

ESTUDO COMPARATIVO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE  
PRÉDIOS ESTRUTURADOS EM PERFIS FORMADOS A FRIO  
SEGUNDO OS SISTEMAS APORTICADO E “LIGHT STEEL  
FRAMING”

Rosane Bevilaqua

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"ESTUDO COMPARATIVO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE  
PRÉDIOS ESTRUTURADOS EM PERFIS FORMADOS A FRIO  
SEGUNDO OS SISTEMAS APORTICADO E "LIGHT STEEL  
FRAMING"**

Rosane Bevilaqua

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

---

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues  
DEES-UFMG - (Orientador)

---

Prof. Dr. Gilson Queiroz  
DEES-UFMG

---

Profa. Dra. Arlene Maria Sarmanho Freitas  
UFOP

Belo Horizonte, 31 de outubro de 2005

Aos meus pais.  
Inês e Juraci

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais e minha querida irmã, por todo o apoio nos momentos difíceis e pelo incansável e incentivo diário.

À grande amiga Fernanda, pelas várias horas perdidas de conversas intermináveis, ajuda nas disciplinas e na engenharia e incentivo para sempre seguir em frente.

Às queridas amigas Marcela e Maria Letícia, pela compreensão, amizade e paciência neste período de realização do trabalho.

Ao DEES, especialmente ao meu orientador, Prof. Francisco Carlos Rodrigues, pela ajuda e orientação na elaboração desta dissertação.

Aos amigos Felipe, Álvaro, Eduardo, Miriale, Cláudia, Júlio, Inês, Renata, Guilherme, Pedro, por toda a ajuda e amizade.

À Usiminas pelo apoio financeiro.

## SUMÁRIO

Lista de Figuras .....	ix
Lista de Tabelas .....	xvi
Lista de Símbolos .....	xix
Resumo .....	xxi
Abstract .....	xxii
Capítulo 1 – Introdução .....	1
1.1 Considerações Gerais .....	1
1.2 Elementos Estruturais de Perfis Formados a Frio .....	4
1.3 Projeto para Habitação Popular .....	6
1.4 Sistema construtivo “Light Steel Framing” .....	13
1.5 Justificativas .....	16
1.6 Objetivos e conteúdo da dissertação .....	18
Capítulo 2 – Estado da Arte .....	20
2.1 Introdução .....	20
2.2 Histórico .....	21
2.3 Conceitos e vantagens do sistema LSF .....	23
2.4 Materiais componentes do LSF .....	25
2.4.1 Perfis metálicos .....	25
2.4.1.1 Proteção contra a corrosão .....	27
2.4.2 Revestimentos dos painéis reticulados .....	29
2.4.2.1 Gesso Acartonado .....	30

2.4.2.2 Placas de OSB .....	31
2.4.2.3 Placas Cimentícias .....	32
2.5 Componentes estruturais do sistema LSF .....	33
2.5.1 Painéis de Parede .....	33
2.5.1.1 Elementos de um Painel em LSF .....	34
2.5.1.2 Abertura em Painel de LSF .....	40
2.5.1.3 Contraventamento dos painéis em LSF .....	41
2.5.1.3.1 Contraventamento por fitas metálicas .....	43
2.5.1.3.2 Contraventamento por diafragmas de rigidez .....	45
2.5.2 Entrepisos .....	45
2.5.2.1 Elementos de um entrepiso .....	46
2.5.2.2 Travamento dos perfis das vigas .....	51
2.5.2.3 Pisos Secos .....	52
2.5.2.4 Pisos Úmidos .....	53
2.5.3 Estrutura de Telhados .....	55
2.5.4 Sistema de fixação .....	58
2.5.4.1 Parafusos .....	58
2.5.4.2 Fixadores à pólvora .....	60
2.5.4.3 Chumbadores .....	61
2.5.4.3 Soldas .....	62
Capítulo 3 – Inovações Tecnológicas .....	64
3.1 Considerações Gerais .....	64
3.2 Substituição da viga caixa de borda por painéis de altura variável .....	65
3.3 Ligação do apoio viga-montante .....	67
3.4 Consideração da continuidade das vigas .....	70
3.5 Consideração do efeito de diafragma em painéis de parede com OSB .....	72
3.5.1 Método da barra diagonal equivalente .....	80
3.5.2 Método da diagonal metálica equivalente .....	83
Capítulo 4 – Modelagem Estrutural.....	85

4.1	Introdução .....	85
4.2	Concepções arquitetônicas .....	86
4.2.1	Modelo estrutural tipo “A” .....	86
4.2.2	Modelo estrutural tipo “B” .....	92
4.3	Características estruturais dos modelos .....	95
4.3.1	Pisos e entrepisos .....	95
4.3.1.1	Piso Úmido .....	96
4.3.1.2	Piso Seco .....	97
4.3.1.3	Modelagem Estrutural dos pisos .....	98
4.3.1.4	Condições de Apoio para as vigas .....	101
4.3.1.5	Ações de Pisos .....	103
4.3.1.5.1	Ações para os pisos úmidos .....	103
4.3.1.5.2	Ações para pisos secos .....	104
4.3.2	Painéis de parede .....	105
4.3.2.1	Discretização dos montantes e diagonais em tiras metálicas de contraventamento .....	105
4.3.2.2	Discretização dos painéis com placas de OSB .....	108
4.3.2.3	Cálculo da barra diagonal equivalente .....	114
4.3.2.4	Cálculo da diagonal metálica equivalente .....	118
4.3.2.5	Ações nos painéis de parede .....	122
4.4	Análise Não-linear Elástica .....	123
4.5	Ações e combinações de ações .....	127
4.5.1	Ação devido a pressão dinâmica de vento .....	128
4.5.2	Combinações de ações .....	133
<b>Capítulo 5 – Análise estrutural .....</b>		<b>135</b>
5.1	Introdução .....	135
5.2	Modelos A-4-400 .....	136
5.2.1	Modelo A-4-400-X-descont .....	137
5.2.2	Modelo A-4-400-V-cont .....	142
5.3	Modelo A-4-600 .....	155
5.3.1	Modelo A-4-600-X-descont .....	156
5.3.2	Modelo A-4-600-V-cont .....	161

5.4 Modelos B-4-400 .....	164
5.4.1 Modelo B-4-400-X-descont .....	164
5.4.2 Modelo B-4-400-V-cont .....	170
5.5 Modelos B-4-600 .....	177
5.5.1 Modelo B-4-600-X-descont. ....	177
5.5.2 Modelo B-4-600-V-cont. ....	182
5.6 Modelos A-7-400 .....	186
5.6.1 Modelo A-7-400-X-cont. ....	187
5.6.2 Modelo A-7-400-OSB-cont. ....	191
5.6.3 Modelo A-7-400-DIAG_METALICA-cont. ....	194
5.7 Comparativos de Desempenho entre os modelos de LSF .....	202
5.8 Comparativos de Desempenho entre os sistemas Aporticado e LSF .....	206
5.8.1 Arquitetura tipo “A” para prédios com 4 pavimentos .....	206
5.8.2 Arquitetura tipo “B” para prédios com 4 pavimentos .....	210
5.8.3 Arquitetura tipo “A” para prédios com 7 pavimentos .....	213
Capítulo 6 – Conclusões .....	218
6.1 Conclusões .....	218
6.2 Sugestões para trabalhos futuros .....	220
Capítulo 7 – Referências Bibliográficas .....	221

**LISTA DE FIGURAS**

FIGURA 1.1 – Condição de ocupação no Brasil .....	2
FIGURA 1.2 – (a) Processo de conformação a frio tipo perfilagem (b), (c) Processo de conformação a frio por dobragem .....	5
FIGURA 1.3 – Seções transversais usuais em PFF .....	6
FIGURA 1.4 – Projeto arquitetônico tradicional (arquitetura tipo “A”) .....	8
FIGURA 1.5 – Plano de vigas do pavimento tipo – arquitetura tipo “A” .....	9
FIGURA 1.6 – Vista geral dos prédios construídos pela COHAB-MG .....	9
FIGURA 1.7 – Vista geral da estrutura de um prédio do sistema COHAB-MG .....	10
FIGURA 1.8 – Prédios construídos pela CDHU-SP com o sistema Usiteto .....	10
FIGURA 1.9 – Arquitetura do pavimento tipo – arquitetura tipo “B” .....	11
FIGURA 1.10 – Plano de vigas pavimento tipo – apertado, arquitetura “B” .....	12
FIGURA 1.11 – Seções utilizadas nos prédios do sistema usiteto nas arquitetura dos tipos “A” e “B” .....	13
FIGURA 1.12 – Construção de uma residência em LSF .....	14
FIGURA 1.13 – Esquema estrutural típico de uma residência em LSF .....	15
FIGURA 2.1 – Perfis típicos para uso em LSF: U, U enrijecido e cartola .....	27
FIGURA 2.2 – Orientação das fibras de madeira em uma chapa de OSB .....	31
FIGURA 2.4 – Painéis em LSF .....	34
FIGURA 2.5 – Elementos de um painel em LSF .....	35
FIGURA 2.6 – Detalhe das peças que formam um painel portante .....	36
FIGURA 2.7 – Ligação de canto .....	37
FIGURA 2.8 – Ligação em T .....	38
FIGURA 2.9 – Ligação em cruz .....	38
FIGURA 2.10 – Solução para ligação em T proposta por SCHARFF.....	39
FIGURA 2.11 – Peças e soluções alternativas para a ligação de 2 painéis .....	39
FIGURA 2.12 – Abertura em painel portante .....	40
FIGURA 2.13 – Montagem de uma verga .....	41
FIGURA 2.15 – Efeitos da carga de vento na estrutura: a) translação b) tombamento	42
FIGURA 2.16 – Painel estrutural enrijecido por diafragma de enrijecimento .....	42

FIGURA 2.17 – Contraventamento de painel por diagonais metálicas. (a) esquema geral, (b) detalhe em perspectiva, (c) painel com diagonal metálica.....	43
FIGURA 2.18 – Esforços devidos a cargas laterais .....	44
FIGURA 2.19 – Entrepiso formado por vigas alinhadas com os montantes .....	46
FIGURA 2.20 – Configuração de entrepiso .....	47
FIGURA 2.21 – Esforço concentrado na região do apoio de viga .....	48
FIGURA 2.22 – Apoio das vigas sobre os montantes do painel .....	48
FIGURA 2.23 – Viga em perfil caixa para apoio das vigas não-alinhadas com os montantes .....	49
FIGURA 2.24 – Viga caixa em painel externo paralelo à direção do vigamento (a) em um painel (b) em corte .....	49
FIGURA 2.25 – (a) alternativa de projeto com viga caixa (b) algumas composições de perfis para viga caixa .....	50
FIGURA 2.26 – Travamento lateral de vigas com bloqueador e fita metálica .....	52
FIGURA 2.27 – Sistema de piso seco em LSF .....	53
FIGURA 2.28 – Sistema de piso seco em LSF .....	54
FIGURA 2.29 – Composições de um piso úmido com isolantes acústicos com poliestireno expandido .....	55
FIGURA 2.30 – Alinhamento da estrutura de telhado com os montantes do painel de apoio .....	56
FIGURA 2.31 – Elementos de uma estrutura de telhado inclinada com travamento longitudinal por contraventamentos com travessas longitudinais (terças) e travamento transversal .....	57
FIGURA 2.32 – Travamento das tesouras por diafragma de enrijecimento com placas de OSB ou multilaminado fenólico .....	57
FIGURA 2.33 – Fixação com parafusos autobrocantes .....	59
FIGURA 2.34 – Ranhura e comprimento da broca de parafusos para LSF .....	59
FIGURA 2.35 – Tipos de cabeça dos parafusos para LSF .....	60
FIGURA 2.36 – Detalhe da fixação de um conector à pólvora .....	61
FIGURA 2.37 – Ancoragem de um painel após a cura do concreto .....	62
FIGURA 3.1 – Detalhe de um painel externo com vigas caixa de borda .....	66

FIGURA 3.2 – Detalhe construtivo da ligação de perfis das vigas de entrepiso ao painel de parede .....	68
FIGURA 3.3. – Esquema de montagem do sistema Apoio viga-montante – elementos utilizados no sistema .....	69
FIGURA 3.4 - Esquema de montagem do sistema Apoio viga-montante – detalhe dos parafusos de fixação .....	69
FIGURA 3.5 – Carregamentos e diagramas de esforço cortante e momento fletor para vigas bi-apoiadas .....	70
FIGURA 3.6 – Carregamentos e diagramas de esforço cortante e momento fletor para vigas com 3 apoios .....	71
FIGURA 3.7 – Detalhe de encaixe dos perfis Ue para vigas na região de momento negativo (a) em perspectiva (b) corte na região de sobreposição das vigas .....	72
FIGURA 3.8 – Painel em LSF com fechamento em OSB .....	73
FIGURA 3.9 – Gráfico de tensão nominal de cisalhamento por pé linear em função do espaçamento dos parafusos e relação largura/altura .....	74
FIGURA 3.10 – Configurações dos painéis ensaiados .....	75
FIGURA 3.11 – Gráfico força-deslocamento para painéis com diferentes configurações de aberturas .....	77
FIGURA 3.12 – Gráfico capacidade ultima de cisalhamento x relação área total / área de aberturas .....	77
FIGURA 3.13 – Configuração dos painéis de LSF nos ensaios de TIAN .....	78
FIGURA 3.14 – Arranjo dos modelos dos equipamentos utilizados para a realização dos ensaios .....	79
FIGURA 3.15 – Gráfico Carga de Cisalhamento x deslocamento dos painéis .....	80
FIGURA 3.16 - Esquema de iteração entre pórtico e vedação .....	81
FIGURA 3.17 – Sistema equivalente de contraventamento: (a) painel diafragma (b) diagonal equivalente .....	84
FIGURA 4.1 – Planta Baixa do pavimento tipo do modelo tipo “A” para os sistemas aporticado e LSF .....	87
FIGURA 4.2 – Plano de vigas do Pavimento tipo do modelo tipo “A” no sistema aporticado .....	88

FIGURA 4.3 – Geometria de um pavimento tipo dos modelos tipo “A” com espaçamento entre montantes de (a) 400mm e (b) 600mm .....	90
FIGURA 4.4 – Posição dos montantes, com localização de Eixos e Filas estruturais. Arquitetura “A” com espaçamento de 400mm (metade de um pavimento) .....	91
FIGURA 4.5 – Planta Baixa do pavimento tipo do modelo tipo “B” para os sistemas aporticado e LSF .....	93
FIGURA 4.6 – Posicionamento de eixos e filas para os modelos tipo “B” .....	93
FIGURA 4.7 – Geometria de um pavimento tipo dos modelos tipo “B” com espaçamento entre montantes de (a) 400mm e (b) 600mm .....	94
FIGURA 4.8 – Configuração de piso úmido utilizada para os modelos de 4 pavimentos .....	96
FIGURA 4.9 – Configuração de piso seco utilizada para os modelos de 4 pavimentos .....	98
FIGURA 4.10 – Esquema geração de um painel diafragma rígido: (a) nó típico em um piso no eixo x-y (b) nó-mestre formado após a consideração do efeito diafragma .....	100
FIGURA 4.11 – Esquema estrutural para (a) viga bi-apoiado e (b) viga contínuo .....	102
FIGURA 4.12 – Graus de liberdade em um elemento de barra .....	106
FIGURA 4.13 – Painel de LSF discretizado para análise via MEF .....	107
FIGURA 4.14 – Modelagem de painéis com contraventamentos .....	108
FIGURA 4.15 – Eixos principais de um elemento tipo “Shell” .....	109
FIGURA 4.16 – Painel de OSB discretizado (tipos 1 e 2) .....	110
FIGURA 4.17 – Tipos de painéis diafragmas de OSB considerados nos modelos de 7 pavimentos – arquitetura tipo “A” .....	111
FIGURA 4.18 – Modelo numérico para simulação do painel de LSF – AISI .....	112
FIGURA 4.19 – Modelo numérico elaborado para representar o modelo experimental de TIAN .....	113
FIGURA 4.20 – Deslocamentos ( $\times 10^{-2}$ mm) para o painel de 3300mm x 2800mm ....	115
FIGURA 4.21 – Posição da diagonal equivalente comprimida no método da barra diagonal equivalente de SMITH .....	116

FIGURA 4.22 – Posicionamento das diagonais de OSB no modelo A-7-400-OSB-cont (a) Eixo 1, (b) Fila B .....	118
FIGURA 4.23 – Deslocamento ( $\times 10^{-3}$ mm) do painel de OSB para uma carga horizontal no topo do painel de 1kN .....	119
FIGURA 4.24 – Modelo numérico para a determinação do diâmetro da diagonal metálica equivalente .....	120
FIGURA 4.25 – Gráfico deslocamento x diâmetro da diagonal metálica equivalente .....	120
FIGURA 4.26 – Posicionamento das Diagonais metálicas equivalentes (a) nos painéis externos, ou eixo 1 e (b) nos painéis divisores de unidades, fila B ..	121
FIGURA 4.27 – Esforços adicionais aos deslocamentos horizontais de pavimentos..	125
FIGURA 4.28 – dimensões em planta dos prédios (m) .....	128
FIGURA 4.29 – Coeficientes de pressão e forma com a consideração da proximidade dos blocos .....	130
FIGURA 4.30 - Coeficientes de pressão e forma com a consideração de afastamento dos blocos .....	131
FIGURA 4.31 – Coeficientes de pressão externa, para vento atuando a $0^\circ$ (a) e a $90^\circ$ (b) .....	131
FIGURA 4.32 – Coeficientes finais de forma para o cálculo da pressão de vento .....	133
FIGURA 5.1 – Modelo A-400-X-descont. (a) pavimento-tipo (b) elevação do eixo 1, y = 0, (c) elevação do eixo 2, y = 2800mm, (d) elevação eixo 4, y = 6300mm, (e) elevação fila A, x = 0, (f) elevação fila B, x = 3300mm, (g) elevação fila C, x = 6600mm .....	137
FIGURA 5.2 – Modelo A-400-V-cont.: (a) pavimento-tipo (b) elevação do Eixo 1, y = 0, (c) elevação fila B, x = 3300mm .....	143
FIGURA 5.3 – (a) perfil para montantes, (b) perfil para vigas, (c) perfil caixa para vigas .....	158
FIGURA 5.4 – Configuração dos perfis das vigas para o modelo A-4-400-V-cont. Maiores vão com traço contínuo; vãos intermediários com linhas tracejadas .....	150
FIGURA 5.5 – painel com viga de acabamento (a) em perspectiva e vistas (b) transmissão dos esforços axiais dos montantes para as mesas das vigas .....	152

FIGURA 5.6 – Painel frontal mais alto para eliminar a necessidade da utilização da viga de acabamento .....	154
FIGURA 5.7 – Detalhe do enrijecedor das vigas nos pontos de apoio .....	155
FIGURA 5.8 – Modelo A-4-600-X-descont. (a) pavimento-tipo (b) elevação do eixo 1, $y = 0$ , (c) elevação do eixo 2, $y = 2800\text{mm}$ , (d) elevação eixo 4, $y = 6300\text{mm}$ , (e) elevação fila A, $x = 0$ , (f) elevação fila B, $x = 3300\text{mm}$ , (g) elevação fila C, $x = 6600\text{mm}$ .....	156
FIGURA 5.9 – Modelo A-600-V-cont.: (a) pavimento-tipo (b) elevação do Eixo 1, $y = 0$ , (c) elevação fila B, $x = 3300\text{mm}$ .....	161
FIGURA 5.10 – Modelo B-4-400-X-descont. (a) pavimento-tipo unifilar (b) elevação do Eixo 1, $y = 0$ , (c) elevação do Eixo 2, $y = 3000\text{mm}$ , (d) elevação do Eixo 3, $y = 4345\text{mm}$ (e) elevação Eixo 4, $y = 6600\text{mm}$ , (f) elevação fila A, $x = 0$ , (g) elevação fila B, $x = 3000\text{mm}$ , (h) elevação fila C, $x = 6000\text{mm}$ .....	166
FIGURA 5.11 – Modelo B-4-400-V-cont.: (a) pavimento-tipo (b) elevação do Eixo 1, $y = 0$ , (c) elevação fila A, $x = 0\text{mm}$ (d) elevação Fila B, $x = 3000$ , (e) elevação Fila C, $x = 6000$ .....	171
FIGURA 5.12 – posicionamento das vigas com maiores vãos (linhas contínuas) e vigas intermediárias (linhas tracejadas) .....	175
FIGURA 5.13 – trespasse de 2 perfis Ue para a composição das vigas na região dos apoios .....	176
FIGURA 5.14 – Modelo B-4-600-X-descont:(a) pavimento-tipo unifilar (b) elevação do Eixo 1, $y = 0$ , (c) elevação do Eixo 2, $y = 3000\text{mm}$ , (d) elevação Eixo 5, $y = 6600\text{mm}$ , (e) elevação fila A, $x = 0$ , (f) elevação fila B, $x = 3000\text{mm}$ , (g) elevação fila C, $x = 6000\text{mm}$ FIGURA 5.15 – Posicionamento das vigas nos modelos B-4-600 .....	180
FIGURA 5.15 – Posicionamento das vigas nos modelos B-4-600 .....	181
FIGURA 5.16 – (a) Diagrama unifilar do pavimento-tipo modelo B-4600-V-cont. (b) Elevação Eixo 1, com a respectiva deformação máxima horizontal, (c) Elevação da Fila A, (d) Elevação da Fila C .....	182
FIGURA 5.17 – Modelo A-700-X-cont. (a) modelo tridimensional prédio (b) elevação do eixo 1, $y = 0$ , (c) elevação do eixo 2, $y = 2800\text{mm}$ , (d) elevação eixo	

