



PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM ESTRUTURA DE MADEIRA

Renan Baptista Arantes

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 ESTRUTURA DE MADEIRA

Renan Baptista Arantes

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

Baptista Arantes, Renan

Projeto estrutural de um edifício residencial em estrutura de madeira
/ Renan Baptista Arantes – Macaé: UFRJ/Campus UFRJ-Macaé, 2017.

I, 108 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. 97.

1. Estrutura de madeira. 2. Dimensionamento. 3. Análise Estrutural.

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

Dedico este trabalho aos meus pais, responsáveis por essa conquista.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, Solange, por me guiar e me aconselhar ao longo de toda a caminhada que me trouxe até aqui, e por me ensinar que o amor é a chave para se alcançar tudo aquilo que se deseja.

Ao meu pai, Rony, por jamais medir esforços para garantir minha felicidade, por me ensinar a importância do caráter, a jamais desistir, e por me inspirar a ser sempre um homem melhor.

À minha namorada, Andressa, pelo constante companheirismo e compreensão, por me erguer nos momentos difíceis, por todo o amor que dividimos, e pelos planos futuros, meus maiores motivacionais.

À minha irmã, Nathalia, por caminhar desde sempre ao meu lado e me fazer enxergar sempre o lado mais feliz da vida.

À minha família, por estar sempre presente e fazer parte da minha formação pessoal.

Aos meus antigos e novos amigos, pelas conversas e risadas que facilitaram o período da graduação.

Aos meus professores, por compartilharem seus conhecimentos e experiências, fundamentais para minha formação profissional e pessoal.

Ao meu orientador, Esdras, pela paciência e dedicação ao me orientar no desenvolvimento deste projeto.

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 Edifício Residencial em Estrutura de Madeira

Renan Baptista Arantes

Julho de 2017

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

Curso: Engenharia Civil

RESUMO

A indústria da construção civil exerce forte impacto sobre o meio ambiente. Na área estrutural, são várias as etapas em que os materiais utilizados interferem negativamente no meio ambiente. Biomas são destruídos para a extração da matéria prima, e a fabricação de cimento e metais depende de processos térmicos, normalmente com a utilização de combustíveis fósseis. Também é grande a perda de material na execução das estruturas e o excesso de resíduos não reciclados após o término da obra.

Existe também a necessidade de modernização do setor, uma vez que a indústria da construção civil é uma área predominantemente artesanal e rudimentar se comparada a outras áreas da engenharia. No Brasil, a grande maioria das construções é feita em estruturas de concreto armado, caracterizando o país como parte deste cenário antiquado e não sustentável. A partir da necessidade de modernização do setor e da crescente preocupação ambiental, surge como alternativa a construção estruturada em madeira. Sua utilização permite uma maior agilidade nos processos construtivos e substitui materiais com grande impacto sobre o meio ambiente.

Este trabalho tem como objetivo o dimensionamento de um edifício residencial de quatro pavimentos utilizando uma estrutura convencional de madeira, mostrar a viabilidade técnica de se construir com este tipo de material, e também apresentar a revisão bibliográfica de um projeto de estrutura de madeira.

Palavras chaves: Estrutura de madeira, Dimensionamento, Análise Estrutural.

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

Structural Design Of Residential Building in Wood Structure

Renan Baptista Arantes

Julho, 2017

Advisor: Esdras Pereira de Oliveira

Course: Civil Engineering

ABSTRACT:

The construction industry has a strong impact on the environment. In the structural area, there are several steps in which the materials used interfere negatively with the environment. Biomes are destroyed for the extraction of the raw material, and the manufacture of cement and metals depends on thermal processes, usually with the use of fossil fuels. There is also great loss of material in the execution of the structures and excess of non-recycled waste after the work is finished.

There is also a need for modernization of the sector, since the construction industry is a predominantly artisanal and rudimentary area compared to other areas of engineering. In Brazil, the vast majority of constructions are made of reinforced concrete structures, characterizing the country as part of this old-fashioned and unsustainable scenario. Due to the need to modernize the sector and to the growing environmental concerns, an alternative is the structured construction of wood. Its use allows greater agility in the construction processes and replaces materials with great impact on the environment.

This work has the objective of designing a four-story residential building using a conventional wood structure, and showing the feasibility of building with this type of material, and also to present the bibliographic review of a wooden structure project.

Keywords: Wood structure, Designing, Structural Analysis.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	19
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	19
1.2	OBJETIVOS	23
1.3	JUSTIFICATIVAS	23
1.4	METODOLOGIA	24
2.	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	25
2.1	DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	27
2.2	ELEMENTOS COMPONENTES DA ESTRUTURA	32
2.2.1	PAREDES.....	32
2.2.2	SISTEMA DE LAJES	34
2.2.3	ESCADAS	34
2.2.4	CONTRAVENTAMENTO	35
2.2.5	COBERTURA	36
3.	MODELAGEM ESTRUTURAL	37
3.1	PROPRIEDADES	37
3.1.1	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA	37
3.1.1.1	Coeficiente de Variação de Resistência δ	38
3.1.1.2	Coeficiente de Minoração da Resistência γ_w	39
3.1.1.3	Coeficiente de Modificação k_{mod}	39
3.1.2	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA	42
3.2	GEOMETRIAS DO MODELO	44
4.	CARREGAMENTOS	51
4.1	AÇÕES PERMANENTES	51
4.1.1	PESO PRÓPRIO DAS PAREDES	52
4.1.2	PESO PRÓPRIO DO PISO	56
4.1.3	PESO PRÓPRIO DA ESCADA	59
4.1.4	PESO PRÓPRIO DO TELHADO	62
4.1.5	PESO PRÓPRIO DA CAIXA D'ÁGUA	62
4.2	AÇÕES VARIÁVEIS	64
4.2.1	SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO	64
4.2.1.1	Sobrecarga de Utilização do Apartamento	64
4.2.1.2	Sobrecarga de Utilização do Forro	65
4.2.1.3	Sobrecarga de Utilização do Hall e Escadas	66
4.2.2	CARGA DE VENTO	68
4.2.2.1	Pressão Dinâmica do Vento.....	69
4.2.2.2	Cálculo da Força Resultante do Vento	72
4.3	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	76
5.	DIMENSIONAMENTO	78
5.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	79

5.1.1	SOLICITAÇÕES NORMAIS	80
5.1.2	SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS	84
5.1.3	TORÇÃO	84
5.1.4	ESTABILIDADE	85
5.1.4.1	Flambagem Lateral Com Torção	85
5.1.4.2	Flambagem Global Por Flexão	86
5.2	ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	88
5.3	RESULTADOS E.L.U.....	89
5.3.1	VIGAS DE PISO	89
5.3.1.1	Pavimento Tipo	89
5.3.1.2	Cobertura	92
5.3.1.3	Caixa D'Água	93
5.3.2	PILARES	94
5.3.3	VIGAS	97
5.3.4	MÃOS-FRANCESAS	98
5.3.5	PILARETES DA ESCADA	100
5.4	RESULTADOS E.L.S.....	102
5.4.1	FLECHA CRÍTICA	102
5.4.2	DESLOCAMENTO HORIZONTAL MÁXIMO	103
6.	CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	105
7.	REFERÊNCIAS	107

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Edifício Comercial Tamedia, Zurique, Suíça.	21
Figura 1.2 – UBC <i>Brook Commons</i> , Canadá.....	21
Figura 1.3 – Casa Catuçaba, Catuçaba, Brasil.....	22
Figura 1.4 – Micasa, São Paulo, Brasil.	22
Figura 1.5 – Minha Casa Minha Vida, Curitiba, Brasil.....	23
Figura 2.1 – Planta de arquitetura para o edifício residencial.	25
Figura 2.2 – Planta de arquitetura com eixos de corte.....	26
Figura 2.3 – Corte A-A.....	26
Figura 2.4 – Corte B-B.	27
Figura 2.5 – Esquema simplificado do sistema estrutural.	28
Figura 2.6 – Obra executada com estrutura de madeira.	28
Figura 2.7 – Vigas de piso apoiadas sobre vigas principais.	28
Figura 2.8 – Estrutura de madeira.	29
Figura 2.9 – Vigas de piso apoiadas sobre as vigas principais.....	29
Figura 2.10 - Execução de estrutura de madeira.	29
Figura 2.11 – Contraventamento em K.	30
Figura 2.12 – Contraventamento em X.	30
Figura 2.13 – Mão-francesa.....	31
Figura 2.14 – Cabos de contraventamento.	31
Figura 2.15 – Modelo de mãos-francesas adotado para o edifício.	32
Figura 2.16 – Placas OSB e placas cimentícias.....	33
Figura 2.17 – Especificações dos painéis de laje.....	34
Figura 2.18 – Escadas de madeira.	35
Figura 2.19 – Patamares da escada apoiados sobre pilares de madeira.....	35
Figura 2.20 – Planta de cobertura.	36
Figura 3.1 – Identificação das vigas e pilares.....	44
Figura 3.2 – Sistema de eixos adotados.....	45
Figura 3.3 - Mão-francesa nos pavimentos tipo.	46
Figura 3.4 – Mão-francesa no pavimento da caixa d’água.....	46
Figura 3.5 – Pórtico no eixo A.	47
Figura 3.6 – Pórtico no eixo B.....	47

Figura 3.7 – Pórtico no eixo C.....	48
Figura 3.8 – Pórtico no eixo D.	48
Figura 3.9 – Pórtico no eixo E.....	49
Figura 3.10 – Pórticos nos eixos 1 e 6.....	49
Figura 3.11 – Pórticos nos eixos 2 e 5.....	50
Figura 3.12 – Pórticos nos eixos 3 e 4.....	50
Figura 3.13 – Estrutura tridimensional.....	51
Figura 4.1 – Tipos de paredes diferenciados por ambiente.	52
Figura 4.2 – Paredes distribuídas sobre as lajes.	54
Figura 4.3 – Peso próprio das paredes no apartamento.	55
Figura 4.4 – Peso próprio das paredes no pavimento tipo.....	56
Figura 4.5 – Configuração das vigas de piso do pavimento tipo e cobertura.....	57
Figura 4.6 – Peso próprio do piso no pavimento tipo.....	58
Figura 4.7 – Peso próprio do piso na cobertura.	58
Figura 4.8 – Estrutura modelada para os vãos das escadas.	59
Figura 4.9 – Vigas inclinadas não modeladas.	60
Figura 4.10 – Carga de peso próprio do piso distribuída sobre as vigas inclinadas.....	60
Figura 4.11 – Reações de apoio das vigas inclinadas aplicadas na estrutura modelada.	61
Figura 4.12 – Cargas de peso próprio do piso no patamar entre pavimentos.....	61
Figura 4.13 – Peso próprio do telhado nas vigas principais da cobertura.	62
Figura 4.14 – Peso próprio da caixa d’água nas vigas principais.....	64
Figura 4.15 – Sobrecarga de utilização do apartamento sobre as vigas principais do pavimento tipo.....	65
Figura 4.16 – Sobrecarga de utilização do forro sobre as vigas principais da cobertura.	66
Figura 4.17 – Sobrecarga de utilização do hall e escadas sobre as vigas principais do pavimento tipo.....	67
Figura 4.18 – Sobrecarga de utilização distribuída sobre as vigas inclinadas.....	67
Figura 4.19 – Sobrecarga de utilização das escadas e patamar entre pavimentos.....	68
Figura 4.20 – Reações de apoio das vigas inclinadas aplicadas sobre a estrutura modelada. ..	68
Figura 4.21 – Dimensões da edificação para o cálculo do coeficiente de arrasto.	73
Figura 4.22 – Área de influência em um pórtico e carga de vento referente à essa área.	74
Figura 4.23 – Cargas de vento a 0°.....	76
Figura 4.24 – Cargas de vento a 90°.....	76

Figura 4.25 – Combinações de carga para o E.L.U e E.L.S.	78
Figura 5.1 – Parâmetros de flambagem.	82
Figura 5.2 – Fator de equivalência m para a adaptação da tensão crítica associada à flambagem lateral com torção.	86
Figura 5.3 – Vigas principais dos apartamentos contidas pelas vigas de piso.	87
Figura 5.4 – Vigas principais do hall contidas pelas vigas de piso.	87
Figura 5.5 – Vigas principais do pavimento da caixa d’água contidas pelas vigas de piso.	87
Figura 5.6 – Casos para análise das vigas de piso do pavimento tipo.	90
Figura 5.7 – Pilar crítico na estrutura.	95
Figura 5.8 – Viga crítica da estrutura.	97
Figura 5.9 – Mão francesa mais solicitada.	99
Figura 5.10 – Flecha crítica na estrutura, na viga localizada no pórtico do eixo B.	103
Figura 5.11 – Deslocamento horizontal máximo no topo do edifício.	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Propriedades da Eucalyptus Saligna.	38
Tabela 3.2 – Classes de carregamento.....	40
Tabela 3.3 – Valores de k_{mod} , 1 segundo a NBR 7190 (1997).	40
Tabela 3.4 – Classes de umidade.....	41
Tabela 3.5 – Valores de k_{mod} , 2 segundo a NBR 7190 (1997).	41
Tabela 3.6 - Valores de dimensionamento para as propriedades da Eucalyptus Saligna.	42
Tabela 3.7 – Seções transversais dos elementos da estrutura.....	43
Tabela 3.8 – Propriedades geométricas dos elementos componentes da estrutura.	43
Tabela 4.1 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 1.	52
Tabela 4.2 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 2.	53
Tabela 4.3 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 3.	53
Tabela 4.4 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 4.	53
Tabela 4.5 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 5.	54
Tabela 4.6 – Cargas de peso próprio das paredes distribuídas sobre as lajes.....	55
Tabela 4.7 – Cargas que compõem o peso próprio do piso do pavimento tipo e da cobertura.....	57
Tabela 4.8 – Cálculo da carga da caixa d’água.	63
Tabela 4.9 – Sobrecarga de utilização.	64
Tabela 4.10 – Características geométricas da edificação.	70
Tabela 4.11 – Fator $S2$ em função de z	71
Tabela 4.12 – Velocidade característica do vento.	71
Tabela 4.13 – Pressão dinâmica do vento.....	72
Tabela 4.14 – Coeficientes de arrasto.....	73
Tabela 4.15 – Valores para carga de vento resultante, vento a 0°	75
Tabela 4.16 – Valores para carga de vento resultante, vento a 90°	75
Tabela 5.1 – Coeficiente de fluência φ	84
Tabela 5.2 – Valores limites de deslocamentos verticais segundo a NBR 7190 (1997).	88
Tabela 5.3 – Cargas sobre a viga de piso do pavimento tipo mais solicitada.	90
Tabela 5.4 – Esforços para a combinação 1 na viga de piso mais solicitada.	90
Tabela 5.5 – Razões entre tensões solicitantes e resistentes para a viga de piso do pavimento tipo.....	92
Tabela 5.6 – Cargas sobre a viga de piso da cobertura.....	92

Tabela 5.7 – Esforços para a combinação 1 da viga de piso da cobertura.	93
Tabela 5.8 – Razões entre tensões solicitantes e resistentes para a viga de piso da cobertura.	93
Tabela 5.9 – Cargas sobre a viga de piso do pavimento da caixa d’água.	94
Tabela 5.10 – Esforços para a combinação 1 da viga de piso da cobertura.	94
Tabela 5.11 – Razões entre tensões solicitantes e resistentes para a viga de piso da cobertura.	94
Tabela 5.12 – Esforços para a combinação 2 no pilar mais solicitado.	95
Tabela 5.13 – Esforços não majorados no pilar mais solicitado.	95
Tabela 5.14 – Razões entre tensões solicitantes e resistentes para o pilar mais solicitado.	96
Tabela 5.15 – Esforços para a combinação 1 na viga principal mais solicitada.	97
Tabela 5.16 – Esforços não majorados para a viga mais solicitada.	98
Tabela 5.17 – Razões entre as tensões solicitantes e resistentes para a viga principal mais solicitada.	98
Tabela 5.18 – Esforços para a combinação 1 para a mão-francesa mais solicitada.	99
Tabela 5.19 – Esforços não majorados para a mão-francesa mais solicitada.	99
Tabela 5.20 – Razões entre as tensões solicitantes e resistentes para a mão-francesa mais solicitada.	100
Tabela 5.21 – Esforços para a combinação 2 no pilarete mais solicitado da escada.	101
Tabela 5.22 – Esforços não majorados no pilarete mais solicitado da escada.	101
Tabela 5.23 – Razões as tensões solicitantes e as tensões resistentes no pilarete mais solicitado da escada.	101

SÍMBOLOS

a) Letras romanas maiúsculas

A	área
A_e	área frontal efetiva
C	consumo médio de água por pessoa
C_a	coeficiente de arrasto
C_d	consumo diário de água
E_c	módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras
$E_{c.ef}$	módulo de elasticidade efetivo à compressão paralela às fibras da madeira
$F_{Gi,k}$	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_a	força de arrasto
F_d	combinação última normal
F_d	força de dimensionamento
F_r	fator de rajada de vento
I_x	momento de inércia em x
I_y	momento de inércia em y
K	parâmetro de flambagem
L_1	distância entre pontos de contenção lateral
L_f	comprimento de flambagem
M_d	momento solicitante de dimensionamento
M_d	momento solicitante de dimensionamento
M_{id}	momento fletor inicial
N	número de pessoas no edifício
N_{cr}	carga crítica normal
N_d	esforço normal de dimensionamento
R_d	reação de apoio ou carga concentrada
Q	carga distribuída devido ao peso próprio da caixa d'água

U	umidade padrão
V_0	velocidade básica do vento
W_x	módulo de resistência à flexão na direção x
W_y	módulo de resistência à flexão na direção y

b) Letras romanas minúsculas

a	altura
b	coeficiente, largura
c	dimensão da superfície de contato
d	distância
e_a	excentricidade acidental
e_c	excentricidade complementar de fluência
e_i	excentricidade inicial
e_{ig}	excentricidade inicial oriunda do momento devido à carga permanente
f_c	resistência à compressão paralela às fibras da madeira
f_{cd}	resistência de dimensionamento à compressão paralela às fibras da madeira
f_{cnd}	resistência à compressão normal às fibras
f_{cr}	tensão crítica de compressão associada à flambagem lateral com torção
f_d	resistência de dimensionamento
f_k	resistência característica
f_m	resistência média
f_{nd}	resistência normal de dimensionamento
f_t	resistência à tração paralela às fibras da madeira
f_{td}	resistência de dimensionamento à tração paralela às fibras da madeira
f_{tn}	resistência à tração normal às fibras
f_{tnd}	resistência de dimensionamento à tração normal às fibras da madeira
f_v	resistência ao cisalhamento
f_{vd}	resistência de dimensionamento ao cisalhamento
f_{wd}	resistência de cálculo à tração ou compressão
h_{inf}	altura de influência
i_x	raio de giração em x

i_y	raio de giração em y
k	coeficiente (em geral)
k_M	coeficiente de correção
k_{mod}	coeficiente de modificação
l	comprimento
l_1	dimensão da edificação
l_2	dimensão da edificação
l_{inf}	comprimento de influência
m	coeficiente
p	parâmetro meteorológico
q	pressão dinâmica do vento
s_1	fator topográfico
s_2	fator rugosidade do terreno e dimensões da edificação
s_3	fator estatístico
v_k	velocidade característica do vento
z	cota

c) Letras gregas

β	coeficiente
β_m	coeficiente de correção
γ	coeficiente de segurança, peso específico
γ_m	coeficiente de ponderação das resistências dos materiais
γ_w	coeficiente de minoração das propriedades da madeira
δ	coeficiente de variação
λ	índice de esbeltez
π	emprego matemático
ρ_{apar}	massa específica aparente
σ	tensão normal
σ_{cd}	tensão solicitante de compressão paralela às fibras
σ_{cnd}	tensão de compressão normal solicitante
σ_{nd}	tensão normal solicitante

σ_{Md}	tensão de flexão de dimensionamento devido ao momento solicitante
$\sigma_{Mx,d}$	tensão devido ao momento solicitante na direção x
$\sigma_{My,d}$	tensão devido ao momento solicitante na direção y
τ	tensão tangencial
τ_d	tensão cisalhante de dimensionamento
τ_{dx}	tensão cisalhante de dimensionamento na direção x
τ_{dy}	tensão cisalhante de dimensionamento na direção y
φ	coeficiente de fluência
ψ_{0j}	fator de combinação para ações variáveis
ψ_1	fator de redução para ações variáveis
ψ_{2j}	fator de redução para ações variáveis

d) Siglas

CBCS	Conselho Brasileiro de Construção Sustentável
CLT	<i>Cross Laminated Timber</i>
E.L.S.	Estados Limites de Serviço
E.L.U.	Estados Limites Últimos
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
MAPA	Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento
MLC	Madeira Laminada Colada
OSB	<i>Oriented Strand Board</i>
UNEP	<i>United Nations Environment Programme</i>

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

De acordo com a *United Nations Environment Programme* (UNEP), o setor da construção civil é responsável por aproximadamente 30% do total de emissões de gases poluentes no mundo. Uma parcela considerável dessas emissões é dada pelos processos de fabricação de materiais como o cimento e o aço, uma vez que tais processos exigem uma enorme quantidade de energia, muitas vezes proveniente de processos térmicos a partir do uso de combustíveis fósseis.

Para um cenário mais sustentável é interessante que o setor utilize cada vez menos matérias primas não renováveis. Essa é uma das formas em que a madeira se sobressai em relação a outros materiais utilizados na construção civil. A utilização da madeira como material de construção atualmente é capaz de competir com outros materiais. A madeira também é aceitável em termos ecológicos se baseada em técnicas de reflorestamento aliadas ao desenvolvimento de produtos industrializados de madeira com minimização de perdas (PFEIL, 2003).

Ao contrário dos materiais provenientes de processos emissores de gases poluentes e causadores do efeito estufa, a madeira é um bem renovável. Segundo dados do Conselho Brasileiro de Construção Sustentável (CBCS), a madeira é um bom mecanismo fixador de carbono, uma vez que uma tonelada de madeira seca consome mais de 1,7 toneladas de dióxido de carbono, incorpora 0,48 kg de carbono e libera 1,22 toneladas de oxigênio para a atmosfera durante seu crescimento. Esse material possui baixa energia incorporada, não necessita de energia não renovável em sua produção ou aplicação em obra, é naturalmente renovável, e quando extraído de forma responsável, não compromete o meio ambiente.

É importante salientar a necessidade de bom senso e empregabilidade de práticas responsáveis para produção e consumo das matérias primas renováveis oferecidas pelas florestas. Uma solução para a extração responsável de madeira é o manejo florestal. O manejo florestal consiste na divisão de uma determinada área em parcelas que serão exploradas uma a cada ano ao longo de ciclos que podem variar entre 25 e 35 anos. Essa prática possibilita o crescimento das árvores das parcelas não exploradas enquanto árvores adultas são extraídas de

outras parcelas. Existem manuais de extração responsável de madeira, disponíveis para consulta e aprendizado para construtoras e empresas interessadas.

Em relação à economia, existem sistemas estruturais em madeira que competem com os sistemas convencionais de aço e concreto armado. Construir com madeira não é necessariamente mais caro do que construir um edifício em concreto armado. A agilidade na execução de uma obra com as novas tecnologias de construção em madeira é bastante elevada e possibilita uma redução significativa em seu prazo de conclusão. Nesse tipo de construção existe a economia em relação à locação de equipamentos, transporte, armazenagem e reposição de materiais. Isso porque a construção em madeira tende a ser realizada com estruturas pré-fabricadas, o que possibilita maior agilidade no processo construtivo e redução considerável na quantidade de resíduos gerados.

No que se refere à realização de grandes obras com madeira, as tecnologias desenvolvidas nesse setor torna possível tal empreendimento. Como exemplos dessas tecnologias, podem ser citadas a Madeira Laminada Colada (MLC), o sistema *Woodframe* e a Madeira Laminada Cruzada CLT (*Cross Laminated Timber*).

Exemplos de obras realizadas com tais sistemas são o Edifício Comercial Tamedia, sede da empresa de mídia suíça Tamedia em Zurique (Figura 1.1), e o UBC Brock Commons, edifício de residência estudantil da Universidade da Columbia Britânica, no Canadá (Figura 1.2). No Brasil, exemplos de obras realizadas com a tecnologia MLC e sistema *Woodframe* são os projetos Casa Catuçaba (Figura 1.3) e Micasa (Figura 1.4) realizados pela Rewood, e um dos projetos do programa Minha Casa Minha Vida realizado em Curitiba pela empresa TecVerde (Figura 1.5), respectivamente.

Tais empreendimentos evidenciam a tendência da busca por novos materiais e métodos construtivos, principalmente com relação à preocupação ambiental e agilidade nos processos de construção.



Figura 1.1 - Edifício Comercial Tamedia, Zurique, Suíça.



Figura 1.2 – UBC *Brook Commons*, Canadá.



Figura 1.3 – Casa Catuçaba, Catuçaba, Brasil.



Figura 1.4 – Micasa, São Paulo, Brasil.



Figura 1.5 – Minha Casa Minha Vida, Curitiba, Brasil.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo principal o projeto estrutural de um edifício residencial de quatro pavimentos utilizando o sistema estrutural convencional de pilar, viga e laje em madeira. Este trabalho contempla o anteprojeto (definição de sistema estrutural, materiais a serem utilizados e o sistema construtivo) e o dimensionamento (verificação da estrutura quanto aos esforços e definição das dimensões dos elementos). Não será abordado nesse trabalho o dimensionamento das ligações e das fundações.

Como objetivo secundário espera-se obter e difundir as características, vantagens e desvantagens do uso da madeira como material estrutural, além de apresentar a revisão bibliográfica sobre o tema.

1.3 JUSTIFICATIVAS

A indústria da construção civil no Brasil carece de inovações no que diz respeito a métodos construtivos, controle de desperdícios e sustentabilidade. Apesar de pouco utilizada no país, a madeira apresenta-se como uma alternativa eficiente para tais questões quando usada como material estrutural. Este trabalho não propõe a substituição do concreto armado ou aço,

principais materiais usados na execução de estruturas, mas visa evidenciar a viabilidade de se construir com madeira e apresentar suas vantagens em relação a outros materiais.

Com este trabalho espera-se também uma maior capacitação do autor no que se refere à execução de projetos estruturais. O desenvolvimento completo de um projeto estrutural auxiliará o autor a fixar e aprimorar os conteúdos das disciplinas de estruturas adquiridos na graduação.

1.4 METODOLOGIA

O projeto é baseado em pesquisas bibliográficas com foco em dissertações, livros e publicações com o objetivo de adquirir informações sobre estruturas de madeira e sua concepção para o dimensionamento de edificações, sendo o principal PFEIL (2003).

Ao longo do trabalho, serão apresentados todos os dados utilizados para o dimensionamento da estrutura, isto é, as plantas, catálogos com especificações de elementos, normas, etc.; de forma a esclarecer todos os passos da elaboração da memória de cálculo.

O modelo estrutural será desenvolvido com auxílio de programa de análise estrutural, e as verificações no E.L.U. e E.L.S. serão realizadas por meio de planilhas. Serão utilizados também os softwares Excel, AutoCad, e outros que se façam necessários.

