em relação ao eixo perpendicular às mesas (eixo de menor inércia), respectivamente.

Assim, o cortante resistente para as seções fletidas em relação ao eixo de maior inércia é dados pelas equações (4.4.8) à (4.4.10).

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (4.4.8)$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (4.4.9)$$

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (4.4.10)$$

onde, V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento calculado conforme equação (4.4.16); γ_{al} é o coeficiente de ponderação da resistência, que conforme

Tabela 3 da NBR 8800 (2008), deve ser para os casos de combinações normais $\gamma_{a1} = 1,10$; o parâmetro de esbeltez do elemento λ , o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação λ_p e o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento λ_r são dados pelas equações (4.4.11), (4.4.12) e (4.4.13), respectivamente.

$$\lambda = \frac{h_a}{t_w} \quad (4.4.11)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (4.4.12)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (4.4.13)$$

sendo h_a a altura da alma, tomada como a distância entre as faces internas das mesas para os perfis soldados e esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma para os perfis laminados; e t_w é a espessura da alma; E é o módulo de elasticidade do aço; f_y é a tensão de escoamento do aço e k_v é um coeficiente determinado pelas equações (4.4.14) e (4.4.15).

Para almas sem enrijecedores transversais, para $a_e/h_a > 3$ ou para $a_e/h > \left[\frac{260}{(h_a/t_w)} \right]^2$:

$$k_v = 5,0 \quad (4.4.14)$$

Para todos os outros casos:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a_e/h)^2} \quad (4.4.15)$$

onde, a_e é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes, h a altura da alma, tomada como a distância entre as faces internas das mesas para os perfis soldados e esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma para os perfis laminados; e t_w é a espessura da alma.

A força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento é dada pela equação (4.4.16).

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (4.4.16)$$

onde, f_y é a tensão de escoamento do aço e A_w é a área efetiva de cisalhamento, tomada conforme equação (4.4.17).

$$A_w = d t_w \quad (4.4.17)$$

sendo d a altura total da seção transversal e t_w é a espessura da alma.

Mediante a aplicação da equação (4.4.8) obteve-se para o cortante resistente para flexão no eixo de maior inércia (eixo x) o valor de $V_{Rdx} = 327,27$ kN.

4.4.2.2 Cortantes resistentes para flexão no eixo de menor inércia (Eixo y)

Para os casos de flexão na menor inércia, o cortante resistente V_{Rd} e o cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento V_{pl} , são calculados da mesma forma que a flexão na maior inércia, conforme equações (4.4.8), (4.4.9) e (4.4.10). No entanto, alguns parâmetros mudam: $k_v = 1,2$; $t_w = t_f$, ou seja, é igual à espessura média das mesas; h é igual a metade da largura das mesas nas seções I e H ($b_f/2$) e igual à largura total das mesas nas seções U (b_f); A_w é calculado conforme equação (4.4.18).

$$A_w = 2b_f t_f \quad (4.4.18)$$

Sendo assim, mediante a aplicação da equação (4.4.8) obteve-se para o cortante resistente para flexão no eixo de menor inércia (eixo x) o valor de $V_{Rdy} = 518,18$ kN.

4.4.3 COMPRESSÃO RESISTENTE

No dimensionamento das barras submetidas à força axial de compressão, deve ser atendida a condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (4.4.19)$$

sendo, $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo e $N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo, determinada conforme equação (4.4.20).

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{al}} \quad (4.4.20)$$

onde, Q é o fator de redução total associado à flambagem local dado conforme equações (4.4.24) e (4.4.25), A_g é a área bruta da seção transversal da barra e f_y é a tensão de escoamento do aço, χ é o fator de redução associado à resistência à compressão dado conforme equações (4.4.21) e (4.4.22)

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}, \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (4.4.21)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 > 1,5 \quad (4.4.22)$$

com λ_0 que é o índice de esbeltez reduzido do elemento, dado conforme equação (4.4.23).

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (4.4.23)$$

sendo, A_g a área bruta da seção transversal da barra, f_y é a tensão de escoamento do aço e Q é o fator de redução total associado à flambagem local dado conforme equações (4.4.36) ou (4.4.37), a depender do caso.

As barras nas quais, para todos os elementos componentes da seção transversal a relação b/t não supera os valores de $(b/t)_{lim}$ dados em (4.4.34) e (4.4.35), deve-se considerar:

$$Q = 1,0 \quad (4.4.24)$$

As barras nas quais, para os elementos componentes da seção transversal a relação b/t supera os valores de $(b/t)_{lim}$ dados em (4.4.34) e (4.4.35), deve-se calcular:

$$Q = Q_s Q_a \quad (4.4.25)$$

onde, Q_s e Q_a são fatores de redução que consideram a flambagem local dos elementos AL (apoio-livre) e AA (apoio-apoio), calculados conforme as equações (4.4.26), (4.4.27) e (4.4.29).

O valor Q_s do fator de redução a ser usado para o elemento comprimido AL deve ser adotado conforme o tipo de perfil. Para o perfil I utilizado neste trabalho, deve-se considerar as equações (4.4.26) e (4.4.27).

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}, \text{ para } 0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} \quad (4.4.26)$$

$$Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} \quad (4.4.27)$$

com o coeficiente k_c dado pela equação (4.4.28):

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (4.4.28)$$

onde h é a altura da alma, t_w é a espessura da alma, b e t são, respectivamente, a largura e a espessura do elemento.

O valor Q_a do fator de redução a ser utilizado para o elemento comprimido AA é calculado conforme equação (4.4.29):

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (4.4.29)$$

onde A_g é a área bruta e A_{ef} é a área efetiva da seção transversal, dada pela equação (4.4.30):

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (4.4.30)$$

sendo que o somatório é de todos os elementos AA da seção, b e t são respectivamente a largura e a espessura do elemento, b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA, dada pela equação (4.4.31):

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (4.4.31)$$

onde c_a igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos, e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado conforme equação (4.4.32) ou conservadoramente conforme equação (4.4.33):

$$\sigma = \chi f_y \quad (4.4.32)$$

$$\sigma = f_y \quad (4.4.33)$$

As relações $(b/t)_{lim}$ são retiradas da Tabela F.1 da NBR 8800 (2008), nas quais para as almas das seções I (utilizada neste trabalho) e para as mesas de seções I soldadas (utilizada neste trabalho), devem ser calculadas conforme equações (4.4.34) e (4.4.35).

$$(b/t)_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4.4.34)$$

$$(b/t)_{lim} = 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} \quad (4.4.35)$$

A força axial de flambagem elástica N_e é calculada pelas equações (4.4.36), (4.4.37) e (4.4.38), respectivamente de acordo com os eixos x, y e z.

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (4.4.36)$$

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (4.4.37)$$

Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (4.4.38)$$

onde, $K_x L_x$, $K_y L_y$, $K_z L_z$ são os comprimentos de flambagem por flexão em relação aos eixos x, y e z, respectivamente, com K_x e K_y dados conforme Figura 4.4; I_x e I_y são os momentos de inércia da seção transversal em relação aos eixos x e y, respectivamente; C_w é a constante de empenamento da seção transversal; G é o módulo de elasticidade transversal do aço; J é a

constante de torção da seção transversal; E é o módulo de elasticidade do aço e r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado pela equação (4.4.39).