5, $y = 6300\text{mm}$ , (e) elevação fila A, $x = 0$ , (f) elevação fila B, $x = 3300\text{mm}$ . .....	188
FIGURA 5.18 – Modelo A-700-X-cont. (a) modelo tridimensional prédio (b) elevação do eixo 1, $y = 0$ , (c) elevação fila B, $x = 3300\text{mm}$ . .....	192
FIGURA 5.19 – Modelo A-7-400-DIAG_METALICA-cont. (a) modelo tridimensional pavimento-tipo (b) elevação do eixo 1, $y = 0$ , (c) elevação fila B, $x = 3300\text{mm}$ . .....	194
FIGURA 5.20 – Gráfico que relaciona os deslocamentos horizontais na direção do eixo X para os modelos de 7 pavimentos com consideração do efeito diafragma vertical de OSB .....	197
FIGURA 5.21 – Gráfico que relaciona os deslocamentos horizontais na direção do eixo Y para os modelos de 7 pavimentos com consideração do efeito diafragma vertical de OSB .....	197
FIGURA 5.22– Gráfico que relaciona os deslocamentos horizontais (em X e em Y) para os modelos de 7 pavimentos com e sem a consideração do efeito P-Delta .....	198
FIGURA 5.23 – Deslocamentos horizontais na direção de X, para os modelos “A-4” .....	203
FIGURA 5.24 – Deslocamentos horizontais na direção de Y, para os modelos “A-4” .....	203
FIGURA 5.25 – Deslocamentos horizontais na direção de X, modelos “A-4” com análise linear e com análise de segunda ordem (P-Delta) .....	204
FIGURA 5.26 – Deslocamentos horizontais na direção de X, modelos “B-4” .....	205
FIGURA 5.27 – Deslocamentos horizontais na direção de Y, modelos “A-4” .....	205
FIGURA 5.28 – Planos de bases dos sistemas (a) Aporticado, (b) LSF para a arquitetura tipo “A” .....	208
FIGURA 5.29 – Planos de bases para os prédios de 7 pavimentos (a) sistema aporticado (b) LSF. Arquitetura tipo “B” – 4 pavimentos .....	212
FIGURA 5.30 – Planos de bases para os prédios de 7 pavimentos (a) sistema aporticado (b) LSF .....	215

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Exigências normativas para revestimento metálico dos aços para a fabricação de perfis no LSF .....	26
TABELA 2.2. – Tipos de perfis e utilização .....	27
TABELA 2.3 – Espessuras mínimas dos perfis galvanizados utilizados no sistema LSF .....	29
TABELA 2.4 – Altura limite, resistência ao fogo e isolamento acústico .....	30
TABELA 2.5 – Resistência ao fogo de uma parede com revestimento de OSB .....	32
TABELA 2.6 – Resistência acústica de uma paredes com revestimento de OSB .....	32
TABELA 4.1 – Resumo das características estruturais dos modelos de 4 e 7 pavimentos para a arquitetura tipo “A” .....	91
TABELA 4.2 – Resumo das características estruturais dos modelos de 4 e 7 pavimentos para a arquitetura tipo “B” .....	95
TABELA 4.3 – Coeficientes adotados para o fator $S_2$ .....	129
TABELA 4.4 – Coeficientes para o cálculo da pressão de vento nas paredes da estrutura .....	132
TABELA 4.5 – Pressão final devida ao carregamento de vento nas paredes .....	132
TABELA 5.1 – Deslocamentos máximos por pavimento, A-4-400-X-descont. ....	141
TABELA 5.2 - Deslocamentos máximos por pavimento, modelo A-4-400-V-cont ...	144
TABELA 5.3 – Resistências dos perfis à compressão centradas dos perfis utilizados como montantes .....	147
TABELA 5.4 – Resistências dos perfis utilizados para as vigas .....	147
TABELA 5.5 – Resistências de cálculo dos perfis compostos utilizados como montantes nos encontros de painéis .....	147
TABELA 5.6 – Resistências das chapas utilizadas nos contraventamentos .....	148
TABELA 5.7 – Esforços obtidos e perfis utilizados nos montantes do modelo A-4-400-V-cont no 1º pavimento .....	148
TABELA 5.8 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelo A-4-400-V-cont: 2º pavimento .....	149
TABELA 5.9 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelo A-4-400-V-cont: 3º pavimento .....	149

TABELA 5.10 - Esforços e perfis utilizados nas vigas modelo A-4-400-V-cont .....	150
TABELA 5.11 – Esforços e perfis para vigamento tipo bi-apoiado .....	151
TABELA 5.12 – Força resistente de cálculo para vigas submetidas a forças concentradas .....	153
TABELA 5.13 – Deslocamentos máximos por pavimento, A-4-600-X-descont.....	160
TABELA 5.14 - Esforços e perfis utilizados nas vigas modelo A-4-600-X-descont ..	160
TABELA 5.15 – Deslocamentos máximos por pavimento, modelo A-4-600-V-cont.	163
TABELA 5.16 – Esforços e perfis utilizados nos montantes modelo A-4-600-V-cont: 1º pavimento .....	163
TABELA 5.17 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelo A-4-600-V-cont: 2º pavimento .....	164
TABELA 5.18 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelo A-4-600-V-cont: 3º pavimento .....	164
TABELA 5.19 - Esforços e perfis utilizados nas vigas modelo A-4-600-V-cont.....	165
TABELA 5.20 – Deslocamentos máximos por pavimento, B-4-400-X-descont.....	170
TABELA 5.21 - Esforços e perfis utilizados nas vigas modelo B-4-400-X-descont..	170
TABELA 5.22 – Deslocamentos máximos por pavimento, modelo B-4-400-V-cont.	173
TABELA 5.23 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelos B-4-400-X-descont e B-4-400-V-cont: 1º pavimento .....	173
TABELA 5.24 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelos B-4-400-X-descont e B-4-400-V-cont: 2º pavimento .....	174
TABELA 5.25 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelos B-4-400-X-descont e B-4-400-V-cont: 3º pavimento .....	174
TABELA 5.26 - Esforços e perfis utilizados nas vigas modelo B-4-400-V-cont.....	175
TABELA 5.27 – Deslocamentos máximos por pavimento, B-4-600-X-descont. ....	181
TABELA 5.28 - Esforços e perfis utilizados nas vigas modelo B-4-600-X-descont..	182
TABELA 5.29 – Deslocamentos máximos por pavimento, modelo B-4-600-V-cont.	184
TABELA 5.30 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelos B-4-600-X-descont e B-4-600-V-cont: 1º pavimento .....	184
TABELA 5.31 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelos B-4-600-X-descont e B-4-600-V-cont: 2º pavimento .....	185

TABELA 5.32 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelos B-4-400-X-descont e B-4-400-V-cont: 3º pavimento .....	185
TABELA 5.33 - Esforços e perfis utilizados nas vigas modelo B-4-600-X-descont...	186
TABELA 5.34 – Deslocamentos máximos por pavimento, modelo B-4-600-V-cont.	193
TABELA 5.35 – Deslocamentos máximos por pavimento, Modelo A-7-400-DIAG_METALICA-cont. ....	196
TABELA 5.36 – Esforços e perfis utilizados nos montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG_METALICA-cont : 1º pavimento .....	198
TABELA 5.37 – Esforços e perfis utilizados nos montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG_METALICA-cont: 2º pavimento .....	199
TABELA 5.38 – Esforços e perfis utilizados nos montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG_METALICA-cont: 3º pavimento .....	199
TABELA 5.39 – Esforços e perfis utilizados nos montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG_METALICA-cont: 4º pavimento .....	200
TABELA 5.40 – Esforços e perfis utilizados nos montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG_METALICA-cont: 5º pavimento .....	200
TABELA 5.41 – Esforços e perfis utilizados nos montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG_METALICA-cont: 6º pavimento .....	201
5.42 - Esforços e perfis utilizados nas vigas dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG_METALICA-cont. ....	201
TABELA 5.43 – Deslocamentos horizontais máximos no topo dos prédios arquitetura tipo “A” – 4 pavimentos .....	207
TABELA 5.44 – Cargas nas fundações para os prédios arquitetura “B” – 4 pavimentos .....	209
TABELA 5.45 – Deslocamentos horizontais máximos no topo dos prédios arquitetura tipo “B” – 4 pavimentos .....	211
TABELA 5.46 – Cargas nas fundações para os prédios arquitetura “B” – 4 pavimentos .....	211
TABELA 5.47 – Deslocamentos horizontais máximos no topo dos prédios arquitetura tipo “B” – 4 pavimentos .....	213
TABELA 5.48 – Cargas nas fundações para os prédios arquitetura “B” – 4 pavimentos .....	216

## LISTA DE SÍMBOLOS

### LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

CP - somatório de todas as ações permanentes na estrutura

CV - carregamento horizontal devido á ação do vento

E - módulo de elasticidade do aço

Ea - módulo de elasticidade longitudinal da vedação

E<sub>x</sub> - módulo de elasticidade longitudinal OSB

E<sub>y</sub> - módulo de elasticidade transversal OSB

E<sub>z</sub> - módulo de elasticidade Vertical OSB

F - força de cisalhamento aplicada no painel

**F** - vetor representa as cargas laterais conhecidas

G<sub>xy</sub> - módulo de elasticidade ao cisalhamento transversal OSB

G<sub>xz</sub>, G<sub>yz</sub> - módulo de cisalhamento longitudinal OSB

I<sub>p</sub> - momento de inércia do pórtico metálico

**K** - matriz de rigidez lateral com respeito aos deslocamentos laterais do andar

L - comprimento do pilar entre os eixos das vigas

**L** - matriz que contém os fatores w<sub>i</sub>/h

R - força na direção da diagonal, resultante das forças aplicadas na vedação

S - comprimento da ponta do parafuso

S<sub>1</sub> - fator topográfico

S<sub>2</sub> - fator de rugosidade do terreno

S<sub>3</sub> - fator estatístico

SC - sobrecarga atuante na estrutura

T<sub>f</sub> - tração na fita metálica

V<sub>k</sub> - velocidade característica do vento

W - força horizontal atuante no painel

**LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS**

$b_f$  - largura da mesa

$b_w$  - altura da alma

$d$  - comprimento do enrijecedor de borda

$d$  - comprimento da diagonal BD da vedação

$d_1$  - distância entre centros de dois parafusos

$e$  - espessura da chapa de OSB/gesso acartonado

$f_y$  - resistência ao escoamento do aço na ligação

$h$  - altura da parede de vedação

$q$  - pressão dinâmica do vento

$r$  - relação entre a área total do painel e área de aberturas do mesmo

$t, t_n$  - espessura nominal da chapa metálica

$u$  - deslocamento

$u_i$  - deslocamento/rotação no nó inicial

$u_j$  - deslocamento/rotação no nó final

$w$  - largura equivalente a ser calculada

$w_i$  - carga axial total no andar nível  $i$

**LETRAS GREGAS MINÚSCULAS**

$\theta$  - ângulo entre a horizontal e a diagonal metálica

$\varphi$  - ângulo que a diagonal da vedação faz com a direção horizontal

$\alpha$  - comprimento de contato do pórtico com a vedação

$\Delta d$  - variação do comprimento da diagonal

$\gamma$  - densidade do material

$\nu_x$  - coeficiente de Poisson longitudinal

$\nu_z$  - coeficiente de Poisson vertical

$\nu_y$  - coeficiente de Poisson transversal

## RESUMO

O “Light Steel Framing” (LSF) é um sistema construtivo que possui uma concepção racional para fabricação e montagem industrializada e em grande escala, onde os perfis formados a frio, em chapa de aço zincado de pequena espessura, são utilizados na composição de painéis de parede, vigas de piso e estruturas de cobertura.

O presente trabalho trata da análise numérica via MEF de edifícios residenciais de quatro e de sete pavimentos estruturados no sistema LSF, tendo sido consideradas 13 diferentes proposições arquitetônicas e 3 concepções estruturais inovadoras, a saber: a) vigamento contínuo apoiado sobre painéis estruturais; b) painéis mais altos para eliminar as vigas de acabamento sobre os painéis paralelos ao vigamento e c) vigas apoiando lateralmente nos montantes.

Para a determinação dos esforços atuantes nas estruturas e a análise da estabilidade global dos prédios foi utilizado um programa comercial implementado segundo o Método dos Elementos Finitos (MEF), tendo sido realizadas análises linear e não-linear geométrica, esta representada pela consideração dos efeitos de segunda ordem (P-Delta) nas estruturas avaliadas. Foi também considerado o efeito diafragma proporcionado pelo enrijecimento dos painéis de parede com chapas de OSB, sendo a avaliação realizada por meio de duas diferentes metodologias de cálculo.

Considerando os excelentes resultados obtidos, quanto ao desempenho estrutural do sistema LSF frente a outro sistema tomado como parâmetro de comparação, verificou-se que a tecnologia é perfeitamente aplicável a prédios com até sete pavimentos, incluindo os de baixo custo, levando-se em conta o dimensionamento dos perfis realizados segundo os preceitos da NBR 14762:2001 e o detalhamento das estruturas para o levantamento do consumo de aço.

## **ABSTRACT**

"Light Steel Framing" (LSF) is a constructive system with a rational conception for industrialized, large-scale, manufacturing and assembly of buildings from domestic-scale, almost all dry, where the cold-formed members, in galvanized (zinc coated) steel plate of small thickness, are used in the composition of walls, beams of floors and roofs.

The present research deals with the numerical analysis of structural components by finite elements method of residential buildings of four and seven floors structured in the LSF system, where different proposals were considered in architectural and structural conceptions.

In order to determine the load in the structures, as well as for the analysis of the global stability of the building, a commercial structural analysis program was used via Finite Elements Method (FEM), where linear and non-linear analysis had been carried through, including the consideration of the geometric second-order effects (P-Delta) in the evaluated structures. The diaphragm effect in the hardening of wall panels with OSB plates was also considered, with the evaluation made by means of two different theoretical methodologies.

As result of this work, it was verified that the technology is perfectly adaptable to buildings with up to seven floors, taking into consideration the cross-sectional of the frames used by the norm NBR 14762, as well as the detailing of structures for determining steel consumption.

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Gerais

A busca por informações e por tecnologia está em fase de rápido crescimento e pode-se perceber que a construção industrializada é uma solução tecnológica que vem sendo implementada por empresas e entidades que procuram agregar qualidade, velocidade e baixo custo a seus produtos.

O déficit habitacional brasileiro é um problema social que demanda soluções rápidas e eficientes. A maioria dos órgãos públicos e empresas privadas, envolvidos na indústria da construção civil, procura desenvolver seus projetos de edificações, desde a concepção até o acabamento, de forma cada vez mais econômica. Para isto tem-se, cada vez mais, buscado incessantemente informações e tecnologia que possam ajudar a unir os conceitos de modernidade e qualidade ao baixo custo e dinamismo de seus empreendimentos.

Os principais indicadores sociodemográficos brasileiros são divulgados pela Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios, PNAD (IBGE, 2003). Todas as informações, obtidas nas pesquisas domiciliares realizadas nos dois anos anteriores à publicação, são agrupadas em sete temas distintos e formam o conjunto mais completo e detalhado da atual situação socioeconômica da população brasileira.

Segundo um estudo publicado pelo PNAD (IBGE, 2003), de um total de 49.195.925 de habitações no Brasil, cerca de 15 por cento destes imóveis são alugados, ou seja, há um déficit habitacional no país da ordem de 7 milhões de unidades, sem contar as pessoas que moram nas ruas, das quais 6.324.136 (85,7%) teriam de ser construídas na área urbana e 1.055.252 (14,3%) na área rural. Cada domicílio abriga, em média, 3,6 pessoas, perfazendo um total de 26.565.799 moradores sem habitação própria.

Na FIG. 1.1 observa-se que o índice da condição de ocupação permanece estável nos últimos 4 anos pesquisados, demonstrando que os programas sociais atualmente adotados ainda não conseguiram reduzir este grande déficit habitacional em nosso país.

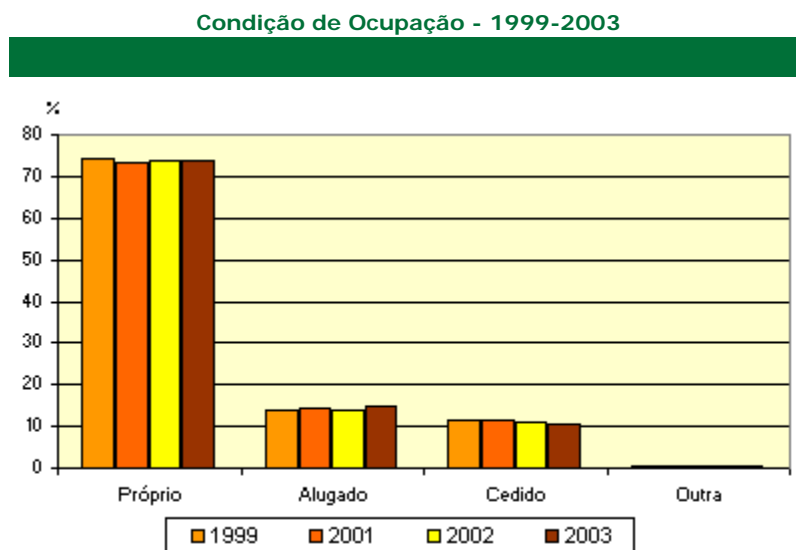


FIGURA 1.1 – Condição de Ocupação no Brasil (IBGE, 2003)

Conforme CEF (2002), atualmente, a construção metálica está atravessando um período de grande expansão no Brasil. Desde os anos oitenta o mercado de estruturas em aço tem crescido, com o emprego de tecnologias avançadas nas obras, a publicações de livros e periódicos e constituição de associações profissionais, além da realização cada vez mais freqüente de congressos e seminários que tratam desse tema.

A estrutura metálica é hoje no Brasil uma solução técnica comprovadamente viável, podendo apresentar resultados expressivos de qualidade e custo para investidores e construtores. Várias inovações têm sido colocadas em prática na tentativa de fazer com que todos os processos de produção e montagem da estrutura se tornem cada vez mais econômicos.

As siderurgias passaram a investir na produção de aços específicos para a engenharia e arquitetura. Com maior resistência mecânica e à corrosão atmosférica, além de melhor aderência à pintura, estes aços vêm proporcionando aos arquitetos e calculistas a possibilidade de concepção de projetos com maior ousadia e economia, além da garantia de qualidade do produto.

Por parte dos produtores de estruturas metálicas, os investimentos vêm sendo aplicados na expansão de fábricas, automação de máquinas e modernização dos equipamentos de montagem. Esses investimentos têm difundido a tecnologia da estrutura em aço como uma opção competitiva em relação a outros processos construtivos. Hoje o aço é utilizado em edificações com as mais variadas concepções e de qualquer porte, em todas as regiões do país.

Assim, a construção industrializada, juntamente com novos avanços da ciência e da tecnologia, pode buscar um novo caminho para solucionar o problema habitacional no Brasil.

Uma das muitas aplicações dos perfis formados a frio (PFF) é o sistema construtivo “Light Steel Framing” (LSF), também conhecido por “Steel Frame”. Este sistema de construção residencial, com emprego consolidado nos Estados Unidos, Inglaterra, Austrália e Ásia, possui concepção racional para fabricação e montagem industrializada e em grande escala, onde os PFF, em chapa de aço zincado são utilizados para a composição de painéis de parede (estruturais ou não) e vigas de piso, servindo ainda como forma-laje em pisos de concreto armado ou como armadura positiva nas lajes mistas com forma de aço incorporada (“steel decks”). Estes perfis são também empregados nas estruturas de coberturas.

## **1.2 Perfis Formados a Frio**

Os PFF são elementos metálicos com paredes esbeltas obtidos por conformação a frio de chapas finas de aço. Podem ter função estrutural ou apenas servir com fôrmas para lajes de concreto armado. Foram inicialmente utilizados nos Estados Unidos e Grã Bretanha por volta de 1850, em edifícios estruturados em aço, sem qualquer normalização técnica, apenas com algumas recomendações oriundas de experiências práticas (VIEIRA, 2001).

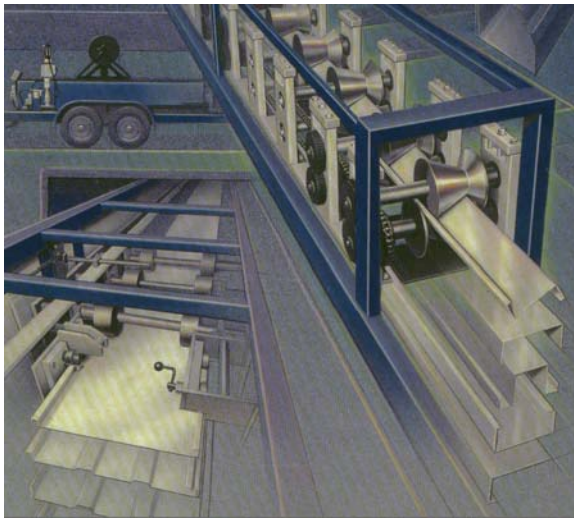
A partir de 1939 foram desenvolvidas pesquisas sobre os PFF sob a coordenação do American Iron and Steel Institute (AISI). Sete anos mais tarde foi publicada a primeira edição contendo as especificações para projetos do AISI, provocando um desenvolvimento do mercado de construção em aço nos Estados Unidos.