A fim de atender os objetivos propostos, a estruturação do trabalho se dá conforme apresentado abaixo.

O capítulo 1 apresenta a introdução, a contextualização do tema, o objetivo, a justificativa, a metodologia e a estruturação do trabalho.

O capítulo 2 apresenta o projeto do edifício, suas características, o sistema estrutural e a descrição de cada elemento.

No capítulo 3 é realizada a modelagem estrutural, apresentando os modelos estruturais elaborados no programa, seções transversais e condições de contorno adotadas.

O capítulo 4 apresenta o cálculo e aplicação das cargas verticais e horizontais sobre o edifício.

No capítulo 5 é realizada a análise estrutural, com as verificações dos elementos estruturais segundo os E.L.U. e E.L.S.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões e considerações finais, com resultados e informações relevantes ao desenvolvimento do projeto; considerações sobre a viabilidade da aplicação do sistema estrutural; e recomendações para trabalhos futuros.

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

2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A planta de arquitetura foi baseada no modelo arquitetônico apresentado por SALLES (2016). O edifício possui área de implantação de 296 m², incluindo quatro apartamentos de 62 m², subdivididos em dois quartos um banheiro, sala, cozinha e área de serviço, conforme Figura 2.1.

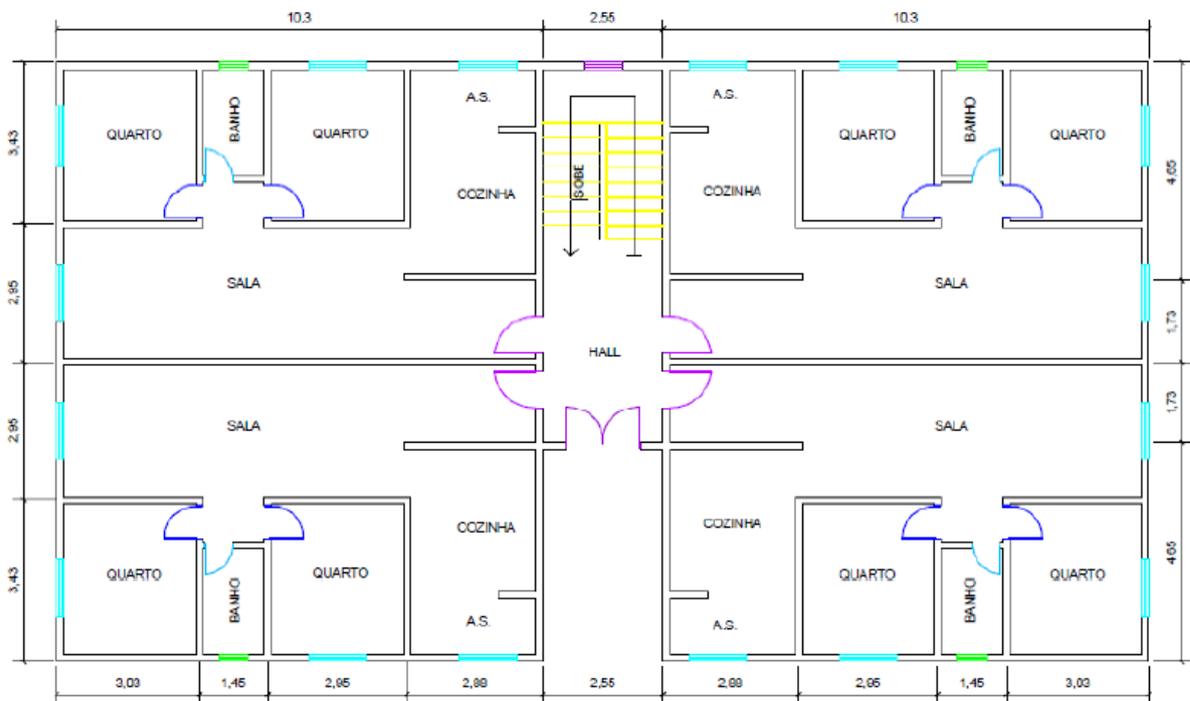


Figura 2.1 – Planta de arquitetura para o edifício residencial, (SALLES, 2016).

A Figura 2.2 apresenta a planta de arquitetura com os eixos definidos para os cortes da arquitetura. A Figura 2.3 e a Figura 2.4 apresentam os cortes de arquitetura.

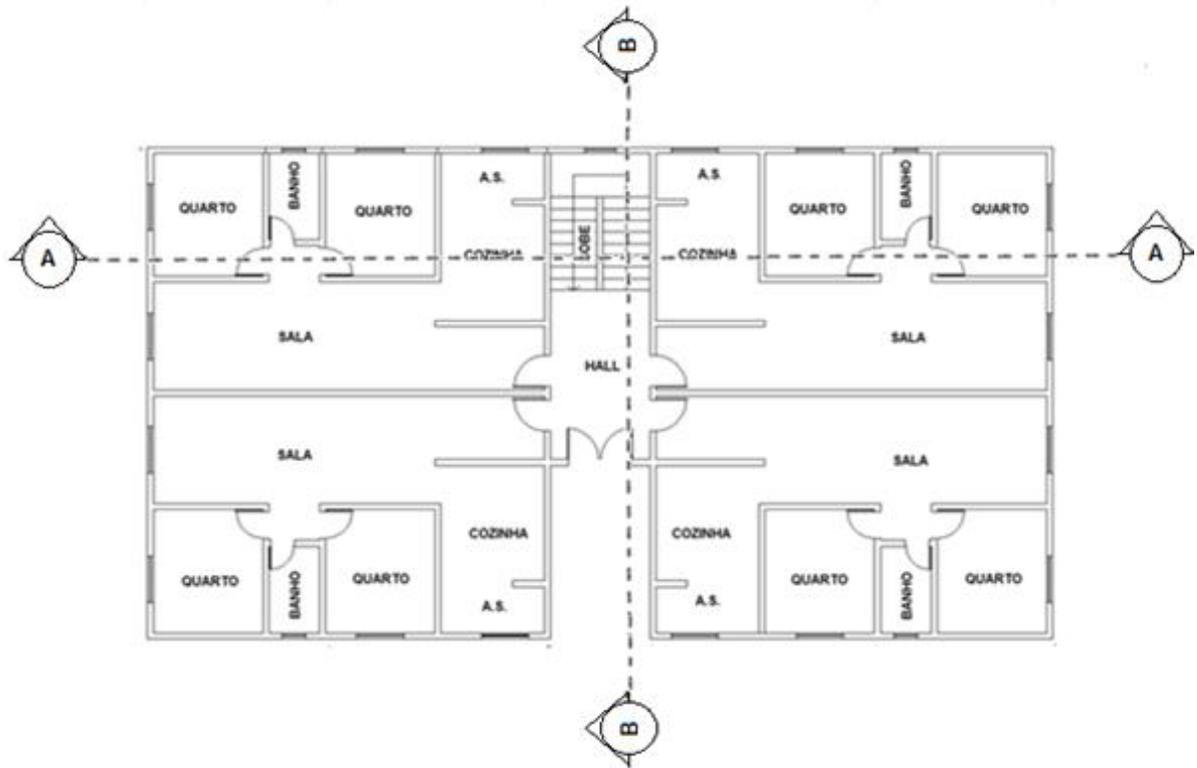


Figura 2.2 – Planta de arquitetura com eixos de corte. (Salles, 2016)

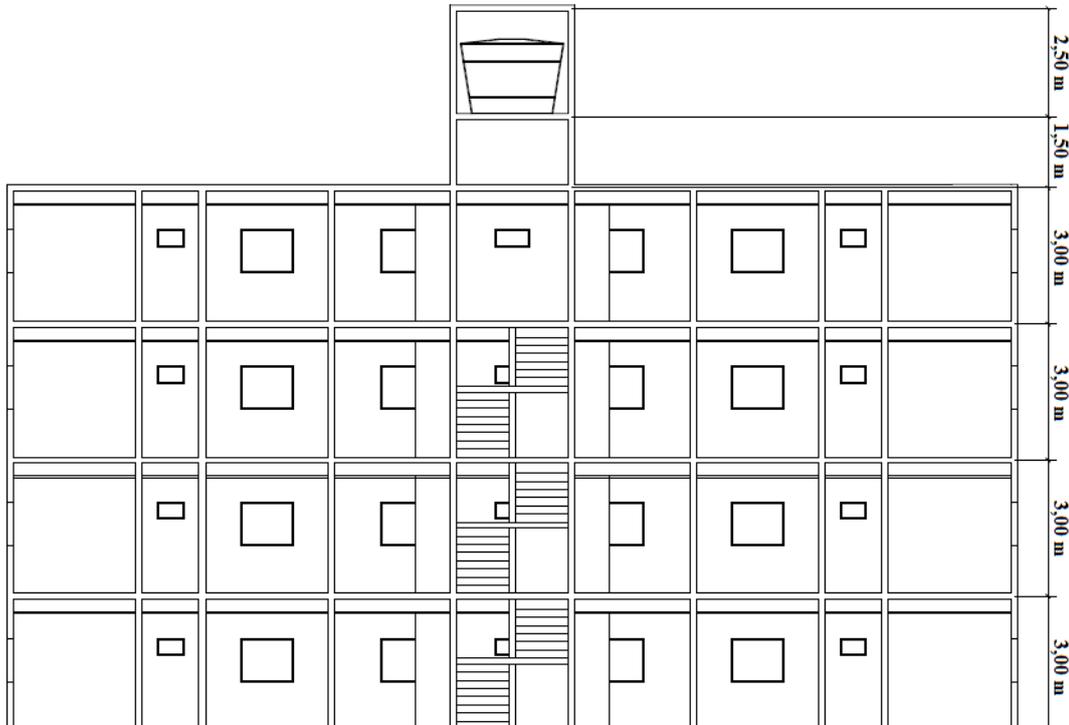


Figura 2.3 – Corte A-A.

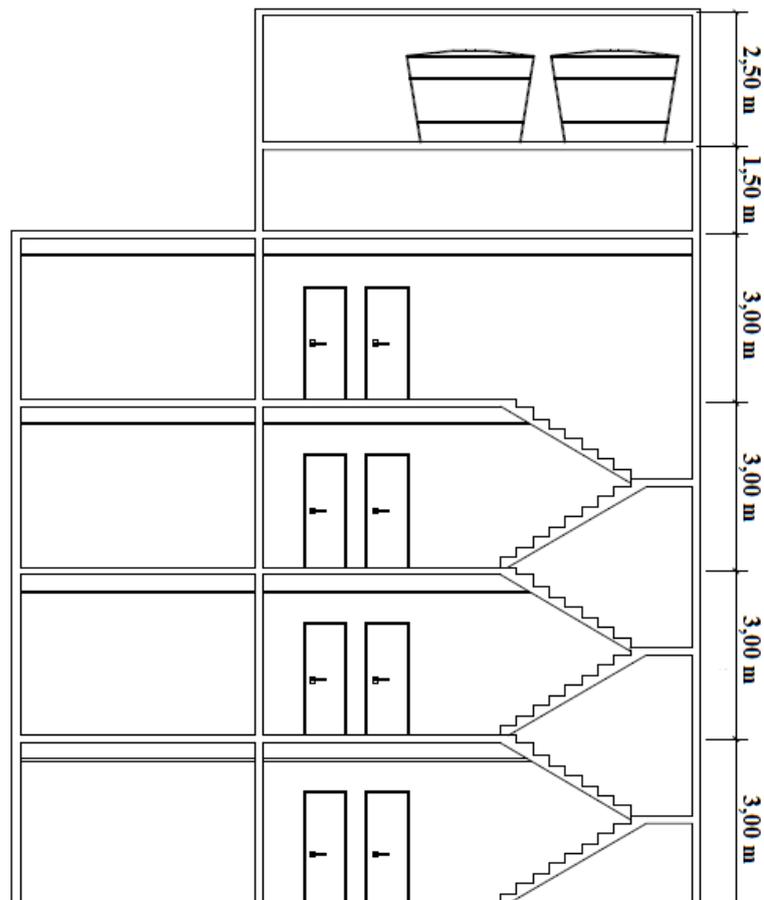


Figura 2.4 – Corte B-B.

2.1 DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A estrutura do edifício será executada segundo o modelo convencional de pilar, viga e laje em madeira. O sistema estrutural será constituído de grelhas planas para o piso, onde as vigas secundárias (vigas de piso) são apoiadas sobre as vigas principais, e estas sobre os pilares.

As vigas de piso são responsáveis pela transferência das cargas verticais para as vigas principais. As vigas principais transferem as cargas para os pilares, e estes para a fundação. A Figura 2.5 mostra um esquema simplificado do sistema de grelhas planas para o piso, e a Figura 2.6 à Figura 2.10 mostram exemplos reais de obras executadas segundo esse modelo de edificação.

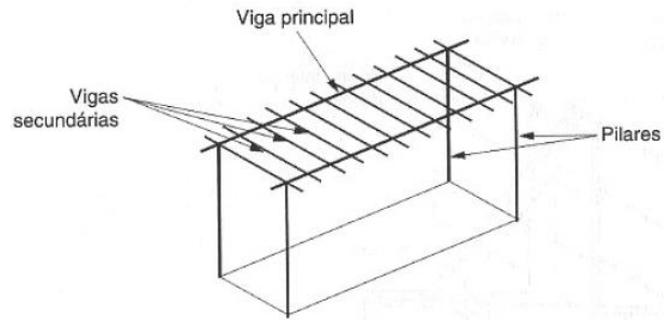


Figura 2.5 – Esquema simplificado do sistema estrutural. (PFEIL, 2003)



Figura 2.6 – Obra executada com estrutura de madeira.



Figura 2.7 – Vigas de piso apoiadas sobre vigas principais.



Figura 2.8 – Estrutura de madeira.

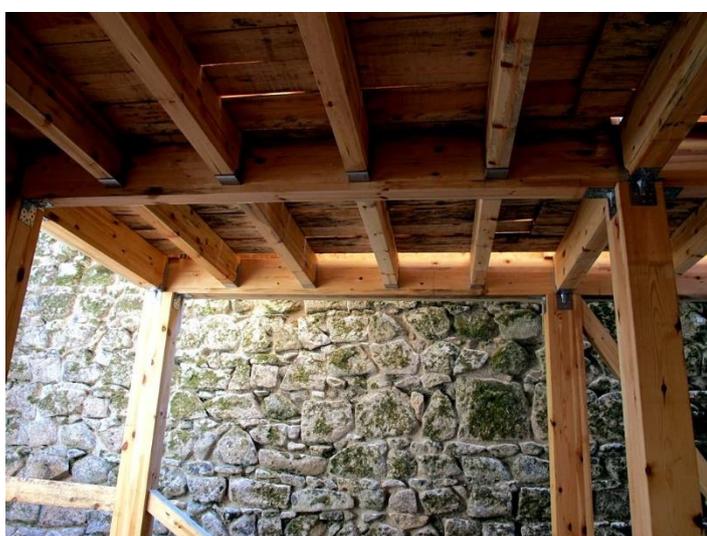


Figura 2.9 – Vigas de piso apoiadas sobre as vigas principais.



Figura 2.10 - Execução de estrutura de madeira.

O funcionamento das ligações entre os elementos de estruturas de madeira costuma se assemelhar ao funcionamento de uma rótula. Isso porque os métodos utilizados para as ligações

entre as peças produzem ligações deformáveis. Dessa forma, para que se garanta a indeslocabilidade da edificação quando sujeita a cargas horizontais como o vento, se faz necessário o uso de sistemas de contraventamento na estrutura.

O contraventamento pode ser feito com o uso de paredes diafragma, cabos de contraventamento, mãos-francesas, contraventamento em X ou K, entre outros. A Figura 2.11 à Figura 2.14 apresentam exemplos de sistemas de contraventamento aplicados em estruturas de madeira.



Figura 2.11 – Contraventamento em K.



Figura 2.12 – Contraventamento em X.



Figura 2.13 – Mão-francesa.



Figura 2.14 – Cabos de contraventamento.

Para as cargas horizontais provenientes da ação do vento sobre o edifício em estudo, serão utilizadas mãos-francesas em todas as ligações viga-pilar da estrutura, para as duas direções, conforme mostra a Figura 2.15. Vale ressaltar que este modelo de mãos-francesas foi adotado devido ao fato de as ligações viga-pilar nesse sistema serem consideradas como flexíveis, ou seja, aproximam-se do funcionamento de uma rótula. Neste caso, a estabilidade lateral do edifício é garantida pelo sistema de contraventamento adotado.

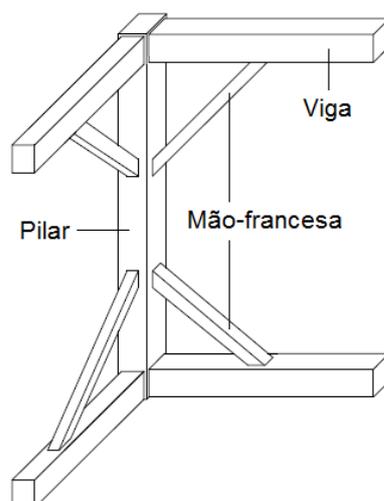


Figura 2.15 – Modelo de mãos-francesas adotado para o edifício.

2.2 ELEMENTOS COMPONENTES DA ESTRUTURA

2.2.1 PAREDES

Para o fechamento externo e para as divisórias internas do edifício serão utilizadas placas OSB (*oriented strand board*), gesso acartonado e placas cimentícias fixadas por meio de perfis metálicos, formando painéis. Os painéis são constituídos por elementos metálicos verticais (montantes) e horizontais (guias), não exercem função estrutural e seu dimensionamento não é estudo deste trabalho, sendo apenas considerado para efeitos de cálculo de cargas permanentes devido ao peso próprio das paredes.

A escolha do material utilizado para fechamento externo e para divisórias internas é determinada conforme o ambiente em que se encontra. Para o fechamento externo do edifício adotou-se placas OSB e placas cimentícias, enquanto para as paredes internas de áreas secas optou-se pelo gesso acartonado e para áreas molhadas a placa cimentícia. A Figura 2.16 apresenta os ambientes com as paredes para cada situação, e a Figura 2.17 apresenta um exemplo dos painéis que compõem as paredes bem como de seus elementos constituintes. As especificações dos materiais se encontram no Anexo A.

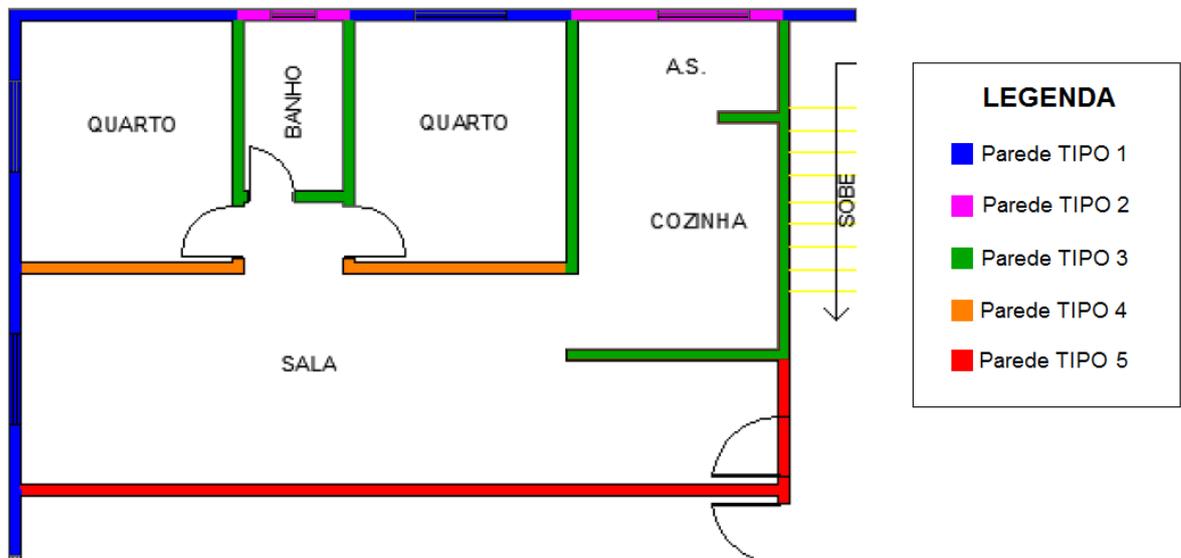


Figura 2.16 – Tipos de paredes diferenciados por ambiente.



Figura 2.17 – Placas OSB e placas cimentícias. (SALLES, 2016)

2.2.2 SISTEMA DE LAJES

O sistema de lajes adotado para o edifício consiste de placas OSB revestidas com placas cimentícias, retiradas do catálogo do fabricante que se encontra no Anexo A, onde se encontram as especificações do painel. A placa OSB confere leveza à estrutura e possui fácil instalação, e a placa cimentícia é favorável à utilização em áreas molhadas, uma vez que é mais resistente à umidade. Optou-se pela utilização conjunta dos materiais para todas as lajes do edifício a fim de conferir uniformidade ao processo construtivo. A Figura 2.18 apresenta as principais especificações.

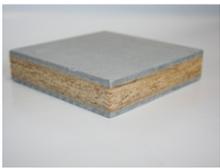
Tipo de painel	Espessura	Dimensões	Peso	Carga máxima
	(mm)	(m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
	23	1,20 x 2,50	23	500

Figura 2.18 – Especificações dos painéis de laje. (SALLES, 2016)

2.2.3 ESCADAS

As escadas do edifício são estruturadas em madeira da mesma espécie que os demais elementos da estrutura, com placas OSB para os degraus e espelhos. As escadas são construídas a partir de vigas inclinadas sobre as quais são apoiados os degraus, enquanto os patamares entre pavimentos são apoiados sobre pilaretes de madeira. Na seção 4.1.3 é abordado em mais detalhes a geometria da escada adotada.

A Figura 2.19 mostra exemplos de escadas com vigas inclinadas de madeira, e a Figura 2.20 mostra um exemplo de patamar de escada apoiado sobre pilares de madeira.



Figura 2.19 – Escadas de madeira.



Figura 2.20 – Patamares da escada apoiados sobre pilares de madeira.

2.2.4 CONTRAVENTAMENTO

A estabilidade da edificação tendo em vista as ações horizontais (por exemplo, o vento) e os efeitos de imperfeições como desalinhamento dos pilares em sistemas estruturais aporticados, depende da rigidez das ligações viga-pilar. Nos sistemas estruturais para edificações em que as ligações viga-pilar são flexíveis, o contraventamento é essencial para restringir o movimento lateral dos pilares e assim impedir a sua flambagem precoce (PFEIL, 2003).

O presente trabalho considera flexível todas as ligações entre os elementos estruturais do edifício, fazendo-se essencial a adoção de um sistema eficiente de contraventamento. Nas

estruturas de madeira os contraventamentos podem ser feitos por meio de paredes diafragma, treliçados em X ou mãos-francesas.

Neste trabalho optou-se pela utilização de mãos francesas em todas as ligações viga-pilar da estrutura de forma a garantir a estabilidade do edifício, conforme mostra a Figura 2.15. É importante salientar que as ligações mão-francesa-viga e mão-francesa-pilar no edifício em questão também são rotuladas.

2.2.5 COBERTURA

A cobertura do edifício residencial foi considerada com inclinação de 15% para o interior da edificação, com o fechamento feito com telhas metálicas. Foi considerada uma platibanda de um metro de altura em todo o perímetro da cobertura, de modo a protegê-la e ornamentar o edifício. A Figura 2.21 apresenta a planta de cobertura do edifício em análise.

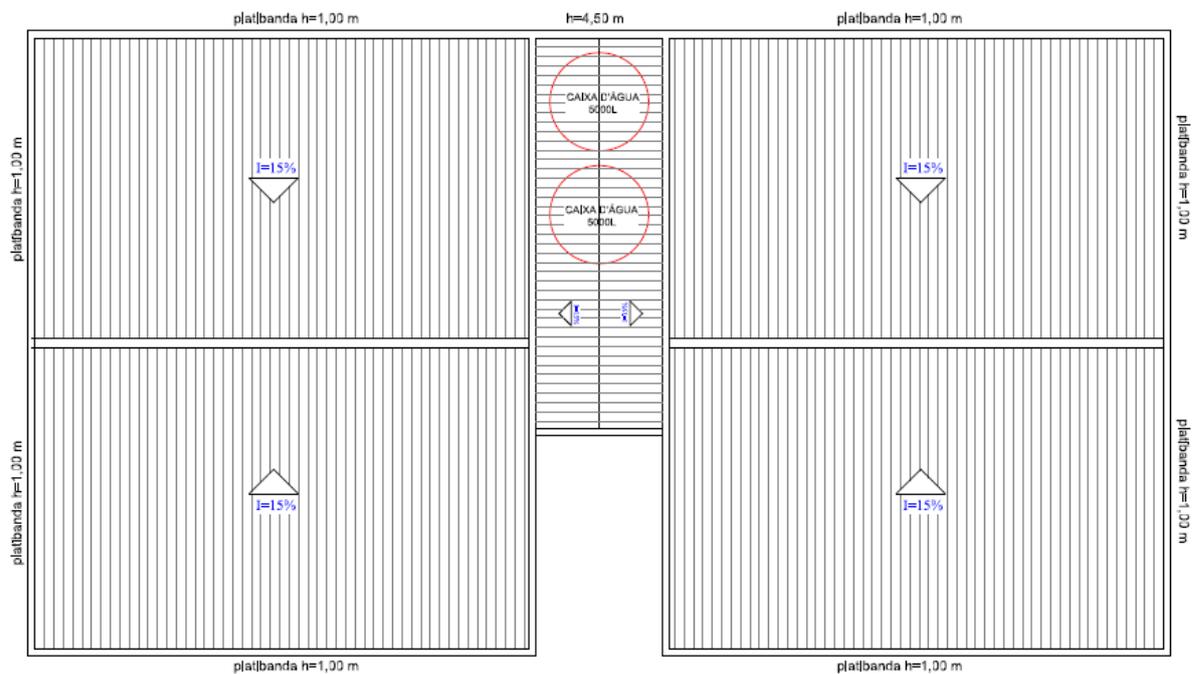


Figura 2.21 – Planta de cobertura. (SALLES, 2016)

3. MODELAGEM ESTRUTURAL

Este capítulo apresenta as propriedades dos elementos estruturais e o modelo estrutural desenvolvido para o edifício residencial em estudo sob as ações das cargas atuantes sobre a estrutura.

3.1 PROPRIEDADES

Para os elementos componentes da estrutura (pilares, vigas, vigas de piso e mãos-francesas) optou-se pela utilização da tecnologia de MLC. Tal escolha tem como base as diversas vantagens que essa tecnologia apresenta quando comparada às peças tradicionais de madeira maciça serrada.

A madeira serrada é vendida em seções padronizadas, limitadas pelas dimensões das árvores das quais a madeira é obtida. Já a MLC permite a confecção de peças de grandes dimensões, uma vez que as peças são produzidas a partir da colagem de lâminas de madeira selecionada com adesivos sob pressão. Outras vantagens da MLC são a possibilidade de formas livres, alta resistência ao fogo, número menor de ligações em relação às estruturas de madeira feitas com peças maciças, leveza, facilidade de montagem, matéria-prima renovável e baixa energia para fabricação.