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} \quad (4.4.39)$$

sendo r_x e r_y os raios de giração em relação aos eixos centrais x e y , respectivamente; e x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y , respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

Figura 4.4 – Coeficientes K_x e K_y , (ABNT NBR 8800, 2008).

Sendo assim, mediante aplicação da equação (4.4.20) obtém-se os esforços de compressão simples resistente do perfil CVS 300x47 para cada vão considerado da estrutura.

Tabela 4.8 – Compressão resistente.

Vão	Tipo	$N_{c,Rd}$
		(kN)
3,00	Pilar	1095,28
1,50	Pilar	1299,00

Assim, percebe-se que a compressão simples resistente também varia em função do vão considerado. O caso crítico observado é para o vão de 3,00 m com compressão resistente de 1095,28 kN.

4.4.4 COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS SOLICITANTES: FLEXOCOMPRESSÃO

As peças estruturais sempre apresentam certas imperfeições construtivas e as cargas são sempre aplicadas com certa excentricidade, não existem peças perfeitamente retilíneas com cargas perfeitamente centradas (PFEIL, 2009). Sendo assim, nesses casos é preciso verificar o efeito combinado dos esforços de compressão e momento fletor.

No item 5.5.1.2 da NBR 8800 (2008) fica especificado como deve ser feita a verificação dos estados-limites últimos da seção I na qual está sendo utilizado neste trabalho, para a ação simultânea da força axial (tração ou compressão) e de momentos fletores, em que devem ser obedecidas as expressões de interação (4.4.40) e (4.4.41):

$$E_{q,it} = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0, \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (4.4.40)$$

$$E_{q,it} = \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0, \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (4.4.41)$$

onde, $E_{q,it}$ é a equação de interação que contabiliza todas as parcelas dos esforços, N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de compressão, N_{Rd} é a força axial resistente de cálculo de compressão, determinado no item 4.4.3, $M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal, $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal determinados no item 4.4.1.

4.4.5 ELEMENTOS CRÍTICOS QUANTO AOS ESFORÇOS SOLICITANTES

4.4.5.1 Vigas

As vigas ilustradas nas Figura 4.5 e Figura 4.6, serão dimensionadas à flexão simples para a seção crítica, também será verificado o efeito de cisalhamento. Nesse caso, como a laje apresenta movimento de corpo rígido, as vigas ficam impedidas de absorverem esforços normais. Portanto, as vigas não são dimensionadas à flexocompressão. Além disso, as vigas apresentam flexão apenas no eixo de maior inércia (eixo x).

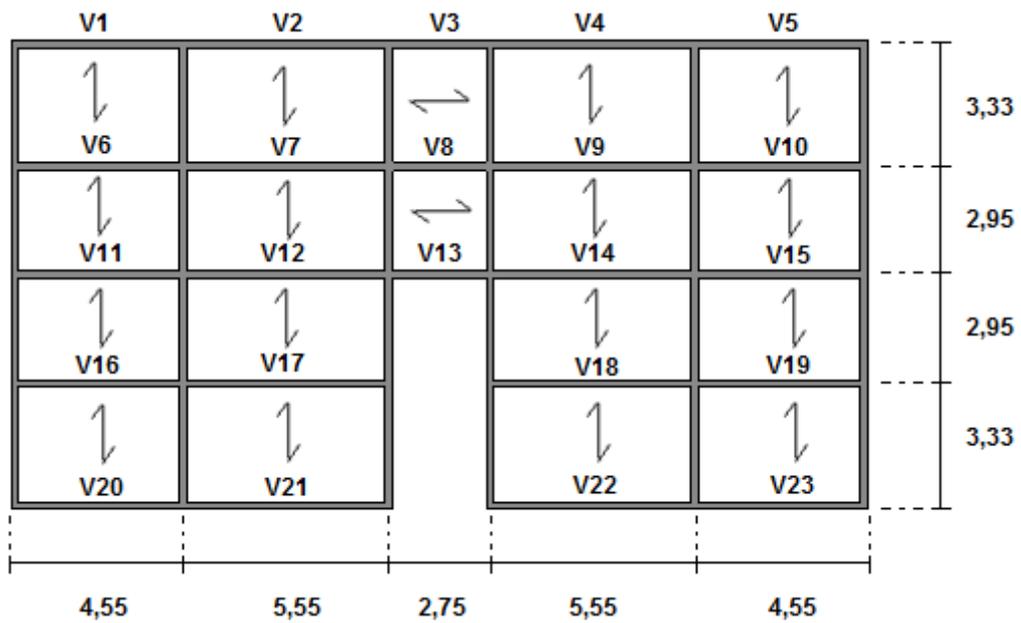


Figura 4.5 – Vigas no eixo x.

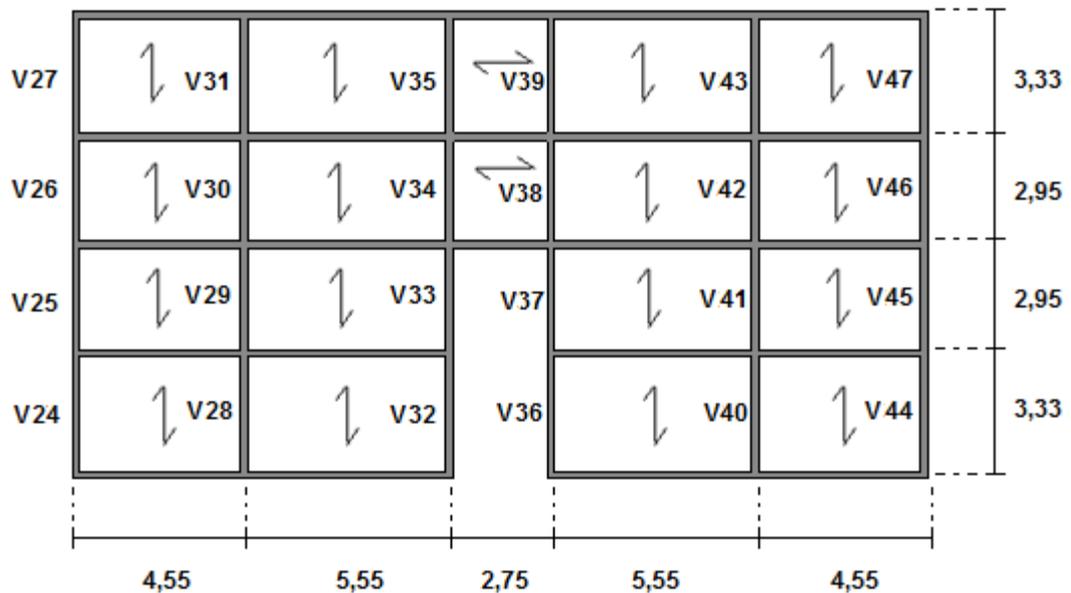


Figura 4.6 – Vigas no eixo y.