O uso dos PFF no Brasil tem aumentado continuamente na construção civil. Isto se deve ao contínuo desenvolvimento tecnológico em diversas áreas relacionadas à produção de perfis. As indústrias siderúrgicas têm desenvolvido aços de alta resistência para a produção de bobinas laminadas a frio ou a quente, com pequenas espessuras, galvanizadas e sem perda de eficiência da proteção devido ao dobramento a frio, por exemplo.

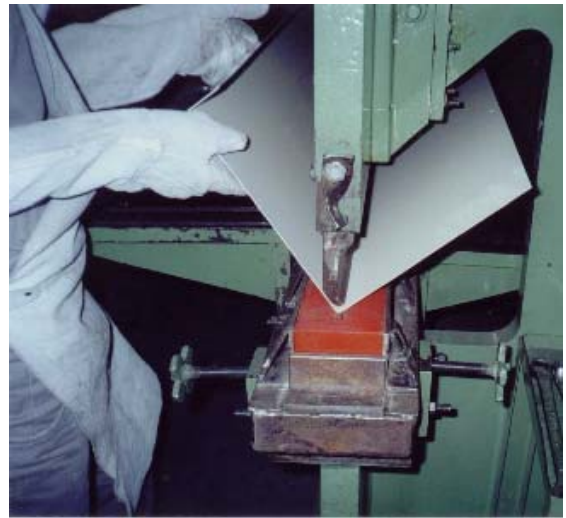
Dois são os processos de fabricação dos perfis formados a frio: contínuo e descontínuo. O processo contínuo, adequado à fabricação em série, é realizado a partir do deslocamento

longitudinal de uma chapa de aço, sobre os roletes de uma linha de perfilagem. Os roletes vão conferindo pouco a pouco à chapa a forma definitiva do perfil. A FIG. 1.2 (a) ilustra o processo de perfilagem de chapa e de perfis de seção aberta.

O processo descontínuo, adequado a pequenas quantidades de perfis ou a seções com formas muito especiais, é realizado mediante o emprego de uma prensa dobradeira. A lâmina da dobradeira é prensada contra a chapa de aço, obrigando-a a formar uma dobra. Várias operações similares a essa, sobre a mesma chapa, fornecem à seção do perfil a geometria exigida no projeto. O comprimento do perfil fica limitado à largura da prensa. A FIG. 1.2 (b) apresenta uma chapa sofrendo conformação pelo processo de dobragem.



(a)



(b)

FIGURA 1.2 – (a) Processo de conformação a frio do tipo perfilagem (b) Processo de conformação a frio por dobragem

A partir de chapas finas são produzidos perfis com dimensões precisas e com grande diversidade de seções, como ilustrado na FIG. 1.3. Graças a isso, obtém-se concepções estruturais esbeltas e eficientes em PFF para o uso nas edificações em geral e como coberturas de galpões, estruturas de painéis e pisos com paredes auto-portantes (“Sistema LSF”) e sistemas de fechamento em gesso acartonado (“*Dry Wall*”), por exemplo, fôrmas

para concretagem, andaimes, escoramentos, defensas rodoviárias, produtos para o setor agropecuário, dentre outros.

A rigidez de um perfil dobrado pode ser aumentada introduzindo-se enrijecedores de borda e/ou enrijecedores intermediários. É o caso de perfis como o U enrijecido e o perfil tipo cartola, por exemplo.

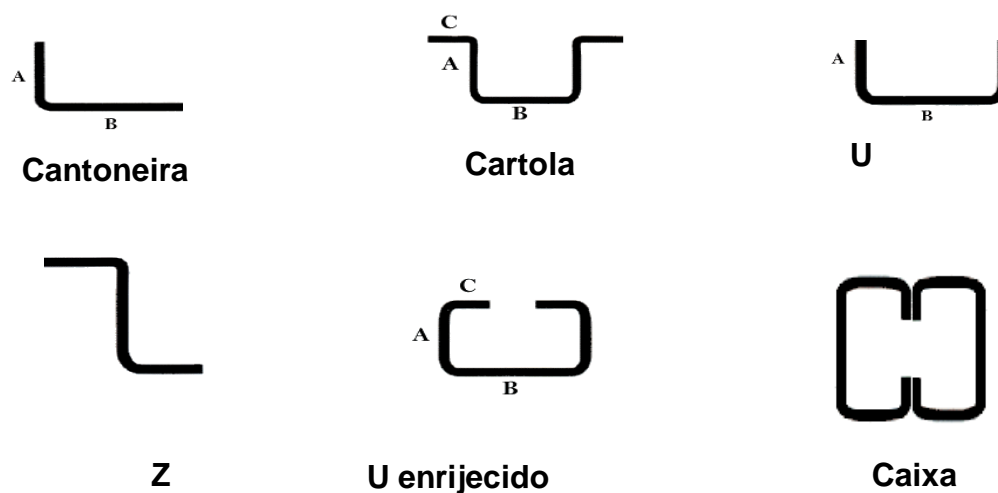


FIGURA 1.3 – Seções transversais usuais em PFF

Quanto à normalização dos PFF existem atualmente no Brasil duas normas: a NBR 6355– Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização (ABNT,2003) e a NBR 14762– Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento (ABNT, 2001).

### 1.3 Projeto para Habitação Popular

Atualmente existe um grande número de empreendimentos residenciais onde os governos de diversos estados brasileiros vêm financiando habitações populares para a população de baixa renda. Estes empreendimentos têm o objetivo de deslocar a população que hoje reside

em grandes complexos de favelas para conjuntos habitacionais com qualidade, garantindo toda a infraestrutura básica e condições dignas de moradia para esta população carente.

São de conhecimento público os vários convênios firmados entre fábricas de estruturas metálicas, órgãos de habitação e universidades, a partir dos quais são desenvolvidos projetos de pesquisa para a construção metálica.

A Companhia de Habitação do Estado de Minas Gerais (COHAB-MG) e a Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano de São Paulo (CDHU-SP) são empresas de cunho eminentemente social e têm como objetivo o planejamento, a produção, a comercialização de unidades habitacionais e os repasses dos respectivos financiamentos, essencialmente destinados à população de baixa renda.

O Sistema Usiteto, resultado de um convênio firmado entre a COHAB-MG, a USIMINAS e a Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), começou a ser implantado em 1997 com o desenvolvimento de prédios de 4 pavimentos. Nas diversas pesquisas realizadas pelo convênio ao longo dos últimos anos foram aprimoradas e desenvolvidas tecnologias estruturais e construtivas que, quando aplicadas aos prédios desse sistema, permitiram diminuir consideravelmente o custo final de suas construções e até aumentar o número de pavimentos, que atualmente chega a 7.

O projeto Usiteto vem hoje trabalhando com duas diferentes proposições arquitetônicas: a arquitetura tipo “A” foi a primeira a ser utilizada e já é bastante consagrada no sistema Aporticado. A FIG 1.4 mostra a arquitetura de um pavimento tipo dos prédios. Todos os pavimentos possuem pé-direito de 2,80 m e cada unidade habitacional possui área total de 46,69 m<sup>2</sup>, sendo 42,54 m<sup>2</sup> de área útil, divididos entre dois quartos, sala, cozinha banheiro e área de serviço.

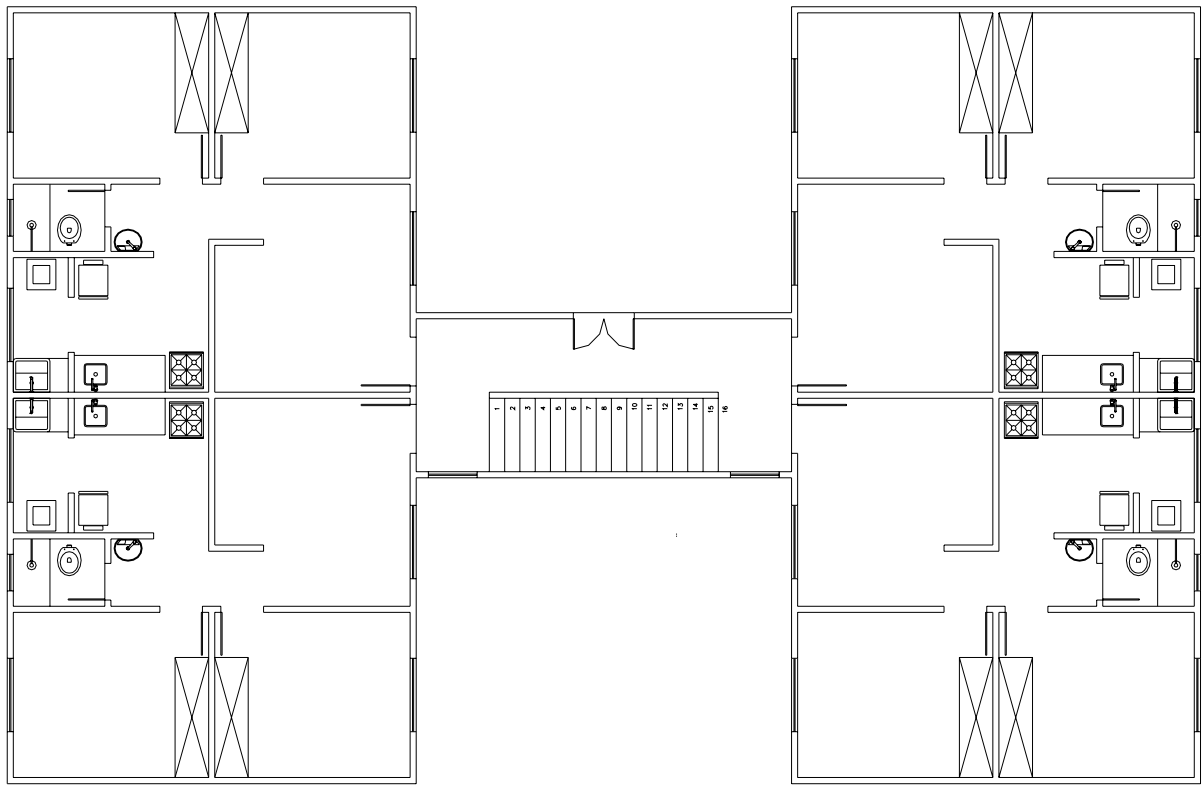


FIGURA 1.4 – Projeto Arquitetônico tradicional (arquitetura tipo “A”)

A estrutura é do tipo metálica contraventada no plano de menor inércia dos pilares e aporticada no plano de maior inércia dos mesmos. A FIG 1.5 apresenta a configuração estrutural do plano de vigas de um pavimento-tipo da arquitetura “A”.

As figuras 1.6 a 1.8 mostram algumas vistas gerais da estrutura e dos prédios construídos pela COHAB-MG (FIG. 1.6 e FIG. 1.7) e CDHU-SP (FIG. 1.8). Os projetos arquitetônicos se desenvolvem em forma de “H”, cujos lados simétricos contém 2 unidades habitacionais, totalizando 4 apartamentos por pavimento e de 16 a 28 unidades por prédio. As ligações horizontal e vertical entre os lados do “H” são feitas por meio do elemento central da construção, no qual estão localizadas a escada e a entrada principal no pavimento térreo.

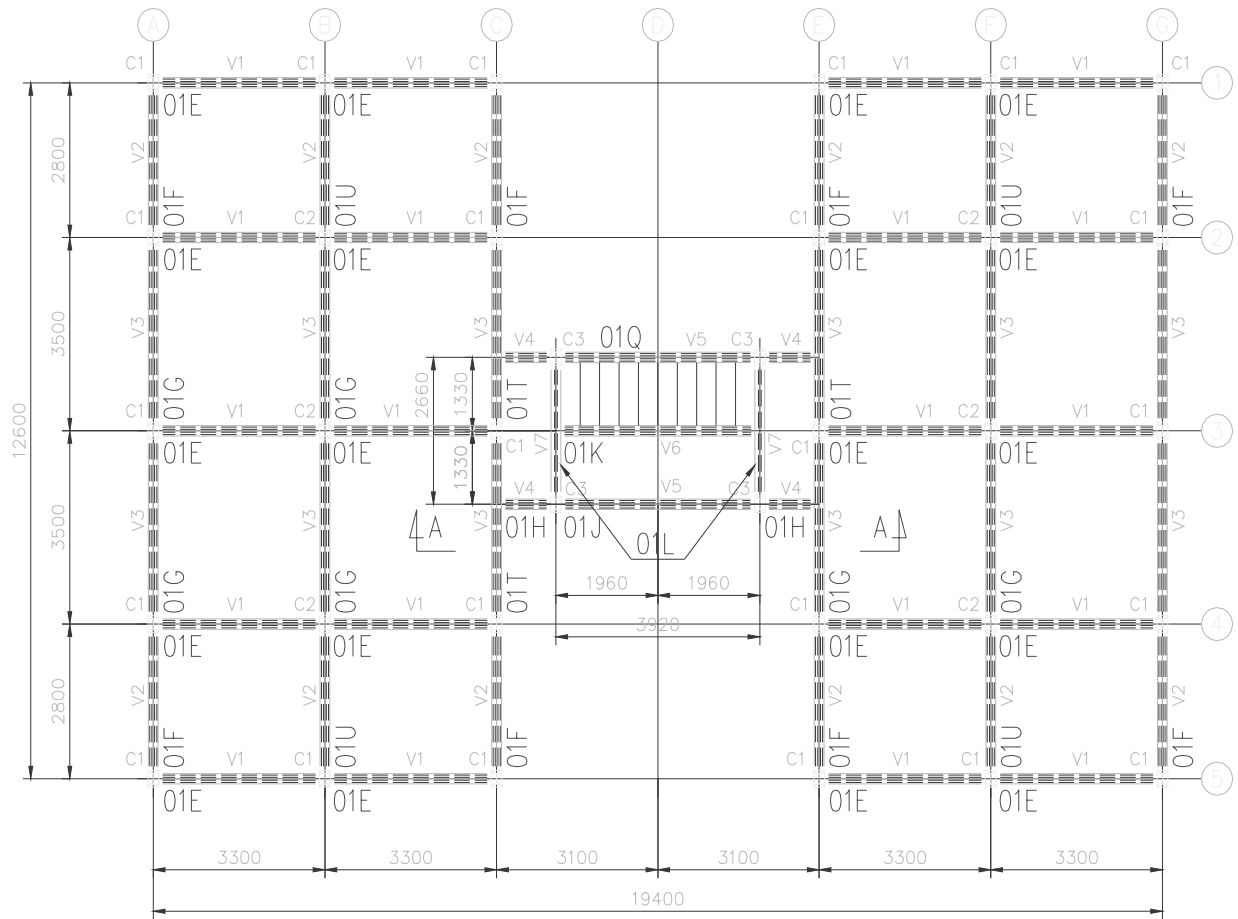


FIGURA 1.5 – Plano de vigas do pavimento tipo – arquitetura tipo “A”



FIGURA 1.6 – Vista geral dos prédios construídos pela COHAB-MG, Juiz de Fora, MG



FIGURA 1.7 – Vista geral da estrutura de um prédio do Sistema COHAB-MG



FIGURA 1.8 – Prédios construídos pela CDHU-SP com o Sistema Usiteto.

Uma segunda concepção arquitetônica vem sendo desenvolvida pela USIMINAS, consistindo de prédios de 4 pavimentos, com 16 unidades por edificação e mantendo as mesmas características construtivas do projeto tradicional. Neste trabalho, ela foi chamada de arquitetura tipo “B”. A FIG. 1.9 mostra o projeto arquitetônico de um pavimento tipo nesta nova concepção.

Nesta proposição, os prédios também são estruturados em PFF, com lajes de piso e de cobertura em concreto armado moldado in loco ou do tipo pré-laje de 50mm de espessura e capeamento de 30mm. Cada unidade possui 37m<sup>2</sup> de área útil, dividido entre sala, dois quartos, uma pequena circulação, um banheiro, cozinha e área de serviço.

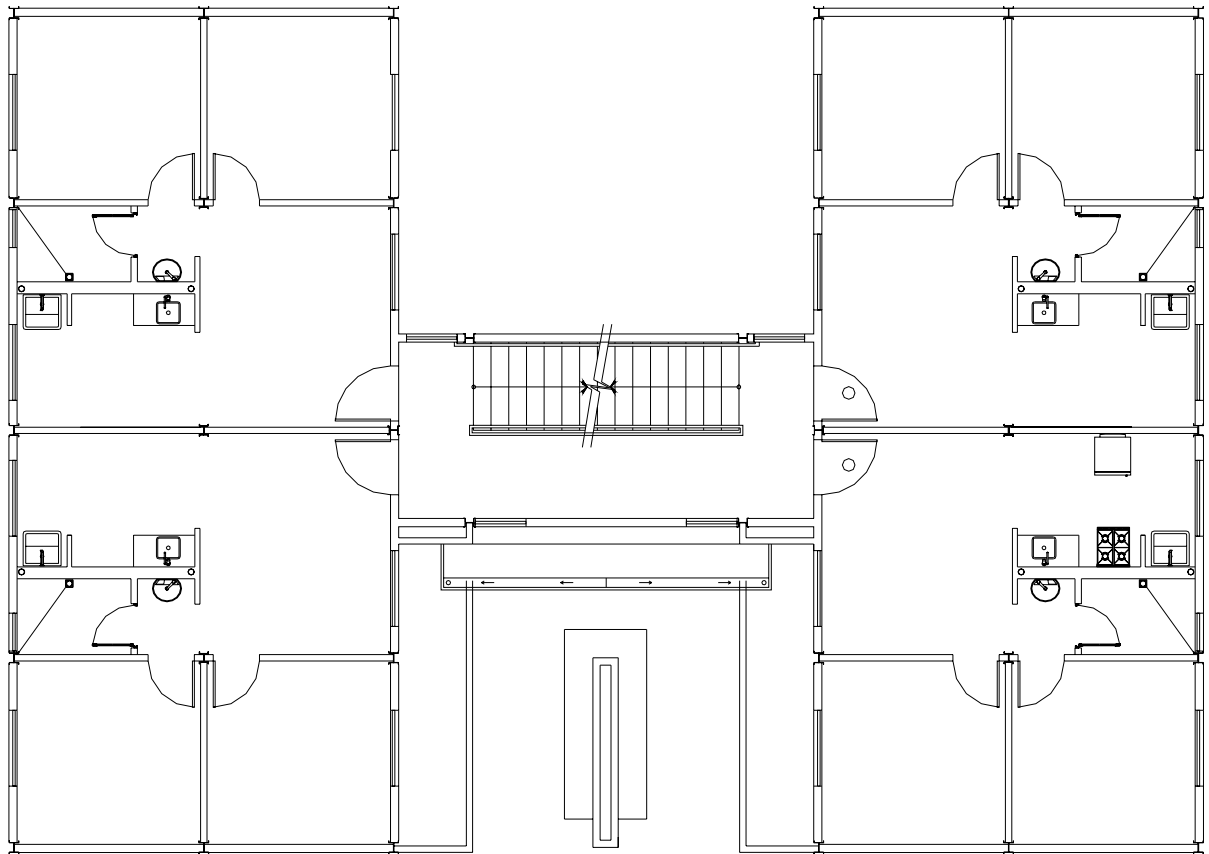


FIGURA 1.9 – Arquitetura do Pavimento Tipo – Arquitetura tipo “B”

A FIG. 1.10 mostra o esquema estrutural típico adotado para estes prédios.

Toda a estrutura utilizada nesses prédios é constituída de PFF, com as seções mostradas na FIG. 1.11. O aço utilizado é o USI-SAC-300, e tem como característica principal a alta resistência à corrosão atmosférica. Os pilares possuem seção do tipo I e são produzidos a partir de dois perfis cartola soldados entre si. As vigas possuem seção caixa constituída por dois perfis U enrijecidos soldados entre si e os contraventamentos são formados por perfis U simples.