A espécie de madeira utilizada no edifício em estudo é a *Eucalyptus saligna*. De acordo com a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), vinculada ao Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (MAPA), a *Eucalyptus Saligna* está entre as espécies de eucalipto mais plantadas no país, em função de suas características.

3.1.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA

A NBR 7190 (1997) fornece uma tabela com os valores médios de resistência e módulo de deformação longitudinal, para a umidade padrão $U = 12\%$ para madeiras dicotiledôneas nativas e de reflorestamento. A Tabela 3.1 apresenta as propriedades da espécie de madeira *Eucalyptus saligna*:

Tabela 3.1 - Propriedades da *Eucalyptus saligna*.

Nome Comum	Nome Científico	$\rho_{apar(12\%)}$ (kg/m^3)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	f_{tn} (MPa)	f_v (MPa)	E_c (MPa)
Eucalipto	<i>Eucalyptus saligna</i>	731	46,8	95,5	4,0	8,2	14933

onde:

$\rho_{apar(12\%)}$ – massa específica aparente a 12% de umidade;

f_c – resistência à compressão paralela às fibras;

f_t – resistência à tração paralela às fibras;

f_{tn} – resistência à tração normal às fibras;

f_v – resistência ao cisalhamento;

E_c – módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras.

Os valores apresentados na Tabela 3.1 são valores médios e devem ser transformados em valores de dimensionamento. Essa transformação é feita com o uso do coeficiente de variação de resistência δ , coeficiente de minoração das propriedades da madeira γ_w e do coeficiente de modificação k_{mod} , que leva em conta as influências não consideradas por γ_w . As próximas seções apresentam os valores de cada um desses coeficientes de correção das resistências da madeira.

3.1.1.1 Coeficiente de Variação de Resistência δ

De modo geral, admite-se que as resistências das madeiras tenham distribuições normais. O valor representativo básico adotado é a chamada resistência característica inferior, correspondente ao quantil de 5% da distribuição de resistências (NBR7190, 1997). Assim, a resistência característica de um material é dada pela expressão (3.1.1):

$$f_k = f_m(1 - 1,645 \delta) \quad (3.1.1)$$

onde:

f_k – resistência característica do material;

f_m – resistência média do material;

δ – coeficiente de variação das resistências.

De modo geral, lotes homogêneos de materiais apresentam coeficientes de variação inferiores a 15%. Porém devido ao fato de não se conhecer valores experimentais efetivos para o caso das madeiras, a norma adota um valor para o coeficiente de variação δ igual a 18% para esforços normais e 28% para cisalhamento. Dessa forma tem-se o valor de f_k para resistência a esforços normais e de cisalhamento dados pelas expressões (3.1.2) e (3.1.3) respectivamente.

$$f_k = 0,70 f_m \quad (3.1.2)$$

$$f_k = 0,54 f_m \quad (3.1.3)$$

3.1.1.2 Coeficiente de Minoração da Resistência γ_w

A NBR 7190 (1997) apresenta os valores do coeficiente de minoração da resistência da madeira de acordo com os esforços atuantes sobre o material e de acordo com o estado limite a ser verificado, conforme o descrito abaixo:

- E.L.U. decorrentes de tensões de compressão paralela às fibras: $\gamma_{wc} = 1,4$;
- E.L.U. decorrentes de tensões de tração paralela às fibras: $\gamma_{wt} = 1,8$;
- E.L.U. decorrentes de tensões de cisalhamento paralelo às fibras: $\gamma_{wv} = 1,8$;
- E.L.S.: $\gamma_w = 1,0$.

3.1.1.3 Coeficiente de Modificação k_{mod}

O coeficiente de modificação k_{mod} é dado pela equação (3.1.4):

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \quad (3.1.4)$$

onde:

$k_{mod,1}$ – coeficiente que leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado;

$k_{mod,2}$ – coeficiente que leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado;

$k_{mod,3}$ – coeficiente que leva em conta a incidência de defeitos na peça de madeira.

A NBR 7190 (1997) fornece tabelas com os valores para os coeficientes de modificação de acordo com a classe de carregamento, com a classe de umidade e com o tipo de madeira utilizada.

As classes de carregamento são definidas de acordo com o tempo de duração da ação da variável principal, e são apresentadas na Tabela 3.2.

A Tabela 3.3 apresenta os valores de $k_{mod,1}$ fornecidos pela norma.

Tabela 3.2 – Classes de carregamento

Classe	Período acumulado de tempo de atuação da carga variável de base de uma combinação de ações
Permanente	Vida útil da construção
Longa duração	Mais de 6 meses
Média duração	1 semana a 6 meses
Curta duração	Menos de uma semana
Duração instantânea	Muito curta

Tabela 3.3 – Valores de $k_{mod,1}$ segundo a NBR 7190 (1997).

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,80	0,65
Curta duração	0,90	0,90
Instantânea	1,10	1,10

As classes de umidade são definidas de acordo com a umidade relativa do ambiente e grau de umidade da madeira, e são apresentadas na Tabela 3.4.

A Tabela 3.5 apresenta os valores de $k_{mod,2}$ fornecidos pela norma.

Tabela 3.4 – Classes de umidade

Classe de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Grau de umidade da madeira (equilíbrio com o ambiente)
1 (padrão)	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$85\% < U_{amb}$, durante longos períodos	$\geq 25\%$

Tabela 3.5 – Valores de $k_{mod,2}$ segundo a NBR 7190 (1997).

Classes de umidade	Madeira serrada	Madeira recomposta
	Madeira laminada colada Madeira compensada	
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9

A Tabela 3.6 apresenta os valores de $k_{mod,3}$ segundo a NBR 7190.

Tabela 3.6 - Valores de $k_{mod,3}$ segundo a NBR 7190 (1997).

Produto de madeira	Tipo de madeira	Categoria	$k_{mod,3}$
Serrada	Dicotiledôneas	1ª categoria	1,0
		2ª categoria	0,8
	Coníferas	1ª ou 2ª	0,8
Laminada e colada	Qualquer	1ª ou 2ª – peça curva	$1,0 - 2000 \left(\frac{r}{t}\right)^2$
		1ª ou 2ª – peça reta	1,0

Onde t é a espessura da lâmina da madeira e r o raio de curvatura mínimo.

Para o edifício em análise adotou-se que os elementos estruturais são de madeira laminada colada sob carregamento de longa duração ($k_{mod,1} = 0,7$). Considerou-se que o edifício será construído em localidade com umidade média de 60%, sendo classificado, portanto como classe de umidade 1 ($k_{mod,2} = 1,0$). Tendo em vista que a madeira laminada e colada é um elemento estrutural mais industrializado, considerou-se que as peças retas de madeira são classificadas

como madeira de 1ª categoria ($k_{mod,3} = 1,0$). Aplicando-se a equação (3.1.4) obtém-se o coeficiente de modificação $k_{mod} = 0,7$.

Definidos os coeficientes acima, as resistências de dimensionamento são dadas pela equação (3.1.5).

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_w} \quad (3.1.5)$$

Os valores de dimensionamento para as propriedades da madeira Eucalyptus Saligna são mostrados na Tabela 3.7:

Tabela 3.7 - Valores de dimensionamento para as propriedades da Eucalyptus Saligna.

Nome comum	Nome científico	$\rho_{apar(12\%)}$ (kg/m^3)	f_{cd} (MPa)	f_{td} (MPa)	f_{tna} (MPa)	f_{vd} (MPa)	$E_{c.ef}$ (MPa)
Eucalipto	<i>Eucalyptus Saligna</i>	731	16,471	26,142	1,408	1,72	10450

onde:

$\rho_{apar(12\%)}$ – massa específica aparente a 12% de umidade;

f_{cd} – resistência de dimensionamento à compressão paralela às fibras;

f_{td} – resistência de dimensionamento à tração paralela às fibras;

f_{tna} – resistência de dimensionamento à tração normal às fibras;

f_{vd} – resistência de dimensionamento ao cisalhamento;

$E_{c.ef}$ – módulo de elasticidade efetivo à compressão paralela às fibras da madeira.

3.1.2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA

Em relação à geometria das peças, devem ser utilizadas seções que resistam aos esforços na estrutura causados pela aplicação das combinações de carregamentos segundo os Estados Limites Últimos e de Serviço. As seções utilizadas para cada um dos elementos da estrutura são mostradas na Tabela 3.8, e os cálculos das propriedades referentes às suas geometrias são apresentados a seguir.

Tabela 3.8 – Seções transversais dos elementos da estrutura.

Designação	Seção	Base (cm)	Altura (cm)
Pilar	Retangular	30,00	30,00
Viga	Retangular	20,00	30,00
Mão francesa	Retangular	10,00	10,00
Vigas de piso do pavimento tipo	Retangular	7,50	22,50
Vigas de piso da cobertura	Retangular	5,00	12,50
Pilaretes da escada	Retangular	7,5	7,5

A Tabela 3.9 resume as propriedades referentes à geometria dos elementos componentes da estrutura.

Tabela 3.9 – Propriedades geométricas dos elementos componentes da estrutura.

Propriedade	Unidade	Pilar	Viga	Mão- francesa	Vigas de piso		Pilaretes da escada
					Tipo	Cob.	
A	cm^2	900,00	600,00	100,00	168,75	62,50	56,25
I_x	cm^4	67500,00	45000,00	833,33	7119,14	813,80	263,67
I_y	cm^4	67500,00	20000,00	833,33	791,02	130,21	263,67
i_x	cm	8,66	8,66	2,89	6,50	3,61	2,17
i_y	cm	8,66	5,77	2,89	2,17	1,44	2,17
d_x	cm	15,00	15,00	5,00	11,25	6,25	3,75
d_y	cm	15,00	10,00	5,00	3,75	2,50	3,75
W_x	cm^3	4500,00	3000,00	166,67	632,81	130,21	70,31
W_y	cm^3	4500,00	2000,00	166,67	210,94	52,08	70,31

3.2 GEOMETRIAS DO MODELO

A estrutura foi modelada em pórticos constituídos por barras com seções definidas na Tabela 3.8. Com relação às condições de vinculação entre os elementos, todas as ligações foram consideradas rotuladas. Os apoios da estrutura foram considerados como apoios de segundo gênero.

A Figura 3.1 apresenta a planta baixa do edifício com a identificação dos pilares e vigas da estrutura. A Figura 3.2 apresenta os eixos, definidos de acordo com os pórticos que serão analisados na estrutura.

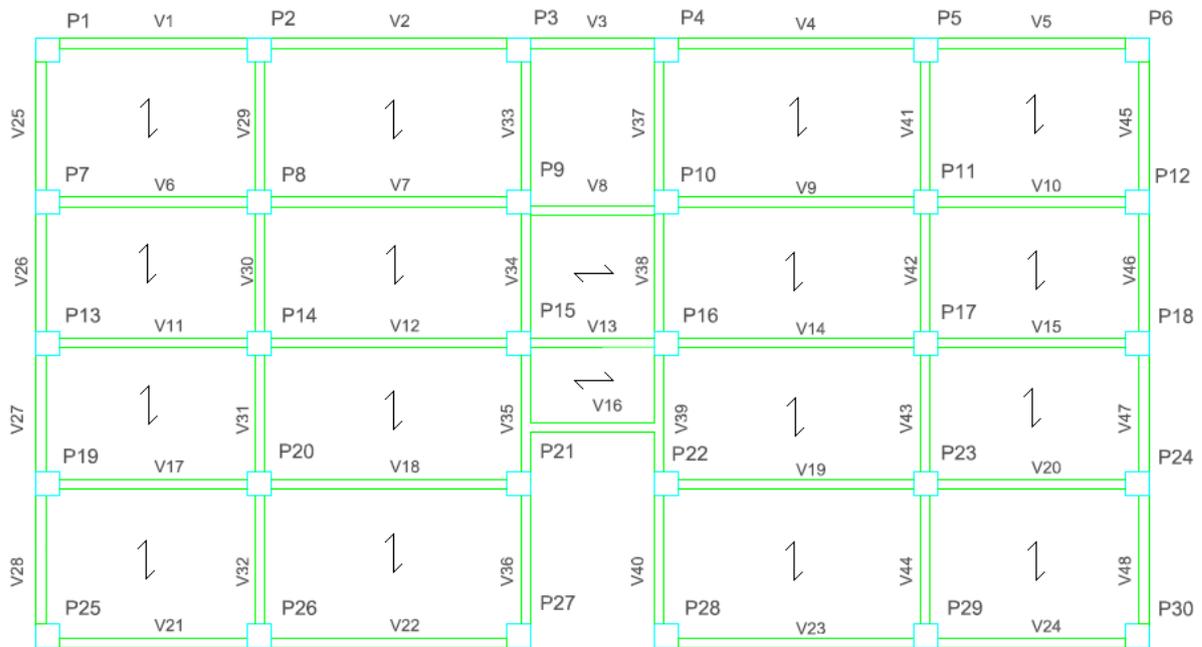


Figura 3.1 – Identificação das vigas e pilares.

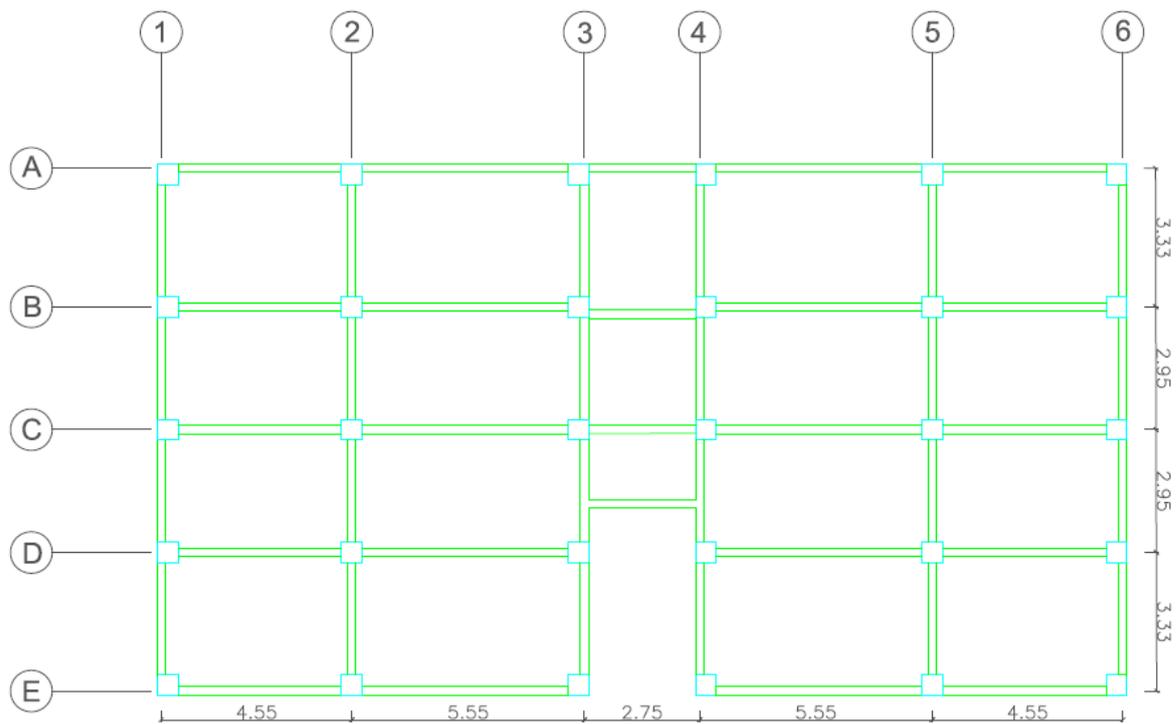


Figura 3.2 – Sistema de eixos adotados.

Conforme explicado anteriormente, foram adotadas mãos-francesas na estrutura como sistema de contraventamento do edifício. Nos pavimentos tipo, as mãos-francesas foram alocadas em todas as ligações viga-pilar, com suas extremidades a 1 m de distância tanto na direção horizontal quanto na direção vertical das ligações, conforme mostra a Figura 3.3. No pavimento da caixa d'água, devido à altura reduzida, estas foram alocadas a 1 m ou a 0,75 m de distância na direção horizontal das ligações viga-pilar, e a 0,75 m de distância na direção vertical das ligações, conforme mostra a Figura 3.4.

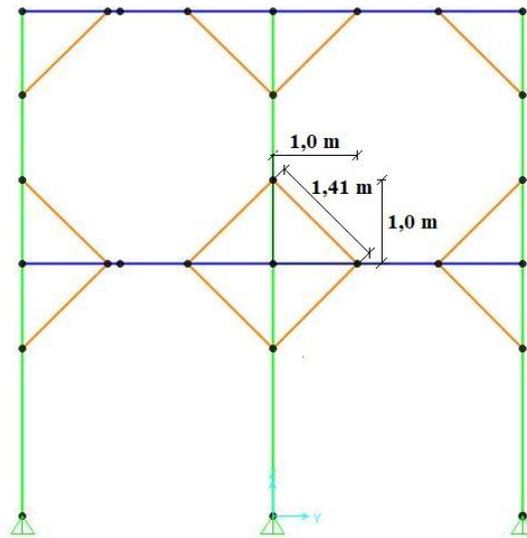


Figura 3.3 - Mão-francesa nos pavimentos tipo.

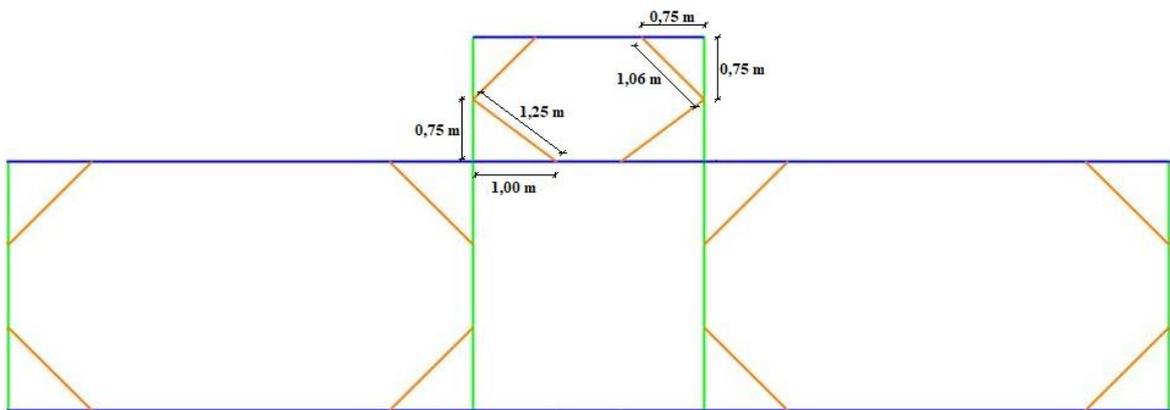


Figura 3.4 – Mão-francesa no pavimento da caixa d'água.

A Figura 3.5 à Figura 3.12 apresentam os pórticos a serem analisados no modelo estrutural nas duas direções e, a Figura 3.13 mostra um esquema tridimensional da estrutura modelada.

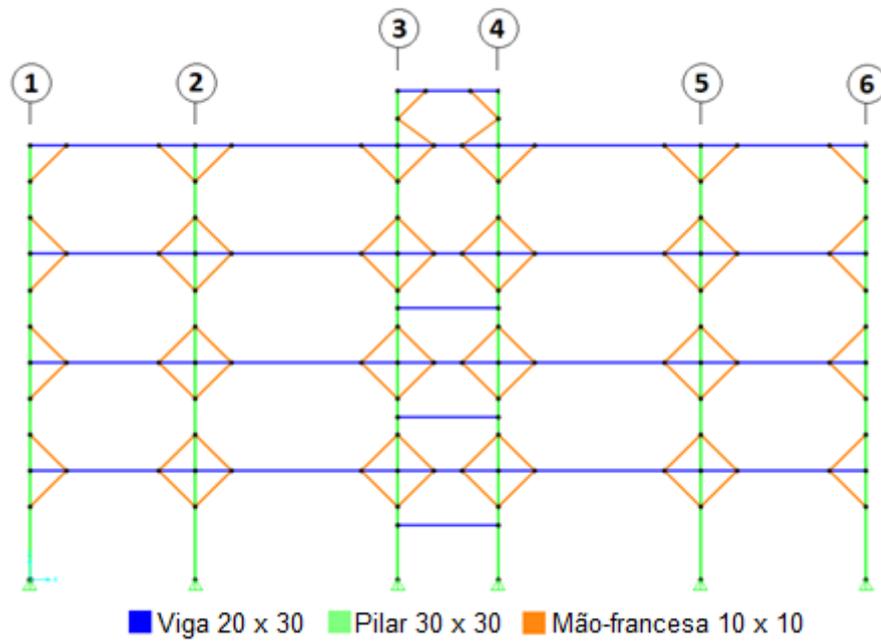


Figura 3.5 – Pórtico no eixo A.

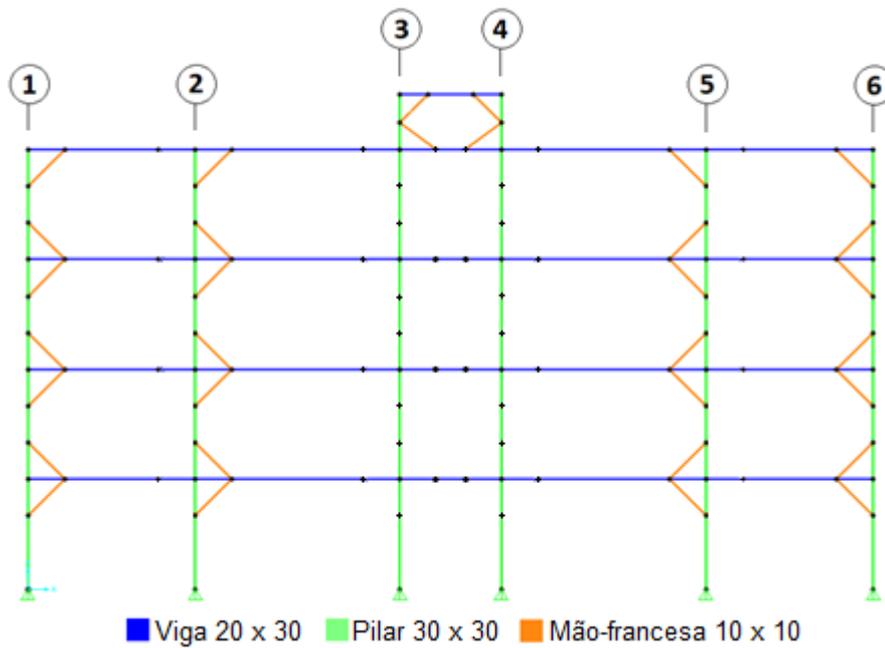


Figura 3.6 – Pórtico no eixo B.

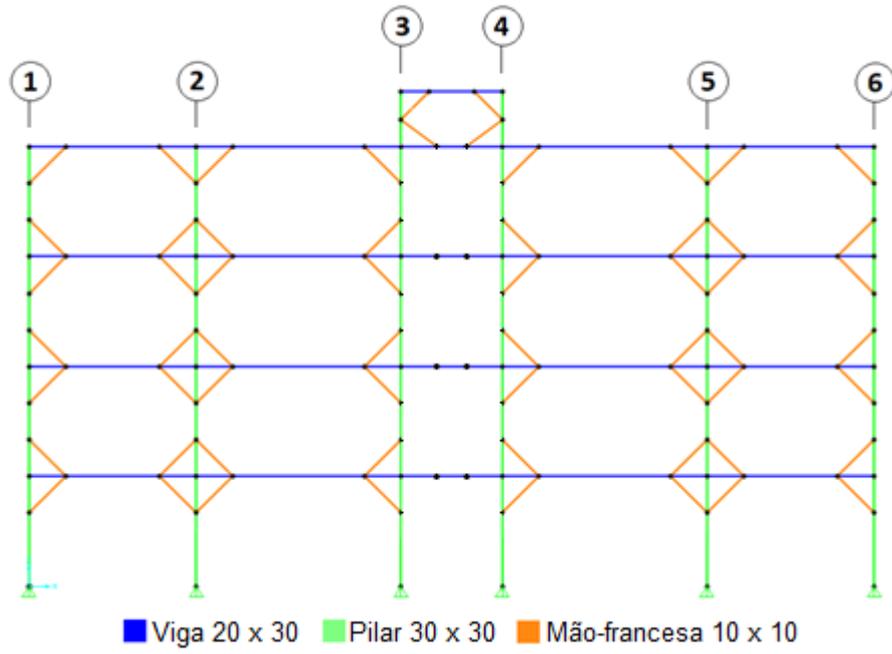


Figura 3.7 – Pórtico no eixo C.

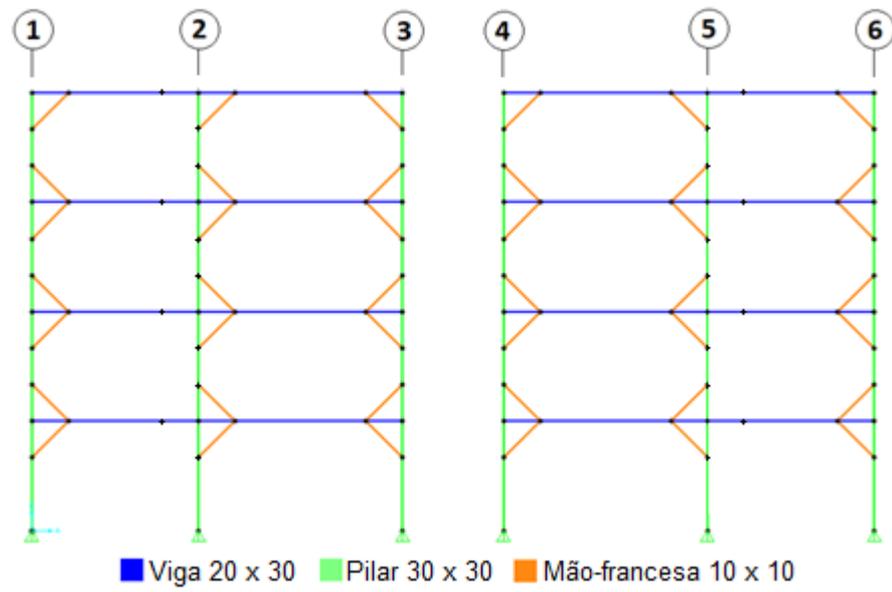


Figura 3.8 – Pórtico no eixo D.