Assim, diante das verificações, observou-se que a viga mais solicitada é a V18 (conforme Figura 4.5), no eixo 2, referente à primeira laje da estrutura devido à combinação 1, cujos esforços estão apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Momentos fletores e Cortantes.

Vão	$M_{x,Sd}$	$M_{x,Rd}$	$V_{x,Sd}$	$V_{x,Rd}$	$\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}}$ %	$\frac{V_{x,Sd}}{V_{x,Rd}}$ %
	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)		
5,55	78,55	118,58	82,85	327,27	66,24	25,32

Portanto, como os valores de momento fletor e cortante solicitantes são menores que os valores de momento fletor e cortante resistentes, conclui-se que esses esforços críticos são absorvidos pela viga escolhida no dimensionamento com porcentagens de utilização da capacidade resistentes em cerca de 66% e 25%, respectivamente.

É justificável que as maiores solicitações de dimensionamento sejam nessa viga devido à uma combinação de fatores: maior vão, elevadas cargas permanentes associadas à elevadas cargas acidentais. Além disso, é justificável que a viga mais solicitada tenha sido devido à combinação 1, porque tem a sobrecarga como ação variável principal, majorando cargas já elevadas presentes nessa viga.

4.4.5.2 Pilares

Os pilares são dimensionados à flexocompressão para a seção crítica. A excentricidade das cargas de compressão aliadas às imperfeições construtivas no pilar produzem também momento fletor, portanto, é preciso verificar a resultante da combinação desses esforços, conforme item 4.4.4.

Assim, diante das verificações, observou-se que os pilares mais solicitados foram: o pilar na interseção do eixo D com o eixo 4 e o pilar na interseção do eixo C com o eixo 4 no primeiro pavimento, conforme Figura 4.7, e devido à combinação 4, cujos esforços estão apresentados da Tabela 4.10. O cálculo da equação de interação está ilustrado nas equações (4.4.42), (4.4.43) e (4.4.44).

Tabela 4.10 – Esforços oriundos do pilar mais solicitado.

N_{Sd} (kN)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Sd,i}$ (kN.m)	$M_{x,Sd,f}$ (kN.m)	$M_{x,Rd}$ (kN.m)	$M_{y,Sd,i}$ (kN.m)	$M_{y,Sd,f}$ (kN.m)	$M_{y,Rd}$ (kN.m)
512,41	1095,28	7,46	16,56	151,94	19,83	19,28	43,30

onde, N_{Sd} é a compressão solicitante, N_{Rd} é a compressão resistente, $M_{x,Sd,i}$ e $M_{x,Sd,f}$ são respectivamente os momentos solicitantes no eixo de maior inércia para a seção inicial e final

do pilar, $M_{y,Sd,i}$ e $M_{y,Sd,f}$ são respectivamente os momentos solicitantes no eixo de menor inércia para a seção inicial e final do pilar, $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são respectivamente os momentos resistentes nos eixos de maior e menor inércia.

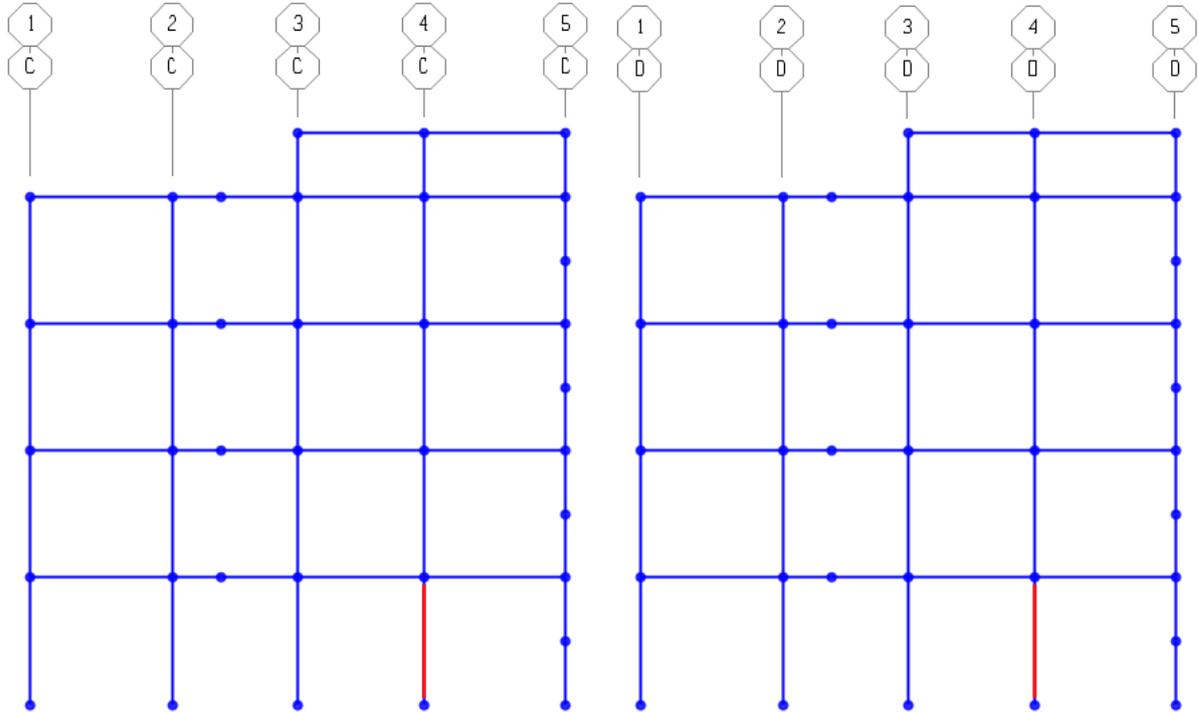


Figura 4.7 – Pilares mais solicitados, eixos C (esquerda) e D (direita).

Assim, inicia-se a verificação com o cálculo indicado na equação (4.4.42):

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{512,41}{1095,28} = 0,47 \quad (4.4.42)$$

Como $N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2$, deve-se considerar a equação (4.4.40), assim tem-se uma equação de iteração para a seção inicial do pilar e para a seção final do pilar:

$$E_{q,it,inicial} = 0,47 + \frac{8}{9} \left(\frac{7,46}{151,94} + \frac{19,83}{43,30} \right) = 0,92 \leq 1,0 \quad (4.4.43)$$

$$E_{q,it,final} = 0,47 + \frac{8}{9} \left(\frac{16,56}{151,94} + \frac{19,28}{43,30} \right) = 0,96 \leq 1,0 \quad (4.4.44)$$

Portanto, como ambas as equações de interação respeitam o limite exposto na equação (4.4.40), conclui-se que os esforços críticos de flexocompressão são absorvidos pelo pilar escolhido no dimensionamento sem problemas.

É justificável que a maior solicitação de flexocompressão seja nesse pilar porque recebe altas cargas dos pavimentos superiores e porque se encontra abaixo da estrutura que recebe as

cargas das caixas d'água. Além disso, é justificável que o pilar mais solicitado tenha sido devido à combinação 4, que é uma combinação com cargas de vento à 90°, principalmente porque: o vento a 90° tem uma maior área de obstrução, a estrutura é menos apertada na direção y e a menor inércia dos pilares está na direção y.