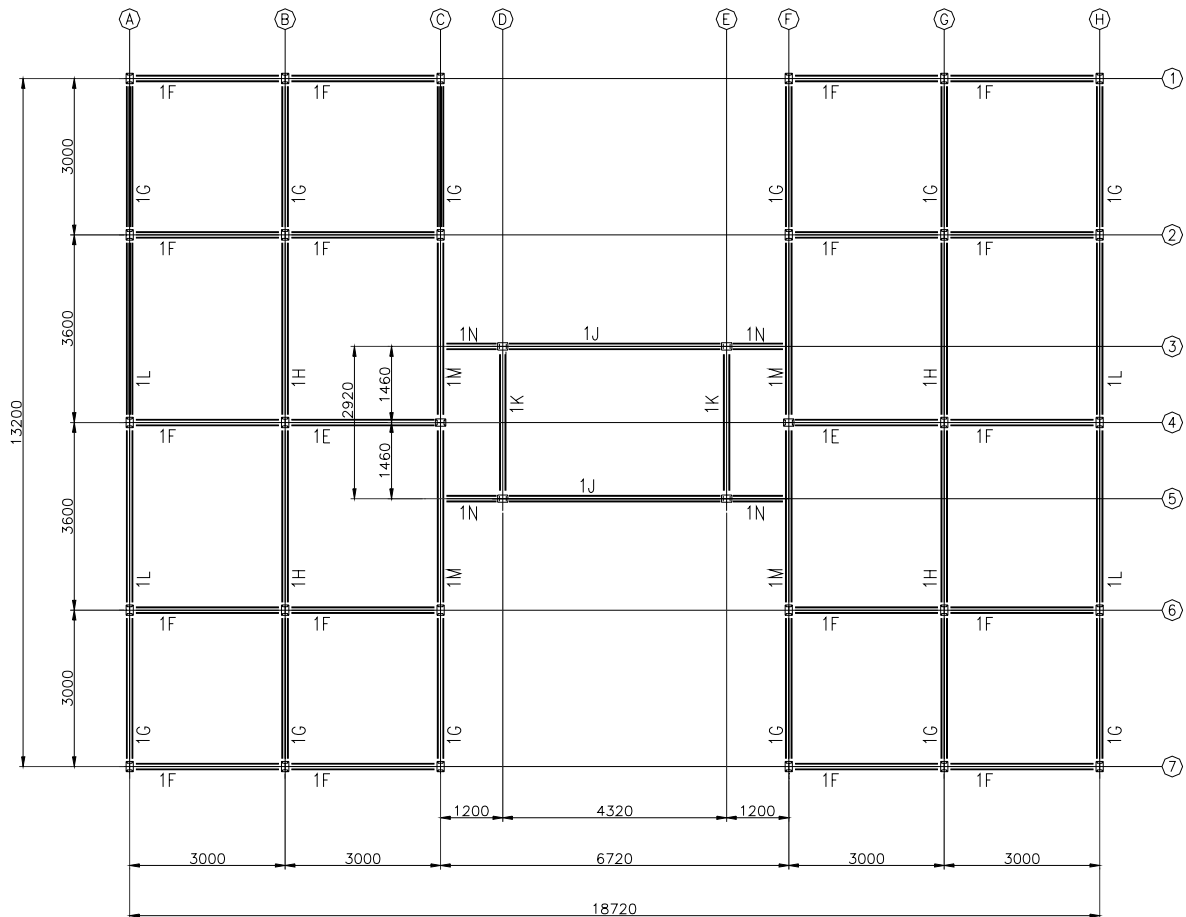


FIGURA 1.10 - Plano de vigas do pavimento tipo - Aperticado – arquitetura tipo “B”

Os tipos de perfis utilizados para os pilares e vigas são apresentados na FIG. 1.11. Para os pilares foram utilizados perfis do tipo duplo Cartola. Para as vigas o perfil adotado foi do tipo caixa, constituído por dois perfis U enrijecedores unidos por seus enrijecedores.

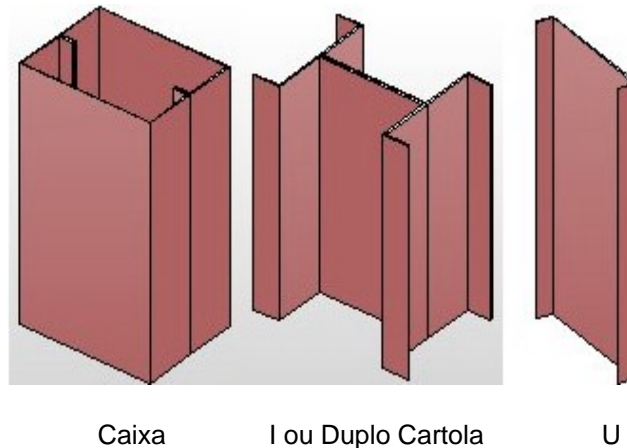


FIGURA 1.11 – Seções utilizadas nos prédios do Sistema Usiteto nas arquiteturas dos tipos “A” e “B”.

#### 1.4 Sistema construtivo “Light Steel Framing”

O sistema de construção em “framing” teve origem nos EUA por volta de 1830 e desde então vem sofrendo avanços e aperfeiçoamentos para aumentar cada vez mais o nível de industrialização existente no processo. Tendo sido inicialmente concebido para utilizar a madeira como elemento estrutural (“Wood Frame”), este elemento veio mais modernamente sendo substituído pela estrutura metálica, sendo denominado de “Light Steel Framing” (LSF). A FIG. 1.12 ilustra uma edificação residencial sendo construída utilizando o sistema LSF.

Neste contexto, os PFF ganharam grande aplicabilidade no sistema devido à sua alta performance estrutural, baixo peso, produção em larga escala e facilidade de fabricação, dentre outros fatores.

Existem dois conceitos básicos relativos ao Steel Framing: “Frame” é o esqueleto estrutural projetado para dar forma e suportar a edificação, sendo composto por elementos leves (PFF) e “Framing” é o processo pelo qual se unem e vinculam esses elementos. Assim, podemos encontrar na bibliografia internacional “Light Steel Frame Housing” na Europa e “Residential Cold-Formed Steel Framing” nos Estados Unidos, referindo-se às residências construídas com painéis estruturados com perfis de aço revestidos formados a frio.

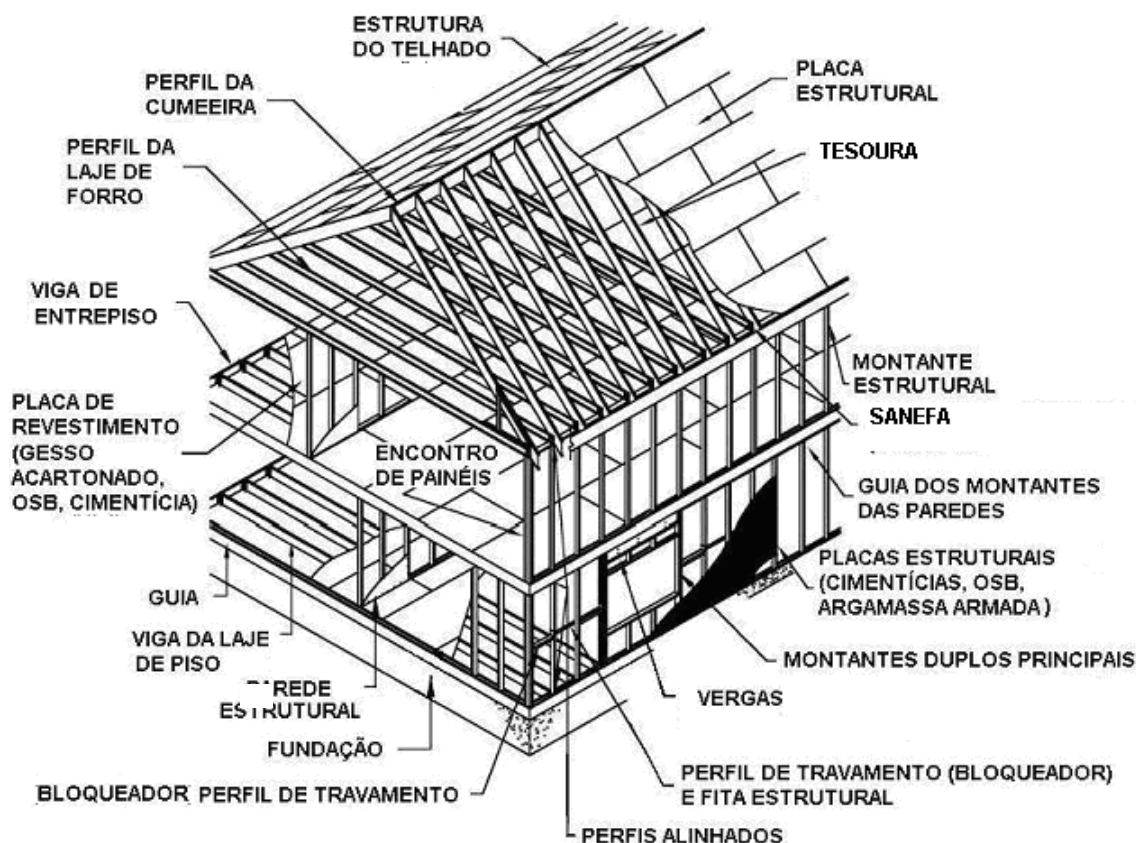
Muitas publicações utilizam outras nomenclaturas como “Light Gauge Steel Framing” (gauge é uma referência em desuso que define a espessura da chapa). Outras identificam o sistema pela referência do processo de conformação da chapa, que se dá através de processos mecânicos à temperatura ambiente, daí o nome “Cold Formed Light Steel Framing”.



FIGURA 1.12 – Construção de uma residência em LSF (Fonte: arquivo do autor)

Segundo PEREIRA (2004), o sistema LSF é composto basicamente por três tipos de sub-estruturas: os pisos estruturais, as paredes (estruturais ou não) e o sistema de cobertura. As FIG 1.13 e FIG 1.14 apresentam os esquemas de composição de uma residência em LSF, com piso seco e piso úmido, respectivamente, mostrando cada uma dessas sub-estruturas.

De acordo com a FIG. 1.13, a idéia central do sistema é combinar os produtos em aço resistente a corrosão com os materiais de construção atualmente disponíveis no mercado nacional, tais como os painéis de gesso acartonado, as placas cimentícias, a argamassa projetada sobre tela expandida de aço zincado ou chapa de OSB com tela de poliéster aplicada sobre a mesma e revestida com argamassa projetada.



FIF

FIGURA 1.13 – Esquema estrutural típico de uma residência em LSF

Para as barras metálicas, estruturais ou não, são utilizados os perfis U ou Ue, sendo as ligações executadas por meio de parafusos e porcas, parafusos autobrocantes e outros conectores especiais.

Nas vedações e sistemas de acabamento são empregadas de variadas soluções construtivas, entre elas:

- sistema em gesso acartonado (“dry wall”) para paredes internas;
- tela expandida de aço zincado com argamassa projetada, para paredes internas e externas;
- chapas de OSB (Oriented Strand Board) e tela de poliéster aplicada sobre a mesma, revestida com argamassa projetada, para paredes internas e externas;
- placa cimentícia revestida com argamassa projetada ou outros revestimentos convencionais de cobertura, para paredes internas e externas.
- *Sidding* vinílico ou cimentício para revestimento de paredes externas.

## 1.5 Justificativas

Os PFF estão sendo amplamente adotados nas construções metálicas brasileiras por possuírem baixo custo de produção e fabricação simples, além de apresentar rapidez na execução. Por estes motivos, os PFF vêm se mostrando como uma boa alternativa para a execução de prédios residenciais, especialmente moradias populares, podendo ajudar a diminuir o grande déficit habitacional no Brasil, com uma solução tecnicamente viável, de custo reduzido, sem perda da funcionalidade, segurança e durabilidade.

Existem hoje no Brasil diversos sistemas construtivos para aplicação em edificações residenciais verticais de pequeno porte, mas nenhum deles possui uma tecnologia totalmente industrializada para sua execução. O sistema Usiteto vem utilizando perfis com seção duplo cartola e perfis de seção caixa constituída por duplo “U” enrijecido, ambos

formados a frio, nos pilares e vigas do sistema estrutural de prédios residenciais com até 7 pavimentos desenvolvido na UFMG, com diferentes geometrias e concepções estruturais.

Nestes prédios o sistema de vedação consiste de soluções em alvenaria de blocos cerâmicos ou de concreto ou painéis de concreto celular autoclavado ou paredes de concreto leve polimerizado moldado no local.

No sistema construtivo em LSF os painéis podem ser projetados para substituir as vedações em alvenaria e as fôrmas dos pisos por aço, peça por peça, incluindo as treliças do telhado. As estruturas das paredes são pré-fabricadas em painéis, podendo ser enviadas para o local da construção já montadas, configurando-se em um sistema industrializado, que alia velocidade de execução, qualidade, baixo custo e possibilidade de execução em larga escala.

Assim, o sistema LSF configura-se em uma nova – e totalmente industrializada - alternativa para a construção metálica, ilustrando mais uma vez o fato de que o aço também é uma opção viável em relação às estruturas executadas com outros materiais.

Por se tratar de uma nova tecnologia construtiva no Brasil, é necessário que sejam realizados estudos mais aprofundados para o sistema “Light Steel Framing”, possibilitando, assim, um conhecimento mais consistente sobre sua técnica de projeto, dimensionamento, fabricação e montagem, seu comportamento e também viabilidade de seu custo. É necessário tropicalizar o sistema, ajustando-o à realidade brasileira, de forma a atender as expectativas de viabilidade de custos para o emprego na moradia social.

Diante destas questões, este trabalho, além de buscar um maior aperfeiçoamento técnico sobre os diferentes sistemas, tem o intuito de proporcionar aos profissionais de engenharia e arquitetura a possibilidade de escolher, dentre as tecnologias, a mais viável e econômica.

## 1.6 Objetivos e conteúdo da dissertação

Esta pesquisa tem como objetivo a realização de um estudo comparativo de desempenho estrutural nos prédios residenciais com até 7 pavimentos, estruturados em PFF segundo dois sistemas estruturais: (a) Aporticado e (b) “Light Steel Framing” em chapas de aço galvanizado, além de propor uma nova técnica de montagem em LSF: o sistema de Apoio Viga-Montante.

Para isto, foram estudados numericamente 6 modelos de estruturas de prédios de 4 e de 7 pavimentos, com a modelagem estrutural projetada para concepções arquitetônicas dos prédios Usiteto, que vem sendo largamente aplicado como solução para habitação popular em boa parte do país.

Foram utilizadas duas diferentes soluções para pisos, três para painéis de parede e sistema de contraventamento, utilizando-se também diferentes soluções estruturais no dimensionamento da estrutura metálica.

Em alguns casos, as vedações foram estudadas de forma a verificar se as mesmas garantem ou não a estabilização horizontal da estrutura metálica dos prédios analisados, eliminando-se, assim, os contraventamentos em diagonais metálicas nos painéis de parede.

Além disso, a variação na modulação da distância entre os perfis metálicos que formam os painéis (montantes) e entrepisos (vigas) forneceu diferentes resultados para as soluções estruturais, possibilitando que seja apontada a alternativa mais viável para o sistema.

Dentre os seis modelos avaliados, foi escolhido o modelo mais representativo, onde foram detalhados seus painéis principais para que pudesse ser feito um levantamento de consumo de material, oferecendo-se parâmetros para que sejam elaboradas planilhas de custos.

Com relação ao conteúdo do texto do presente trabalho, no capítulo 2 está apresentado o estudo teórico realizado sobre o tema, onde serão apresentados alguns detalhes construtivos e de projeto, sendo descrita toda a pesquisa bibliográfica sobre o LSF, incluindo-se detalhes típicos e novas soluções tecnológicas propostas para o sistema.

No capítulo 3 são apresentadas as inovações tecnológicas propostas para o sistema LSF, bem como as considerações de projeto pertinentes para o cálculo e execução destas novas soluções nos LSF.

No capítulo 4 apresenta-se a modelagem numérica para a análise não-linear pelo MEF para os seis modelos e também para os painéis com fechamento em placas de OSB. São descritos os critérios utilizados para a determinação da diagonal equivalente, além dos comentários sobre os tipos de análise numérica efetuada nos modelos. São apresentados os tipos de elementos utilizados na discretização dos modelos, bem como a descrição da análise em teoria de segunda ordem e pequenos deslocamentos utilizada pelo programa SAP2000 (CSI, 2005).

No capítulo 5 é apresentada a análise estrutural dos elementos constituintes dos modelos avaliados. Neste capítulo são apresentados os critérios de dimensionamento, além da análise dos deslocamentos da estrutura. É feita também a comparação entre os modelos analisados e também entre os sistemas Apertado e LSF.

As conclusões deste trabalho bem como as sugestões de futuras pesquisas e trabalhos a serem realizados são apresentados no capítulo 6.

# 2

## ESTADO DA ARTE

### 2.1 Introdução

O emprego de estruturas de aço na construção civil pode ocorrer como elemento estrutural, na função de pilares, vigas, como forma de aço incorporada nas lajes mistas de aço-concreto, em estruturas de cobertura ou como componentes de sistemas contrutivos integrados, onde pode-se citar o sistema LSF como um exemplo deste tipo de aplicação.

O sistema construtivo LSF, também conhecido como “Steel Frame”, é um dos sistemas de construção residencial, com emprego em franco crescimento no Estados Unidos, Inglaterra, Austrália e Ásia. Tem uma concepção racional para fabricação e montagem industrializada e em grande escala, quase todo a seco, onde os PFF, em chapa de aço zincado de pequena espessura, do tipo ZAR, são utilizados para a composição das paredes (estruturais ou não), vigas de entrepiso e vigas secundárias, servindo ainda apenas como forma-laje em pisos de concreto armado ou como armadura positiva nas lajes mistas com forma de aço incorporada (“decks metálicos”). Esses perfis são também empregados nas estruturas dos telhados.

## 2.2 Histórico

Para definir os antecedentes históricos do LSF é necessário remontar aos Estados Unidos no Século XIX. Segundo Naqueles anos, a população do país multiplicou-se por dez e, com a ocupação do Oeste do país, tornou-se necessário recorrer aos materiais disponíveis no local e a métodos práticos e céleres que permitissem aumentar a produtividade na construção de novas habitações. A madeira passou a ser utilizada então como principal elemento estrutural dos edifícios habitacionais e assim permaneceu até a década de 1980.

Ao terminar a Segunda Guerra Mundial, o aço era um recurso abundante e a siderurgia havia obtido grande experiência na utilização do metal devido ao esforço da guerra. Inicialmente utilizado em divisórias dos grandes edifícios com estrutura em ferro, o aço moldado a frio passou a ser usado em divisórias de edifícios de habitação e acreditava-se que poderia substituir a estrutura de madeira nas moradias.

Um grande impulso foi dado nos anos de 1980 quando diversas florestas mais antigas foram vedadas à indústria madeireira. Isto levou ao declínio da qualidade da madeira empregada na construção e a grandes flutuações no preço desta matéria prima. Em 1991, a madeira usada na construção subiu 80% em quatro meses, o que levou muitos construtores a passar a usar o aço imediatamente.

Segundo SOUZA e MEYERS (1998), em 1993 a indústria norte-americana do aço foi alavancada pela alta dos preços da madeira. Nesta época criaram-se associações de técnicos e construtores e o LSF passou a ser encarado profissionalmente. Neste mesmo ano foi publicado um estudo pela *National Association of Home Builders* (NAHB, 1993), identificando que o aço representava a melhor opção para a construção de residências no sistema em “framing”. Neste contexto, o LSF ganhou grande aplicabilidade, substituindo a madeira com as vantagens de baixo peso, produção em larga escala e homogeneidade do material, além da alta performance estrutural proporcionada pelo sistema.

Em 1995, a indústria norte-americana de aço, através do *American Iron and Steel Institute* (AISI) e o *Canadian Sheet Steel Building Institute* (CSSBI) formaram um comitê para desenvolver o mercado de construção residencial em aço. Desde então, significativos progressos foram obtidos nas áreas de desempenho estrutural, cursos de treinamento para os profissionais e publicações a respeito do LSF.

Em 2000 a *North American Steel Framing Alliance* (NASFA, 2000) publicou o *Prescriptive method for residential cold-formed steel framing*. Este documento, além de apresentar as principais definições sobre o sistema, dispõe ao leitor um método prático para o pré-dimensionamento de edificações residenciais em LSF com até 2 pavimentos.

Atualmente, os esforços para o desenvolvimento do LSF estão divididos em cinco grandes áreas:

- Redução de custos
- Treinamento de profissionais
- Elaboração de normas específicas para o dimensionamento e desempenho do LSF
- Publicações de literaturas técnicas
- Organizações de entidades de classe voltadas para o LSF

No Brasil, atualmente diversos esforços vem sendo direcionados com a finalidade de também difundir o emprego do LSF na construção civil. Em 2003, ocorreu no país a primeira publicação de um documento relacionado ao tema, intitulado de *Sistema construtivo utilizando perfis estruturais formados a frio de aços revestidos (steel framing) – Requisitos e condições mínimos para financiamento pela caixa* (CAIXA, 2003). Recentemente, ocorreu a aprovação em votação nacional do projeto de norma ABNT 28:00.04-007: *Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações – Requisitos gerais* (ABNT, 2005)

### **2.3 Conceitos e vantagens do sistema LSF**

As obras em LSF permitem que casas e edifícios sejam montados em módulos, adequando-se às mais variadas concepções arquitetônicas. Os painéis compostos por perfis metálicos podem ser produzidos na fábrica, chegando prontos ao seu destino, possibilitando uma construção com o mínimo de desperdício e com grande rapidez de execução.

As instalações hidráulica e elétrica são feitas através de dutos condutores flexíveis, facilitando a manutenção e possibilitando a implantação de ar-condicionado central e de automação de controles.

Os projetos com esse sistema adquirem pelo menos duas grandes vantagens em relação ao método construtivo tradicional: rapidez e praticidade. Os fabricantes confeccionam as estruturas de acordo com as medidas do projeto e, em alguns casos, podem mandar a estrutura previamente montada. Segundo a ABCEM (2004), o controle do processo produtivo, a redução nos prazos e o fim do desperdício de material reduzem os custos entre 20% e 30% em relação ao sistema construtivo tradicional.

Um dos aspectos relevantes na escolha do sistema LSF é a segurança. Pelo fato de não se utilizar do conceito viga-pilar, que concentra a estrutura em poucos elementos, todas as paredes externas (e internas, em muitos casos) são consideradas como parte integrante da estrutura, por onde divide-se todo o peso das lajes e pavimentos superiores. A estrutura pode ser comparada a uma caixa materializada por um sistema reticular metálico reforçado por revestimento de OSB, fornecendo um excelente desempenho estrutural.