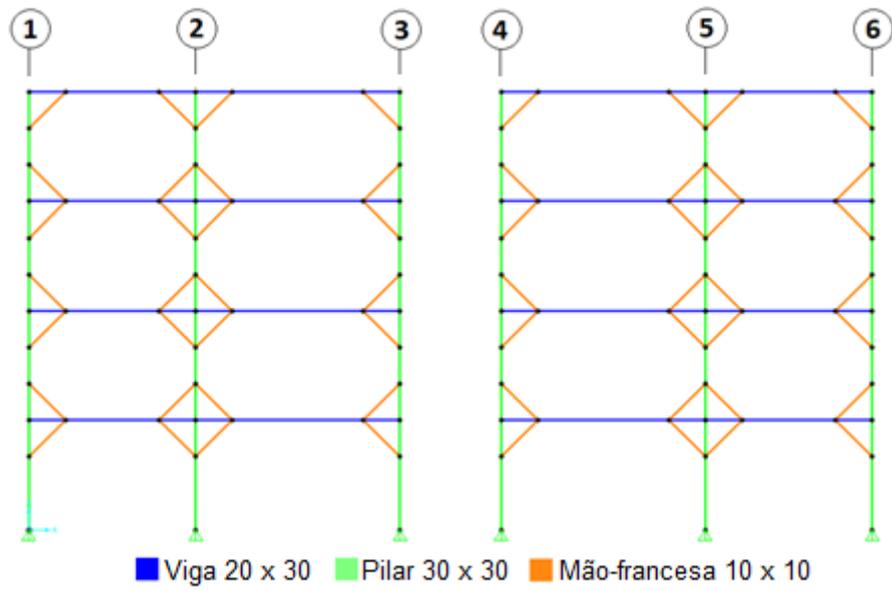


Figura 3.9 – Pórtico no eixo E.

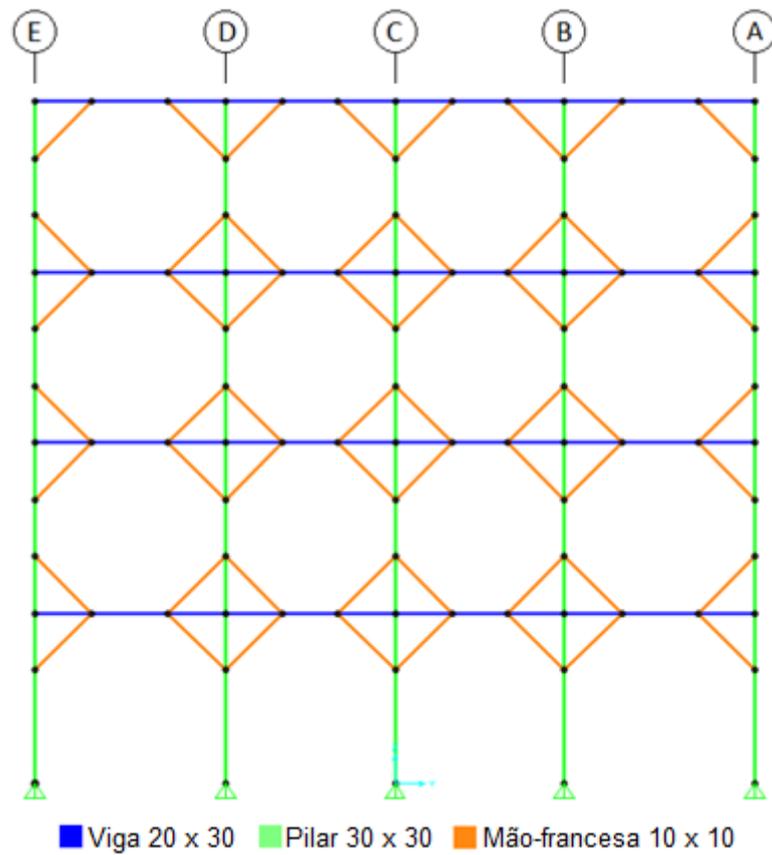


Figura 3.10 – Pórticos nos eixos 1 e 6.

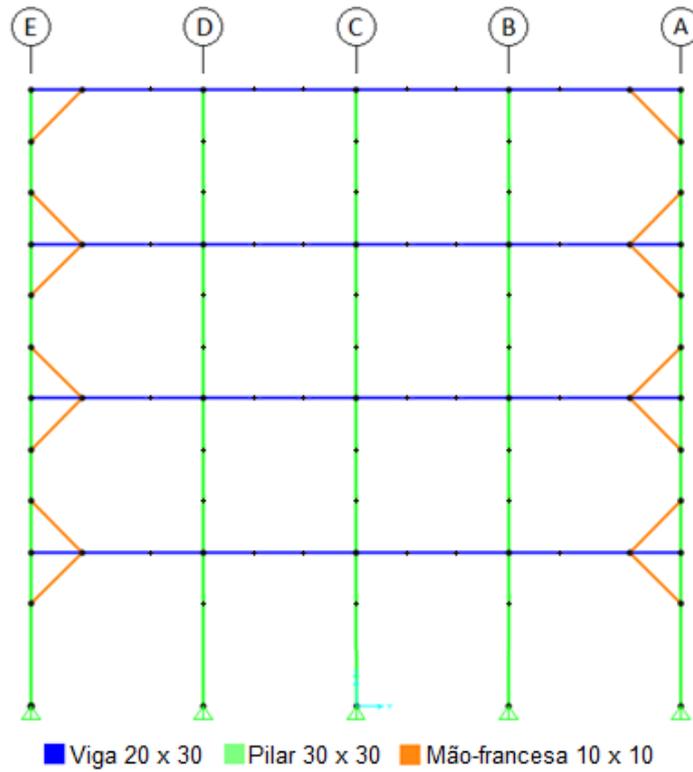


Figura 3.11 – Pórticos nos eixos 2 e 5.

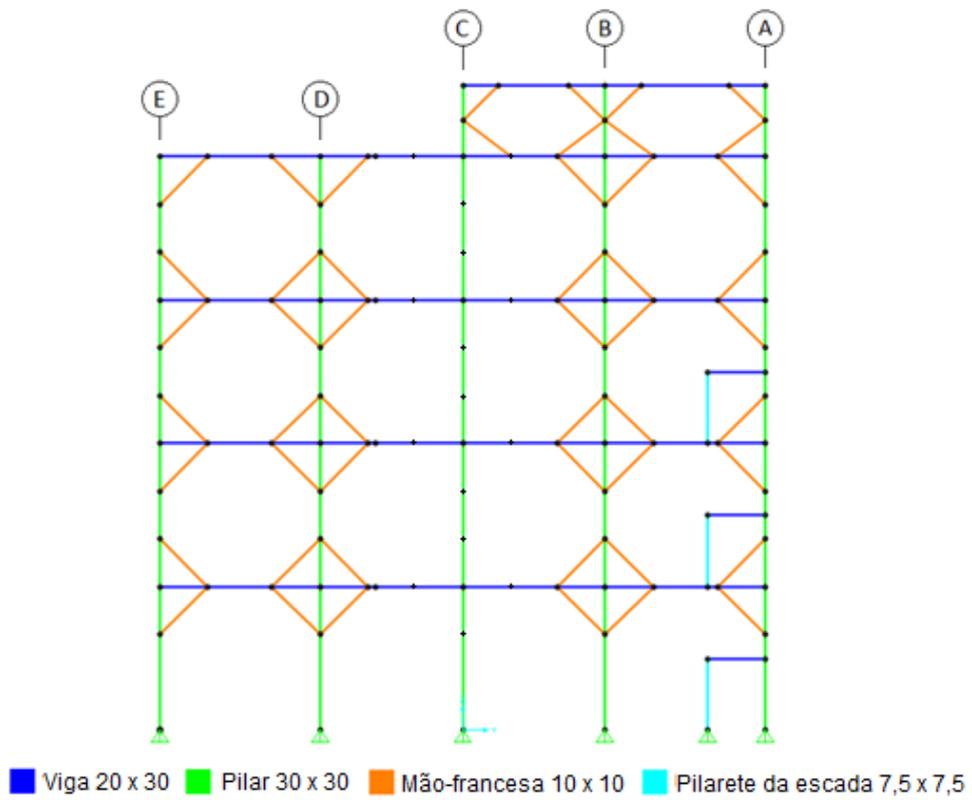


Figura 3.12 – Pórticos nos eixos 3 e 4.

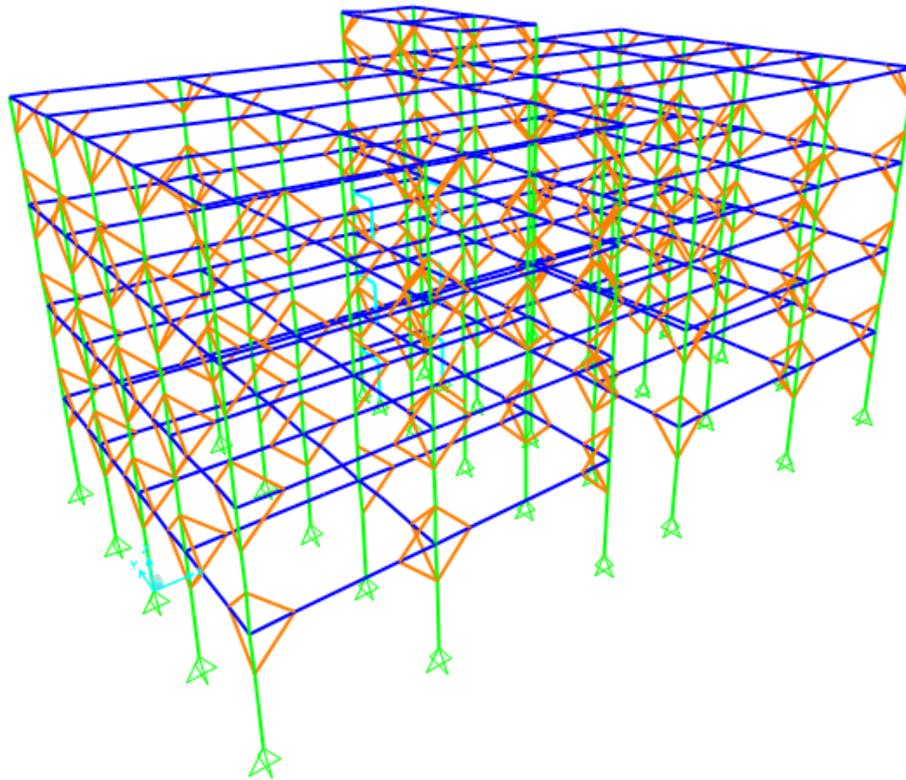


Figura 3.13 – Estrutura tridimensional.

4. CARREGAMENTOS

Para a análise estrutural do modelo, foram adotados valores de acordo com as normas NBR 6120 (1980) – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, e NBR 6123 (1988) – Forças devido ao vento em edificações, para carregamentos devido a ações permanentes e ações variáveis.

4.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes são dadas pelo peso próprio dos elementos estruturais modelados e elementos estruturais ou construtivos não modelados como paredes, pisos, escadas, caixas d'água e telhado. As cargas devido a cada um dos elementos são apresentadas a seguir.

4.1.1 PESO PRÓPRIO DAS PAREDES

As cargas de peso próprio das paredes se diferenciam de acordo com o tipo de fechamento adotado para cada ambiente, como apresentado no tópico 2.2.1. A Figura 4.1 ilustra os tipos de paredes adotados para cada ambiente.

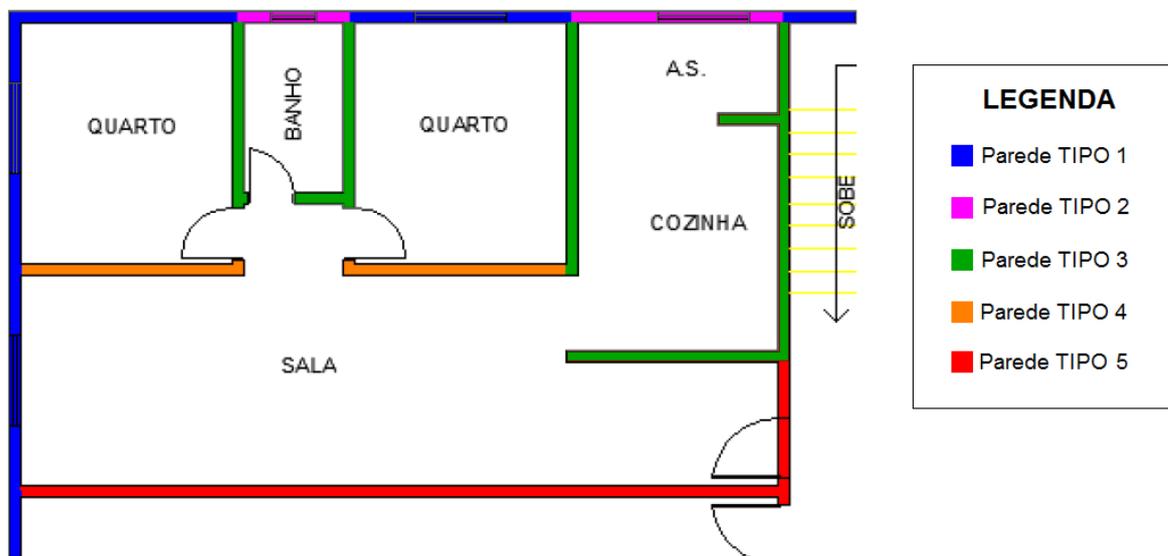


Figura 4.1 – Tipos de paredes diferenciados por ambiente.

A Tabela 4.1 à Tabela 4.5 especificam as cargas devido ao peso próprio de cada um dos tipos de parede.

Tabela 4.1 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 1.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m ³)	Massa (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
Perfil metálico	---	---	0,05
Total	---	---	0,37

Tabela 4.2 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 2.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Massa (kN/m²)
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	100,0	10,00	0,01
Revestimento	---	---	1,00
Perfil metálico	---	---	0,05
Total	---	---	1,33

Tabela 4.3 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 3.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Massa (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
Perfil metálico	---	---	0,05
Total	---	---	1,29

Tabela 4.4 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 4.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Massa (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
Perfil metálico	---	---	0,05
Total	---	---	0,24

Tabela 4.5 – Cálculo de carga de peso próprio da parede TIPO 5.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m ³)	Massa (kN/m ²)
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
Perfil metálico	---	---	0,05
Total	---	---	0,41

Os catálogos dos materiais adotados constam no Anexo A.

As cargas definidas para as paredes do edifício foram todas consideradas sem o desconto das aberturas de portas e janelas. As paredes sobre as vigas principais tiveram suas cargas de peso próprio aplicadas diretamente sobre as vigas que as suportam, como carga uniformemente distribuídas ao longo do comprimento das vigas, enquanto as paredes localizadas no meio das lajes tiveram suas cargas consideradas como uniformemente distribuídas sobre a área total da laje. As paredes destacadas na Figura 4.2 são as paredes referentes a esse último caso.

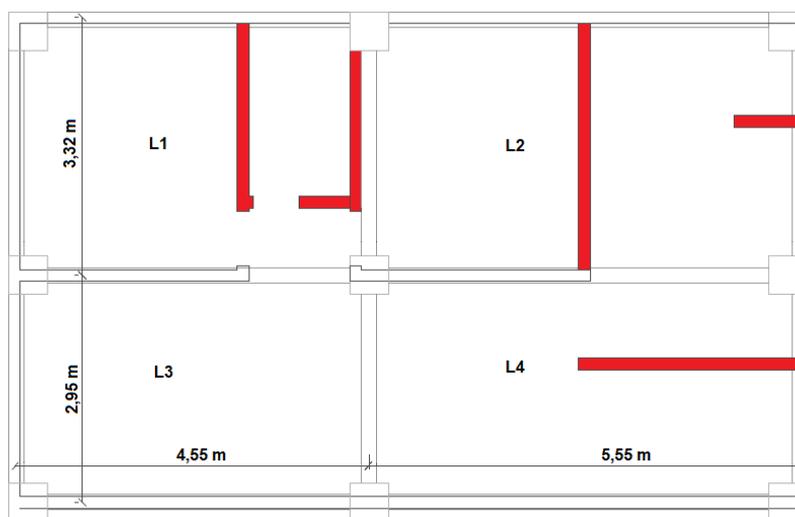


Figura 4.2 – Paredes distribuídas sobre as lajes.

A Tabela 4.6 apresenta os valores das cargas devido ao peso próprio das paredes distribuídas nas lajes do apartamento.

Tabela 4.6 – Cargas de peso próprio das paredes distribuídas sobre as lajes.

Laje	Parede	Área das paredes (m ²)	Carga das Paredes (kN)	Área da laje (m ²)	Carga distribuída (kN/m ²)
L1	Tipo 3	16,65	21,48	15,12	1,42
L2	Tipo 3	12,36	15,94	18,43	0,86
L3	---	---	---	13,42	---
L4	Tipo 3	8,40	10,84	16,37	0,66

A Figura 4.3 apresenta as cargas devido ao peso próprio das paredes em um dos apartamentos do pavimento tipo, e a Figura 4.4 apresenta uma visão geral das cargas de peso próprio das paredes em todo o pavimento tipo.

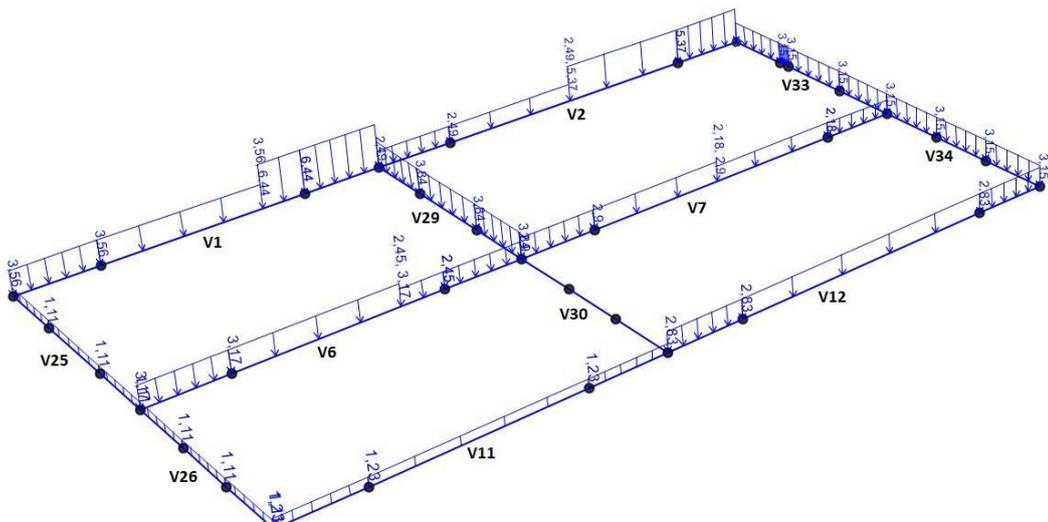


Figura 4.3 – Peso próprio das paredes no apartamento.

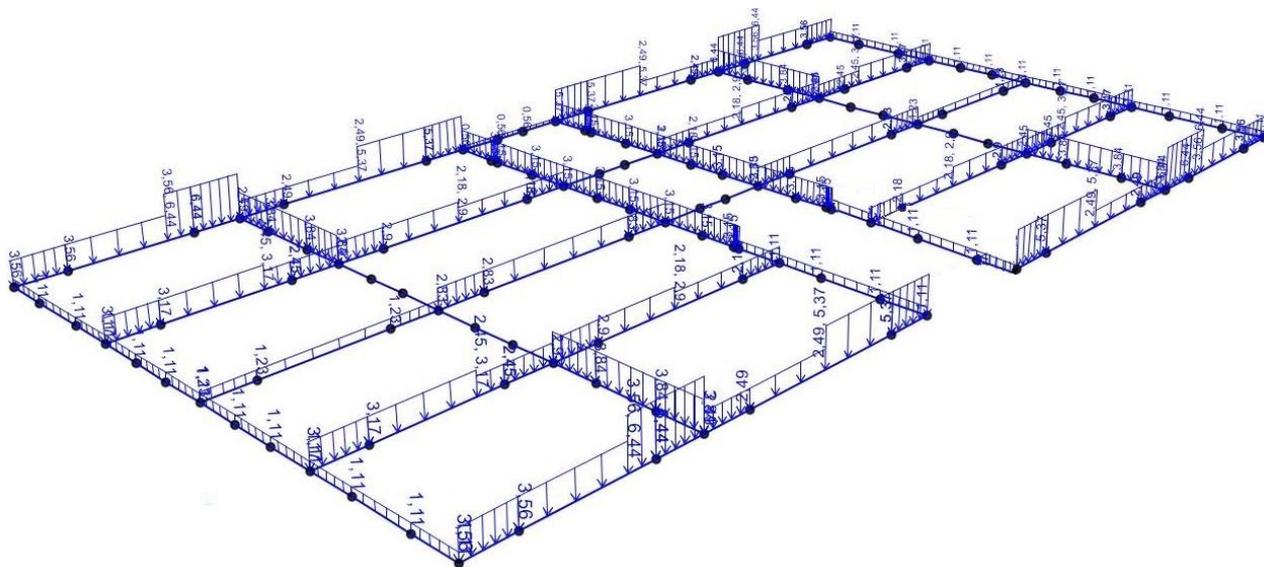


Figura 4.4 – Peso próprio das paredes no pavimento tipo.

4.1.2 PESO PRÓPRIO DO PISO

Para as cargas de peso próprio do piso foram consideradas as cargas de peso próprio do piso do pavimento tipo e peso próprio do forro da cobertura. As cargas do pavimento tipo e da cobertura são diferentes, pois as vigas de piso possuem seções e carregamentos diferentes.

A escolha da seção das vigas de piso está relacionada a fatores como a carga de utilização da edificação, peso próprio do piso, peso próprio das paredes e comprimento do vão. No caso do pavimento tipo, as vigas de piso são dimensionadas para suportar as cargas permanentes devido ao peso próprio das paredes internas dos apartamentos e as sobrecargas de utilização para edifícios residenciais. Já no caso da cobertura, não existem paredes internas, e a sobrecarga de utilização de forros fornecida pela NBR 6120 (1980) é inferior à utilizada para edifícios residenciais, resultando em vigas com menores dimensões.

A Figura 4.5 mostra a configuração das vigas de piso, espaçadas a cada 40 cm tanto para o pavimento tipo quanto para a cobertura. Pode-se observar que o edifício foi dimensionado predominantemente como “armado” em uma única direção, ou seja, o vigamento de piso tanto para o pavimento tipo quanto para a cobertura foi projetado sempre em uma única direção, com exceção do vigamento de piso do hall, que possui direção diferente do restante do edifício.

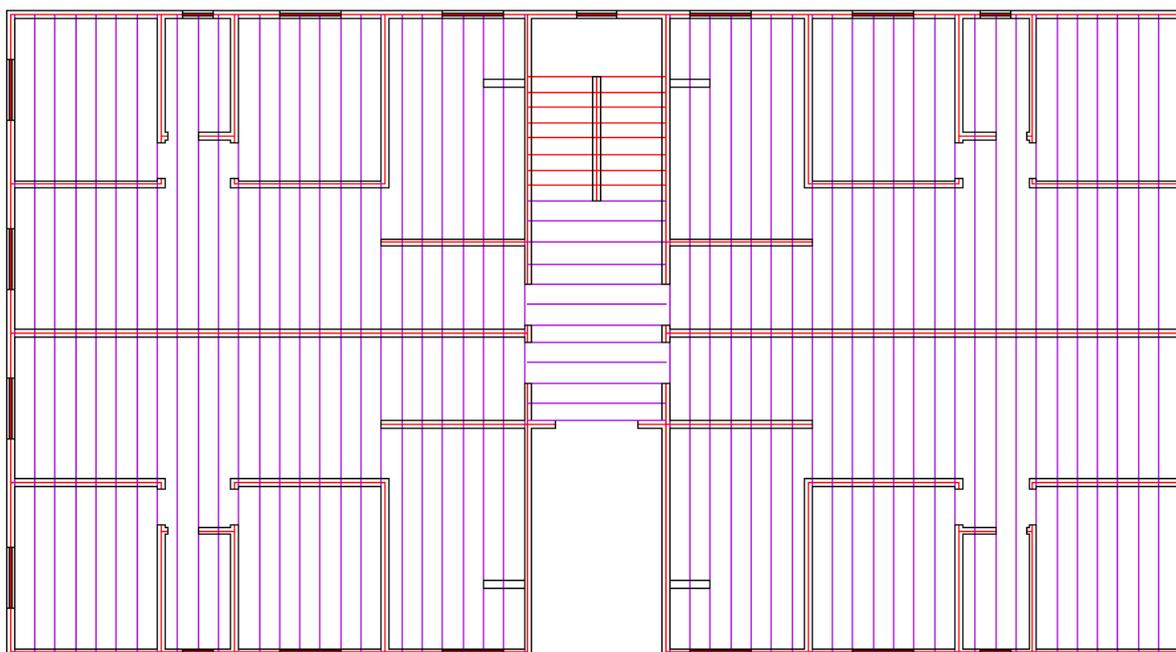


Figura 4.5 – Configuração das vigas de piso do pavimento tipo e cobertura.

Para o dimensionamento das vigas de piso do pavimento tipo foram analisadas todas as situações de cargas e vãos para se identificar o caso crítico. A seção encontrada mediante o dimensionamento do caso crítico foi adotada para todas as vigas de piso do pavimento tipo, garantindo a uniformidade da estrutura. O dimensionamento da viga de piso para o caso crítico é apresentado no capítulo 5.

A Tabela 4.7 apresenta os valores de cada componente da carga de peso próprio do piso e seu valor total para o piso do pavimento tipo e da cobertura. A Figura 4.6 e a Figura 4.7 apresentam as cargas de peso próprio do piso distribuídas nas vigas principais do pavimento tipo e da cobertura.

Tabela 4.7 – Cargas que compõem o peso próprio do piso do pavimento tipo e da cobertura.

Material	Peso (kN/m ²)	
	Piso Pav. Tipo	Piso Cobertura
OSB + Placa cimentícia	0,23	0,23
Lã de vidro	0,01	0,01
Revestimento	1,00	1,00
Forro	0,08	0,08
Vigas de piso	0,30	0,11
Total	1,62	1,43

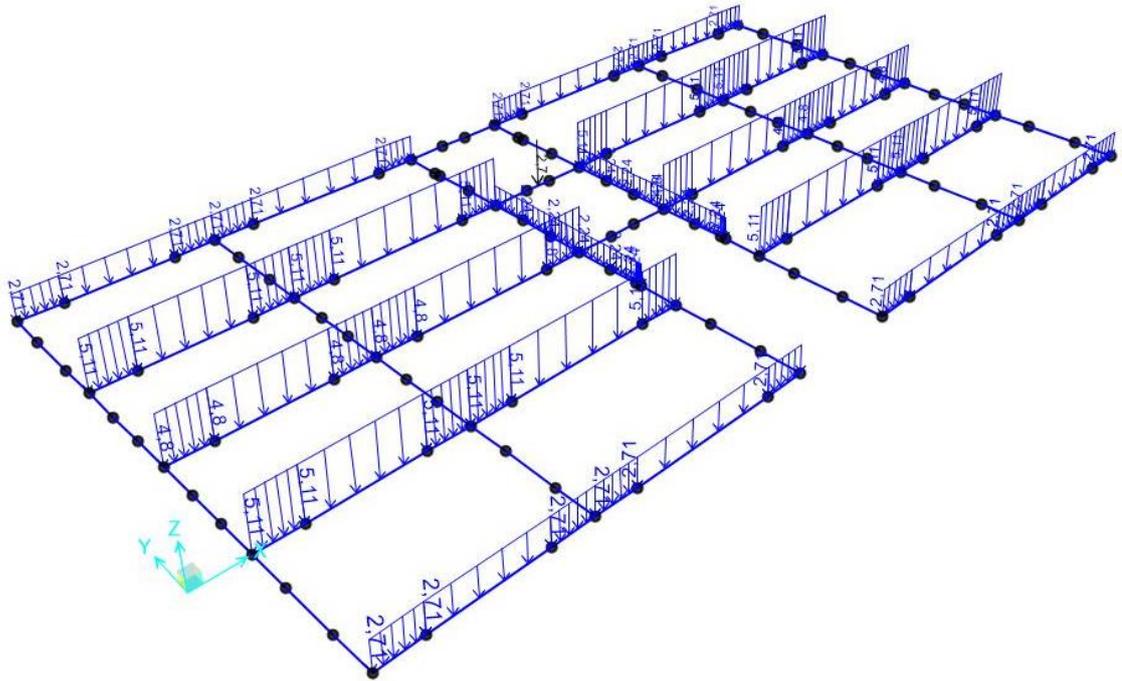


Figura 4.6 – Peso próprio do piso no pavimento tipo.