4.5 COMPARAÇÕES QUANTO À CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM

No item 4.9.7.1.4 da NBR 8800 (2008) fica especificado que os efeitos globais de segunda ordem, representado pelo coeficiente B_2 no método da amplificação dos esforços solicitantes, podem ser desconsiderados em estruturas de pequena deslocabilidade que atendam às exigências já mencionadas no item 4.24.2. Assim, deve-se prosseguir com a amplificação dos efeitos locais de segunda ordem, representado pelo coeficiente B_1 no método, calculado com grandezas oriundas da estrutura original.

Portanto, de forma a comparar a consideração do efeito global de segunda ordem com a não consideração deste mesmo efeito pelo método da amplificação dos esforços solicitantes em estruturas que atendam às exigências da NBR 8800 (2008), neste trabalho optou-se por prosseguir os cálculos da seguinte forma:

- Análise 1: Calcular os esforços solicitantes considerando os efeitos locais e globais segunda ordem, aproximados pelo método de amplificação de esforços, de forma a determinar o pilar mais solicitado, conforme item 4.4.5.2;
- Análise 2: Recalcular os esforços solicitantes considerando somente os efeitos locais de segunda ordem, conforme item 4.9.7.1.4 da NBR 8800 (2008);
- Comparar os resultados dos esforços solicitantes pelos dois caminhos propostos, justificando a desconsideração dos efeitos globais de segunda ordem pela norma vigente.

Assim, a partir da estrutura original foram obtidos os esforços de compressão e flexão nos pilares para o cálculo do coeficiente B_1 a partir da equação (4.1.3). De posse dos coeficientes e dos esforços, foi possível amplificar os momentos fletores para as seções iniciais e finais dos pilares em cada um dos eixos x e y, conforme equações (4.5.1) à (4.5.4).

$$M_{dax,i} = B_{1,x}M_{x,ini} \quad (4.5.1)$$

$$M_{dax,f} = B_{1,x}M_{x,fin} \quad (4.5.2)$$

$$M_{day,i} = B_{1,y}M_{y,ini} \quad (4.5.3)$$

$$M_{day,f} = B_{1,y}M_{y,fin} \quad (4.5.4)$$

onde $M_{dax,i}$ e $M_{dax,f}$ são os momentos amplificados no eixo x para a seção inicial e final do pilar, $M_{day,i}$ e $M_{day,f}$ são os momentos amplificados no eixo y para a seção inicial e final do pilar, $B_{1,x}$ e $B_{1,y}$ são os coeficientes de amplificação equivalentes ao efeito local de segunda ordem para o eixo x e y, $M_{x,i}$ e $M_{x,f}$ são os momentos oriundos da estrutura original no eixo x para a seção inicial e final do pilar, $M_{y,i}$ e $M_{y,f}$ são os momentos oriundos da estrutura original no eixo y para a seção inicial e final do pilar.

Dessa forma, os cálculos para dimensionamento dos pilares à flexocompressão seguem as mesmas equações definidas no item 4.4.4, mas é preciso considerar os momentos amplificados definidos neste item.

Foi possível verificar pela Análise 2 que os pilares mais solicitados também foram os mesmos mais solicitados de acordo com a Análise 1 (o pilar na interseção do eixo D com o eixo 4 e o pilar na interseção do eixo C com o eixo 4 no primeiro pavimento, conforme Figura 4.7, Figura 4.7 – Pilares mais solicitados, eixos C (esquerda) e D (direita). e devido à combinação 4), mas com esforços solicitantes diferentes e portanto valores correspondentes à equação de interação para flexocompressão diferentes.

Os esforços obtidos pela Análise 2 estão apresentados na Tabela 4.11 e o cálculo da equação de interação para flexocompressão estão calculados nas equações (4.5.5), (4.5.6) e (4.5.7).

Tabela 4.11 – Esforços oriundos do pilar mais solicitado pela análise 2.

N_{Sd} (kN)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Sd,i}$ (kN.m)	$M_{x,Sd,f}$ (kN.m)	$M_{x,Rd}$ (kN.m)	$M_{y,Sd,i}$ (kN.m)	$M_{y,Sd,f}$ (kN.m)	$M_{y,Rd}$ (kN.m)
493,02	1095,28	7,46	16,56	151,94	19,03	18,52	43,30

onde, N_{Sd} é a compressão solicitante, N_{Rd} é a compressão resistente, $M_{x,Sd,i}$ e $M_{x,Sd,f}$ são respectivamente os momentos solicitantes no eixo de maior inércia para a seção inicial e final do pilar, $M_{y,Sd,i}$ e $M_{y,Sd,f}$ são respectivamente os momentos solicitantes no eixo de menor inércia para a seção inicial e final do pilar, $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são respectivamente os momentos resistentes nos eixos de maior e menor inércia.

Assim, inicia-se a verificação com o cálculo indicado na equação (4.4.42):

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{493,02}{1095,28} = 0,45 \quad (4.5.5)$$

Como $N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2$, deve-se considerar a equação (4.4.40), assim tem-se uma equação de iteração para a seção inicial do pilar e para a seção final do pilar:

$$E_{q,it,inicial} = 0,45 + \frac{8}{9} \left(\frac{7,46}{151,94} + \frac{19,03}{43,30} \right) = 0,88 \leq 1,0 \quad (4.5.6)$$

$$E_{q,it,final} = 0,45 + \frac{8}{9} \left(\frac{16,56}{151,94} + \frac{18,52}{43,30} \right) = 0,93 \leq 1,0 \quad (4.5.7)$$

Da mesma forma que na análise 1, ambas as equações de interação respeitam o limite exposto na equação (4.4.40), sendo assim, conclui-se que os esforços críticos de flexocompressão são absorvidos pelo pilar escolhido no dimensionamento sem problemas. Além disso, é preciso destacar a proximidade dos valores obtidos pelas duas análises, apresentados na Tabela 4.12 de forma a facilitar a comparação:

Tabela 4.12 – Comparação entre as análises 1 e 2.

	N_{Sd} (kN)	$M_{x,Sd,i}$ (kN.m)	$M_{x,Sd,f}$ (kN.m)	$M_{y,Sd,i}$ (kN.m)	$M_{y,Sd,f}$ (kN.m)	$E_{q,it,i}$	$E_{q,it,f}$
Análise 1	512,41	7,46	16,56	19,83	19,28	0,92	0,96
Análise 2	493,02	7,46	16,56	19,03	18,52	0,88	0,93
Diferença %	3,93%	0%	0%	4,20%	4,10%	4,54%	3,23%

Diante dos resultados apresentados para as análises 1 e 2, foi possível perceber que os valores resultantes não se alteram consideravelmente, ficando em todos os esforços solicitantes com uma diferença menor que 5% entre as duas análises.

Essa pequena alteração entre os valores das análises 1 e 2 justifica o item 4.9.7.1.4 da NBR 8800 (2008) desconsiderar os efeitos globais de segunda ordem para as estruturas de pequena deslocabilidade que atendam às exigências definidas.

5. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou a concepção do sistema construtivo em aço para um edifício residencial de pequeno porte. A partir desse projeto foi possível atender aos objetivos iniciais propostos. Apresentou-se o dimensionamento da estrutura, a revisão bibliográfica para o desenvolvimento de um projeto estrutural e comparou-se as considerações da NBR 8800 (2008) para a utilização dos efeitos globais de segunda ordem em estruturas de pequena

deslocabilidade. A comparação entre os resultados que considera o efeito global de segunda ordem e o que não considera o efeito global de segunda ordem mostrou que as diferenças são desprezíveis, em torno de 5%. Tal constatação justifica a consideração adotada pela NBR 8800 (2008) em seu item 4.9.7.1.4, que permite desprezar os efeitos globais de segunda ordem para estruturas classificadas como de pequena deslocabilidade.

Apesar de comum no Brasil, o sistema construtivo em aço ainda é muito pouco utilizado quando comparado ao sistema construtivo em concreto armado. Além disso, foi possível desenvolver e aprofundar os conceitos aprendidos durante as disciplinas de Estruturas cursadas ao longo da graduação em Engenharia Civil, em especial a disciplina de Estruturas Metálicas.

Algumas dificuldades foram encontradas ao longo do desenvolvimento deste trabalho, essas são: limitação quanto à dependência dos fabricantes de parâmetros para dimensionamento da laje conforme a NBR 8800 (2008); limitação quanto à utilização do manual do fabricante, que impõe certas considerações para o dimensionamento da laje; a aplicação do Método da Amplificação dos Esforços, devido à escassez de material didático prático disponível e devido à complexidade de entendimento dos conceitos da norma.

Apesar das dificuldades, o sistema construtivo em aço apresenta-se como uma alternativa ao sistema convencional culturalmente estabelecido no Brasil, o concreto armado.

Como sugestão para trabalhos futuros cita-se:

- Analisar o mesmo edifício realizando análise não linear física e geométrica, e comparar os resultados com os resultados do método de amplificação encontrados nesse trabalho;
- Analisar o mesmo edifício utilizando outro sistema estrutural como concreto armado, alvenaria estrutural, estrutura mista de aço e concreto, estrutura de madeira, estrutura em *wood framing* ou *steel framing*;
- Comparar os custos envolvidos no dimensionamento desse edifício em aço com outros sistemas estruturais, considerando os custos de material, mão de obra e tempo de execução;
- Analisar o mesmo edifício considerando o dimensionamento das ligações e das fundações.

6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**: NBR 6120. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**: NBR 6123. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**: NBR 8800. 2ª Ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**: NBR 6118. 3ª Ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Instalação predial de água fria**: NBR 5626. Rio de Janeiro, ABNT, 1998.

BELLEI, Ildony Hélio e BELLEI, Humberto N. **Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço** (Série - Manual de Construções em Aço). 4º Ed. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2011.

Catálogo LP Bulding Products – LP OSB Home Plus. Disponível em: <<http://www.lpbrasil.com.br/produtos/>>. Acesso em: 25 de julho 2016.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Dados do setor**. Disponível em: <<http://www.acobrasil.org.br/site2015/dados.asp>>. Acesso em: 13 de fevereiro 2017.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Estatísticas de desempenho**. Disponível em: <<http://www.acobrasil.org.br/site2015/estatisticas.asp>>. Acesso em: 13 de fevereiro 2017.

METFORM S.A. **Telha-fôrma (Steel Deck) - Manual Técnico: Especificações para Projeto, Manuseio e Montagem**. Betim, 2016.

PFEIL, W. e PFEIL M. **Estrutura de Aço – Dimensionamento Prático**. 8º Ed. Rio de Janeiro, 2009.

RODRIGUES, Francisco C. **Steel Framing: Engenharia** (Série - Manual de Construções em Aço). 1º Ed. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006.

SÁLES, José Jairo de. **Estudo do Projeto e da Construção de Edifícios de Andares Múltiplos com Estruturas de Aço**. São Carlos. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, 1995.

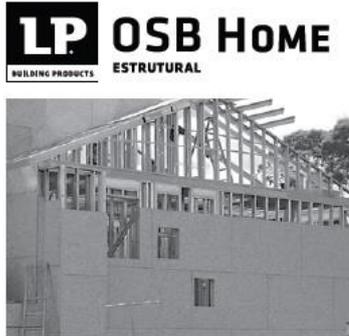
SALLES, Aline Teixeira. **Projeto Estrutural de Um Edifício Residencial em Light Steel Framing**. Macaé: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.

SANTIAGO, Alexandre K.; FREITAS, Arlene M. S.; CRASTRO, Renata C. M. **Steel Framing: Arquitetura** (Série – Manual de Construções em Aço). 2º Ed. Rio de Janeiro: IAB/CBCA, 2012.

ANEXO – A

MATERIAIS UTILIZADOS

A.1. Placa OSB



O QUE É OSB?

O LP OSB Home é uma placa estrutural de alta tecnologia. Ideal para contraventamento e fechamento externo e interno de paredes, coberturas e lajes no Sistema CES, Construção Energitêmica Sustentável (Steel Frame e Wood Frame).

As placas LP OSB são permanentemente controladas e testadas, seguindo as mais rigorosas normas internacionais de produção, padrão e qualidade.

QUAIS AS VANTAGENS DE USAR OS PAINÉIS LP?

- Economia e simplicidade na estrutura;
- Contraventa a estrutura dispensando o uso de fitas e barras;
- Alta resistência a impactos;
- Elevado conforto técnico devido a baixa condutibilidade do OSB;
- Elevado conforto acústico;
- Resistente a umidade;
- Garantia estrutural por 20 anos e contra cupins por 10 anos;
- Versátil: aceita diversos tipos de acabamentos;
- Rapidez de instalação;
- Produto ecologicamente correto;
- Assistência técnica garantida;



NORMAS			PS-2/04
ESPESSURA (MM)	DIMENSÃO (M)	PESO POR PAINEL (KG)	APLICAÇÃO
9,5	1,20 x 2,40 1,20 x 3,00	17,5 21,9	Paredes e telhados com perfis espaçados a, no máximo, 40 cm
11,1	1,20 x 2,40 1,20 x 3,00	20,4 25,6	Paredes e telhados com perfis espaçados a, no máximo, 60 cm
15,1	1,20 x 2,40	27,8	Paredes com perfis, espaçados a, no máximo, 60 cm. Telhados a, no máximo, 80 cm. Pisos e lajes secas a, no máximo, 40 cm
18,3*	1,20 x 2,40	33,7	Pisos e lajes secas com perfis espaçados a, no máximo, 60 cm

* O LP OSB Home com espessura 18,3 mm possui a opção de bordas com encaixe macho-fêmea para aplicação em lajes secas e mezaninos.

CERTIFICAÇÃO APA

O PAINEL LP OSB Home é certificado pela APA (Engineered Wood Association), associação que certifica a maioria dos painéis estruturais no mundo. Os painéis que levam o carimbo APA estão aprovados quanto às suas propriedades físico-mecânicas para serem utilizados na construção de casas, conforme a normativa de construção do Canadá e EUA.