Por se tratar de um processo com nível de industrialização muito superior em comparação à alvenaria, o LSF como solução estrutural para as construções habitacionais apresenta uma série de vantagens, tanto em relação à construção convencional, ou seja, alvenaria, quanto em relação à construção com madeira. Entre tais vantagens, pode-se citar:

- Redução no prazo de execução da obra: O LSF permite que a obra seja concluída com menos de  $\frac{1}{4}$  do tempo necessário para um sistema convencional. Com a construção em LSF poupa-se mão-de-obra e investe-se na qualidade dos materiais, segundo ABCEM (2004);
  
- Perfis estruturais em aço são mais leves e possuem alta resistência à corrosão. Conforme diversas referências, dentre elas *Durability of light steel framing in residential building – building design using cold-formed steel sections* do Steel Construction Institute (SCI, 2000) e o American Iron And Steel Institute (AISI, 1996), o processo de galvanização a que as chapas de aço utilizadas para a fabricação dos perfis do LSF são submetidas garante uma alta proteção contra a corrosão;
  
- Durabilidade. O LSF utiliza componentes que possuem um rígido controle de qualidade e se adequam às normas internacionais de desempenho, garantindo a qualidade e durabilidade para o sistema;
  
- Isolamento térmico: Uma construção em LSF conta com materiais de alto desempenho térmico e acústico. Testes apresentados nos Relatórios de Ensaio IPT N° 820.658 a 820.663 (IPT, 2002) sugerem que para que uma parede de alvenaria tenha o mesmo desempenho de uma parede em LSF de 90mm de espessura com isolamento em lã de vidro, esta necessitaria ter 150mm de espessura;
  
- Isolamento acústico: Testes realizados por Warnock (1997) mostraram que o coeficiente de transmissão do som (STC) e de impacto (IIC) dos pisos executados em LSF é da ordem de 50, sendo melhor do que os equivalentes para pisos de madeira;
  
- Maior precisão na montagem de paredes e pisos, gerando menos manutenção durante a vida útil da construção;
  
- Desperdício e perda de material reduzidos devido ao alto grau de industrialização empregado e à utilização de materiais pré-fabricados e com alto desempenho;

- O aço é um material reciclável e incombustível, com qualidade do material garantida pelas siderúrgicas nacionais.

## **2.4 Materiais componentes do LSF**

### **2.4.1 Perfis metálicos**

A estrutura do sistema LSF é composta basicamente de perfis tipo U enrijecido, utilizados como montantes, vigas e bloqueadores e perfis tipo U, utilizados como guias e também bloqueadores.

A resistência dos perfis utilizados no sistema LSF depende diretamente da resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e da resistência à ruptura do aço ( $f_u$ ), assim como o valor do módulo de elasticidade é importante para a análise dos deslocamentos da estrutura. A NBR 14762 (ABNT, 2001) impõe limites máximos para a resistência ao escoamento adotada nos projetos quando o aço utilizado para a fabricação dos perfis não possuir qualidade estrutural.

Outras propriedades como ductilidade e soldabilidade também são importantes para as estruturas em PFF. A ductilidade tem influência nos processos de conformação, enquanto que a soldabilidade dos aços influencia diretamente a fabricação e montagem da estrutura. Assim, a composição química dos aços é também normalizada. A TAB. 2.1 apresenta as exigências normativas quanto ao revestimento metálico das bobinas de aço destinadas à fabricação dos perfis para o LSF.

Atendendo ao que prescreve a NBR 14762 (ABNT, 2001), os aços estruturais utilizados na fabricação de perfis devem possuir propriedades mecânicas adequadas para receber o trabalho a frio. A relação entre a resistência à ruptura e a resistência ao escoamento  $f_u/f_y$  deve ser maior ou igual a 1,08, e o alongamento após ruptura não pode ser menor que 10% para base de medida igual a 50mm ou 7% para base de medida igual a 200mm.

TABELA 2.1 – Exigências normativas para revestimento metálico dos aços para a fabricação de perfis no LSF (Fonte: Projeto de norma ABNT 28:00.04-007, 2005)

Tipo de revestimento	Perfis estruturais		Perfis não estruturais	
	Massa min. revestimento (g/m <sup>2</sup> )	Designação revestimento conf. normas	Massa mínima revestimento (g/m <sup>2</sup> )	Designação do revestimento conf. normas
Zincado por imersão a quente	180	Z180 (NBR 7008:2003)	100	Z 100 (NBR 7008:2003)
Zincado por eletrodeposição	180	90/90 (NBR14964:2003)	100	50/50 (NBR14964:2003)
Alumínio-zinco por imersão a quente	150	AZ150 (NM 86:1996)	100	AZ100 (NM 86:1996)

A FIG. 2.1 apresenta a nomenclatura e as dimensões dos perfis U, Ue e cartola, de acordo com a NBR 6355 (ABNT, 2003). Na TAB. 2.2 são apresentadas a nomenclatura dos perfis - proposta neste trabalho - e a utilização de cada um deles.

*Bloqueador*: Perfil utilizado horizontalmente no travamento lateral de montantes e vigas.

*Enrijecedor de alma*: Perfil utilizado verticalmente no apoio de vigas.

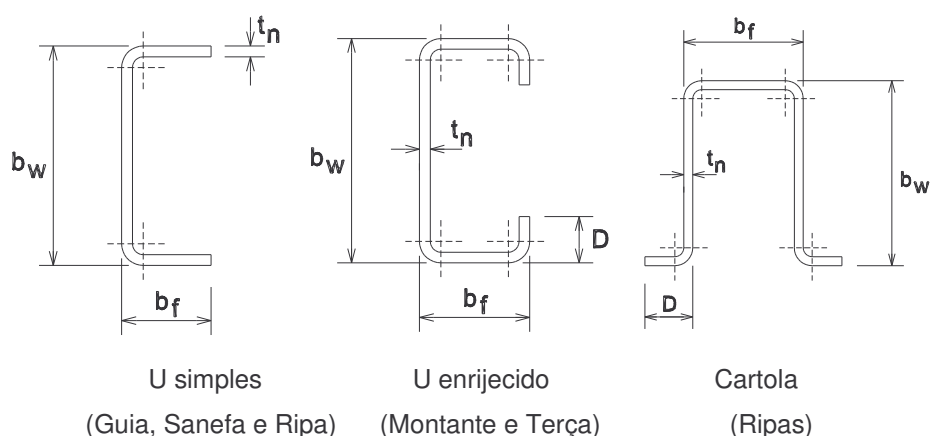
*Guia*: Perfil utilizado como base e topo de painéis paredes e encabeçamento de estruturas de entrepisos e telhados.

*Montante*: Perfil utilizado verticalmente na composição de paredes.

*Terça*: Perfil utilizado para apoio de telhas ou painéis de cobertura.

*Viga*: Perfil utilizado horizontalmente na composição de entrepisos.

*Verga*: Perfil utilizado horizontalmente no limite superior das aberturas (portas, janelas e outras).



$b_w$ : altura da alma

$b_f$ : largura da mesa

$d$ : comprimento do enrijecedor de borda

$t_n$ : espessura da chapa

FIGURA 2.1 - Perfis típicos para uso em “Light Steel Framing”: U, U enrijecido e cartola

TABELA 2.2 – Tipos de perfis e utilização (Fonte: CEF, 2003)

SÉRIE	DESIGNAÇÃO	UTILIZAÇÃO
Montante	<b>M</b> $b_w \times b_f \times D \times t_n$	Estruturação de paredes e revestimentos
Viga	<b>Vi</b> $b_w \times b_f \times D \times t_n$	Estruturação de entrepisos e telhados
Guia	<b>G</b> $b_w \times b_f \times t_n$	Estruturação de paredes e revestimentos; encabeçamento de vigas
Verga	<b>Ve</b> $b_w \times b_f \times D \times t_n$	Instalada sobre as ombreiras de porta ou de janela
Bloqueador	<b>B</b> $b_w \times b_f \times D \times t_n$	Para o travamento lateral de montantes e de vigas
Ripa	<b>RCr</b> $b_w \times b_f \times D \times t_n$ <b>RUe</b> $b_w \times b_f \times D \times t_n$ <b>RU</b> $b_w \times b_f \times t_n$	Para apoio de telhas ou painéis
Cantoneira	<b>L</b> $b_{f1} \times b_{f2} \times t_n$	Proteção dos cantos das paredes em $90^\circ$
Cumeeira	<b>C</b> $b_w \times b_f \times D \times t_n$	Estruturação de telhados

#### 2.4.1.1 Proteção contra a corrosão

A corrosão pode ser definida como o processo de oxidação do aço resultante de reações químicas ou eletroquímicas quando submetido à ação climática. Este processo promove a

destruição ou deterioração do aço. Segundo GNECCO (IBS, 2003), existem diversos processos de corrosão do aço. Para o estudo dos PFF, são três os processos mais relevantes:

- Ataque uniforme: é o processo corrosivo mais comum, que age na superfície do material e é causado pela exposição da peça à atmosfera;
- Corrosão galvânica: ocorre quando há contato entre dois metais diferentes imersos em um meio condutor. Nessas circunstâncias, surge uma corrente elétrica contínua que promove o processo de corrosão.
- Corrosão em fendas: ocorre por acúmulo de ambiente corrosivo em depósitos, tais como juntas de superposição (telas), furos, depósito em superfícies, etc.

Como a corrosão é um processo espontâneo, causado principalmente pelo tipo de ambiente a que a estrutura está exposta, é necessário que o aço das estruturas seja protegido. Para os PFF utilizados no LSF, o processo mais utilizado é de galvanização.

A galvanização é um dos processos mais efetivos e econômicos empregados para proteger o aço da corrosão atmosférica. O efeito da corrosão ocorre por meio da barreira mecânica exercida pelo revestimento e também pelo efeito sacrificial (perda de massa) do zinco em relação ao aço-base (proteção catódica ou galvânica). Dessa forma, o aço continua protegido, mesmo com o corte das chapas ou pequenos riscos no revestimento de zinco, que são comuns na montagem das estruturas.

Este processo é largamente utilizado, garantindo uma grande durabilidade contra a corrosão, mesmo em condições severas de agressividade, permitindo que se utilizem no LSF perfis com espessuras bem reduzidas.

Segundo a publicação *Durability of Cold-Formed Steel Framing Members* (AISI, 1996), a durabilidade dos revestimentos de zinco é função das condições climáticas e da

composição da atmosfera a que o aço está submetido. Considerando-se que o ambiente em que o LSF é construído é eminentemente seco, a corrosão do zinco é muito pequena. Estima-se que a corrosão do zinco nestes ambientes é da ordem de 0,1  $\mu\text{m}$  a cada 3 anos. Isto indica que em 300 anos (estimativa de vida útil pra residências em LSF), a corrosão será da ordem de 10  $\mu\text{m}$ .

As chapas de aço galvanizadas empregadas na fabricação dos PFF no Brasil são do tipo ZAR, obtidas através do processo de imersão a quente ou por eletrodeposição, podendo ser do tipo revestidos com zinco ou liga alumínio-zinco e, portanto, resistentes à corrosão atmosférica. Para a resistência ao escoamento dos aços devem ser utilizados valores não inferiores a 230 MPa, tendo as chapas espessuras de 0,80mm, 0,95mm, 1,25mm, 1,55mm, 2,30mm, 2,65 ou 2,70mm considerando o revestimento mínimo de 180 g/m<sup>2</sup> (CAIXA, 2003). A TAB. 2.3 apresenta as espessuras das chapas utilizadas para a fabricação dos perfis para o LSF

TABELA 2.3 – Espessuras mínimas dos perfis galvanizados utilizados no sistema LSF

(Fonte: CEF, 2003)

<b>ESPESSURA MÍNIMA (mm)</b>		
Sem revestimento	Com revestimento de 180 g/m <sup>2</sup>	Com revestimento de 260 g/m <sup>2</sup>
0,76	0,78	0,80
0,91	0,93	0,95
1,21	1,23	1,25
1,51	1,53	1,55
1,91	1,93	1,95
2,26	2,28	2,30
2,61 / 2,66	2,63 / 2,68	2,65 / 2,70

#### 2.4.2 Revestimentos dos painéis reticulados

Atualmente, para as estruturas em LSF existem basicamente quatro tipos de revestimento utilizados para o fechamento dos painéis estruturados em PFF: as placas de gesso

acartonado (dry wall), as placas cimentícias, os painéis de OSB (Oriented Strand Board) e os painéis mistos ou compostos por placas de OSB revestidos por uma camada cimentícia.

### 2.4.2.1 Gesso Acartonado

O gesso acartonado é fabricado a partir do minério de gesso ou gipsita, em duas fases: Na primeira é feita a moagem e calcinação da gipsita; na segunda fase é que se dá a conformação dos painéis, agregando à massa de gesso cartões nas duas faces para a composição da placa.

As placas de gesso acartonado mais utilizadas possuem dimensões nominais de 1,20m de largura e entre 2,60m e 3,00m de comprimento, com espessuras de 12,5mm, 15,0mm ou 18,0mm, sendo a placa com espessura de 12,5mm a mais utilizada no Brasil. Quanto ao emprego, existem três tipos de placas: as normais, para uso em ambientes internos; as hidrófugas, para áreas molhadas, tais como banheiros, cozinhas e áreas de serviço e as resistentes ao fogo, para paredes com exigências especiais de resistência ao fogo.

De acordo com a referência técnica do IPT (2002), foram realizados teste de isolamento acústico e de resistência ao fogo de painéis de LSF compostos por chapas de gesso acartonado, com ou sem isolamento (lã de vidro). Para paredes internas entre habitações contíguas é recomendado um índice de isolamento sonoro ponderado (Rw) mínimo de 50 dB (critério IPT). Na TAB. 2.4 são apresentados os valores de resistência ao fogo e isolamento acústicos determinados por ensaios para paredes com chapas duplas de gesso.

TABELA 2.4 – Altura limite, resistência ao fogo e isolamento acústico (Fonte: IPT, 2002)

Tipo da chapa de Gesso	Número camadas de chapas de gesso	Resistência ao fogo (minutos)	Rw (dB)	
			Com lã de vidro	Sem lã de vidro
D 100/75/600	2 ch. 12,5mm	30	45	39
D 125/75/600	4 ch. 12,5mm	60	50	45

### 2.4.2.2 Placas de OSB

Segundo MENDES (2005), o OSB é uma chapa estrutural, considerado como a segunda geração dos painéis “waferboard”. É produzido a partir de partículas (strands) de madeira orientadas em três camadas perpendiculares - o que aumenta sua resistência mecânica e rigidez - unidas com resinas e prensadas sob altas temperaturas. A FIG. 2.2 mostra a orientação das fibras madeira nas diferentes camadas de uma placa de OSB.

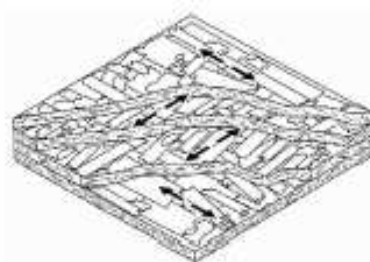


FIGURA 2.2 – Orientação das fibras de madeira em uma chapa de OSB

(Fonte: Masisa, 2003)

A diferenciação em relação aos aglomerados de madeira tradicionais se refere à impossibilidade de utilização de resíduos de serraria em sua composição. Suas propriedades mecânicas se assemelham às da madeira sólida, podendo substituir plenamente os compensados estruturais.

Atualmente, as chapas de OSB podem ser utilizadas em forros para telhados, bases para paredes e pisos de construções residenciais, empacotamento e engradamento, pallets para estocagem a seco, armações para mobiliários, tapumes e divisórias, decks e plataformas, dentre outros.

As dimensões usuais para as chapas de “OSB Home” são de 1,22 m de largura por 2,44 m de comprimento ou 1,60 m de largura por 2,50 m de comprimento, com espessuras de 6,0mm, 9,0 mm, 12,0 mm, 15,0 mm e 18,0 mm.

Conforme ALBUQUERQUE (2005), o OSB é um material com diversas qualidades, dentre elas: uma vasta gama de aplicações; alta resistência e baixo peso, sendo de fácil manuseio e instalação, fazendo o uso de equipamentos simples de construção; não apresenta delaminação, espaços internos vazios ou buracos provenientes de nós da madeira; resistência mecânica similar ao compensado. Baseado em testes verifica-se que o OSB possui uma resistência ao cisalhamento superior à dos compensados, devido à sua maior homogeneidade e sua resistência não é afetada pelos efeitos da umidade.

A resistência acústica e ao fogo de painéis em LSF com revestimento de OSB, é apresentada nas TAB. 2.5 e TAB 2.6.

TABELA 2.5 – Resistência ao fogo de uma parede com revestimento de OSB

(Fonte: MASISA, 2003)

<b>RESISTÊNCIA AO FOGO</b>			
<b>Composição</b>	<b>Tempo (minutos)</b>	<b>Espessura da placa de OSB (mm)</b>	<b>Espessura da placa de gesso (mm)</b>
Parede Externa	14	15,5	N/A
Parede Externa	45	11,0	12,5
Parede Externa	60	11,0	15,5
Piso	60	15,5	15,5

TABELA 2.6 – Resistência acústica de uma parede com revestimento de OSB

(Fonte: MASISA, 2003)

<b>RESISTÊNCIA ACÚSTICA</b>		
<b>Espessura da parede (mm)</b>	<b>S/ lã mineral</b>	<b>C/ lã mineral</b>
72	39 dB	44 dB
100	39 dB	46 dB
120	39 dB	46 dB

### 2.4.2.3 Placas Cimentícias

As placas cimentícias são resultantes da mistura homogênea de cimento portland, quartzo e fibras de celulose, submetidas ao processo de autoclavagem. As fibras de celulose conferem à placa um bom comportamento elástico e alta resistência à flexão. O processo

de autoclave pelo qual as placas são submetidas possibilita obter um produto com boa estabilidade dimensional, reduzindo o coeficiente de dilatação e absorção de umidade.

As placas cimentícias possuem dimensões nominais de 1,20m de largura por 2,40m a 3,00m de comprimento, com espessuras de 4,0mm, 6,0mm, 8,0mm e 10,0mm, para utilização em áreas externas e internas. São incombustíveis e inertes á ação de água.

## **2.5 Componentes estruturais do sistema LSF**

O sistema LSF é composto basicamente por três diferentes tipos de sub-estruturas: os painéis de parede, os painéis de entepiso e as estruturas dos telhados. Para a fixação de cada um dos elementos estruturais que compõe estas sub-estruturas são utilizados parafusos e chumbadores, chamados de sistema de fixação.

### **2.5.1 Painéis de Parede**

O conceito principal do projeto segundo o Sistema LSF é dividir a estrutura em uma grande quantidade de elementos estruturais, de maneira que cada um resista a uma pequena parcela da carga total aplicada. Com este critério, é possível utilizar perfis mais esbeltos, mais leves e fáceis de manipular. A FIG. 2.4 mostra a configuração básica de um painel em LSF.

Assim, uma parede tradicional construída com alvenaria, por exemplo, ao ser construída em LSF, converte-se em um painel composto por uma quantidade de perfis Ue, denominados montantes, que transmitem as cargas verticalmente por contato direto através de suas almas. Esta descrição é a que dá origem ao conceito de estrutura alinhada (ou “in line framing”).

A separação entre montantes ou modulação adotada está diretamente relacionada com as solicitações a que cada perfil é submetido. Quanto maior a separação entre montantes, maior será a carga que cada um deles deverá resistir. Em muitos casos, tal modulação

depende basicamente das dimensões das peças interiores e exteriores a utilizar, devido à necessidade construtiva de permitir a fixação das placas moduladas na estrutura.

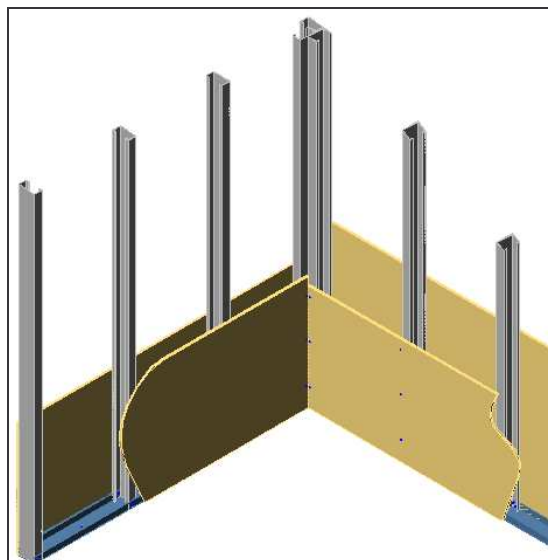


FIGURA 2.4 – Painéis do LSF

Tanto a disposição dos montantes dentro da estrutura como suas características geométricas e resistentes e os sistemas de fixação utilizados para a fabricação do painel têm que estar aptos a absorver e transmitir as cargas verticais axiais e as cargas horizontais perpendiculares ao plano do painel. Para absorver as cargas horizontais paralelas ao plano do painel (devidas principalmente à ação do vento e sismos) é necessário prover à estrutura algum outro elemento capaz de resistir e transmitir tais esforços. Basicamente, existem dois modos de prover resistência às cargas laterais a estruturas executadas com LSF: contraventamento em X ou em V e placas estruturais ou diafragmas de enrijecimento.

#### 2.5.1.1 Elementos de um Painel em LSF

Um painel em LSF é composto basicamente pelos montantes, que são alinhados pelas guias. Quando o painel possui aberturas, são introduzidas peças especiais. A configuração básica e os principais elementos de um painel estão apresentados na FIG 2.5.