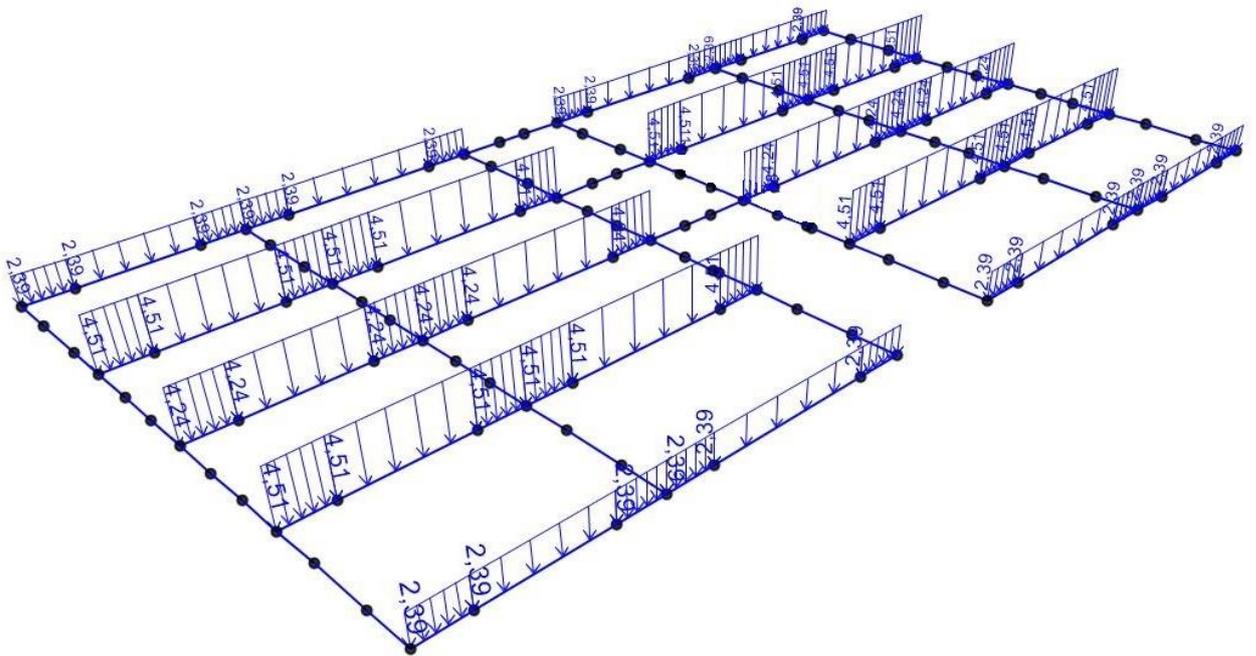


Figura 4.7 – Peso próprio do piso na cobertura.

4.1.3 PESO PRÓPRIO DA ESCADA

As cargas de peso próprio das escadas foram consideradas com o mesmo valor do peso próprio do piso do pavimento tipo, apresentado na Tabela 4.7. Esta carga foi aplicada nas vigas inclinadas da escada e nos patamares entre pavimentos.

As escadas do edifício não foram modeladas. O cálculo foi feito a partir da aplicação das reações de apoio das vigas inclinadas das escadas sobre a estrutura modelada. Vale ressaltar que a aplicação das cargas sobre as vigas inclinadas gera reações de apoio verticais e horizontais. Essas reações foram aplicadas diretamente sobre a estrutura modelada.

A Figura 4.8 apresenta a estrutura modelada, ainda sem a aplicação das cargas, e a Figura 4.9 apresenta como seria dada a locação das vigas inclinadas sobre a estrutura.

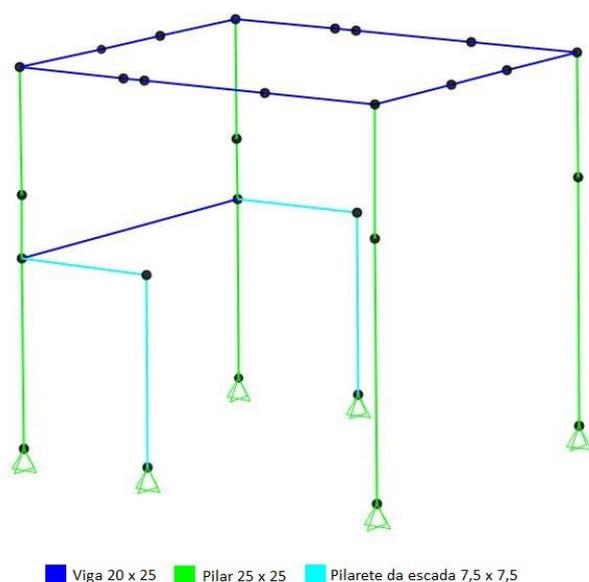


Figura 4.8 – Estrutura modelada para os vãos das escadas.

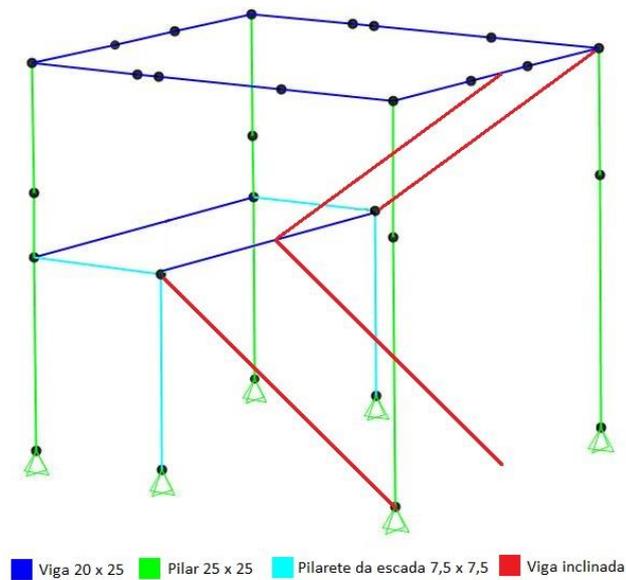


Figura 4.9 – Vigas inclinadas não modeladas.

A Figura 4.10 apresenta as cargas de peso próprio de piso, distribuídas sobre as vigas inclinadas.

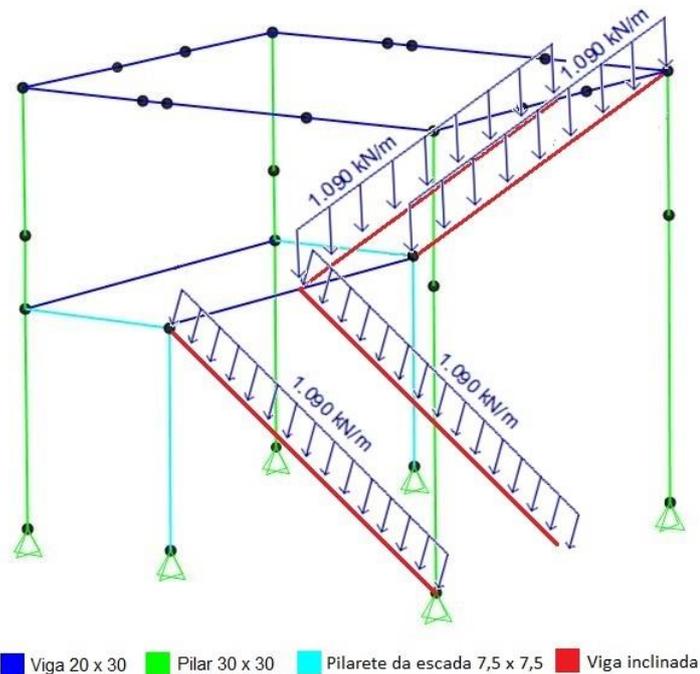


Figura 4.10 – Carga de peso próprio do piso distribuída sobre as vigas inclinadas.

As reações de apoio das vigas inclinadas foram aplicadas diretamente no topo dos pilaretes. As vigas foram biapoiadas, sendo os apoios considerados como apoios de segundo gênero sempre no patamar entre pavimentos. Dessa forma, as reações horizontais e verticais do

primeiro lance de escadas foram concentradas no pilarete mais à esquerda da figura, enquanto as reações do segundo lance foram aplicadas no pilarete mais à direita.

A Figura 4.11 apresenta as reações de apoio aplicadas na estrutura modelada, e a Figura 4.12 apresenta as cargas de peso próprio do piso do patamar entre pavimentos aplicadas no modelo.

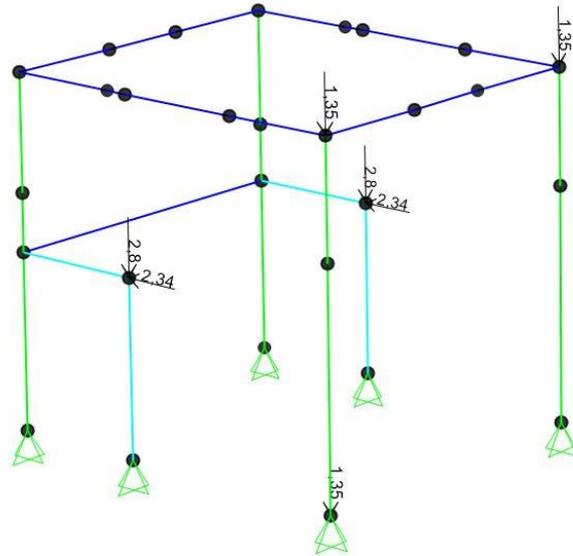


Figura 4.11 – Reações de apoio das vigas inclinadas aplicadas na estrutura modelada.

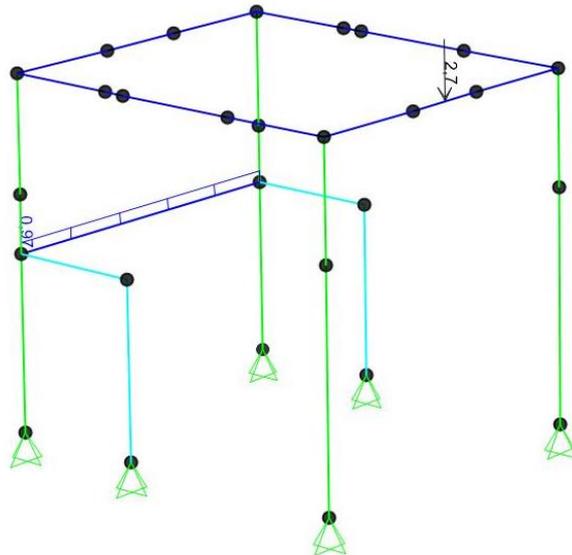


Figura 4.12 – Cargas de peso próprio do piso no patamar entre pavimentos.

4.1.4 PESO PRÓPRIO DO TELHADO

A estrutura do telhado não foi modelada, sendo 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 tesouras, do forro e das telhas, e foi considerada com o valor de 0,15 kN/m², SALLES (2016).

A Figura 4.13 apresenta as cargas de peso próprio do telhado aplicadas sobre as vigas principais da cobertura.

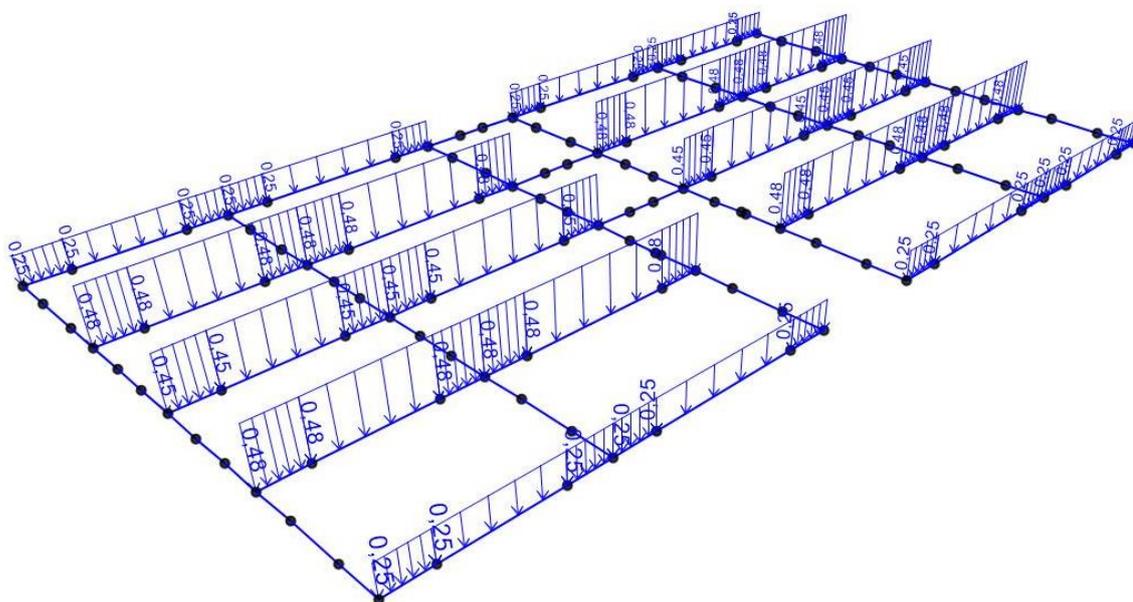


Figura 4.13 – Peso próprio do telhado nas vigas principais da cobertura.

4.1.5 PESO PRÓPRIO DA CAIXA D'ÁGUA

Os cálculos do carregamento devido ao peso próprio das caixas d'água cheias foram desenvolvidos com base na NBR 5626 (1998) – Instalação predial de água fria, e conteúdos desenvolvidos na disciplina de Instalações Prediais.

Para o cálculo do carregamento devido à caixa d'água, deve-se estimar uma população abastecida e o consumo médio por pessoa para o edifício, de forma que o reservatório supra as necessidades do número de pessoas estipulado. O consumo diário de água é estimado a partir da seguinte expressão:

$$C_d = N * C \quad (4.1.1)$$

onde N é a população abastecida e C o consumo médio por pessoa, sendo tais parâmetros estimados por tabelas.

Para este trabalho, estimou-se uma população abastecida $N = 64$ pessoas (duas pessoas por quarto x 2 quartos x 4 apartamentos x 4 andares) e um consumo médio por pessoa $C = 200$ litros/pessoa/dia. Dessa forma, o consumo diário de água para o edifício é igual a $C_d = 64 \times 200 = 12800$ litros/dia.

A norma prevê que os reservatórios superiores comportem $2/5$ do consumo diário do edifício. Assim, para o edifício em estudo é necessário um reservatório que comporte $2/5$ de 12800 litros = 5120 litros de água. Dessa forma, adotaram-se duas caixas d'água de 5000 litros para atender às necessidades.

A carga de peso próprio das caixas d'água cheias foi aplicada como carga uniformemente distribuída sobre a laje que sustenta a caixa d'água. A área do piso sob as caixas d'água é dada por $A = 2,75 \times 4,80 = 13,20$ m².

O peso próprio da caixa d'água é dado pelo produto entre o volume de água armazenado e o peso específico da água.

As vigas de piso da laje sob a caixa d'água devem suportar essa carga de peso próprio da caixa d'água e transferi-las para as vigas principais. Como o vigamento de piso sob a caixa d'água foi definido com um espaçamento de 40 cm, então as vigas de piso do pavimento da caixa d'água receberão a carga de $0,40 \times 7,72 = 3,09$ kN/m.

A Tabela 4.8 apresenta o cálculo da carga aplicada sobre as vigas principais do pavimento da caixa d'água devido ao peso próprio da caixa d'água, e a Figura 4.14 apresenta a carga de peso próprio da caixa d'água distribuída sobre as vigas principais do pavimento.

Tabela 4.8 – Cálculo da carga da caixa d'água.

Peso da caixa d'água			Carga distribuída		
Volume (m ³)	$\gamma_{\text{água}}$ (kN/m ³)	Peso (kN)	Área (m ²)	Carga na laje (kN/m ²)	Carga na viga principal (kN/m)
10,00	10,00	100,00	13,20	7,72	10,62

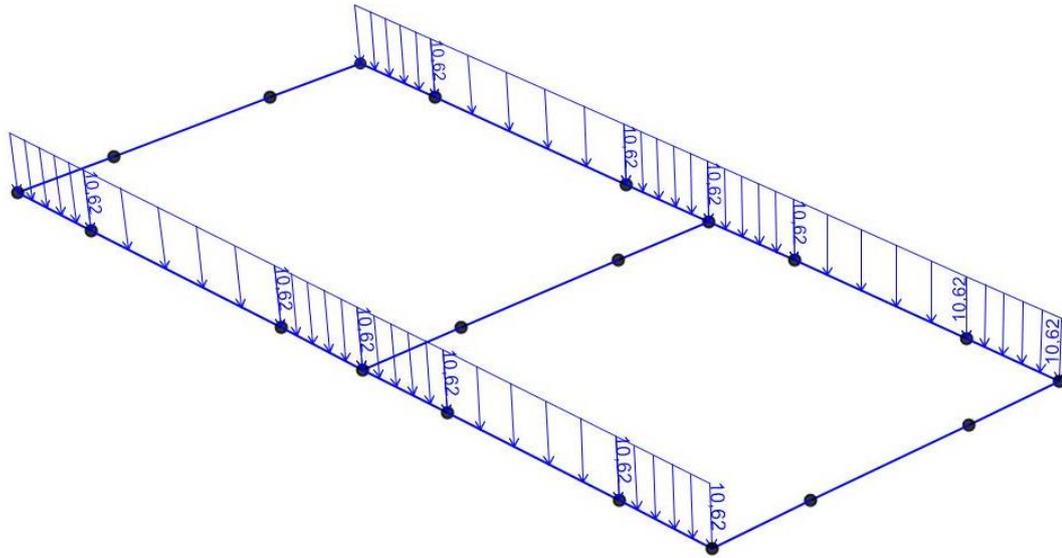


Figura 4.14 – Peso próprio da caixa d'água nas vigas principais.

4.2 AÇÕES VARIÁVEIS

4.2.1 SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO

As sobrecargas de utilização são aquelas provenientes do uso e ocupação da edificação. Essas cargas variam conforme o ambiente do edifício, e são fornecidas pela NBR 6120 (1980), conforme mostra a Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Sobrecarga de utilização.

Ambiente	Sobrecarga Acidental (kN/m ²)
Quarto, sala, banheiro e cozinha	1,50
Área de serviço	2,00
Forro	0,50
Hall e escada	3,00

4.2.1.1 Sobrecarga de Utilização do Apartamento

A Figura 4.15 apresenta as sobrecargas de utilização dos apartamentos aplicadas sobre as vigas principais do pavimento tipo. Na imagem é possível notar a mudança de valor da carga

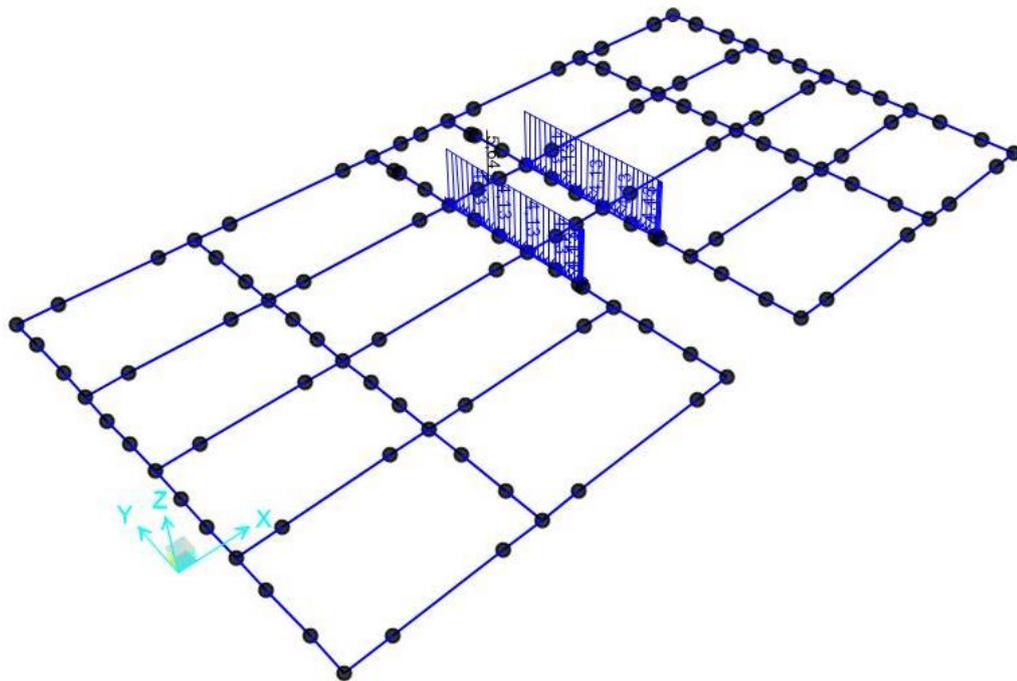


Figura 4.17 – Sobrecarga de utilização do hall e escadas sobre as vigas principais do pavimento tipo.

Semelhante ao caso do peso próprio das escadas, a sobrecarga de utilização foi distribuída sobre as vigas inclinadas, e suas reações foram aplicadas diretamente sobre a estrutura modelada. A Figura 4.18 apresenta a carga distribuída sobre as vigas inclinadas.

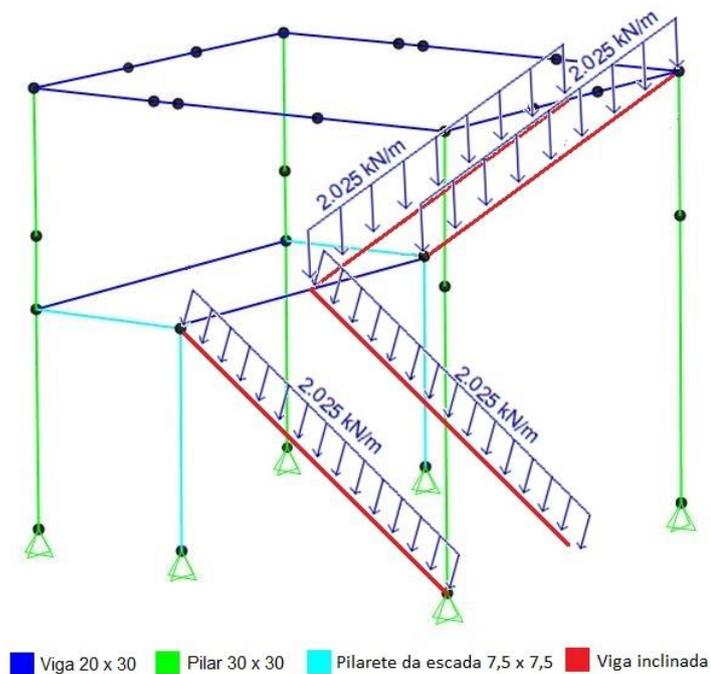


Figura 4.18 – Sobrecarga de utilização distribuída sobre as vigas inclinadas.

A viga dos patamares entre pavimentos também recebe a sobrecarga de utilização de escadas. A Figura 4.19 e a Figura 4.20 apresentam a sobrecarga de utilização das escadas e as reações de apoio das vigas inclinadas aplicadas sobre o modelo, respectivamente.

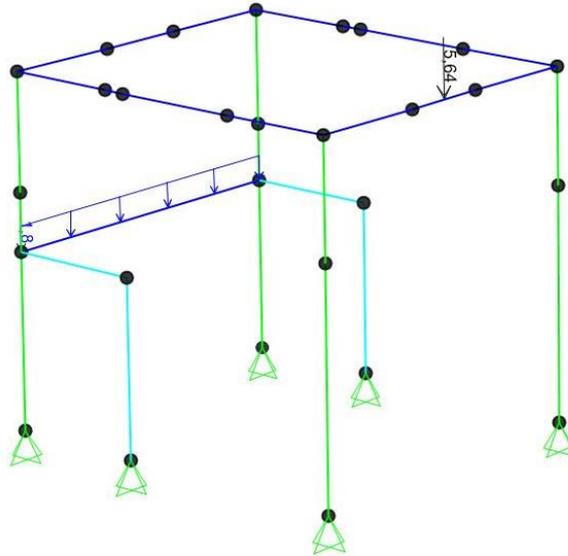


Figura 4.19 – Sobrecarga de utilização das escadas e patamar entre pavimentos.

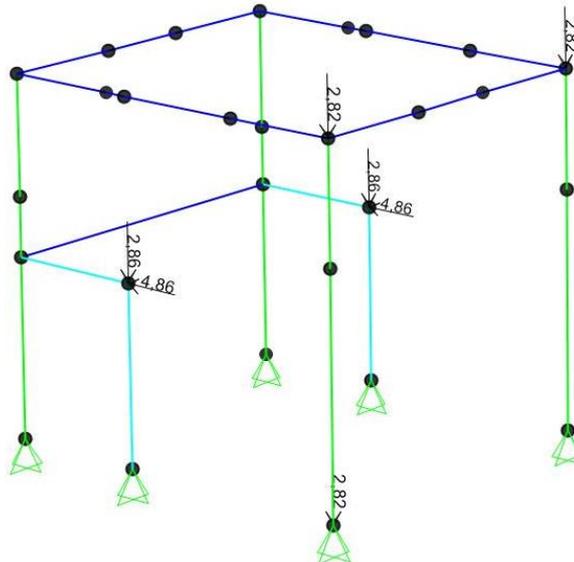


Figura 4.20 – Reações de apoio das vigas inclinadas aplicadas sobre a estrutura modelada.

4.2.2 CARGA DE VENTO

O carregamento devido à ação do vento foi calculado de acordo com a NBR 6123 (1988) – Força devido aos ventos em edificações. Esta norma apresenta o roteiro de cálculo para os tipos de edificações de acordo com sua localidade, geometria, fatores topográficos e estatísticos.

A partir destes parâmetros calcula-se a velocidade característica, a pressão dinâmica e a força resultante exercida pelo vento na estrutura.

4.2.2.1 Pressão Dinâmica do Vento

A pressão dinâmica do vento q é dada pela equação (4.2.1):

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (4.2.1)$$

onde V_k é a velocidade característica do vento.