Juntamente com o selo de qualidade APA, em cada painel encontram-se instruções de aplicação do produto como:

- Especificações de uso
- Espessura nominal do painel
- Grau de exposição
- Espaçamento máximo recomendado de apoios
- Recomendações de juntas de dilatação
- Espaçamento das fixações
- Orientação de instalação
- Telefones de contato para mais informações



PRODUTOS RELACIONADOS



Membrana desenvolvida exclusivamente para ser utilizada em paredes externas de construções no Sistema CES. Aplicada sobre o OSB Home, atua como uma barreira contra umidade e vento, permitindo a saída do vapor d'água do interior das paredes, evitando o acúmulo de umidade.



As placas de LP TechShield são painéis de LP OSB Home revestidos em uma das faces com foil de alumínio, que garante uma menor absorção do calor proveniente dos raios solares. Possuem garantia estrutural de 20 anos e proteção anticupim por 10 anos e podem ser aplicados sobre telhados ou em paredes, melhorando o desempenho térmico das construções.

O QUE É O SISTEMA CES?

O Sistema CES (Construção Energitêmica Sustentável) compreende os sistemas construtivos Wood Frame e Steel Frame. É amplamente utilizado em países desenvolvidos como Estados Unidos e Canadá, onde mais de 90% das casas são construídas em CES.

A principal característica desse sistema é o uso de uma estrutura de perfis leves de aço (Steel Frame) ou de madeira (Wood Frame), contraventadas com placas estruturais LP OSB Home, que unidos funcionam em conjunto, dando rigidez, forma e sustentação à edificação.

CHAPAS GYPSUM

Chapas ST - Standard

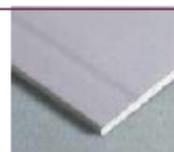
▢ **Áreas secas - Paredes, Forros, Revestimentos e Mobiliários Integrados**

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de paredes internas, forros, revestimentos e mobiliários integrados.



Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m ²)
6,40*	1.200	2.400	5,50
9,50*	1.200	2.400	8,00
12,50	1.200	1.800 a 3.000	8,50
15,00**	1.200	1.800 a 3.000	10,60

(*) Chapas ideais para elementos curvos. (**) Sob encomenda.
Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.



Chapa ST

Chapas ST - FGA

▢ **Áreas secas - Forros e Mobiliários Integrados**

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de forros internos.



Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m ²)
12,50	600	2.000	8,50

Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.



Chapa ST - FGA

Chapa RU - Resistente à umidade

▢ **Áreas molháveis - Paredes**

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de paredes internas em áreas úmidas. Aplicação em banheiros, cozinhas, lavabos e cômodos similares.

Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m ²)
12,50	1.200	1.800 a 3.000	9,00
15,00**	1.200	1.800 a 3.000	10,60

(**) Sob encomenda.

Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.



Chapa RU

Chapa RF - Resistência ao Fogo

▢ **Áreas secas - Necessidade específica de resistência ao Fogo - Paredes e Forros**

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de paredes e forros internos. Para ambientes que necessitem de maior resistência ao fogo.

Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m ²)
12,50	1.200	2.400	9,75
15,00	1.200	2.400	11,30

Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.



Chapa RF

A.3. Placa Cimentícia



sou consumidor

BUSCAR

PRODUTOS

COMO ESCOLHER

ONDE COMPRAR

BRASILIT FACILITA

Home > Produtos > Construção Industrializada > Placa Cimentícia

Placa Cimentícia



Construção Industrializada

Ideais para utilização em sistemas construtivos industrializados, as Placas Cimentícias Impermeabilizadas, além de rapidez na montagem, oferecem praticidade, conforto e resistência para as mais variadas aplicações. Podem ser usadas como elementos de fechamento de paredes estruturais, paredes de vedação, fachadas, em ambientes externos e internos.

Desenvolvidas com a exclusiva tecnologia CRFS (cimento reforçado com fio sintético), que não utiliza amianto, são produtos com grande variedade de medidas e permitem diferentes tipos de acabamento em pintura ou cerâmica.

Tipos:

- 6 mm
- 8 mm
- 10 mm
- 12 mm

Espessura	Comprimento	Largura	Peso da Placa	Peso por m ²	Aplicações
6 mm	2,00 m	1,20 m	24,4 kg	10,2 kg	Divisórias leves, forros e dutos de ar-condicionado.
	2,40 m	1,20 m	29,4 kg	10,2 kg	
	3,00 m	1,20 m	36,7 kg	10,2 kg	
8 mm*	2,00 m	1,20 m	32,6 kg	13,6 kg	Paredes internas em áreas secas e úmidas, revestimentos de paredes comuns ou em subdolos.
	2,40 m	1,20 m	39,2 kg	13,6 kg	
	3,00 m	1,20 m	49,0 kg	13,6 kg	
10 mm*	2,00 m	1,20 m	40,8 kg	17,0 kg	Utilizadas para áreas secas e úmidas, internas e externas. Ideais no fechamento externo em Sistema Steel ou Wood Framing e isolamentos termo-acústicos.
	2,40 m	1,20 m	49,0 kg	17,0 kg	
	3,00 m	1,20 m	61,2 kg	17,0 kg	
12 mm*	2,40 m	1,20 m	58,8 kg	20,4 kg	Para uso interno na compatibilização com o Drywall ou em fechamentos internos ou externos que necessitem de maior espessura por questões estéticas ou físicas específicas.
	3,00 m	1,20 m	73,5 kg	20,4 kg	

* Placas disponíveis com bordas longitudinais rebalzadas para junta invisível.

Aplicações dos Sistemas Construtivos	
Exteriores	Interiores
Paredes externas	Paredes internas
Fachadas	Revestimentos
Sidings	Áreas molháveis
Platibandas	Dutos
Beirais	Shafts



Descrição:

Isolante termo-acústico, que adapta-se perfeitamente as passagens hidráulicas e elétricas de sistemas de construção à seco como drywall e light steel frame.

Uso:

**USO INTERNO
INDICADA PARA:**

Aplicação como isolamento termo-acústico em:

- Divisórias/Paredes
- Forros



Vantagens:

- Fácil de instalar
- Feltro leve e flexível
- Desempenho termo-acústico
- Produzido com 65% de vidro reciclável
- Incombustível

Novas Caixas d' Água Tigre

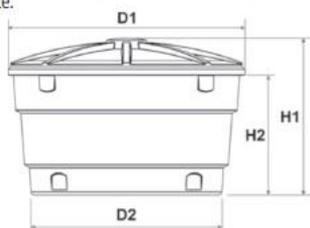
Localização no website Tigre:
Predial ▶ **Água fria** ▶ **CAIXAS D'ÁGUA**

Função:

*As Novas Caixas d' Água Tigre são tanques destinados a armazenar água potável (rede pública) para consumo humano.

Aplicações:

*As Novas Caixas d' Água Tigre podem ser aplicadas em obras residenciais e comerciais, podendo ser utilizadas também na agricultura, piscicultura, ou qualquer outra atividade que necessite de reservação de água potável à temperatura ambiente.