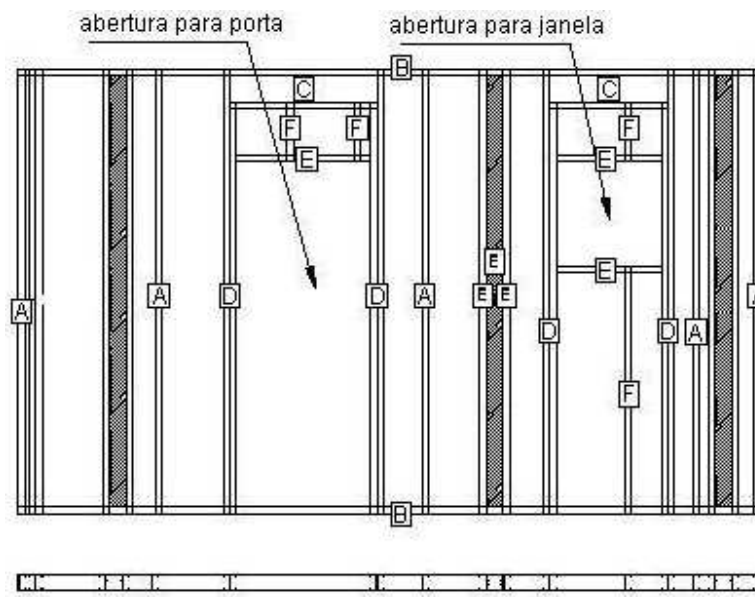


FIGURA 2.5 – Elementos de um painel em LSF

A. Montante: perfil Ue disposto na forma vertical entre a guia inferior e a guia superior do painel. O tamanho de cada montante define a altura do painel.

B. Guia: perfil U que une os montantes em seus extremos superior e inferior. O comprimento das guias define a largura do painel.

Uma série de montantes dispostos a cada 400mm ou 600mm (segundo a modulação adotada) e unidos em seus extremos superior e inferior pelas guias dão origem a um painel.

A configuração final de um painel depende de cada projeto de arquitetura e de cada situação específica dentro do mesmo. Assim, em um mesmo projeto pode-se ter painéis de diversas espessuras, larguras e alturas, assim como paredes portantes e em função estrutural, painéis cegos e painéis com aberturas, etc.

A FIG. 2.6 mostra o detalhe da ligação entre montantes e guias de um painel portante sem abertura em LSF.

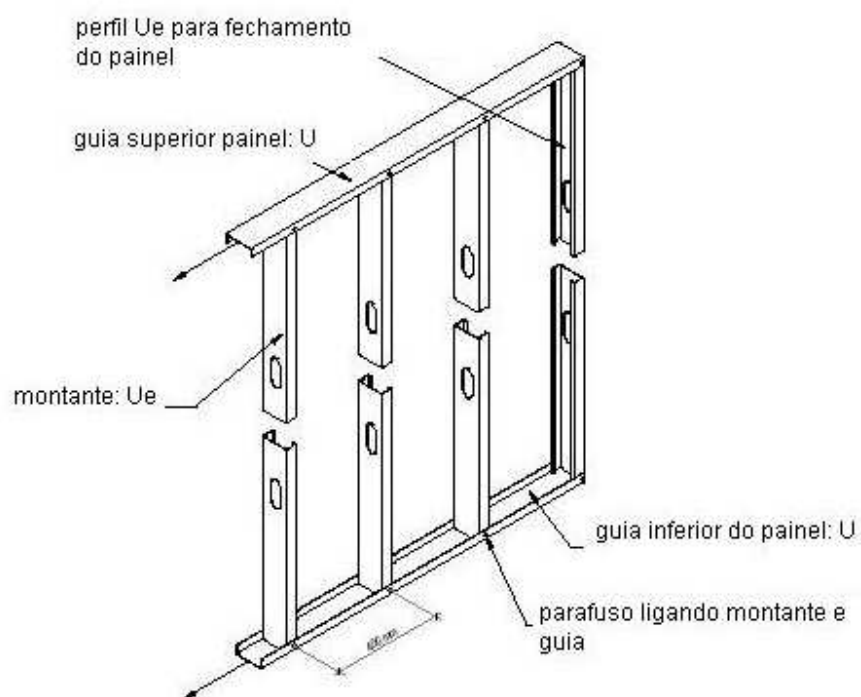


FIGURA 2.6 – Detalhe das peças que formam um painel portante

É necessário que as extremidades dos montantes estejam em perfeito contato com a alma da guia para evitar a ocorrência de esforço cortante nos parafusos que fazem a ligação entre estas barras.

C. Verga: peça que se dispõe em forma horizontal sobre a abertura de um painel portante, para desviar as cargas verticais para os montantes mais próximos.

D. Ombreira: peça que se utiliza como apoio da verga e que limita lateralmente a abertura de um painel portante.

E. Guia de abertura: perfil U disposto em forma horizontal para delimitar a abertura em sua parte superior e inferior.

F. Montante de composição: perfil Ue que se utiliza para materializar a estrutura de um painel por cima e/ou por debaixo de uma abertura. O montante de composição inferior vai da guia inferior do painel à guia inferior do vão. O montante de composição superior vai da guia superior do verga (no caso dos painéis portantes) à guia superior do painel (em painéis sem função estrutural).

Para obter a armação do painel, é necessário unir entre si as peças distintas que o compõe. Entre os distintos meios de fixação disponíveis para estruturas executadas em LSF, é de uso mais generalizado o parafuso auto-atarraxante. O tipo específico de parafuso (cabeça, comprimento, diâmetro e rosca) variará segundo as peças a serem unidas e sua disposição dentro do painel.

A fabricação de um painel envolve a união de peças simples e peças pré-montadas que são necessárias para resolver as uniões entre painéis. Estes encontros de painéis se conformam a partir de uma união de montantes, unidos entre si por meio de parafusos. Várias são as soluções construtivas possíveis para se efetuar esta ligação entre painéis. As FIG. 2.7 a FIG. 2.10 apresentam as configurações mais comuns utilizadas para o encontro de painéis, segundo IAS (1997).

- Encontro de canto entre dois painéis: dois montantes Ue unidos pela alma. O uso mais freqüente desta peça é na materialização do encontro de quina entre dois painéis. A configuração deste tipo de ligação é apresentada na FIG. 2.7.

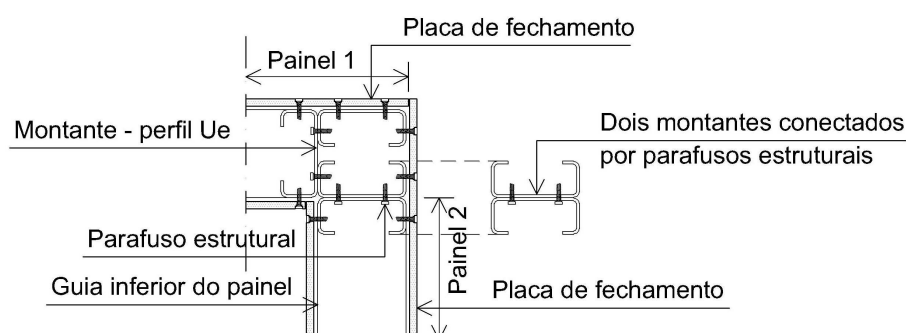


FIGURA 2.7 – Ligação de canto (Fonte: CRASTO, 2005)

- Ligação em T: é composta por três montantes Ue, um dos quais (o central) está girado de 90° em relação aos outros dois. Deste modo, a superfície da alma do perfil girado permite a fixação do montante de início de uma união em T. A FIG. 2.8 mostra o detalhe de uma ligação em T.

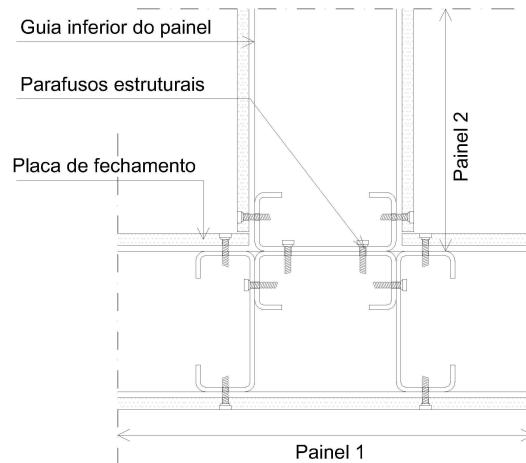


FIGURA 2.8 – Ligação em T (Fonte: CRASTO, 2005)

- Ligação em Cruz: quatro montantes Ue, dois dos quais (os centrais) estão girados 90° em relação aos outros dois, gerando a superfície de fixação dos montantes de início de dois painéis a um e outro lado do painel (encontro em cruz). A FIG. 2.9 é apresentada a configuração dos perfis em uma ligação em cruz.

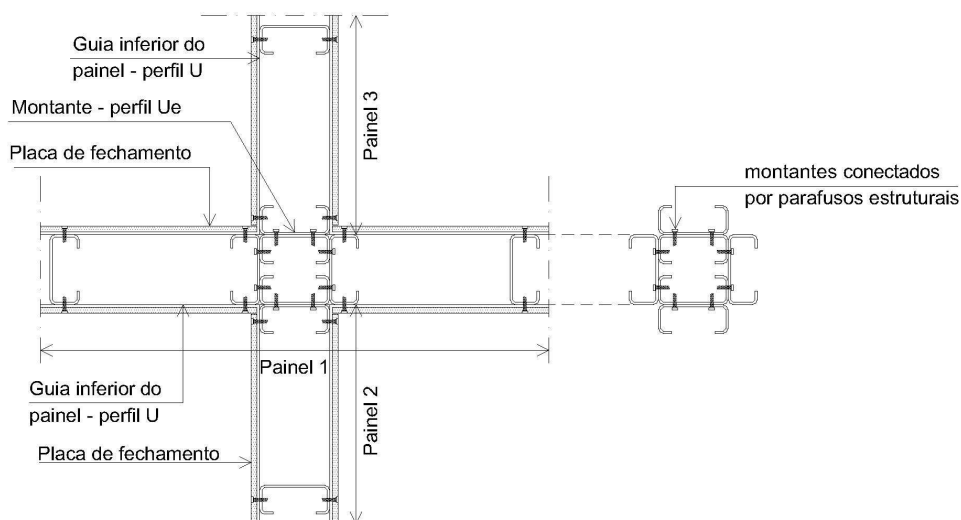


FIGURA 2.9 – Ligação em Cruz (Fonte: CRASTO, 2005)

Alternativamente, são considerados as configurações propostas por SCHARFF (1966) para ligações entre painéis, conforme ilustrado nas FIG. 2.10 E FIG 2.11.

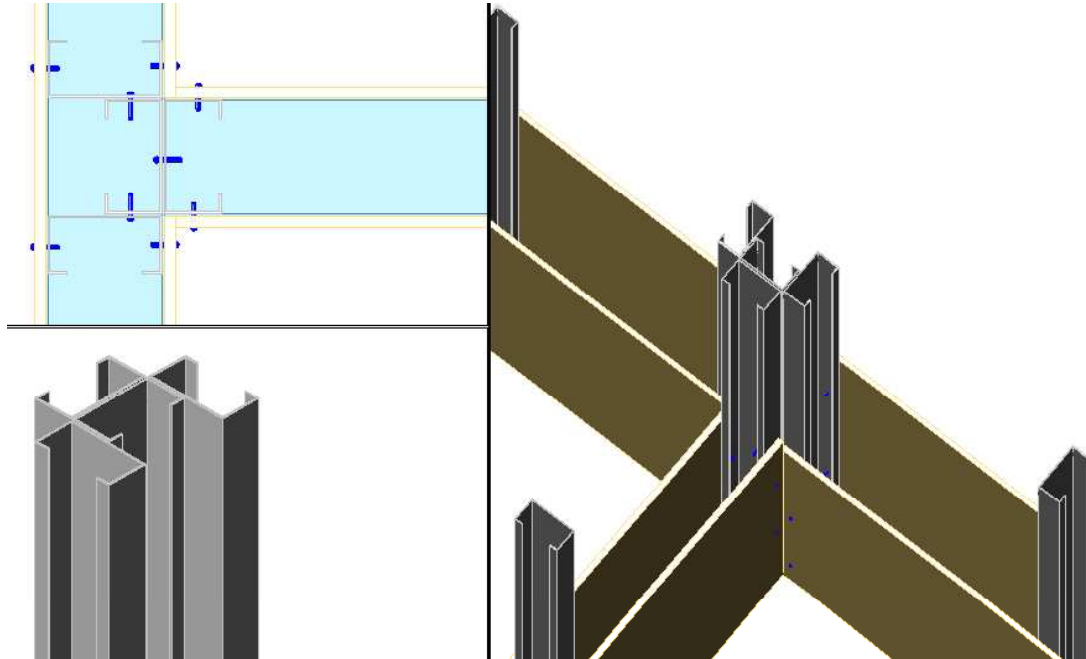


FIGURA 2.10 – Solução para ligação em T proposta por SCHARFF (1996)

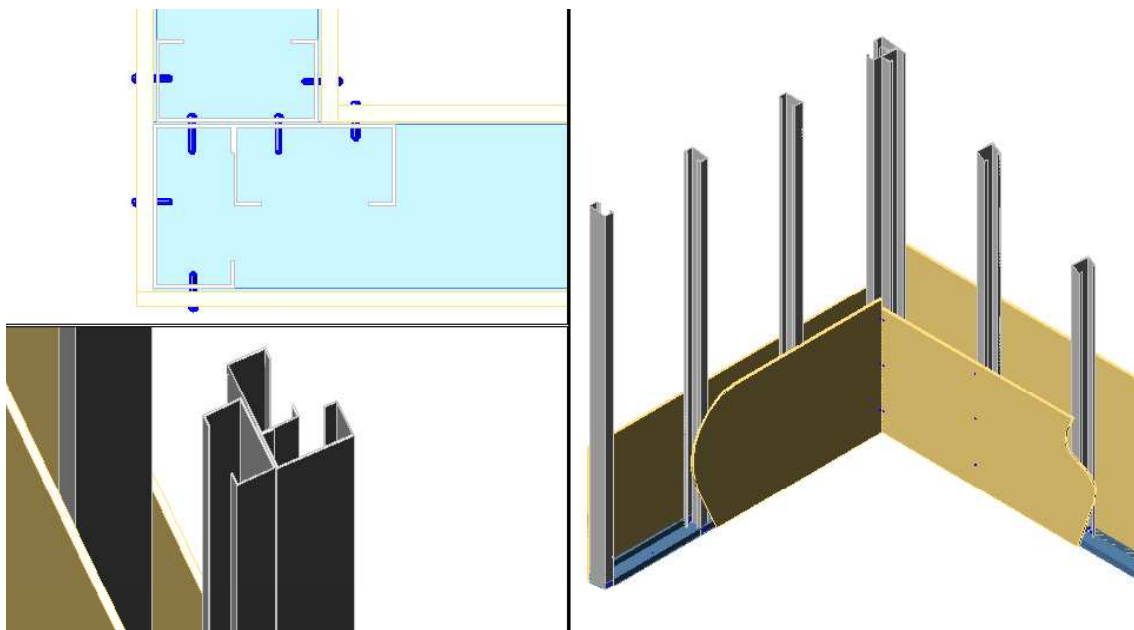


FIGURA 2.11 – Peças e soluções alternativas para a ligação de 2 painéis proposta por SCHARFF (1996)

### 2.5.1.2 Abertura em Painel de LSF

Diante da necessidade de se fazer uma abertura em um painel para a colocação de portas e/ou janelas, as cargas que eram transmitidas através dos montantes, que serão interrompidos pela abertura, devem ser absorvidas pelas vergas e redirecionadas aos montantes laterais (ombreiras).

A verga é um componente do LSF formada por dois perfis Ue dispostos lado a lado e alinhados por uma guia (perfil U), como é mostrado na FIG. 2.12.

A ombreira é a estrutura formada por um montante, que vai da guia inferior do painel à guia superior e os jacks, que vão desde a guia inferior do painel até a guia da verga, como é mostrado na FIG. 2.12.

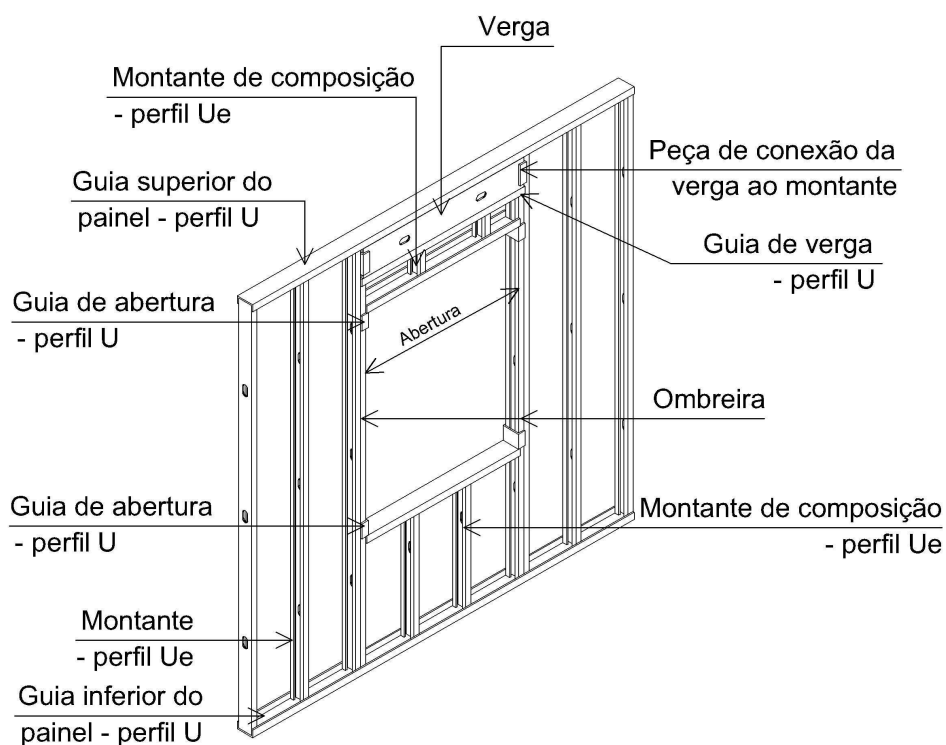


FIGURA 2.12 – Abertura em painel portante (Fonte: CRASTO, 2005)

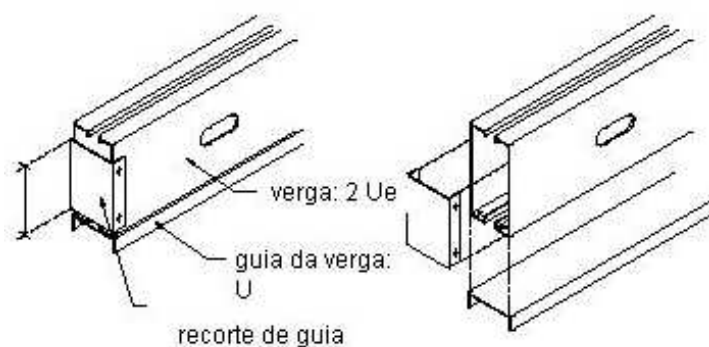


FIGURA 2.13 – Montagem de uma verga

Nos painéis sem função estrutural (painéis que não servem de apoio a nenhum outro elemento estrutural, como vigas, tesouras e outros painéis portantes em pavimentos superiores), a verga é dispensada, já que não existem cargas a serem redirecionadas.

### 2.5.1.3 Contraventamento dos painéis em LSF

Os painéis executados com LSF são incapazes por si só de absorver esforços horizontais no plano do painel. Desta forma, deverão ser previstos elementos estruturais adicionais que possam efetivamente resistir e transmitir tais esforços.

Para evitar o movimento da edificação devido à pressão do vento, a superestrutura deve ser firmemente ancorada na fundação. Esses movimentos podem ser de translação ou tombamento com rotação do edifício (FIGURA 2.15). A translação é uma ação onde o edifício desloca-se lateralmente devido à ação do vento. Tombamento é uma elevação da estrutura em que a rotação pode ser causada por assimetria na direção dos ventos que atingem a edificação. (SCHARFF, 1996)

Para evitar a deformação de translação que, além de deteriorar o aspecto dos encontros entre painéis, produzirá o colapso estrutural, deve-se enrijecer o painel em seu plano com placas atuando como diafragma de rigidez (painéis estruturais capazes de resistir à ação de

cargas laterais atuando em seu plano), como mostra a FIG. 2.16 ou com contraventamentos em diagonais metálicas (FIG. 2.17).

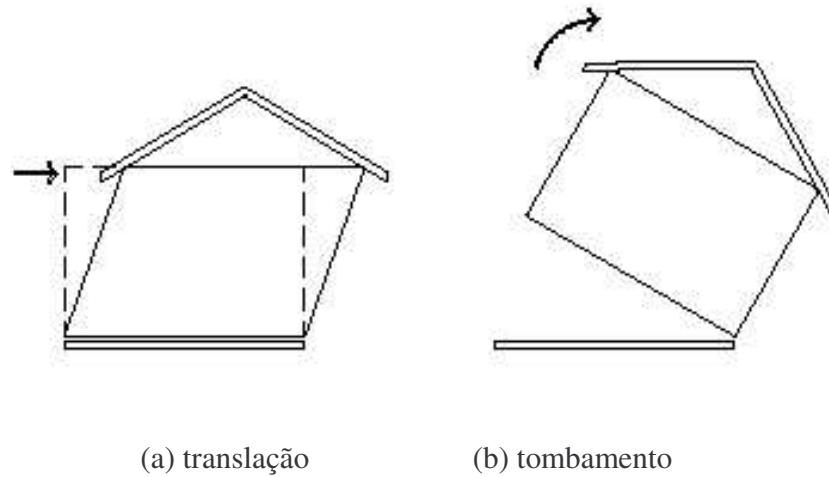


FIGURA 2.15 – Efeitos da carga de vento na estrutura: a) translação e b) tombamento.