A velocidade característica do vento é dada pela equação (4.2.2):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4.2.2)$$

onde:

V_0 – velocidade básica do vento;

S_1 – fator topográfico;

S_2 – fator função da rugosidade do terreno e dimensões da edificação;

S_3 – fator estatístico.

a) Velocidade Básica do Vento V_0 :

Segundo a NBR 6123 (1988), a velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, considerada a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. A velocidade básica do vento é fornecida pela norma através do mapa das isopletas da velocidade básica no Brasil. Para o edifício em estudo foi adotada a velocidade básica máxima próxima da região de Porto Alegre, RS, $V_0 = 45m/s$.

b) Fator Topográfico S_1 :

Para o fator topográfico, considerou-se que o edifício em estudo, encontra-se em um terreno plano e fracamente acidentado. Para tais características, a norma adota $S_1 = 1,0$.

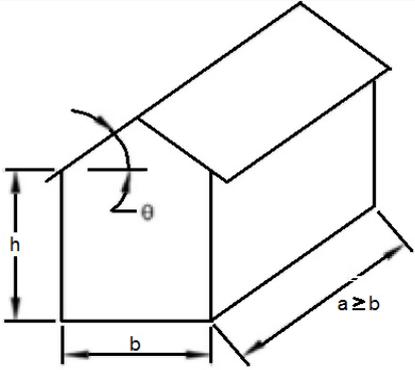
c) Fator Função da Rugosidade do Terreno e das Dimensões da Edificação S_2 :

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração (NBR 6123, 1988).

No que diz respeito à rugosidade do terreno, considerou-se que o edifício em questão localiza-se em terreno com rugosidade classificada como Categoria V – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, altos e pouco espaçados (centros de grandes cidades).

No que diz respeito às dimensões da edificação, considerou-se que o edifício em estudo é classificado como Classe B – Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros. A Tabela 4.10 mostra as dimensões da edificação.

Tabela 4.10 – Características geométricas da edificação.

Descrição		Unidade	Valor	Observação
Características da edificação	Altura – h	M	16,00	 <p>Diagrama de um edifício com dimensões h, a e b, e um ângulo theta.</p>
	Comprimento – a	M	23,15	
	Largura – b	M	12,75	

No que diz respeito à altura sobre o terreno, o fator S_2 para uma altura z acima do nível do terreno é dado pela equação (4.2.3):

$$S_2 = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (4.2.3)$$

onde, $F_r = 0,98$ é o fator de rajada de vento; $b = 0,73$ e $p = 0,16$ (parâmetro meteorológico em função da categoria e da classe, definidos de acordo com a NBR 6123 (1988)).

Dessa forma, têm-se os valores de S_2 em função da altura z de cada pavimento conforme a Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Fator S_2 em função de z .

z (m)	Fator S_2
3,00	0,59
6,00	0,66
9,00	0,70
12,00	0,74
13,50	0,83

d) Fator Estatístico S_3 :

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos e leva em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. O edifício em estudo foi classificado como pertencente ao grupo 2 da norma (edificações para hotéis e residências, edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação), adotando-se portanto $S_3 = 1,0$.

e) Velocidade Característica do Vento V_k :

A velocidade característica do vento é dada pela equação (4.2.2). A Tabela 4.12 apresenta a velocidade característica para cada uma das alturas estudadas para o edifício em questão.

Tabela 4.12 – Velocidade característica do vento.

z (m)	V_k (m/s)
3,00	26,55
6,00	29,67
9,00	31,65
12,00	33,15
13,50	37,29

f) Pressão Dinâmica do Vento q :

Considerando-se os parâmetros definidos anteriormente e aplicando-se a equação (4.2.1), calculou-se a pressão dinâmica do vento para as alturas (cotas das lajes) do edifício em análise. Tais valores são apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Pressão dinâmica do vento.

z (m)	q (kN/m ²)
3,00	0,43
6,00	0,54
9,00	0,61
12,00	0,67
13,50	0,70

4.2.2.2 Cálculo da Força Resultante do Vento

A partir dos dados obtidos para a pressão dinâmica, calcula-se a força de vento resultante sobre uma edificação por meio da equação (4.2.4):

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (4.2.4)$$

onde,

F_a – força de arrasto;

C_a – coeficiente de arrasto;

A_e – área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento.

O coeficiente de arrasto para ventos incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno é fornecido pela NBR 6123 (1988). O coeficiente de arrasto é definido por meio de um ábaco, em função das relações h/l_1 e l_1/l_2 , onde h representa a altura da edificação, e l_1 e l_2 são as outras dimensões da edificação, de acordo com a Figura 4.21, extraída da referida norma.

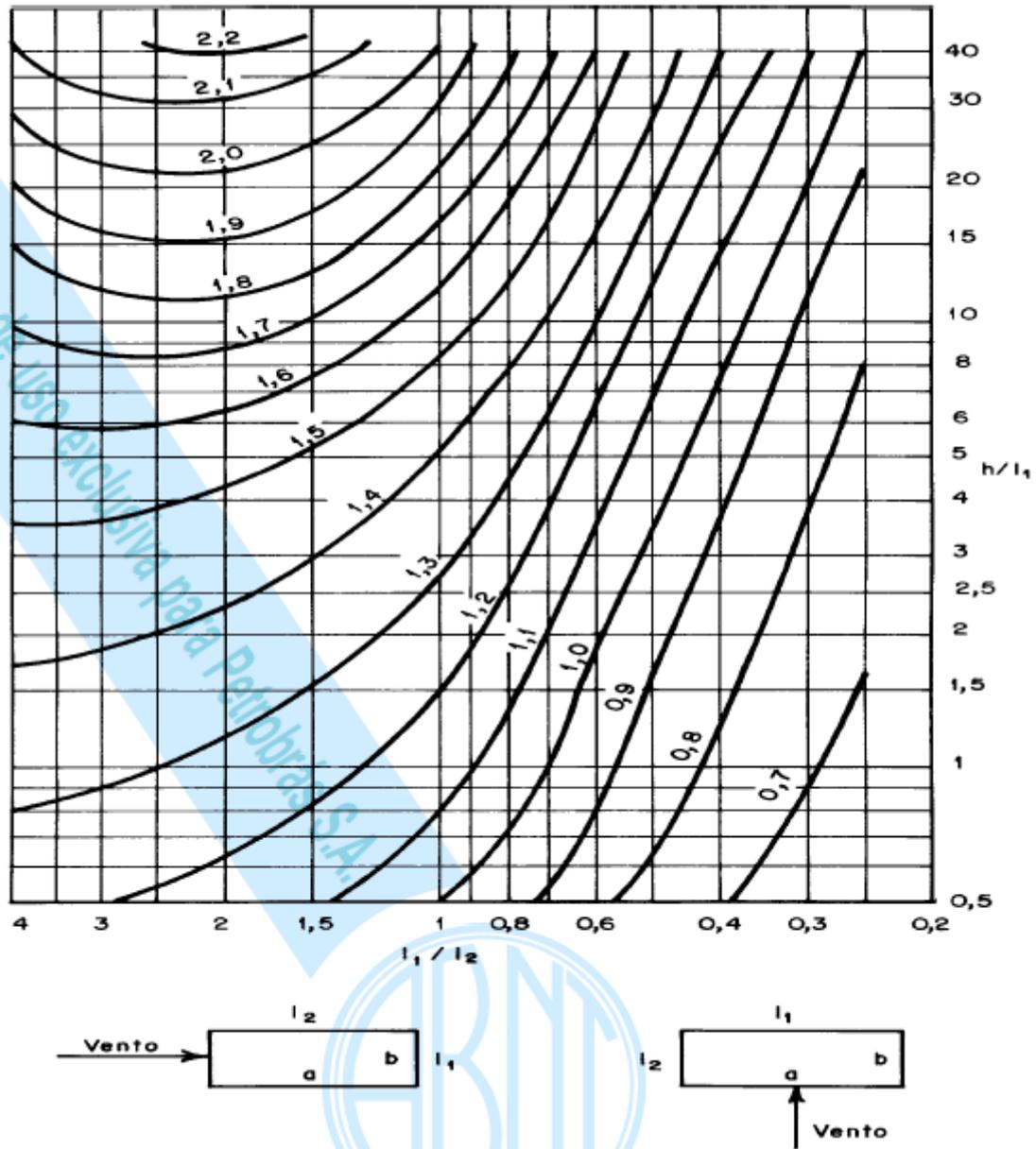


Figura 4.21 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência. (NBR 6123, 1988)

Os coeficientes de arrasto adotados para o edifício em estudo são apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Coeficientes de arrasto.

Vento	Coeficiente de arrasto C_a
0°	0,90
90°	1,15

A área frontal efetiva A_e é dada pelo produto entre a altura h_{inf} e o comprimento l_{inf} , cujo resultado retorna a área de influência. A altura h_{inf} corresponde à soma da metade das alturas dos pavimentos superiores e inferiores. Para o primeiro, segundo e terceiro pavimento, a altura de influência será de 3 metros (1,5 m do pavimento inferior mais 1,5 m do pavimento superior). Para o último pavimento a altura de influência será de 2,5 metros (1,5 m do pavimento inferior mais 1,0 m da platibanda). Para o pavimento da caixa d'água a altura de influência será de 3,25 metros (2,5 m da parede da caixa d'água mais 0,75 m do pavimento inferior). A Figura 4.22 apresenta um exemplo de aplicação da carga de vento em uma dada área de influência.

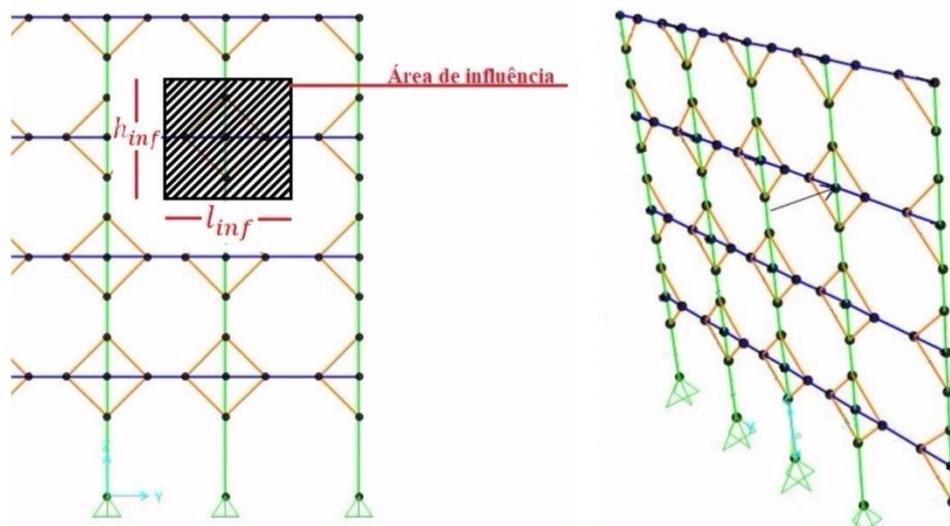


Figura 4.22 – Área de influência em um pórtico e carga de vento referente à essa área.

A Tabela 4.15 e a Tabela 4.16 apresentam os valores calculados para a força resultante de vento incidindo a 0° e a 90° , respectivamente, para todos os pórticos apresentados no tópico 3.2. As cargas de vento foram calculadas considerando as cotas das lajes e foram aplicadas uniformemente nas áreas de influência.

Tabela 4.15 – Valores para carga de vento resultante, vento a 0°.

Pórtico	Cota (m)				
	3,00	6,00	9,00	12,00	13,50
A	1,93	2,43	2,74	2,51	4,18
B	3,64	4,57	5,17	4,73	7,90
C	3,43	4,30	4,86	4,45	7,42
D	3,64	4,57	5,17	4,73	---
E	1,93	2,43	2,74	2,51	---

Tabela 4.16 – Valores para carga de vento resultante, vento a 90°.

Pórtico	Cota (m)				
	3,00	6,00	9,00	12,00	13,50
1	3,37	4,24	4,79	4,38	---
2	7,49	9,41	10,63	9,73	---
3	4,12	5,17	5,84	7,75	3,61
4	4,12	5,17	5,84	7,75	3,61
5	7,49	9,41	10,63	9,73	---
6	3,37	4,24	4,79	4,38	---

A Figura 4.23 e a Figura 4.24 apresentam as cargas de vento aplicadas no edifício a 0° e a 90°, respectivamente.

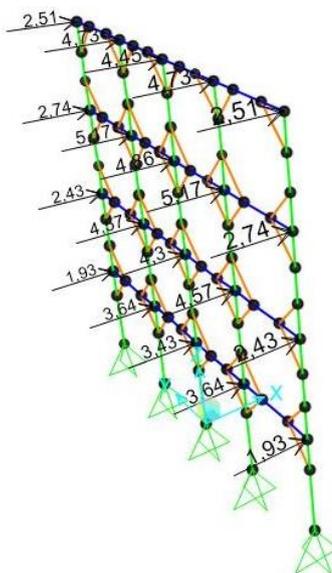


Figura 4.23 – Cargas de vento a 0°.

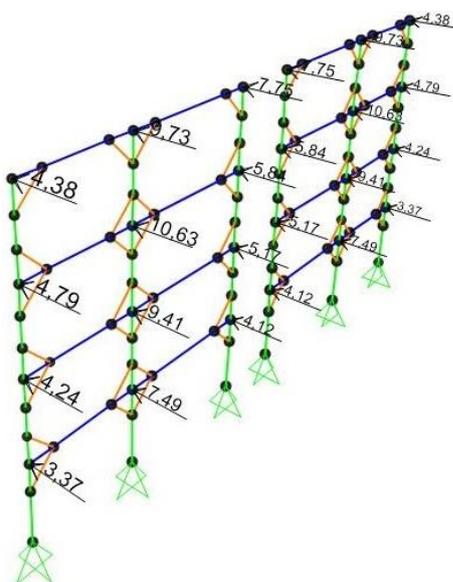


Figura 4.24 – Cargas de vento a 90°.

4.3 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

Com base na NBR 7190 (1988) referente ao Projeto de Estruturas de Madeira, foram definidas combinações últimas normais para os Estados de Limites Últimos (E.L.U.), e combinações quase permanentes e frequentes para os Estados de Limites de Serviço (E.L.S.).

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (4.3.1)$$

onde:

$F_{Gi,k}$ – valor característico das ações permanentes;

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

$F_{Qj,k}$ – 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 peso próprio);

γ_Q – coeficiente de ponderação para ações variáveis (1,40 para ações variáveis em geral);

ψ_{0j} – fator de combinação para ações variáveis (0,50 para o vento e 0,40 para cargas acidentais de edifícios).

As combinações quase permanentes de serviço são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (4.3.2)$$

onde ψ_{2j} é o fator de redução para ações variáveis (0 para vento e 0,20 para cargas acidentais de edifícios).

Já as combinações frequentes de serviço são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (4.3.3)$$

onde ψ_1 é fator de redução para ações variáveis (0,20 para vento e 0,30 para cargas acidentais de edifícios).

A Figura 4.25 apresenta um resumo com todas as combinações analisadas, com os respectivos coeficientes de ponderação adotados para todas as ações.

Carregamentos Combinados								
Carregamentos Básicos	Estado Limite Ultimo				Estado Limite de Serviço			
	Combinação Normal				Combinação Quase Permanente	Combinação Freqüente		
	Sobrecarga como ação variável principal		Vento como ação variável principal			Sobrecarga como ação variável principal	Vento como ação variável principal	
	1	2	3	4	5	6	7	8
DEAD								
PP PISO								
PP PAREDE NE	1,4	1,4	1,4	1,4	1,0	1,0	1,0	1,0
PP COMP PAREDE								
PP CAIXA D'ÁGUA								
PP TELHA+TESOURA								
SC QSCB	1,4	1,4	0,6	0,6	0,2	0,2	0,3	0,3
SC AS								
SC HALL E ESCAD								
SC FORRO								
VENTO 0°	0,7	---	1,1	---	---	---	0,2	---
VENTO 90°	---	0,7	---	1,1	---	---	---	0,2

Figura 4.25 – Combinações de carga para o E.L.U e E.L.S.

5. DIMENSIONAMENTO

Este capítulo tem como objetivo a apresentação dos cálculos utilizados para o dimensionamento das seções utilizadas. O capítulo apresenta as equações para verificação das tensões axiais, cisalhantes e estabilidade da estrutura modelada.

No caso de estruturas de madeira, as peças componentes da estrutura podem estar sujeitas a diversos tipos de esforços, de acordo com sua função estrutural e com as cargas aplicadas.

As vigas, por exemplo, estão sujeitas a tensões normais de tração e compressão na direção paralela às fibras, devido à momentos ou esforços normais. Existem tensões cisalhantes na direção normal e paralela às fibras. Nas regiões de apoios, existem tensões de compressão normal às fibras da madeira.

As vigas também podem ou não sofrer flambagem lateral com torção, de acordo com sua esbelteza. Esse fenômeno se traduz em deslocamentos laterais no plano de menor inércia e torção da viga. Em peças retangulares comprimidas com momento fletor, a parte superior da seção fica comprimida e a parte inferior da seção é tracionada. A parte superior da seção tem tendência à flambagem em torno do eixo de menor inércia, enquanto a parte inferior se encontra estabilizada pela tensão de tração. Dessa forma, ocorre deslocamento lateral da parte superior da seção; como a parte inferior está tracionada, ocorre uma rotação em torno do bordo tracionado, gerando torção na peça. Para esses casos é necessário verificar a necessidade de

adoção de pontos intermediários de contenção lateral da viga, de forma que se evite tal fenômeno.

Já as peças comprimidas, caso de pilares ou até sistemas de contraventamento, podem estar sujeitas à compressão simples ou à flexocompressão. O esforço gerado depende de condições como cargas aplicadas com excentricidade ou momentos oriundos de cargas transversais. A esbeltez da peça nesse caso será determinante para análise da ocorrência de flambagem global por flexão.

O dimensionamento dos elementos da estrutura foi feito com base nos Estados Limites Últimos e de Serviço, segundo os critérios da norma NBR 7190 (1988) – Projetos de estruturas de madeira.

A estrutura modelada foi submetida às cargas verticais apresentadas nos tópicos 4.1 e 4.2 e às cargas de vento apresentadas na Tabela 4.15 e Tabela 4.16, combinadas de acordo com os coeficientes apresentados na Figura 4.25.

Neste trabalho, os esforços solicitantes são calculados por meio de uma análise linear elástica, na qual se admite a presença de pequenas deformações e deslocamentos e o comportamento linear elástico da madeira. Apesar de a análise não-linear para o cálculo das solicitações apresentar maior coerência com o dimensionamento das seções no Estado Limite Último, o cálculo elástico linear dos esforços solicitantes é o mais utilizado na prática, devido à sua maior simplicidade.

A análise é feita de modo que o programa retorne os valores dos esforços nas seções a cada 10 cm de cada elemento componente da estrutura. Isso possibilita um maior entendimento de como a estrutura trabalha e o conhecimento dos elementos mais solicitados.

O dimensionamento é feito para os elementos críticos, e as seções encontradas são adotadas para os demais elementos da estrutura.

5.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Os tópicos abaixo apresentam as formulações para a verificação dos Estados Limites Últimos.

5.1.1 SOLICITAÇÕES NORMAIS

Nas peças tracionadas ou comprimidas axialmente, a segurança é garantida pela condição dada na equação (5.1.1).

$$\sigma_{nd} \leq f_{nd} \quad (5.1.1)$$

onde σ_{nd} representa a tensão normal solicitante na peça e f_{nd} é a tensão de resistência à tração ou à compressão da madeira, conforme o esforço solicitante.

A tensão normal solicitante de dimensionamento devido ao esforço normal é dada pela equação (5.1.2):

$$\sigma_{nd} = \frac{N_d}{b \cdot h} \quad (5.1.2)$$

onde N_d é a força normal solicitante de dimensionamento, e b e h são as dimensões da seção transversal do elemento submetido ao esforço.

Nas peças submetidas à compressão normal às fibras da madeira, a condição de segurança é dada pela equação (5.1.3):

$$\sigma_{cnd} \leq f_{cnd} \quad (5.1.3)$$

onde σ_{cnd} é a tensão de compressão normal solicitante de dimensionamento perpendicular às fibras da madeira, equação (5.1.4), atuando geralmente nos apoios ou locais de introdução de cargas concentradas na peça:

$$\sigma_{cnd} = \frac{R_d}{b \cdot c} \quad (5.1.4)$$

onde, R_d é a reação de apoio ou carga concentrada, e b e c são as dimensões da superfície de contato na madeira.

A resistência da madeira à tração normal às fibras é considerada nula para fins de projeto estrutural.

Nas peças submetidas à flexão, deve-se considerar o vão teórico como sendo o menor valor entre a distância entre os eixos de apoio e o vão livre acrescido da altura da seção transversal da peça no meio do vão. Para uma peça sujeita à flexão simples, as tensões normais de flexão devem atender a condição expressa pela equação (5.1.5):

$$\sigma_{Md} \leq f_d \quad (5.1.5)$$

onde σ_{Md} é a tensão de flexão de dimensionamento devido ao momento solicitante, equação (5.1.6), e f_d é a resistência à compressão ou à tração de dimensionamento para a borda mais comprimida ou mais tracionada da seção considerada.

$$\sigma_{Md} = \frac{6 M_d}{b \cdot h^2} \quad (5.1.6)$$

onde, M_d é o momento solicitante de dimensionamento.

Para os casos em que a peça está sujeita à flexão oblíqua, ou seja, quando o plano de atuação do momento fletor não contém nenhum dos eixos centrais de inércia da peça, a segurança será garantida pela condição mais crítica dentre as equações (5.1.7) e (5.1.8). Essa condição deve ser verificada tanto para tensões de tração quanto para as tensões de compressão:

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (5.1.7)$$

$$k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (5.1.8)$$

onde $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas devidas ao momento solicitante nas direções principais, f_{wd} é a resistência de cálculo à tração ou à compressão, conforme a borda analisada, e k_M é um coeficiente de correção, dado em função da seção transversal da peça. Para seções retangulares adota-se $k_M = 0,5$; para outros tipos de seção $k_M = 1,0$.

Existe ainda a possibilidade de se obter peças na estrutura submetidas à flexão composta, ou seja, à flexão e a um esforço normal. Essa condição pode se dar pela flexotração ou flexocompressão, de acordo com o esforço normal atuante.

Nas peças submetidas à flexotração, a segurança é garantida pela mais crítica das condições dadas pelas equações (5.1.9) e (5.1.10).

$$\frac{\sigma_{nd}}{f_{td}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{td}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{td}} \leq 1 \quad (5.1.9)$$

$$\frac{\sigma_{nd}}{f_{td}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{td}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{td}} \leq 1 \quad (5.1.10)$$

Para o caso de peças submetidas à flexocompressão, a condição de segurança é expressa pelas equações (5.1.11) e (5.1.12).

$$\left(\frac{\sigma_{nd}}{f_{cd}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{cd}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{cd}} \leq 1 \quad (5.1.11)$$

$$\left(\frac{\sigma_{nd}}{f_{cd}}\right)^2 + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{cd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{cd}} \leq 1 \quad (5.1.12)$$

Para o caso de flexocompressão é importante salientar a necessidade de se verificar a estabilidade da peça e se existe necessidade de se adotar pontos de contenção laterais. Tal necessidade será verificada mais adiante.

Em relação a peças comprimidas, ao comprimir-se axialmente, uma coluna esbelta tende a deslocar-se lateralmente devido à flambagem global. Essas peças devem ser dimensionadas

com a consideração de uma excentricidade acidental do esforço de compressão devida a imperfeições geométricas da peça, de excentricidades dos carregamentos e em alguns casos devido à excentricidades associadas à fluência.

O dimensionamento de uma peça comprimida axialmente depende do índice de esbeltez da peça, dado pela equação (5.1.13):

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (5.1.13)$$

onde λ é o índice de esbeltez da peça, L_f é o comprimento de flambagem, e i é o raio de giração na direção considerada.

O comprimento de flambagem L_f é dado em função do comprimento da peça e do coeficiente K , conforme mostra a equação (5.1.14):

$$L_f = l \cdot K \quad (5.1.14)$$

onde K é o parâmetro de flambagem, dado em função das condições de vinculação da peça e l é o comprimento entre pontos de contenção lateral na direção considerada, conforme a Figura 5.1.

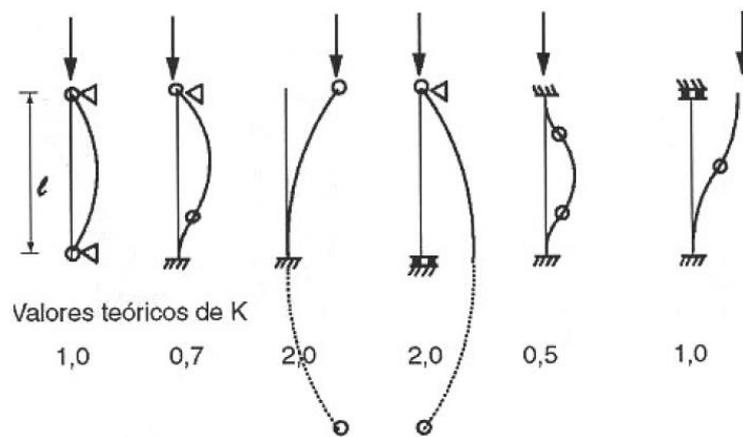


Figura 5.1 – Parâmetros de flambagem. (PFEIL, 2003)

A NBR 7190 (1997) classifica as peças comprimidas em três tipos, de acordo com o índice de esbeltez: curtas ($\lambda \leq 40$), medianamente esbeltas ($40 < \lambda \leq 80$) e esbeltas ($\lambda > 80$). A norma não aconselha a utilização de peças com $\lambda > 140$.

Para peças curtas solicitadas à compressão simples ou à flexo compressão não é necessário verificar a estabilidade devido à flambagem. Peças curtas sujeitas a flexocompressão devem ser analisadas para condições de segurança conforme as equações (5.1.11) e (5.1.12).

Peças medianamente esbeltas comprimidas possuem a resistência afetada pela ocorrência de flambagem global. De acordo com a NBR 7190 (1997), mesmo que a peça esteja sujeita somente à compressão simples, o dimensionamento deve ser feito para flexocompressão.

Devem-se considerar as imperfeições geométricas da peça por meio de uma excentricidade accidental e_a da carga. Tal excentricidade deve possuir um valor mínimo, dado pela equação (5.1.15):

$$e_a = \max\left(\frac{L_f}{300}, \frac{h}{30}\right) \quad (5.1.15)$$

onde h é a altura da seção transversal na direção considerada.

A atuação do esforço normal N_d com excentricidade e_a gera um momento fletor de projeto, dado pela equação (5.1.16):

$$M_d = N_d \cdot (e_a + e_i) \cdot \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \quad (5.1.16)$$

onde N_{cr} é a carga crítica normal, dada pela equação (5.1.17), e e_i é a excentricidade inicial devido a um momento fletor inicial, dada pela equação (5.1.18).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot e_f \cdot I}{L_f^2} \quad (5.1.17)$$

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_d} \quad (5.1.18)$$

onde M_{id} é o momento fletor inicial na direção considerada. Quando não existem momentos iniciais, tem-se $e_i = 0$.