Dimensões (mm)								
Cotas	310	500	750	1000	1500	2000	3000	5000
D1	1039,0	1212,0	1309,1	1440,0	1702,2	1821,5	2155,0	2334,0
D2	810,3	978,3	1053,9	1145,7	1419,4	1520,3	1721,7	1823,6
H1	657,6	729,2	861,7	951,4	988,5	1113,7	1380,0	1905,0
H2	533,4	583,6	702,7	775	783,2	892,8	1124,1	1620,0

FEVEREIRO/2014

1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS:

- Matéria Prima: PEMD - Polietileno de Média Densidade;
- Processo de Fabricação: Rotomoldagem;
- Sistema de fechamento total e seguro: A tampa possui uma aba que se encaixa perfeitamente ao corpo.
- Marcação para furos no corpo da caixa: Garantia de furação sem erro.
- Manual de Instrução: Adesivo colado no corpo do produto;

1.1 - NORMAS DE REFERÊNCIA:

- São fabricadas de acordo com a norma NBR 14799 - Reservatório poliolefinico para água potável de volume nominal de até 2000 litros - Requisitos.
- E para reservatórios acima de 2000 litros, de acordo com a norma NBR 15682 - Tanque estacionário rotomoldado em polietileno (PE) para acondicionamento de águas - Requisitos.

1.2- ITENS COMPLEMENTARES

- Adaptador para Caixa d' Água com Registro;
- Adaptador com Anel para Caixa d' Água;
- Torneira Boia Click
- Torneira Boia para Caixa d'Água;
- Linha Soldável;
- Fita Veda Rosca;
- Kit para instalação de caixa d'água (já vem com todos os produtos necessários para a instalação da caixa).

Modelo	Pesos e volumes			
	Espessura (mm)	Vol. Nominal (L)	Vol. Efetivo (L)	Peso com Tampa (Kg)
310	2,4	310	336,1	7,5
500	2,4	500	522,0	10,1
750	2,7	750	741,5	13,8
1000	2,8	1000	969,4	17,0
1500	3,0	1500	1450,7	24,5
2000	3,6	2000	1895,9	34,7
3000	4,1	3000	3061,1	54,7
5000	6,3	5000	5100,7	113,4

*Valores Aproximados

ANEXO – B

TABELAS PARA DIMENSIONAMENTO DA LAJE

B.1. Tabela de Resistência ao Cisalhamento Vertical

TELHA-FÔRMA MF-75

<i>Altura Total da Laje Mista</i>	<i>Esp. (±) Telha-fôrma MF-75</i>	$\frac{V_{v,Rd}}{\gamma}$
(mm)	(mm)	(kN/m)
130	0,80	54,16
	0,95	67,51
	1,25	92,66
140	0,80	56,36
	0,95	69,72
	1,25	94,86
150	0,80	58,61
	0,95	71,96
	1,25	97,11
160	0,80	60,88
	0,95	74,24
	1,25	99,38
170	0,80	63,17
	0,95	76,53
	1,25	101,67
180	0,80	65,49
	0,95	78,85
	1,25	103,99
190	0,80	67,84
	0,95	81,20
	1,25	106,34
200	0,80	70,21
	0,95	83,57
	1,25	108,71

B.2. Tabela de Malhas da Armadura de Distribuição (Catálogo do Instituto Brasileiro de Telas Soldadas)

AÇO CA-60		Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro (mm)		Seções (cm ² /m)		Apresentação	Dimensões (m)		Peso	
Série	Desig.	L.	T.	L.	T.	L.	T.		Larg.	Comp.	kg/m ²	kg/peça
61	Q61	15	15	3,4	3,4	0,61	0,61	PAINEL	2,45	6,00	0,97	14,3
75	Q75	15	15	3,8	3,8	0,75	0,75	PAINEL	2,45	6,00	1,27	18,7
92	Q92	15	15	4,2	4,2	0,92	0,92	PAINEL	2,45	6,00	1,48	21,8
	L92	30	15	4,2	4,2	0,46	0,92	PAINEL	2,45	6,00	1,12	16,5
113	Q113	10	10	3,8	3,8	1,13	1,13	PAINEL	2,45	6,00	1,80	26,5
	L113	10	30	3,8	3,8	1,13	0,38	PAINEL	2,45	6,00	1,21	17,8
	T113	30	10	3,8	3,8	0,38	1,13	PAINEL	2,45	6,00	1,22	17,9
138	Q138	10	10	4,2	4,2	1,38	1,38	PAINEL	2,45	6,00	2,20	32,3
	R138	10	15	4,2	4,2	1,38	0,92	PAINEL	2,45	6,00	1,83	26,9
	M138	10	20	4,2	4,2	1,38	0,69	PAINEL	2,45	6,00	1,65	24,3
	L138	10	30	4,2	4,2	1,38	0,46	PAINEL	2,45	6,00	1,47	21,6
	T138	30	10	4,2	4,2	0,46	1,38	PAINEL	2,45	6,00	1,49	21,9
159	Q159	10	10	4,5	4,5	1,59	1,59	PAINEL	2,45	6,00	2,52	37,0
	R159	10	15	4,5	4,5	1,59	1,06	PAINEL	2,45	6,00	2,11	31,0
	M159	10	20	4,5	4,5	1,59	0,79	PAINEL	2,45	6,00	1,90	27,9
	L159	10	30	4,5	4,5	1,59	0,53	PAINEL	2,45	6,00	1,69	24,8
196	Q196	10	10	5,0	5,0	1,96	1,96	PAINEL	2,45	6,00	3,11	45,7
	R196	10	15	5,0	5,0	1,96	1,30	PAINEL	2,45	6,00	2,60	38,2
	M196	10	20	5,0	5,0	1,96	0,98	PAINEL	2,45	6,00	2,34	34,4
	L196	10	30	5,0	5,0	1,96	0,65	PAINEL	2,45	6,00	2,09	30,7
	T196	30	10	5,0	5,0	0,65	1,96	PAINEL	2,45	6,00	2,11	31,0
246	Q246	10	10	5,6	5,6	2,46	2,46	PAINEL	2,45	6,00	3,91	57,5
	R246	10	15	5,6	5,6	2,46	1,64	PAINEL	2,45	6,00	3,26	47,9
	M246	10	20	5,6	5,6	2,46	1,23	PAINEL	2,45	6,00	2,94	43,2
	L246	10	30	5,6	5,6	2,46	0,82	PAINEL	2,45	6,00	2,62	38,5
283	Q283	10	10	6,0	6,0	2,83	2,83	PAINEL	2,45	6,00	4,48	65,9
	R283	10	15	6,0	6,0	2,83	1,88	PAINEL	2,45	6,00	3,74	55,0
	M283	10	20	6,0	6,0	2,83	1,41	PAINEL	2,45	6,00	3,37	49,5
	L283	10	30	6,0	6,0	2,83	0,94	PAINEL	2,45	6,00	3,00	44,1
	T283	30	10	6,0	6,0	0,94	2,83	PAINEL	2,45	6,00	3,03	44,5
335	Q335	15	15	8,0	8,0	3,35	3,35	PAINEL	2,45	6,00	5,37	78,9
	L335	15	30	8,0	8,0	3,35	0,94	PAINEL	2,45	6,00	3,48	51,2
	T335	30	15	8,0	8,0	0,94	3,35	PAINEL	2,45	6,00	3,45	50,7
396	Q396	10	10	7,1	7,1	3,96	3,96	PAINEL	2,45	6,00	6,28	92,3
	R396	10	15	7,1	7,1	3,96	2,64	PAINEL	2,45	6,00	5,24	77,0
	M396	10	20	7,1	7,1	3,96	1,98	PAINEL	2,45	6,00	4,73	69,5
	L396	10	30	7,1	6,0	3,96	0,94	PAINEL	2,45	6,00	3,91	57,5
	T396	30	10	6,0	7,1	0,94	3,96	PAINEL	2,45	6,00	3,92	57,6
503	Q503	10	10	8,0	8,0	5,03	5,03	PAINEL	2,45	6,00	7,97	117,2
	R503	10	15	8,0	8,0	5,03	3,35	PAINEL	2,45	6,00	6,66	97,9
	M503	10	20	8,0	8,0	5,03	2,51	PAINEL	2,45	6,00	6,00	88,2
	L503	10	30	8,0	6,0	5,03	0,94	PAINEL	2,45	6,00	4,77	70,1
	T503	30	10	6,0	8,0	0,94	5,03	PAINEL	2,45	6,00	4,76	70,0
636	Q636	10	10	9,0	9,0	6,36	6,36	PAINEL	2,45	6,00	10,09	148,3
	L636	10	30	9,0	6,0	6,36	0,94	PAINEL	2,45	6,00	5,84	85,8
785	Q785	10	10	10,0	10,0	7,85	7,85	PAINEL	2,45	6,00	12,46	183,2
	L785	10	30	10,0	6,0	7,85	0,94	PAINEL	2,45	6,00	7,03	103,3