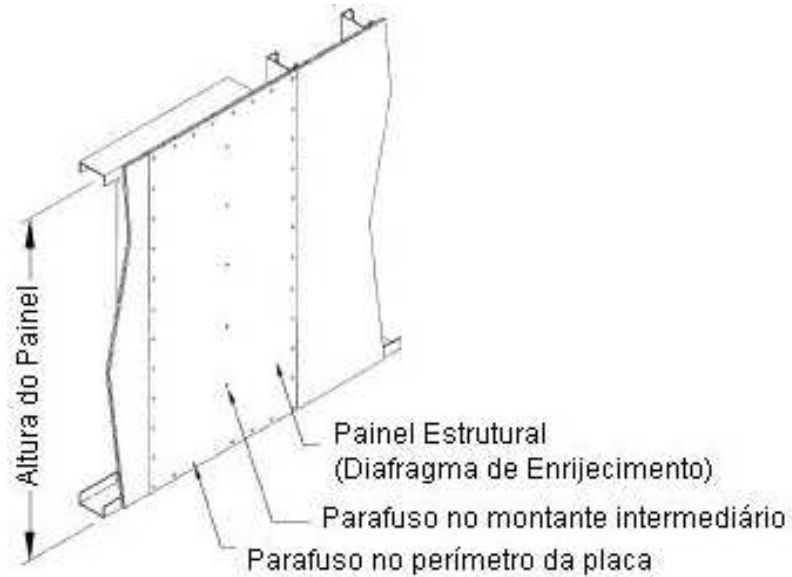
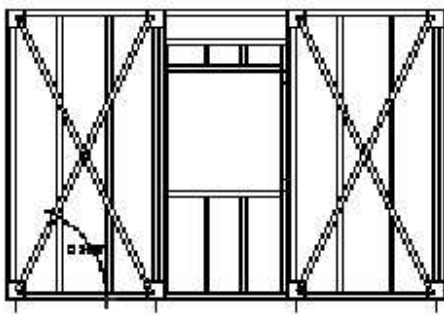


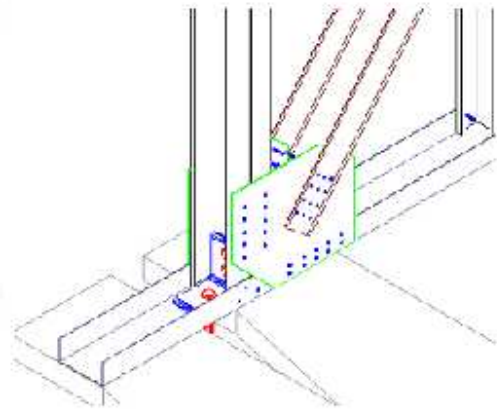
FIGURA 2.16 – Painel estrutural enrijecido por diafragma de enrijecimento



(a)



(b)



(c)

FIGURA 2.17 – Contraventamento de painel por diagonais metálicas (a) esquema geral, (b) detalhe em perspectiva, (c) painel com diagonal metálica

### 2.5.1.3.1 Contraventamento por fitas metálicas

Um painel submetido a uma força lateral  $W$  (proveniente, por exemplo, da ação do vento sobre a parede perpendicular a este painel) como o da FIG. 2.18 tende a deslocar o painel de forma horizontal e rotacioná-lo em torno do ponto B.

Quando é utilizada uma fita metálica na diagonal e se provém o painel de uma ancoragem suficiente no ponto A é possível evitar os efeitos de rotação e deslocamento mencionados anteriormente. A diagonal impede a deformação do painel em seu plano.



FIGURA 2.18 – Esforços devidos a cargas laterais (Fonte: IAS, 1997)

Esta diagonal metálica deve ser instalada nos painéis de modo que o ângulo  $\alpha$  gerado entre a guia inferior do painel e a fita metálica deve se situar entre  $30^\circ$  e  $60^\circ$ , já que à medida que o ângulo aumenta, aumentam também a tração na fita e a reação de ancoragem no ponto A. Ângulos inferiores a  $30^\circ$  também não são eficientes, pois com ângulos muito pequenos a fita perde a sua capacidade de impedir as deformações no plano no painel.

A seção da fita metálica é dimensionada de modo que a mesma seja capaz de transmitir o esforço de tração resultante da decomposição da carga horizontal atuante ( $W$ ) na direção da diagonal. O esforço de tração suportado pela diagonal metálica é dado pela Eq. 2.1.

$$T_f = W / \cos \theta \quad (2.1)$$

Onde:

$T_f$  é a tração na fita metálica

$W$  é a força horizontal atuante no painel

$\theta$  é o ângulo entre a horizontal e a diagonal metálica

### **2.6.1.3.2 Contraventamento por diafragmas de rigidez**

Conforme a publicação *Sistema Steel Framing – Manual de Projeto* (RODRIGUES et al., 2004) uma placa de vedação a ser colocada no exterior de um painel é considerada um diafragma de rigidez quando confere às estruturas de PFF de aço galvanizado a resistência necessária para absorver as cargas laterais que atuam sobre elas.

Segundo CRANDELL (2004) uma parede tradicional “Shear Wall” utilizada no sistema LSF é aquela em que possui um painel estrutural composto de perfis metálicos e fechamento em placas de OSB, conectadas por parafusos dimensionados para resistir ao esforço cortante a que estarão submetidos. Este sistema deverá impedir que o painel sofra rotação e deve permitir que os esforços de tração e compressão sejam transmitidos à base do painel.

O desempenho estrutural destes painéis diafragma depende não somente da placa utilizada, como também de alguns outros elementos e/ou características do mesmo: tipo, medida e separação dos parafusos de fixação da placa nos perfis metálicos; relação altura/largura da parede; características resistentes dos perfis que formam o painel e tipo e composição de conectores e chumbadores.

No capítulo 3 (Inovações Tecnológicas e efeito diafragma) desta dissertação será abordado mais profundamente o comportamento das placas de OSB atuando como diafragma rígido em painéis de paredes de LSF.

### **2.5.2 Entrepisos**

Diferentemente de um piso executado em concreto, cujo descarregamento se realiza de forma contínua sobre seu apoio (uma viga principal ou parede), um entrepiso executado no sistema LSF transmite a carga recebida por cada viga pontualmente ao montante do painel que lhe serve de apoio. Para que as cargas sejam transmitidas axialmente aos montantes, é

necessário que as almas das vigas estejam coincidindo com as almas dos montantes localizados sobre e/ou debaixo do entrepiso, conforme mostra a FIG. 2.19.

Assim como nos painéis de parede, a separação entre vigas ou modulação adotada está diretamente relacionada com as solicitações a que cada perfil é submetido. Na maioria dos casos é utilizada a mesma modulação nos painéis de viga e nos painéis de parede, em função das cargas de projeto e da otimização do aproveitamento das placas de enrijecimento e placas de forro.

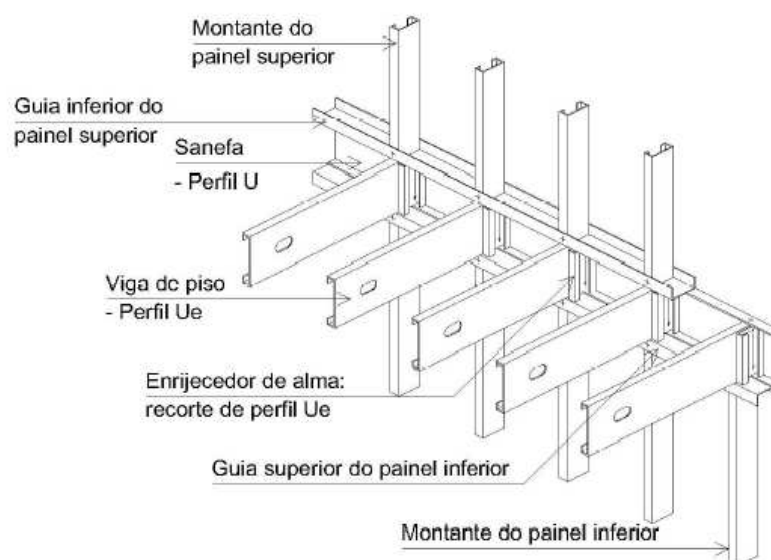


FIGURA 2.19 – Entrepiso composto por vigas alinhadas com os montantes  
(Fonte: CRASTO, 2005)

### 2.5.2.1 Elementos de um entrepiso

Um entrepiso em LSF é composto de duas sub-estruturas: o conjunto de vigas equidistantes, que descarregam sobre os montantes e constituem o esqueleto de um entrepiso e o piso propriamente dito, que é executado sobre o vigeamento metálico.

A FIG. 2.20 apresenta a planta de um entrepiso, notando-se seus elementos.

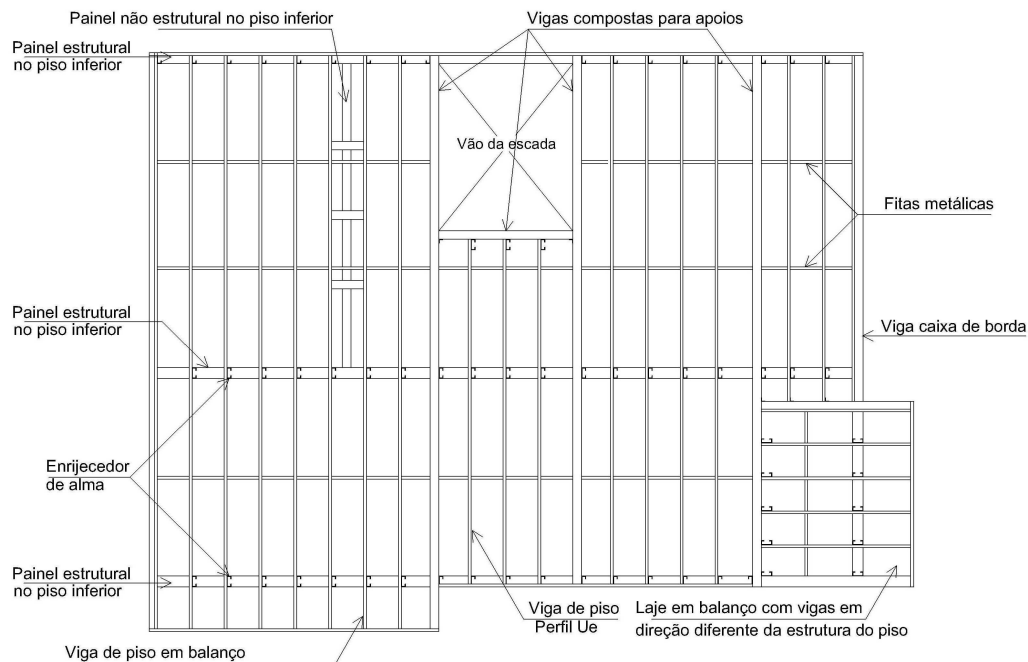


FIGURA 2.20 – Configuração de um entrepiso (Fonte: CRASTO, 2005)

- Viga: perfil Ue disposto na forma horizontal para receber uma parcela da carga total do entrepiso e que a transmitirá através de seus apoios até as fundações.
- Sanefa: perfil U que une as vigas em seus extremos de modo que as mesmas se mantenham em sua posição.
- Enrijecedor de Alma: recorte de perfil Ue disposto verticalmente e unido mediante sua alma à alma da viga, no apoio da mesma, (FIG. 2.20) de forma a evitar a flambagem local da alma devido à concentração de tensões. A FIG. 2.21 ilustra o efeito de “web crippling”, onde barras são sujeitas a forças concentradas atuando perpendicularmente ao seu eixo longitudinal, em seções sem enrijecedores transversais, causando compressão na alma (ABNT, 2001).

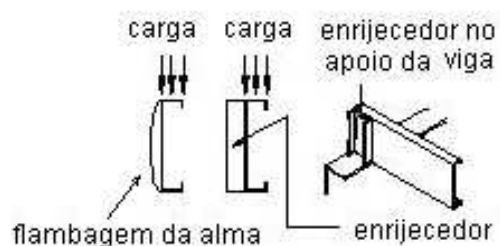


FIGURA 2.21 – Esforço concentrado na região do apoio de viga

Na foto da FIG. 2.22 é apresentado o detalhe do apoio das vigas no painel de parede.



FIGURA 2.22 – Apoio das vigas sobre os montantes do painel (Fonte: arquivo do autor)

- Viga Caixa de Borda: Nos casos em que a modulação entre painéis e entrepisso diferem entre si, é utilizada uma viga contínua em perfil caixa. Esta viga deve ser capaz de transmitir as cargas das vigas que não se apóiam diretamente sobre montantes. A FIG. 2.23 apresenta o esquema de uma viga caixa transmitindo aos montantes do painel inferior as cargas de vigas com modulação diferente dos montantes. Esta solução é também utilizada nos painéis de fechamento paralelos à chegada das vigas, como é mostrado na FIG. 2.25.

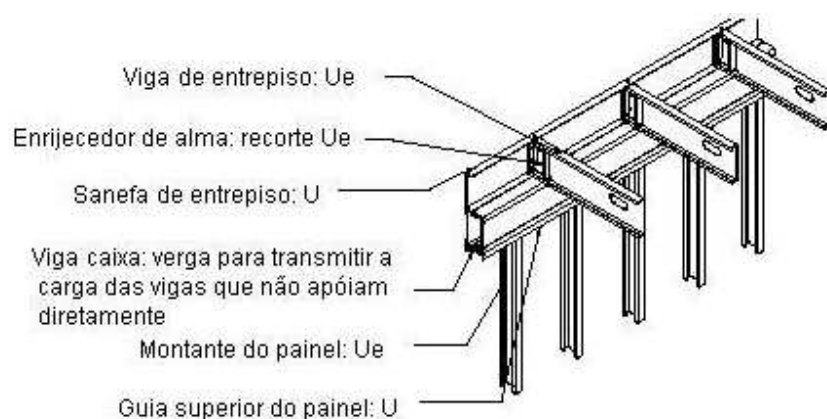


FIGURA 2.23 – Viga em perfil caixa para apoio das vigas não alinhadas com os montantes

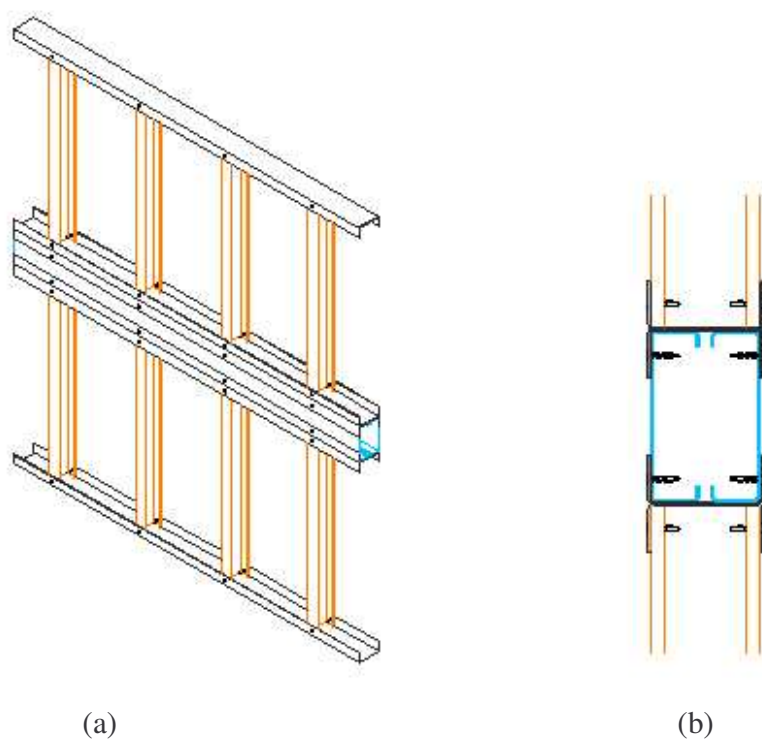
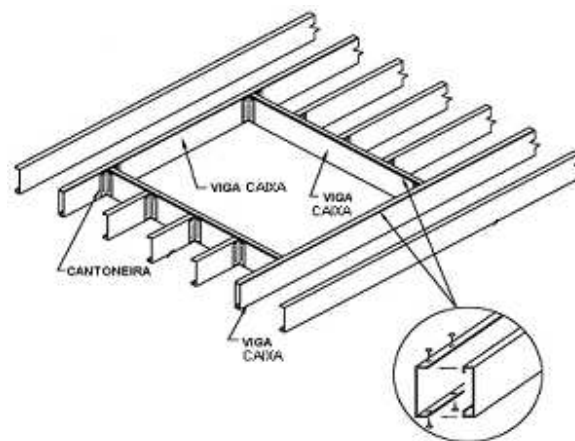


FIGURA 2.24 – Viga caixa em painel externo paralelo à direção do vigamento (a) em um painel (b) em corte

As vigas geralmente orientam-se na direção da menor distância entre apoios pois menores vãos geram perfis com seções menores ou de menor espessura. Além disso, a possibilidade de se evitar ou diminuir a furação de vigas para a passagem de tubulações é outro fator a

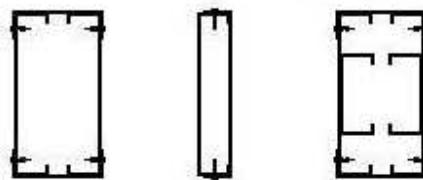
deve ser levado em consideração para a definição da direção do vigamento de um entrepiso no LSF. Nos casos em que a perfuração padrão não é suficiente para a passagem de tubulações deve ser feito um cálculo para a verificação da capacidade estrutural da viga. Nos casos em que se faça necessário, deve-se executar um reforço no entorno do furo para aumentar o momento de inércia da alma das vigas perfuradas.

A espessura total do entrepiso é limitada por diversos fatores, tais como nível do forro, nível do piso acabado, lançamento de escadas, etc. Considerando que a altura da alma do perfil é a que mais contribui para a espessura final do entrepiso, em muitos casos ela será limitada por disposições construtivas. Nestes casos, para obter-se a resistência requerida do perfil, é necessário aumentar a espessura da chapa ou recorrer a vigas compostas, tal como mostra a FIG. 2.25 (a) e (b).



(a)

2 vigas: Ue + 2 guias: U      1 viga: Ue + 1 sanefa: U      2 vigas: Ue + 2 guias: U + 1 enrijecedor: Ue



(b)

FIGURA 2.25 – (a) alternativa de projeto com viga caixa (b) algumas composições de perfis para viga caixa

No capítulo 3 desta dissertação serão abordadas novas soluções propostas para as vigas em LSF, como viga caixa composta por dois perfis Ue e sobreposição de perfis nas zonas de maior momento negativo.

### **2.6.2.2 Travamento dos perfis das vigas**

Considerando-se que no perfil metálico tipo Ue empregado como viga de piso, a resultante do carregamento aplicado não passa pelo centro de torção de sua seção transversal, o mesmo pode atingir seu estado limite último por flambagem lateral com torção.

Para evitar este fenômeno, as vigas necessitam de travamento em suas mesas superior e inferior. As mesas superiores estarão devidamente travadas pela fixação do substrato de piso sobre elas; já as mesas inferiores necessitam de um travamento adicional, que é dado pela fixação de fitas metálicas, que têm a função de vincular os perfis das vigas uns aos outros, impedindo a rotação de suas mesas inferiores. Estes tirantes devem estar espaçados a cada 1,5m ou 2,0m, dependendo da necessidade de cálculo. A FIG. 2.26 apresenta o esquema de posicionamento da fita metálica em um painel de viga.

Quando as vigas necessitam vencer grandes vãos, ou estão sujeitas a esforços cortantes elevados é necessário um sistema de enrijecimento que proporcione maior rigidez ao entrepiso. Os bloqueadores são recortes de perfis Ue fixados por meio de cantoneiras nos vãos entre as vigas, que impedem a rotação dos perfis. Na FIG. 2.26 é apresentado um esquema com o posicionamento e fixação dos bloqueadores em um painel de viga do LSF.

As vigas servirão de estrutura de apoio ao conjunto de materiais que formarão a superfície do entrepiso (ou o piso, propriamente dito) de maneira a obter uma superfície transitável. A escolha do tipo de piso é dada principalmente pelas características dos materiais e especificações de projetos arquitetônicos. No LSF existem dois tipos de pisos: os Pisos Secos e os Pisos Úmidos.

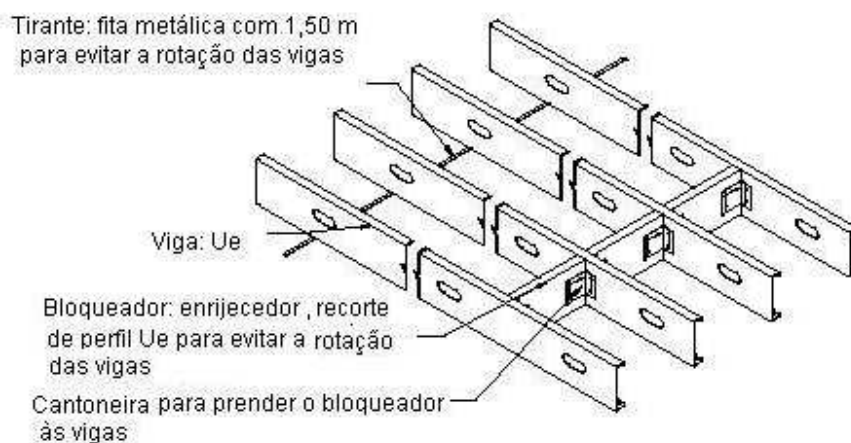


FIGURA 2.26 – Travamento lateral de vigas, com bloqueador e fita metálica

### 2.5.2.3 Pisos Secos

Um piso seco é aquele em que o efeito de diafragma horizontal é obtido mediante a fixação de placas às vigas por meio de parafusos. Esta superfície serve de substrato para a instalação dos diversos pisos, como cerâmicas, pisos vinílicos, tacos de madeira, entre outros.