O dimensionamento de peças esbeltas é feito da mesma forma que para as peças medianamente esbeltas. Entretanto adiciona-se mais uma componente de excentricidade e_c para considerar o efeito da fluência da madeira, responsável por aumentar o momento de dimensionamento M_d , dado pela equação (5.1.19).

$$M_d = N_d \cdot (e_a + e_i + e_c) \cdot \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \quad (5.1.19)$$

O cálculo da excentricidade de fluência e_c é dado pela equação (5.1.20):

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \cdot \left[\exp\left(\frac{\varphi \cdot N_g}{N_{cr} - N_g}\right) - 1 \right] \quad (5.1.20)$$

onde:

$e_{ig} = \frac{M_{ig}}{N_d}$ – excentricidade inicial oriunda do momento devido à carga permanente;

e_a – excentricidade accidental;

φ – coeficiente de fluência (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 – Coeficiente de fluência φ .

Classes de carregamento	Classes de umidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou de longa duração	0,8	2,0
Média duração	0,3	1,0
Curta duração	0,1	0,5

5.1.2 SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

Peças submetidas a forças cortantes devem ser verificadas em relação às tensões tangenciais. Nesse caso, a condição de segurança da peça é dada pela equação (5.1.21):

$$\tau_d \leq f_{vd} \quad (5.1.21)$$

onde τ_d é a tensão cisalhante atuante no elemento.

A tensão cisalhante máxima τ_d para seção transversal retangular é dada pela equação (5.1.22).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h} \quad (5.1.22)$$

onde V é o esforço cortante, b e h são as dimensões da seção transversal.

Para o caso de tensões cisalhantes nas duas direções da seção da peça, deve-se analisar a tensão para cisalhamento combinado, dada pela equação (5.1.23).

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{dx}^2 + \tau_{dy}^2} \quad (5.1.23)$$

A condição de segurança para este caso também é dada pela equação (5.1.21).

5.1.3 TORÇÃO

Para esforços de torção na peça, deve-se respeitar a condição expressa pela equação (5.1.24).

$$\tau_{T,d} \leq f_{vd} \quad (5.1.24)$$

5.1.4 ESTABILIDADE

5.1.4.1 Flambagem Lateral Com Torção

Conforme explicado no início do capítulo, peças fletidas no plano de maior inércia podem sofrer flambagem lateral com torção. Tal fenômeno não ocorre em peças circulares, quadradas ou em seções quando fletidas no plano de menor inércia.

Para o caso de vigas fletidas no plano de maior inércia, a verificação da flambagem lateral com torção é dispensada quando a condição dada pela equação (5.1.25) é atendida.

$$L_1 < \frac{E_{c.ef} \cdot b}{\beta_m \cdot f_{cd}} \quad (5.1.25)$$

onde

L_1 – distância entre os pontos de contenção lateral da viga;

$E_{c.ef}$ – módulo de elasticidade efetivo à compressão paralela às fibras da madeira;

β_m – coeficiente de correção, dado pela equação (5.1.26).

$$\beta_m = \frac{1}{0,25\pi} \cdot \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{3/2}}{\sqrt{\frac{h}{b} - 0,63}} \cdot 1,4 \quad (5.1.26)$$

Quando a equação (5.1.25) não for atendida, a verificação da flambagem lateral com torção pode ainda ser dispensada se for verificada a condição expressa pela equação (5.1.27).

$$\sigma_{cd} \leq \frac{E_{c.ef}}{\left(\frac{L_1}{b}\right) \cdot \beta_m} \quad (5.1.27)$$

Para os casos em que não são atendidas as equações (5.1.25) e (5.1.27), deve-se verificar a tensão crítica de compressão associada à flambagem lateral com torção, dada pela equação (5.1.28):

$$f_{cr} = \frac{\left(\frac{\pi}{m}\right)}{\frac{L_1}{b}} \cdot \frac{E_{c.ef}}{1,4} \cdot 0,25 \cdot \frac{b}{h} \cdot \sqrt{1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h}} \quad (5.1.28)$$

onde m é um coeficiente dado em função do carregamento.

O caso de momento fletor constante ao longo da peça é o caso mais desfavorável em relação à flambagem lateral com torção. O fator m apresentado na equação (5.1.28) é usado para que se faça uma adaptação da tensão crítica quando há outros tipos de diagramas de momentos fletores na peça. Os possíveis valores de m são apresentados na Figura 5.2.

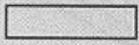
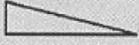
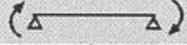
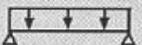
Esquema estrutural	Diagrama de momento fletor	m
		1,0
		0,57
		0,43
		0,74
		0,88

Figura 5.2 – Fator de equivalência m para a adaptação da tensão crítica associada à flambagem lateral com torção, (PFEIL, 2003).

A segurança em relação à flambagem lateral com torção é garantida quando a equação (5.1.29) é atendida.

$$f_{cr} \leq \sigma_{cd} \quad (5.1.29)$$

5.1.4.2 Flambagem Global Por Flexão

Para o caso de flambagem global por flexão, peças medianamente esbeltas e esbeltas devem ser verificadas para o caso de compressão simples ou flexocompressão. Deve-se realizar a verificação da estabilidade para as tensões σ_{nd} e σ_{Md} em cada plano de flambagem, conforme a equação (5.1.30).

$$\frac{\sigma_{nd}}{f_{cd}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{cd}} \leq 1 \quad (5.1.30)$$

Vale ressaltar que para o edifício em estudo as vigas de piso representam pontos de contenção lateral para o momento no plano de menor inércia das vigas principais, impedindo as vigas principais de se deslocarem lateralmente. Esses pontos de contenção lateral influenciam no comprimento de flambagem global e flambagem lateral com torção nessas vigas. Tal característica se dá tanto para as vigas principais dos apartamentos, na direção x , quanto para as vigas principais na direção y , que suportam as vigas de piso do hall, escada e caixa d'água.

As vigas destacadas na Figura 5.3, Figura 5.4 e Figura 5.5 são as vigas principais contidas pelas vigas de piso nos apartamentos, halls e pavimento da caixa d'água, respectivamente.

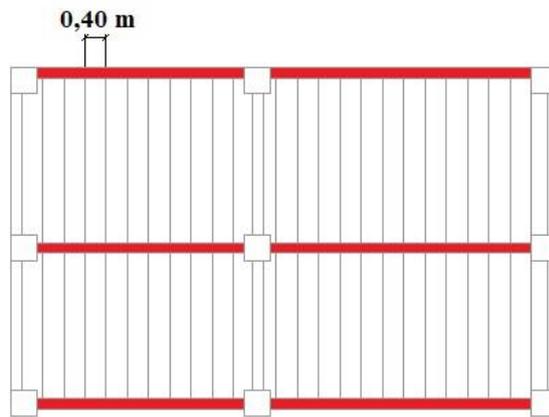


Figura 5.3 – Vigas principais dos apartamentos contidas pelas vigas de piso.

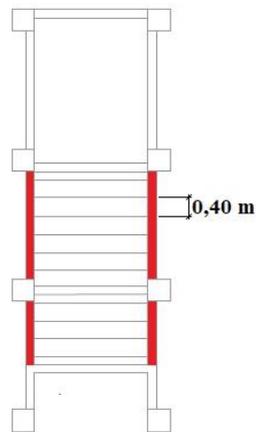


Figura 5.4 – Vigas principais do hall contidas pelas vigas de piso.

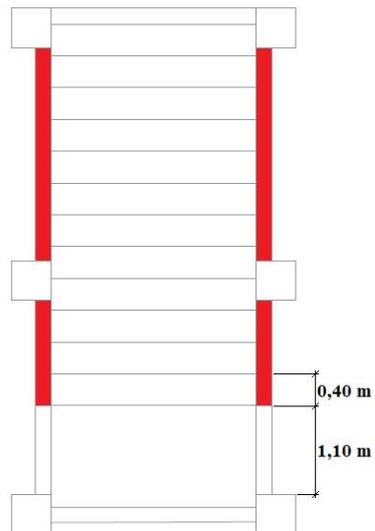


Figura 5.5 – Vigas principais do pavimento da caixa d'água contidas pelas vigas de piso.

As mãos-francesas representam pontos de contenção lateral nos planos onde elas se encontram para os pilares, e para as vigas contenção em relação ao plano de maior inércia.

5.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

No dimensionamento das estruturas é necessário verificar como a estrutura se comporta sob ação das cargas em serviço. Deve-se analisar a capacidade da estrutura de desempenhar de forma satisfatória as funções a que se destina.

Deve-se dimensionar uma estrutura que passe segurança aos usuários de uma obra, evitando-se deslocamentos e vibrações excessivas, ou danos a componentes não estruturais como alvenarias e esquadrias.

A NBR 7190 (1997) apresenta uma tabela com os valores de deslocamentos verticais limites. Esses limites fornecidos pela norma são dados para que se tenha garantia das condições de utilização normal da construção e de seu aspecto estético, e levam em conta ainda a existência de materiais frágeis como forros, pisos e divisórias, aos quais se pretende evitar danos.

A Tabela 5.2 apresenta os valores limites de deslocamentos verticais para vigas dados pela NBR 7190 (1997).

Tabela 5.2 – Valores limites de deslocamentos verticais segundo a NBR 7190 (1997).

	Ações a considerar	Deslocamentos calculados	Deslocamentos limites
Construções correntes	Permanentes + variáveis em combinação de longa duração	Em um vão l entre apoios	$\frac{l}{200}$
		Em balanço de vão l_b	$\frac{l_b}{100}$
Construções com materiais frágeis não estruturais	Permanentes + variáveis em combinações de média ou curta duração	Em um vão l entre apoios	$\frac{l}{350}$
		Em balanço de vão l_b	$\frac{l_b}{175}$
	Variáveis em combinações de média ou curta duração	Em um vão l entre apoios	$\frac{l}{300} \leq 15 \text{ mm}$
		Em balanço de vão l_b	$\frac{l_b}{150} \leq 15 \text{ mm}$

A análise é feita identificando-se o elemento de cada grupo que apresentou as maiores flechas e comparando-se as flechas encontradas com os valores limites definidos na Tabela 5.2.

Com relação à verificação do deslocamento limite no topo do edifício a norma não apresenta especificações com relação a essa verificação. Sendo assim o deslocamento horizontal no topo do edifício será verificado confrontando-se com o limite estabelecido para vigas em balanço. O vão será considerado como a altura do edifício.

5.3 RESULTADOS E.L.U.

A análise foi feita de modo que o programa utilizado para a análise estrutural retornasse os esforços atuantes a cada 10 cm de cada elemento da estrutura. Tais esforços foram organizados e, de acordo com as solicitações envolvidas, foram aplicadas as equações descritas no item 5.1 para a verificação da resistência e da estabilidade, quando necessário. Os resultados foram obtidos em termo de razões entre o esforço solicitante σ_d e o esforço resistente σ_r para todas as seções analisadas, para cada uma das combinações definidas.

Dessa forma, o dimensionamento foi considerado satisfatório quando os resultados das razões foram inferiores à unidade ou quando atenderam às condições de segurança apresentadas em 5.1. Quando tais condições não foram satisfeitas adotaram-se novas seções.

As seções a seguir apresentam os elementos críticos de cada grupo de elementos, com seus esforços solicitantes e razões para cada situação.

5.3.1 VIGAS DE PISO

As vigas de piso do pavimento tipo e da cobertura não foram modeladas, sendo estas dimensionadas isoladamente para o caso de flexão normal.

Conforme apresentado no tópico 4.1.2, as vigas de piso estão sujeitas a diversas solicitações de acordo com sua localização. É necessária a verificação do caso crítico para as vigas de piso do pavimento tipo, da cobertura e do pavimento da caixa d'água. A seção encontrada para o caso crítico em cada pavimento será utilizada para as demais vigas do pavimento em questão.

5.3.1.1 Pavimento Tipo

Os casos para análise das vigas de piso do pavimento tipo são apresentados na Figura 5.6.

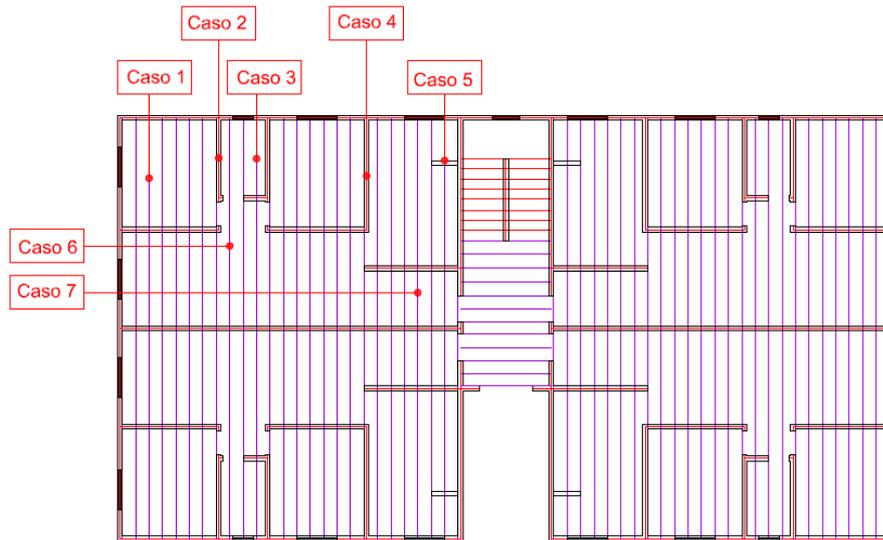


Figura 5.6 – Casos para análise das vigas de piso do pavimento tipo. (Elaborada pelo autor)

O caso crítico encontrado para o vigamento de piso do pavimento tipo foi o caso 4, devido ao comprimento do vão, ao peso próprio da parede entre o quarto e a cozinha do apartamento, ao peso próprio do piso e à sobrecarga de utilização.

A Tabela 5.3 resume os carregamentos aplicados sobre a viga em questão. Os valores das cargas de peso próprio do piso e sobrecarga de utilização foram obtidos a partir do produto da carga distribuída na área da laje, em kN/m^2 , pelo espaçamento entre as vigas, de 0,40 m.

Tabela 5.3 – Cargas sobre a viga de piso do pavimento tipo mais solicitada.

Carregamento	Carga distribuída (kN/m)
Peso próprio da parede	4,03
Peso próprio do piso	0,53
Sobrecarga de utilização	0,60
TOTAL	5,16

Aplicando-se a combinação 1 de carregamentos, obtém-se uma carga de 7,22 kN/m aplicada sobre a viga de piso em questão. A Tabela 5.4 apresenta os esforços atuantes na viga.

Tabela 5.4 – Esforços para a combinação 1 na viga de piso mais solicitada.

Esforço de dimensionamento	Unidade	Valor
Momento solicitante de dimensionamento	kN.m	10,10
Reação de apoio	kN	12,09
Cortante solicitante de dimensionamento	kN	12,09

Aplicando-se o valor do momento solicitante de dimensionamento dado na Tabela 5.4 na equação (5.1.6), obtêm-se as tensões de compressão e tração na viga de piso.

$$\sigma_{Md} = \frac{6 M_d}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot (100 \cdot 10,10)}{7,50 \cdot 22,50^2} = 1,596 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.3.1)$$

Conforme mostram as expressões (5.3.2) e (5.3.3), a condição de segurança imposta pela equação (5.1.5) é atendida.

$$\frac{\sigma_{Md}}{f_{cd}} = \frac{1,596 \text{ kN/cm}^2}{1,6471 \text{ kN/cm}^2} = 0,97 < 1 \quad (5.3.2)$$

$$\frac{\sigma_{Md}}{f_{td}} = \frac{1,596 \text{ kN/cm}^2}{2,6142 \text{ kN/cm}^2} = 0,61 < 1 \quad (5.3.3)$$

O cálculo para as tensões de compressão normal às fibras e a verificação de segurança são dados pelas expressões (5.3.4) e (5.3.5).

$$\sigma_{cnd} = \frac{R_d}{b \cdot c} = \frac{12,09 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 7,50 \text{ cm}} = 0,081 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.3.4)$$

$$\frac{\sigma_{cnd}}{f_{cnd}} = \frac{0,081 \text{ kN/cm}^2}{0,4118 \text{ kN/cm}^2} = 0,20 < 1 \quad (5.3.5)$$

O cálculo para as tensões cisalhantes e a verificação de segurança é dado pelas expressões (5.3.6) e (5.3.7).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{b \cdot h} = \frac{3}{2} \cdot \frac{12,09 \text{ kN}}{7,50 \text{ cm} \cdot 22,50 \text{ cm}} = 0,107 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.3.6)$$

$$\frac{\tau_d}{f_{vd}} = \frac{0,107 \text{ kN/cm}^2}{0,172 \text{ kN/cm}^2} = 0,63 < 1 \quad (5.3.7)$$

A verificação associadas à flambagem é feita de acordo com a equação (5.1.25). A expressão (5.3.9) apresenta a verificação para as vigas de piso.

$$\beta_m = \frac{1}{0,25\pi} \cdot \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{3/2}}{\sqrt{\frac{h}{b} - 0,63}} \cdot \frac{4}{1,4} = \frac{1}{0,25\pi} \cdot \frac{\left(\frac{22,50}{7,50}\right)^{3/2}}{\sqrt{\frac{22,50}{7,50} - 0,63}} \cdot \frac{4}{1,4} \quad (5.3.8)$$

$$= 12,275$$

$$L_1 < 0,01 \cdot \frac{E_{c,ef} \cdot b}{\beta_m \cdot f_{cd}} = \frac{10450 \cdot 7,50}{12,275 \cdot 16,471} = 3,875 \text{ m} \quad (5.3.9)$$

Sabendo que $L_1 = 3,325 \text{ m} < 3,875 \text{ m}$, conclui-se que a condição é atendida para as vigas de piso, e a seção adotada atende aos critérios de segurança.

A Tabela 5.5 resume as razões entre as tensões solicitantes e resistentes das vigas de piso do pavimento tipo.

Tabela 5.5 – Razões entre tensões solicitantes e resistentes para a viga de piso do pavimento tipo.

Razão de tensão para compressão paralela às fibras	Razão de tensão para tração paralela às fibras	Razão de tensão para compressão normal às fibras	Razão de tensão para cisalhamento	Razão de tensão associada à flambagem lateral
0,97	0,61	0,20	0,63	---

Dessa forma, a seção de 7,5 cm x 22,5 cm adotada para as vigas de piso do pavimento tipo atende aos requisitos de segurança definidos no item 5.1. A tensão de compressão foi a tensão crítica, consumindo 97% da capacidade resistente da viga.

5.3.1.2 Cobertura

Para o dimensionamento das vigas de piso da cobertura não é necessário analisar mais de uma situação, uma vez que o piso da cobertura não recebe cargas de peso próprio de paredes, somente as cargas provenientes do peso próprio do piso e da sobrecarga de utilização de forros.

A Tabela 5.3 resume os carregamentos aplicados sobre a viga de piso da cobertura. Os valores das cargas de peso próprio do piso e sobrecarga de utilização foram obtidos a partir do produto da carga distribuída na área da laje, em kN/m², pelo espaçamento entre as vigas, de 0,40 m.

Tabela 5.6 – Cargas sobre a viga de piso da cobertura.

Carregamento	Carga distribuída (kN/m)
Peso próprio do piso	0,53
Sobrecarga de utilização	0,20
TOTAL	0,73

Aplicando-se a combinação 1 de carregamentos, obtém-se uma carga de 1,022 kN/m aplicada sobre a viga de piso da cobertura. A Tabela 5.7 apresenta os esforços atuantes na viga.

Tabela 5.7 – Esforços para a combinação 1 da viga de piso da cobertura.

Esforço de dimensionamento	Unidade	Valor
Momento solicitante de dimensionamento	kN.m	1,43
Reação de apoio	kN	1,71
Cortante solicitante de dimensionamento	kN	1,71

Os cálculos para a verificação de segurança e estabilidade são análogos aos apresentados para as vigas de piso do pavimento tipo.

A Tabela 5.8 resume as razões entre as tensões solicitantes e resistentes das vigas de piso da cobertura.

Tabela 5.8 – Razões entre tensões solicitantes e resistentes para a viga de piso da cobertura.

Razão de tensão para compressão paralela às fibras	Razão de tensão para tração paralela às fibras	Razão de tensão para compressão normal às fibras	Razão de tensão para cisalhamento	Razão de tensão associada à flambagem lateral
0,67	0,42	0,004	0,24	---

Dessa forma, a seção de 5,0 cm x 12,5 cm adotada para as vigas de piso da cobertura atende aos requisitos de segurança definidos no item 5.1. A tensão de compressão foi a tensão crítica, consumindo 67% da capacidade resistente da viga.

5.3.1.3 Caixa D'Água

Para o dimensionamento das vigas de piso do pavimento da caixa d'água não é necessário analisar mais de uma situação, uma vez que todas recebem as mesmas cargas.

A Tabela 5.9 resume os carregamentos aplicados sobre a viga de piso do pavimento da caixa d'água. Os valores das cargas de peso próprio do piso, do peso próprio das caixas d'água e da sobrecarga de utilização foram obtidos a partir do produto da carga distribuída na área da laje, em kN/m², pelo espaçamento entre as vigas, de 0,40 m.

Tabela 5.9 – Cargas sobre a viga de piso do pavimento da caixa d'água.

Carregamento	Carga distribuída (kN/m)
Peso próprio do piso	0,53
Sobrecarga de utilização	0,20
Peso próprio das caixas d'água	3,09
TOTAL	3,82

Aplicando-se a combinação 1 de carregamentos, obtém-se uma carga de 5,35 kN/m aplicada sobre a viga de piso da cobertura. A Tabela 5.10 apresenta os esforços atuantes na viga.

Tabela 5.10 – Esforços para a combinação 1 da viga de piso da cobertura.

Esforço de dimensionamento	Unidade	Valor
Momento solicitante de dimensionamento	kN.m	7,51
Reação de apoio	kN	8,96
Cortante solicitante de dimensionamento	kN	8,96

Os cálculos para a verificação de segurança e estabilidade são análogos aos apresentados para as vigas de piso do pavimento tipo.

A Tabela 5.11 resume as razões entre as tensões solicitantes e resistentes das vigas de piso da cobertura.

Tabela 5.11 – Razões entre tensões solicitantes e resistentes para a viga de piso da cobertura.

Razão de tensão para compressão paralela às fibras	Razão de tensão para tração paralela às fibras	Razão de tensão para compressão normal às fibras	Razão de tensão para cisalhamento	Razão de tensão associada à flambagem lateral
0,72	0,45	0,015	0,46	---

Dessa forma, a seção de 7,5 cm x 22,5 cm adotada para as vigas de piso do pavimento da caixa d'água atende aos requisitos de segurança definidos no item 5.1. A tensão de compressão foi a tensão crítica, consumindo 72% da capacidade resistente da viga.

5.3.2 PILARES

O elemento mais crítico dentre os pilares da estrutura foi o pilar localizado na interseção dos pórticos dos eixos 4 e D, no primeiro pavimento, na seção situada a 2 metros de sua base. A combinação crítica foi a combinação 2 da Figura 4.25, com a sobrecarga de utilização a

variável principal e a carga de vento à 90° a variável secundária. A Figura 5.7 identifica o caso crítico dos pilares.

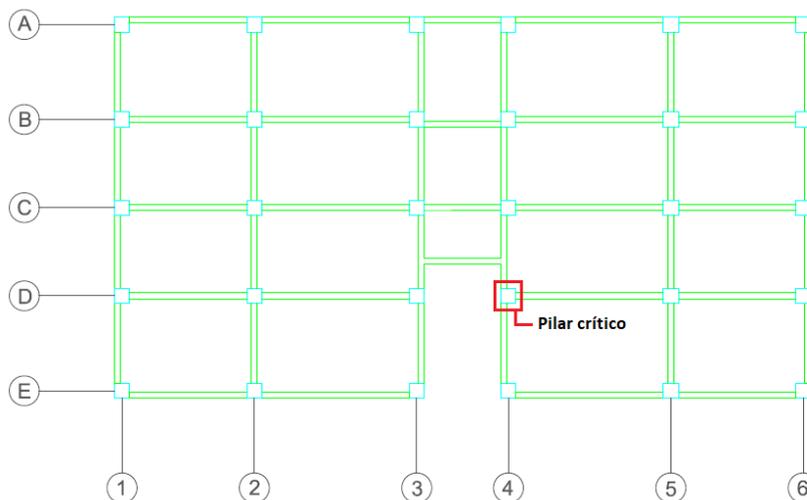


Figura 5.7 – Pilar crítico na estrutura.

A Tabela 5.12 apresenta os esforços para a combinação mais crítica no pilar mais sollicitado, e a Tabela 5.13 apresenta os esforços não majorados devido à carga permanente, sobrecarga de utilização e vento atuantes nesse pilar, na seção considerada.

Tabela 5.12 – Esforços para a combinação 2 no pilar mais sollicitado.

Elemento	Seção		Esforços combinados					
	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	V_{dx} (kN)	V_{dy} (kN)	T_d (kN.m)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)
Pilar	30,00	30,00	- 378,65	-9,79	11,20	0,00	-22,39	19,58

Tabela 5.13 – Esforços não majorados no pilar mais sollicitado.

Elemento	Seção		Esforços devido à carga permanente			Esforços devido à sobrecarga de utilização	Esforços devido às cargas de vento
	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)	N_d (kN)	N_d (kN)
Pilar	30,00	30,00	-186,88	-2,33	8,94	-71,56	-24,05

Aplicando-se os valores da Tabela 5.12 e da Tabela 5.13 nas equações apresentadas em 5.1, obtêm-se as razões entre as tensões solicitantes e as tensões resistentes dos pilares.

Para este caso, a tensão normal de dimensionamento é dada por:

$$\sigma_{nd} = \frac{N_d}{b \cdot h} = \frac{378,65}{30 \cdot 30} = 0,421 \text{ kN/cm}^2 = 4,21 \text{ MPa} \quad (5.3.10)$$

As tensões devido aos momentos de dimensionamento nas direções x e y são dadas por:

$$\sigma_{Max} = \frac{6 \cdot (100 \cdot 22,39)}{30 \cdot 30^2} = 0,498 \text{ kN/cm}^2 = 4,98 \text{ MPa} \quad (5.3.11)$$

$$\sigma_{May} = \frac{6 \cdot (100 \cdot 19,58)}{30 \cdot 30^2} = 0,435 \text{ kN/cm}^2 = 4,35 \text{ MPa} \quad (5.3.12)$$

A verificação é feita de acordo com as equações (5.1.11) e (5.1.12), conforme apresentado abaixo:

$$\left(\frac{4,21}{16,471} \right)^2 + \frac{4,98}{16,471} + 1,0 \frac{4,35}{16,471} \approx 0,63 \quad (5.3.13)$$

$$\left(\frac{4,21}{16,471} \right)^2 + 1,0 \frac{4,98}{16,471} + \frac{4,35}{16,471} \approx 0,63 \quad (5.3.14)$$

As razões para o pilar crítico são apresentadas na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Razões entre tensões solicitantes e resistentes para o pilar mais solicitado.