L. = Longitudinal
T. = Transversal

AÇO CA-50		Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro (mm)		Seções (cm ² /m)		Apresentação	Dimensões (m)		Peso	
Série	Desig.	L.	T.	L.	T.	L.	T.		Larg.	Comp.	kg/m ²	kg/peça
1227	LA1227	10	30	12,5	7,1	12,27	1,32	PAINEL	2,45	6,00	10,87	159,8

B.3. Tabela de Cargas Sobrepostas Máximas

TELHA-FORMA MF-75
Tabela de Cargas Sobrepostas Máximas (kN/m²)
 Aço ZAR-280 - $f_y = 280$ MPa

Espes- Sura (t _e) (mm)	Vãos Máximos Sem Escoramento			Peso Próprio (kN/m ²)	Momento Inércia (10 ⁶ mm ⁴)	Vãos da Laje Mista com Telha-fôrma MF-75 (mm)																
	Simplex (mm)	Duplo (mm)	Triplô (mm)			Balanço (mm)	2.000	2.100	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.150	3.300	3.500	3.750	4.000	4.250
130																						
0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66	11,87	10,56	8,43	7,56	6,79	6,11	5,51	4,96	4,47	4,03	3,45	2,94	2,37	1,77	1,20	0,68
0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34	14,19	12,69	10,25	9,25	8,36	7,58	6,88	6,25	5,69	5,18	4,51	3,92	3,26	2,56	2,00	1,53
1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74	18,83	16,94	13,88	12,62	11,50	10,51	9,63	8,84	8,13	7,48	6,63	5,88	5,03	4,15	3,42	2,82
140																						
0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17	13,16	11,71	9,35	8,39	7,54	6,78	6,11	5,51	4,97	4,48	3,83	3,27	2,63	1,98	1,44	0,99
0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99	15,74	14,07	11,37	10,26	9,28	8,41	7,64	6,94	6,32	5,76	5,01	4,36	3,62	2,85	2,23	1,70
1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68	20,00	18,79	15,39	14,00	12,76	11,87	10,89	9,81	9,02	8,31	7,36	6,53	5,59	4,61	3,81	3,14
150																						
0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06	14,46	12,86	10,28	9,22	8,28	7,45	6,72	6,06	5,46	4,93	4,22	3,60	2,90	2,18	1,59	1,09
0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04	17,28	15,45	12,49	11,27	10,20	9,24	8,39	7,63	6,95	6,33	5,51	4,80	3,98	3,14	2,45	1,88
1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05	20,00	20,00	16,91	15,38	14,02	12,82	11,75	10,78	9,81	9,13	8,09	7,18	6,15	5,07	4,19	3,46
160																						
0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35	15,75	14,02	11,20	10,04	9,03	8,12	7,32	6,60	5,95	5,37	4,60	3,93	3,17	2,38	1,73	1,20
0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51	18,83	16,84	13,61	12,28	11,11	10,07	9,15	8,32	7,57	6,90	6,01	5,23	4,35	3,43	2,68	2,06
1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,80	20,00	20,00	18,42	16,76	15,28	13,97	12,80	11,75	10,81	9,95	8,82	7,63	6,71	5,54	4,58	3,78
170																						
0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07	17,04	15,17	12,12	10,87	9,77	8,90	7,93	7,15	6,45	5,82	4,98	4,26	3,43	2,58	1,88	1,30
0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	24,44	20,00	18,22	14,72	13,29	12,03	10,91	9,90	9,01	8,20	7,47	6,51	5,67	4,71	3,72	2,91	2,23
1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	27,24	20,00	20,00	19,04	18,14	16,54	15,12	13,86	12,72	11,70	10,78	9,55	8,49	7,27	6,00	4,96	4,09
180																						
0,80	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	27,25	16,34	16,32	13,04	11,70	10,52	9,47	8,53	7,69	6,94	6,26	5,37	4,59	3,70	2,78	2,03	1,41
0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	28,84	20,00	19,61	15,84	14,30	12,94	11,74	10,66	9,69	8,83	8,04	7,00	6,10	5,07	4,01	3,14	2,41
1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	32,10	20,00	20,00	20,00	19,51	17,80	16,28	14,92	13,70	12,60	11,60	10,28	9,14	7,83	6,47	5,35	4,41
190																						
0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,65	31,92	19,83	17,47	13,96	12,53	11,26	10,14	9,14	8,24	7,44	6,71	5,75	4,91	3,96	2,98	2,18	1,52
0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	33,75	20,00	20,00	16,96	15,32	13,86	12,67	11,41	10,38	9,45	8,62	7,50	6,54	5,44	4,30	3,36	2,59
1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	37,52	20,00	20,00	20,00	20,00	19,06	17,43	15,97	14,67	13,49	12,43	11,02	9,79	8,39	6,93	5,73	4,73
200																						
0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	37,10	20,00	18,62	14,88	13,35	12,00	10,81	9,74	8,79	7,93	7,16	6,13	5,24	4,23	3,19	2,33	1,62
0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	39,19	20,00	20,00	18,08	16,33	14,78	13,40	12,17	11,07	10,08	9,19	8,00	6,97	5,80	4,59	3,59	2,77
1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	43,51	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	18,58	17,03	15,64	14,38	13,25	11,75	10,44	8,94	7,39	6,12	5,05