Classificação quanto ao índice de esbeltez	Tração na flambagem global	Compressão na flambagem global	Tração na flambagem lateral com torção	Compressão na flambagem lateral com torção	Estabilidade na direção x	Estabilidade na direção y	Cisalhamento combinado
Peça curta	0,42	0,63	---	---	---	---	0,14

Dessa forma, a seção de 30 cm x 30 cm adotada para os pilares atende aos requisitos de segurança definidos no item 5.1. A tensão de compressão considerando os efeitos de flambagem global por flexão foi a tensão crítica, consumindo 63% da capacidade resistente do pilar. Por ser classificado como curto, não é necessária a verificação de estabilidade.

5.3.3 VIGAS

O elemento mais crítico dentre as vigas principais da estrutura foi a viga entre os pórticos dos eixos A e B, na seção 0. A combinação crítica foi a combinação 4, sendo o vento a 90° a ação variável principal e a sobrecarga de utilização a ação variável secundária. A Figura 5.8 identifica o caso crítico das vigas principais.

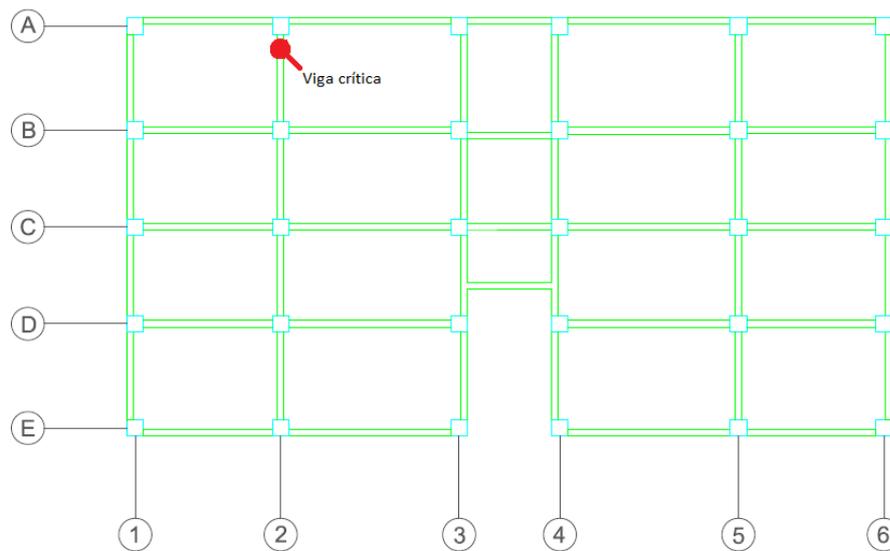


Figura 5.8 – Viga crítica da estrutura.

A Tabela 5.15 apresenta os esforços para a combinação mais crítica na viga mais solicitada, e a Tabela 5.16 apresenta os esforços não majorados devido à carga permanente, sobrecarga de utilização e vento atuantes nessa viga.

Tabela 5.15 – Esforços para a combinação 1 na viga principal mais solicitada.

Elemento	Seção		Esforços combinados					
	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	V_{dx} (kN)	V_{dy} (kN)	T_d (kN.m)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)
Viga principal	20,00	30,00	41,66	-49,84	0,016	0,00	0,016	-46,55

Tabela 5.16 – Esforços não majorados para a viga mais solicitada.

Elemento	Seção		Esforços devido à carga permanente			Esforços devido à sobrecarga de utilização	Esforços devido às cargas de vento
	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)	N_d (kN)	N_d (kN)
Viga principal	20,00	30,00	2,02	0,001	-0,88	0,604	36,663

Aplicando-se os valores da Tabela 5.15 e da Tabela 5.16 nas equações apresentadas em 5.1, obtêm-se as razões entre as tensões solicitantes e as tensões resistentes das vigas. As razões para a viga principal mais crítica são apresentadas na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Razões entre as tensões solicitantes e resistentes para a viga principal mais solicitada.

Classificação quanto ao índice de esbeltez	Tração na flambagem global	Compressão na flambagem global	Tração na flambagem lateral com torção	Compressão na flambagem lateral com torção	Estabilidade na direção x	Estabilidade na direção y	Cisalhamento combinado
Peça curta	0,62	0,97	---	---	---	---	0,72

Assim, a seção de 20 cm x 30 cm adotada para as vigas principais atende aos requisitos de segurança definidos em 5.1. A tensão de compressão considerando a flambagem global por flexão foi a tensão crítica, consumindo 97% da capacidade resistente da viga. Por ser classificada como curta, não é necessária a verificação de estabilidade.

5.3.4 MÃOS-FRANCESAS

A mão-francesa mais solicitada na estrutura está localizada nos pórticos 2 e 5, na mesma posição, conforme mostra a Figura 5.9. A combinação crítica para as mãos francesas foi a combinação 4, sendo o vento a 90° a variável principal e a sobrecarga de utilização a variável secundária.

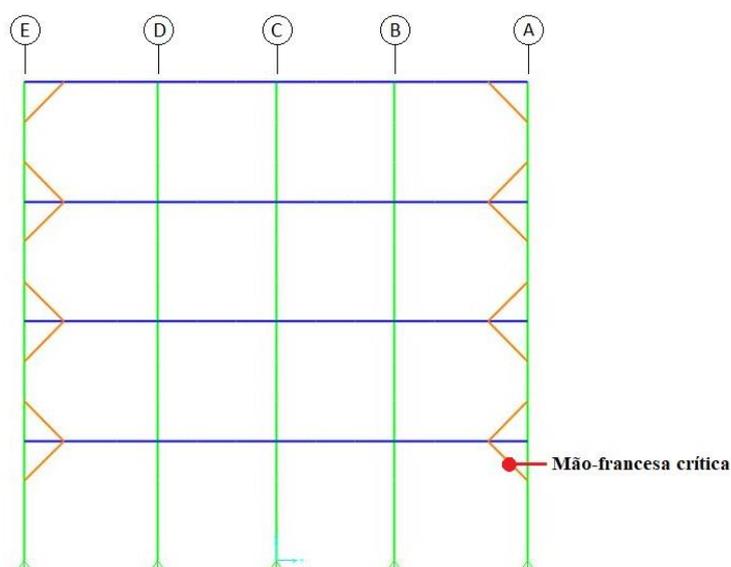


Figura 5.9 – Mão francesa mais solicitada.

A Tabela 5.18 apresenta os esforços para a mão-francesa mais solicitada, e a Tabela 5.19 apresenta os esforços não majorados devido à carga permanente, sobrecarga de utilização e vento atuantes na peça.

Tabela 5.18 – Esforços para a combinação 1 para a mão-francesa mais solicitada.

Elemento	Seção		Esforços combinados					
	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	V_{dx} (kN)	V_{dy} (kN)	T_d (kN.m)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)
Mão-francesa	10,00	10,00	-85,34	0,00	0,00	-0,036	0,00	0,036

Tabela 5.19 – Esforços não majorados para a mão-francesa mais solicitada.

Elemento	Seção		Esforços devido à carga permanente			Esforços devido à sobrecarga de utilização	Esforços devido às cargas de vento
	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)	N_d (kN)	N_d (kN)
Mão-francesa	10,00	10,00	-6,65	0,00	0,025	-0,782	-71,99

Aplicando-se os valores da Tabela 5.18 e da Tabela 5.19 nas equações apresentadas em 5.1, obtêm-se as razões entre as tensões solicitantes e as tensões resistentes. As razões para a mão-francesa mais crítica são apresentadas na Tabela 5.20.

Tabela 5.20 – Razões entre as tensões solicitantes e resistentes para a mão-francesa mais solicitada.

Classificação quanto ao índice de esbeltez	Tração na flambagem global	Compressão na flambagem global	Tração na flambagem lateral com torção	Compressão na flambagem lateral com torção	Estabilidade na direção x	Estabilidade na direção y	Cisalhamento combinado
Peça medianamente esbelta	0,51	0,65	---	---	0,72	0,70	0,00

Assim, a seção de 10 cm x 10 cm adotada para as mãos-francesas atende aos requisitos de segurança definidos em 5.1. As estabilidades nas direções x e y foram as razões críticas, correspondentes a 72% e 70% da capacidade da peça, e a tensão de compressão considerando a flambagem global por flexão foi a tensão crítica, consumindo 65% da capacidade resistente da mão-francesa.

5.3.5 PILARETES DA ESCADA

A combinação crítica para o pilarete de suporte das escadas mais solicitado foi a combinação 2, com a sobrecarga de utilização a variável principal e a carga de vento à 90° a variável secundária.

A Tabela 5.21 apresenta os esforços para a combinação mais crítica no pilarete mais solicitado da escada, e a Tabela 5.22 apresenta os esforços não majorados devido à carga permanente, sobrecarga de utilização e vento atuantes nesse pilarete.

Tabela 5.21 – Esforços para a combinação 2 no pilarete mais solicitado da escada.

Elemento	Seção		Esforços combinados					
	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	V_{dx} (kN)	V_{dy} (kN)	T_d (kN.m)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)
Pilarete das escadas	7,50	7,50	-8,16	0,00	0,09	0,00	0,14	0,00

Tabela 5.22 – Esforços não majorados no pilarete mais solicitado da escada.

Elemento	Seção		Esforços devido à carga permanente			Esforços devido à sobrecarga de utilização	Esforços devido às cargas de vento
	b (cm)	h (cm)	N_d (kN)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)	N_d (kN)	N_d (kN)
Pilarete das escadas	7,50	7,50	-2,97	0,024	0,00	-2,86	0,00

Aplicando-se os valores da Tabela 5.21 e Tabela 5.22 nas equações apresentadas em 5.1, obtêm-se as razões entre as tensões solicitantes e as tensões resistentes do pilarete. As razões para o pilarete mais crítico são apresentadas na Tabela 5.23.

Tabela 5.23 – Razões as tensões solicitantes e as tensões resistentes no pilarete mais solicitado da escada.

Classificação quanto ao índice de esbeltez	Tração na flambagem global	Compressão na flambagem global	Tração na flambagem lateral com torção	Compressão na flambagem lateral com torção	Estabilidade na direção x	Estabilidade na direção y	Cisalhamento combinado
Peça medianamente esbelta	0,13	0,21	---	---	0,13	0,25	0,01

Assim, a seção de 7,5 cm x 7,5 cm adotada para os pilaretes de suporte da escada atende aos requisitos de segurança definidos em 5.1. A tensão de compressão considerando flambagem global por flexão foi a tensão crítica, consumindo 21% da capacidade resistente do pilarete.

Vale comentar que as razões encontradas para o pilarete mais solicitado são baixas, se comparadas às razões encontradas para os elementos críticos dos outros grupos. Uma seção menor atenderia às condições impostas em 5.1. Porém, a NBR 7190 (1997) prevê uma seção transversal com área mínima de 50 cm², e espessura mínima de 5 cm, daí a seção com as dimensões utilizadas.

5.4 RESULTADOS E.L.S.

Para a verificação dos Estados Limites de Serviço, deve-se analisar a capacidade da estrutura de desempenhar de forma satisfatória as funções a que se destina, e dimensiona-la de forma que os usuários da obra tenham conforto e segurança, conforme explicado em 5.2.

Assim, deve-se verificar a flecha crítica entre os elementos da estrutura, e o deslocamento horizontal no topo do edifício, de acordo com os limites estabelecidos pela Tabela 5.2.

5.4.1 FLECHA CRÍTICA

A flecha crítica para os Estados Limites de Serviço ocorre na viga pertencente ao pórtico do eixo B, e entre os pórticos dos eixos 4 e 5, na combinação quase permanente. A viga em questão é apresentada na Figura 5.10.

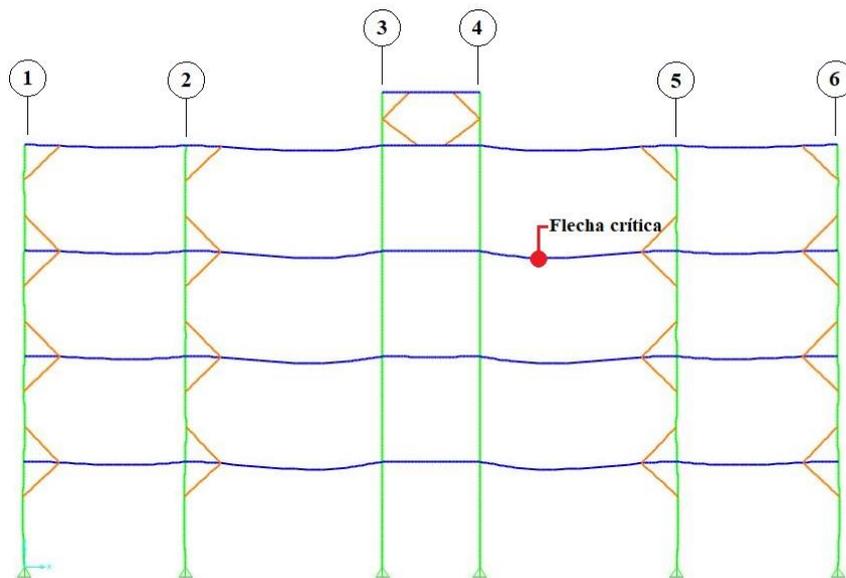


Figura 5.10 – Flecha crítica na estrutura, na viga localizada no pórtico do eixo B.

A flecha crítica ocorre para a combinação quase permanente. Nessa condição, a flecha é de 1,26 cm.

Conforme mostra a Tabela 5.2, o deslocamento vertical limite para um vão de comprimento l entre apoios é de $\frac{l}{200}$.

A viga sujeita à flecha crítica possui 4,55 m de comprimento, logo, a flecha limite nesse caso é dada por $\frac{455}{200} = 2,275$ cm.

Assim, a flecha crítica na estrutura, de 1,26 cm, é inferior à flecha limite admitida pela norma, de 2,275 cm. Logo, o deslocamento vertical máximo na estrutura atende ao critério de verificação dado pela norma.

5.4.2 DESLOCAMENTO HORIZONTAL MÁXIMO

Conforme explicado em 5.2, a norma não apresenta especificações com relação à verificação do deslocamento horizontal no topo do edifício. Sendo assim, essa verificação é feita confrontando-se o deslocamento horizontal máximo no edifício com o limite estabelecido para vigas em balanço. O vão será considerado como a altura do edifício.

O deslocamento horizontal máximo no edifício ocorre no pilar P19, na combinação frequente, com o vento a 0° como variável principal.

A Figura 5.11 apresenta a estrutura deformada e o pilar com deslocamento máximo no topo do edifício.

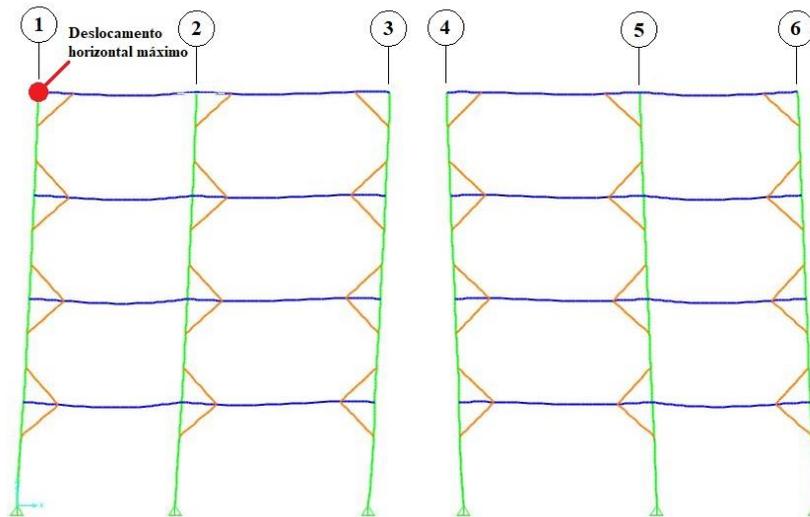


Figura 5.11 – Deslocamento horizontal máximo no topo do edifício.

O deslocamento horizontal máximo nessas condições é de 2,10 cm.

Devido à falta de especificações para este tipo de verificação na norma, a verificação para o deslocamento horizontal será feito tanto para o caso de vigas em balanço quanto para o caso de vigas entre dois apoios.

Para o caso de vigas em balanço, o deslocamento limite para um vão de comprimento l_b em balanço é dado por $\frac{l_b}{100}$, conforme mostra a Tabela 5.2.

O vão a ser considerado é a altura do edifício, ou seja, 12 m, logo, o deslocamento limite nesse caso é dado por $\frac{1200}{100} = 12,0$ cm.

Assim, o deslocamento horizontal crítico na estrutura, de 2,10 cm, é inferior ao máximo admitido pela norma, de 12,0 cm. Logo, o deslocamento horizontal máximo na estrutura atende a esse critério de verificação.

Já para o caso de vigas biapoiadas, o deslocamento limite para um vão de comprimento l é dado por $\frac{l}{200}$.

Nesse caso, o vão a ser considerado também será a altura do edifício, e o deslocamento limite será de $\frac{1200}{200} = 6,0$ cm.

Assim, para esse caso, o deslocamento horizontal crítico na estrutura, de 2,10 cm, também é inferior ao máximo admitido pela norma, de 6,0 cm.

Dessa forma, a critério de verificação para os Estados Limites de Utilização é atendido para o deslocamento horizontal máximo no edifício em estudo.

6. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou o desenvolvimento de um projeto estrutural de um edifício residencial de pequeno porte em estrutura de madeira. Os objetivos inicialmente propostos foram alcançados, ou seja, verificou-se a viabilidade técnica de se construir um edifício residencial de pequeno porte com esse tipo de material, apesar de pouco utilizado no Brasil. Foi possível também o desenvolvimento e o aprofundamento do autor em conceitos aprendidos durante as disciplinas de Estruturas cursadas ao longo da graduação em Engenharia Civil.

Vale destacar a dificuldade para o desenvolvimento deste trabalho em relação à falta de referências bibliográficas brasileiras para o tema. No Brasil não se possui a cultura de se construir com madeira, o que causa limitação quanto a esse tipo de literatura. Apesar de pouco difundido no Brasil, o uso da madeira como material estrutural é bastante desenvolvido em países como Canadá e Suíça, por exemplo, o que confirma a viabilidade desse tipo de construção.

Ainda assim, a madeira compete com os demais materiais utilizados para a execução de estruturas. A madeira apresenta vantagens em relação aos demais materiais utilizados em construção, sobretudo devido ao processo de obtenção da matéria-prima, na execução do projeto e da estrutura, no controle de resíduos gerados, entre outros.

Como sugestão para trabalhos futuros cita-se:

- Analisar o mesmo edifício apresentado nesse trabalho utilizando análise não linear física e geométrica, e comparar com os resultados apresentados nesse trabalho;
- Dimensionar e analisar diferentes tipos de ligações para as conexões viga-pilar, consideradas todas como rotuladas no presente trabalho;
- Analisar o mesmo edifício com diferentes sistemas de contraventamento, como contraventamento em K, em X, paredes diafragma, entre outros;
- Dimensionar as fundações para o edifício desenvolvido no presente trabalho, e compará-las com edifícios de arquiteturas similares, estruturados em aço ou concreto armado;

- Analisar a viabilidade econômica de construir um edifício em estrutura de madeira, e comparar os custos envolvidos considerando os custos de material, mão de obra e tempo de execução.

7. 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. **Instalação predial de água fria**: NBR 5626. Rio de Janeiro, ABNT, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de madeira**: NBR 7190. Rio de Janeiro, ABNT, 1997.

Catálogo LP Bulding Products – LP OSB Home Plus. Disponível em: <<http://www.lpbrasil.com.br/produtos/>>. Acesso em: 24 de abril de 2017.

Catálogo Rewood – Soluções Estruturais em Madeira. Disponível em: <https://www.brarewood.com.br/materiais/apresentacao/Apresentacao_Rewood.pdf>. Acesso em: 24 de abril de 2017.

<<https://www.embrapa.br/florestas/transferencia-de-tecnologia/eucalipto/perguntas-e-respostas>>. Acesso em: 09 de janeiro de 2017.

SALLES, Aline T. **Projeto Estrutural de Um Edifício Residencial em *Light Steel Framing***. Macaé: UFRJ/ Campus Macaé, 2016.

PFEIL, Walter e PFEIL, Michèle. **Estruturas de Madeira**. 8ª Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2003.

PROGRAMA MADEIRA É LEGAL. **Consumo Responsável de Madeira**. Disponível em: <http://sindimasp.org.br/conteudo/download/cartilha_eletronica.pdf>. Acesso em: 09 de janeiro de 2017.

ANEXO A

MATERIAIS UTILIZADOS

A.1. Laje Seca

RESISTÊNCIA E VERSATILIDADE PARA GRANDES VÃOS



O que é?

A linha LP Mezanino é mais uma inovação com a qualidade LP. São painéis ideais para soluções como lajes secas, mezaninos, paredes e divisórias, atendendo às exigências do mercado e dos profissionais da construção. O produto é disponibilizado em diferentes opções de revestimentos e espessuras. O LP Mezanino é a solução ideal para a sua obra.

Composição

Os painéis LP Mezanino são compostos por LP OSB Home, revestidos nas duas faces com placa cimentícia nas espessuras de 23 e 40 mm ou filme fenólico com espessura de 40 mm. Recebem, ainda, um tratamento de borda que confere maior impermeabilidade ao produto.

OSB, do inglês Oriented Strand Board, que significa Painel de Tiras de Madeira Orientadas, é uma placa estrutural de alta resistência físico-mecânica, além de ser um produto ecologicamente correto, pois 100% da matéria-prima é proveniente de florestas renováveis. O LP OSB Home, utilizado na fabricação do painel LP Mezanino é protegido contra cupins.

As placas cimentícias são desenvolvidas com tecnologia CCFS, sem amianto, compostas por uma mistura homogênea de cimento portland, celulose, fosfático e aditivos.

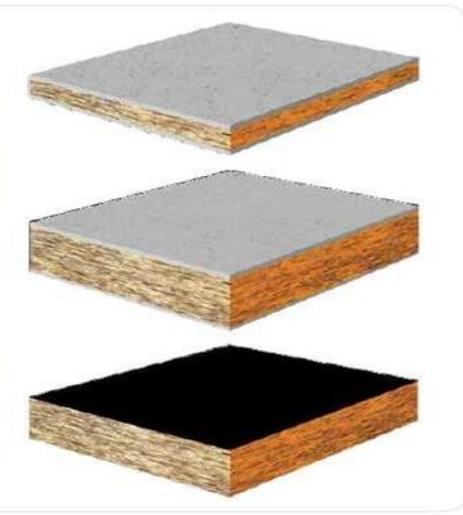
O filme fenólico com gramatura de 180g/m² possui um lado antiderrapante que garante maior segurança na instalação e no uso.

Aplicações

- Mezaninos*;
- Passarelas;
- Laje seca*;
- Paredes e divisórias técnicas;
- Shafts;
- Containers;
- Confinamentos acústicos;
- Sanitários;

*Mezaninos e lajes secas, utilizando painéis LP Mezanino, perfis de Steel Framing, LP Viga-I, perfis de aço pesado ou vigas de madeira maciça, substituem as lajes pré-moldadas de concreto com mais rapidez de execução, sem gerar sujeira, sem escoramento, permitindo acabamento imediato após a execução.





Vantagens

- Alta resistência a cargas distribuídas: suporta até 500 kg/m²
- Vence grandes vãos sem interferir no layout: vão máximo de 1,25 m
- Diferentes espessuras e revestimentos: a solução certa para sua necessidade
- Resistência ao fogo: a superfície cimentícia é incombustível e não propaga chamas.
- Proteção contra cupins: o miolo LP OSB Home recebe tratamento anticupim
- Ecologicamente correto: o OSB utiliza matéria-prima 100% proveniente de reflorestamento. As placas cimentícias não utilizam amianto e são recicláveis.

Especificações

Revestimento	Espessura (mm)	Dimensões (m)	Peso (kg/m ²)	Nº de peças por palete	Nº Apoios	Carga Máxima (kg/m ²)*
Placa Cimentícia	23	1,20 x 2,50	23	44	4	500
Placa Cimentícia	40	1,20 x 2,50	32	25	3	500
Filme Fenólico	40	1,20 x 2,50	28	25	3	500

*Carga máxima distribuída por painel (kg/m²). Limite sugerido.

→ Permite qualquer tipo de acabamento.

→ Excelente isolamento acústico e térmico.

LP Mezanino

LP Mezanino 23 mm - revestimento em placa cimentícia: menor espessura, maior leveza e a mesma resistência de 500 kg/m² de carga distribuída com apoios a cada 0,80 m, promovendo uma maior economia em sua obra.

LP Mezanino 40 mm - revestimento em placa cimentícia: espessura mais utilizada no mercado, resiste a 500 kg/m² de carga distribuída com apoios a cada 1,25 m.

LP Mezanino 40 mm - revestimento em filme fenólico: maior leveza e a mesma resistência de 500 kg/m² para apoios a cada 1,25 m, garantindo resistência e economia para o projeto.

A.2. 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 Energética 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 (K.G)	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

LP
PONTA GROSSA

APA

RATED SHEATHING
PAINEL ESTRUTURAL
24/16
ESPESSURA 11,1 MM
GRAU DE EXPOSIÇÃO
EXTERIOR PROTEGIDO
EXPOSIÇÃO 1

525

PS 2-04 SHEATHING
PRP-108 HUD-UM-40C

ATENÇÃO

ESPAÇAMENTO MÁX. APOIOS
TELHADO 80 CM
PAREDE 60 CM
SEPARAÇÃO ENTRE PAINÉIS 3MM
FIXAR A 10MM DA BORDA
ESPAÇAMENTO ENTRE FIXAÇÕES
150 MM NAS BORDAS
300 MM APOIOS INTERMEDIÁRIOS

EM TELHADOS INSTALAR
PERPENDICULAR AOS
APOIOS E PROVER
VENTILAÇÃO ADEQUADA

ESTE LADO
PARA BAIXO

ANTES DA INSTALAÇÃO
ESTABILIZAR A UMIDADE

MAIS INFORMAÇÕES
D. TÉCNICO LP
55 - 41 - 3313.2100
WWW.LPBRASIL.COM.BR

MADE IN BRAZIL

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 Energética 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.

A.3. Gesso Acartonado

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.



Chapa ST

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.

Chapas ST - FGA

□ Áreas secas - Forros e Mobiliários Integrados

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



Chapa ST - FGA

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 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.



Chapa RU

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 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.



Chapa RF

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.

A.4. 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 subsolos.
	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 rebatidas 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

A.6. Caixa d'água

Ficha Técnica



Novas Caixas d' Água Tigre

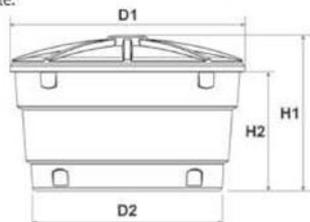
Localização no website Tigre:
Predial ► Água fria ► CAIXAS D'ÁGUA

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)							
Coias	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: PEHD - 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

1/4