A FIG. 2.28 apresenta a composição básica de um piso seco, onde estão indicadas as placas de substrato, a interface elástica, necessária para evitar problemas de vibrações e ruídos no piso, além do sistema de enrijecimento lateral de vigas.

Os substratos mais comumente utilizados no LSF são as placas de OSB e as placas cimentícias. A espessura destas placas está relacionada com as solicitações de cálculo, além das características intrínsecas do material, como a deformação e resistência de cada tipo de placa.

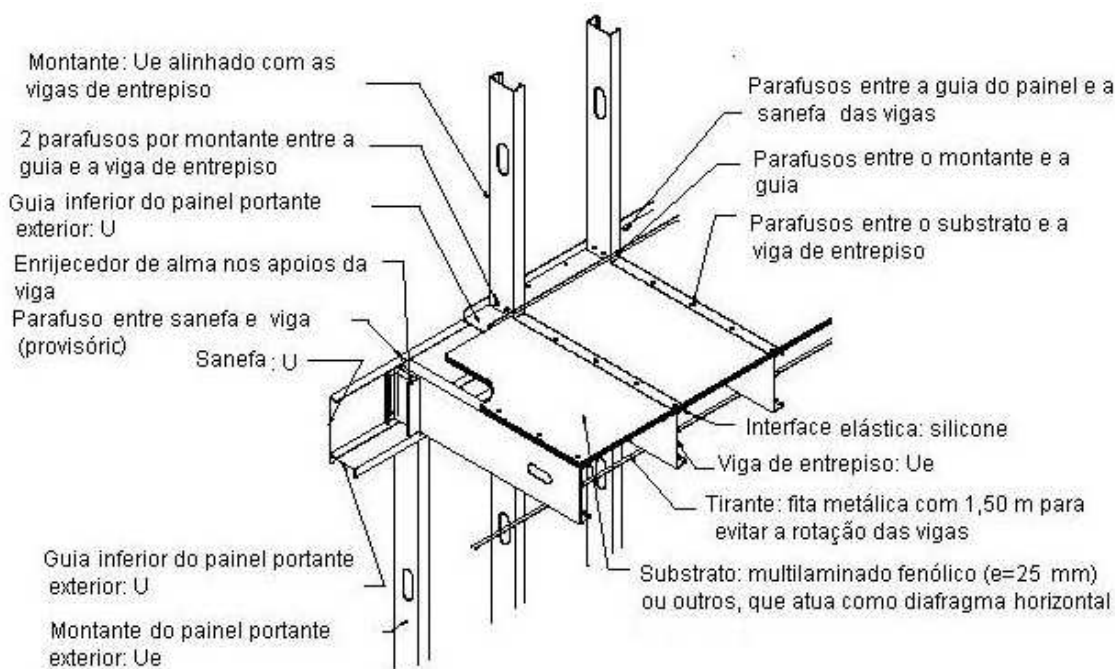


FIGURA 2.27 – Sistema de piso seco em LSF

O piso seco possui a vantagem de aliar um baixo peso à estrutura, além de conferir agilidade ao sistema, já que a fixação das placas aos perfis metálicos é um processo rápido e limpo.

#### 2.5.2.4 Pisos Úmidos

O piso úmido é composto por uma chapa metálica ondulada (telha metálica) fixada nas mesas superiores dos perfis das vigas por meio de parafusos, conferindo assim, o efeito de diafragma ao painel de piso, servindo ainda como fôrma perdida para a execução da laje de concreto, que possui espessura de 4,0cm a 6,0cm. Para evitar o aparecimento de fissuras na laje é necessária a colocação de uma malha eletrossoldada no concreto.

Deve-se utilizar sempre um isolante acústico para evitar o contato direto entre a chapa metálica e os perfis das vigas, que poderia gerar ruídos através dos mesmos. Existem dois sistemas de isolamento: com lã de vidro compacta, que é colocada entre a chapa metálica ondulada e o concreto (FIG. 2.28 ) e com polietileno (FIG. 2.29). No caso de utilização de

lã de vidro, deve-se colocar um filme de polietileno sobre a mesma antes de concretagem para evitar a umidificação da lã de vidro e, com isto, evitar a perda de sua capacidade isolante.

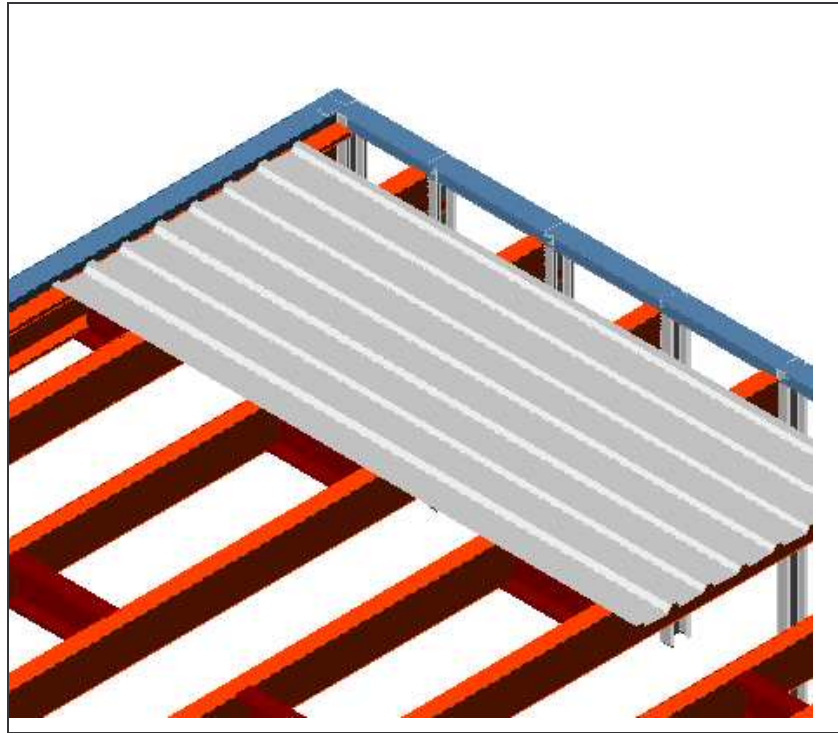


FIGURA 2.28 – Composição de um piso úmido com isolantes acústicos com painel de lã de vidro compacta.

Uma vantagem do piso úmido em relação ao piso seco é a possibilidade de se efetuar a instalação dos encanamentos do sistema de calefação por piso radiante, muito utilizado em locais de climas frios.

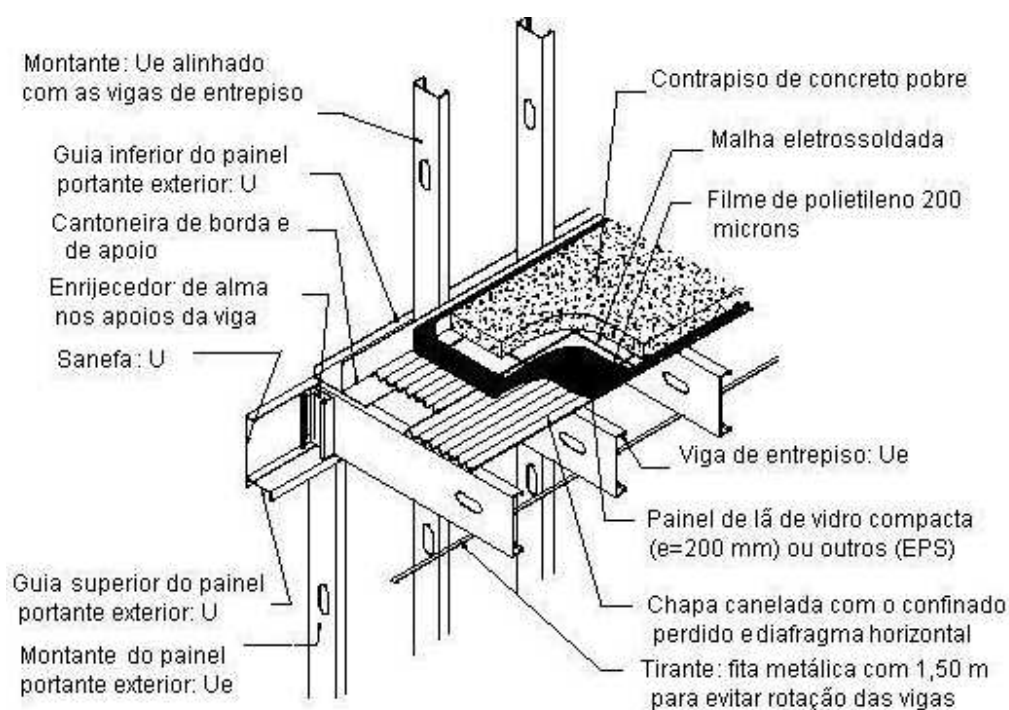


FIGURA 2.29 – Composição de um piso úmido com isolantes acústicos com poliestireno expandido

### 2.5.3 Estrutura de Telhados

Tal como ocorre com os painéis e entrepisos, uma estrutura de telhados executada em LSF tem como conceito principal dividir o sistema em uma grande quantidade de elementos estruturais equidistantes, de modo que cada um deles resista a uma pequena parcela do carregamento total. A estrutura dos telhados irá descarregar sobre os montantes do painel em que a mesma se apóia; assim, as almas dos perfis que compõe a estrutura do telhado devem estar alinhadas às almas dos montantes do painel, para que a transmissão das cargas seja efetivamente axial, como mostra a FIG. 2.30.

Assim como ocorre com as vigas do sistema LSF, nos casos em que a modulação da estrutura de telhado for diferente da modulação dos painéis de parede sobre os quais ela se apóia, deve ser executada uma viga caixa, para que os esforços gerados pelos perfis não alinhados sejam redirecionados para os montantes de apoio.

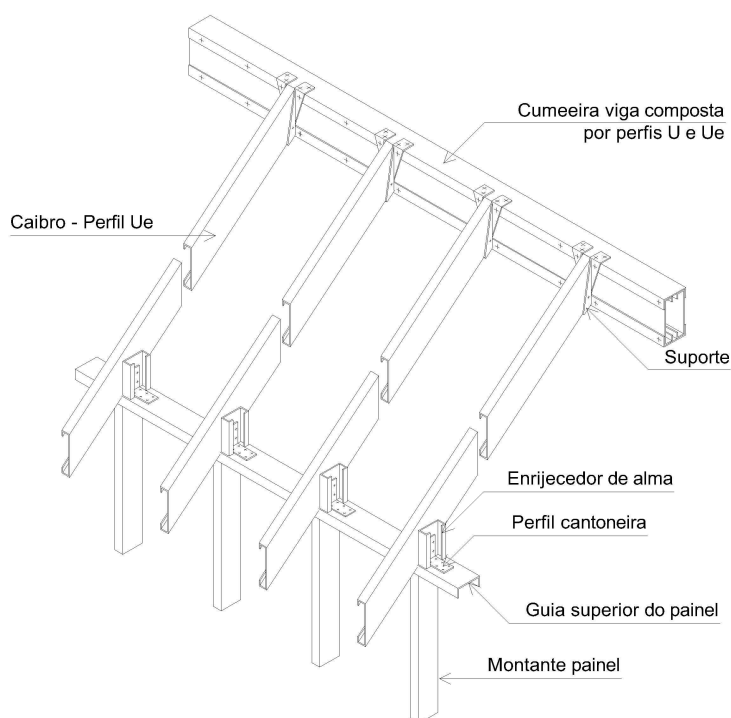


FIGURA 2.30 – alinhamento da estrutura de telhado com os montantes do painel de apoio (Fonte: CRASTO, 2005)

O LSF permite que se executem telhados planos ou inclinados. A FIG. 2.31 apresenta os componentes básicos de um telhado inclinado, composto por tesouras metálicas.

A estabilização às cargas laterais perpendiculares ao plano das tesouras, como as cargas de vento é feita por travamentos longitudinais ou por diafragmas de enrijecimento. A FIG. 2.30 mostra os travamentos longitudinais das tesouras (ou terças) e os perfis de contraventamento.

A FIG. 2.32 apresenta um telhado que possui o seu travamento dado pela fixação das placas de OSB, formando um diafragma rígido.

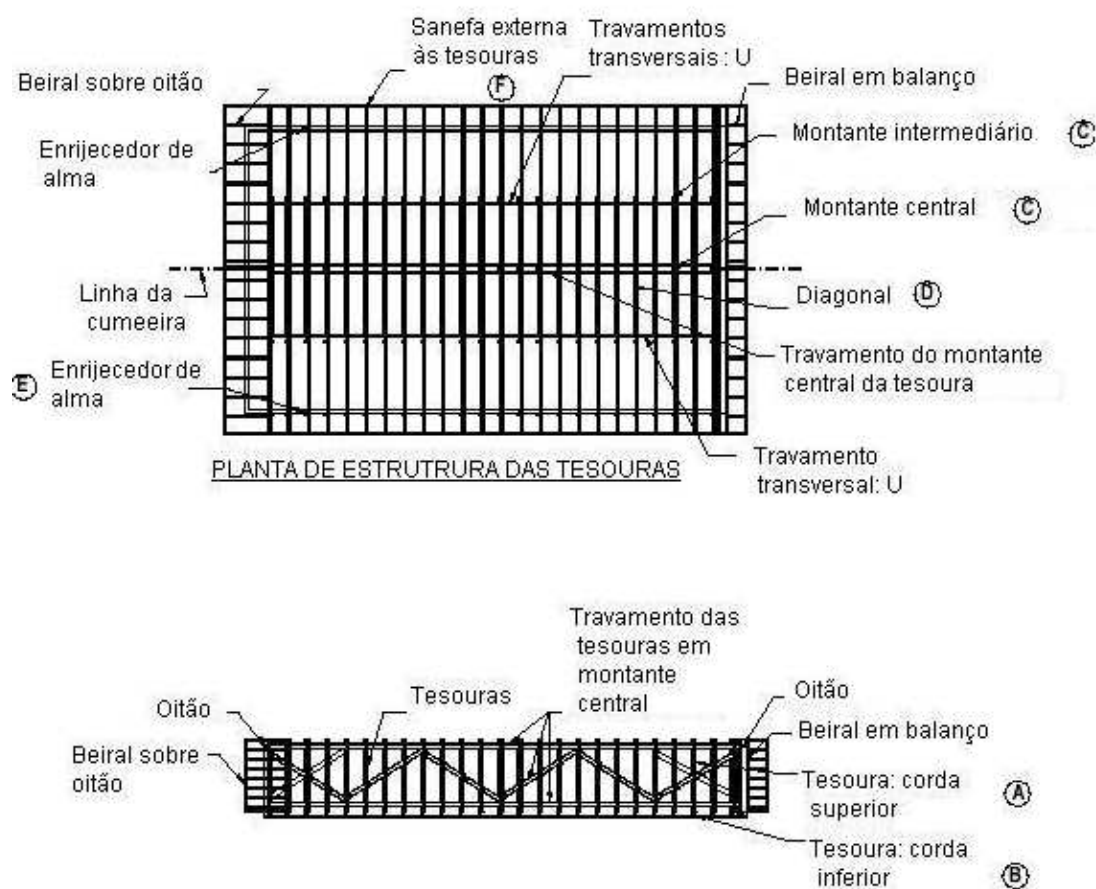


FIGURA 2.31 – Elementos de uma estrutura de telhado inclinada com travamento longitudinal por contraventamentos com travessas longitudinais (terças) e travamento transversal (Fonte: IAS, 2003)

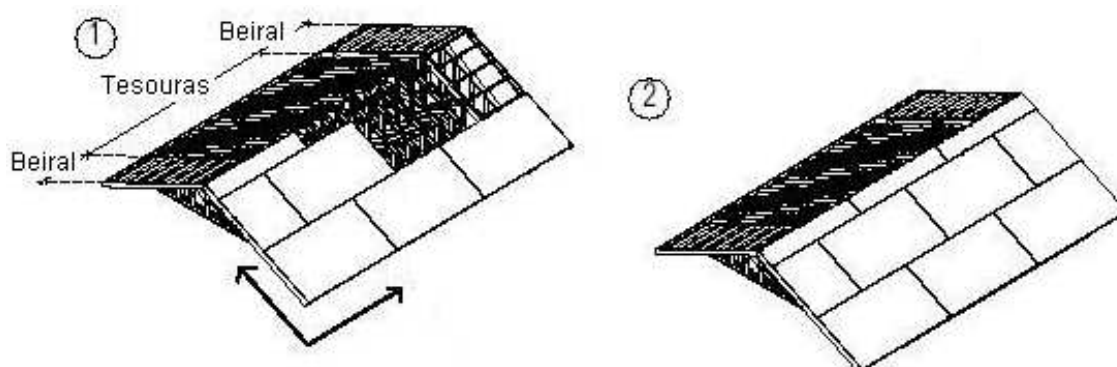


FIGURA 2.32 – Travamento das tesouras por diafragma de enrijecimento com placas de OSB ou multilaminado fenólico (Fonte: IAS, 2003)

## **2.5.4 Sistema de fixação**

Os meios de ligação são os componentes que promovem a união entre as partes da estrutura para formar a ligação. Fazem parte do sistema de fixação parafusos, soldas, pinos e chumbadores. A correta aplicação destes conectores é indispensável para que se possa garantir o desempenho satisfatório das estruturas em LSF.

Os elementos de fixação são os componentes auxiliares utilizados na ligação que permitem ou facilitam a transmissão dos esforços entre as partes ligadas, tais como: enrijecedores, chapas de extremidade, cantoneiras, consolos, talas de alma e de mesa e chapas de gusset, bem como todas as partes das peças ligadas que são afetadas localmente pela ligação.

### **2.5.4.1 Parafusos**

Parafusos para a aplicação em construções em LSF devem ser fixadores de alto desempenho caracterizados pelo fato de possuírem a capacidade de executar a fixação completa em peças metálicas em uma única operação. Os parafusos autobrocantes possuem a característica de perfurar o próprio furo, eliminando o trabalho de furação antes da fixação das peças.

A FIG. 2.33 apresenta o processo de fixação de um parafuso autobrocante para LSF. Eles são feitos de aço baixo carbono temperado e revenido recoberto com uma proteção zinco-eletrolítica ou epoxídica para evitar a corrosão galvânica. Assim, são capazes de possibilitar a furação e conformação de rosca em peças metálicas sem sofrer deformação ou ruptura.

A ponta da broca de um parafuso autobrocante possui formato adequado a furar peças metálicas com espessuras compatíveis com as bitolas dos parafusos. Possui duas características importantes: a ranhura da broca e o comprimento da ponta. A ranhura da

broca é o canal para remover os cavacos durante a perfuração é o comprimento da ranhura que determina a espessura do material a ser perfurado.

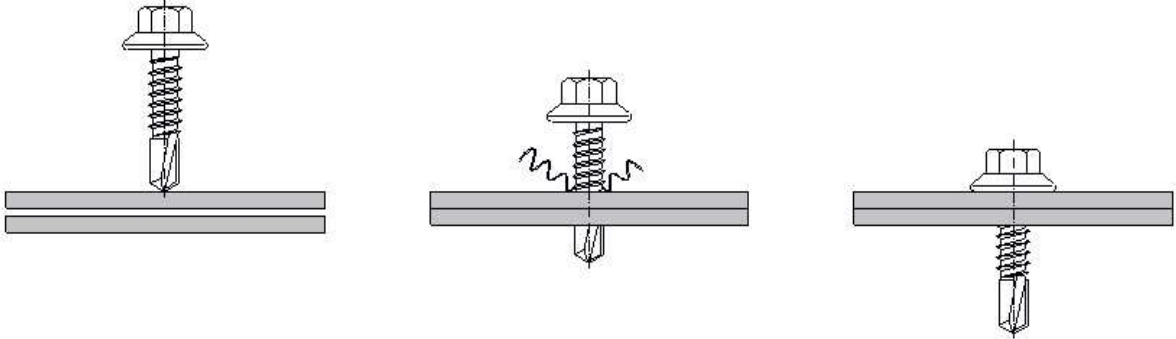


FIGURA 2.33 – Fixação com parafusos autobrocantes.

As seções sem rosca desde a ponta do parafuso até o primeiro fio de rosca (também chamado de passo) determinam o comprimento da ponta do parafuso (representado pela letra “S” na FIG. 2.34)

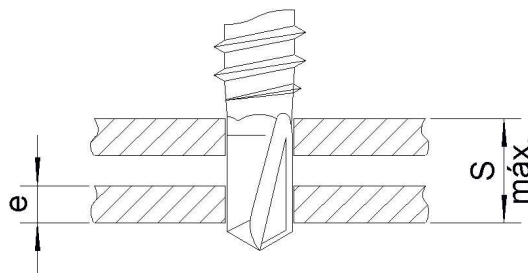


FIGURA 2.34 – Ranhura e comprimento da broca de parafusos para LSF.

Estão disponíveis atualmente no mercado diversos tipos de cabeça para os parafusos autobrocantes. A escolha do tipo de cabeça depende da utilização a que o parafuso se destina, conforme TFC (2004) e ELHAJJ (2004).

- **HWH** – Cabeça Hexagonal com Flange ou Sextavada: utilizado para a fixação de estruturas como contraventamentos e chapas de ligação. A face inferior da cabeça com forma de arruela promove uma superfície adicional de sustentação em sua utilização.

- **SHWH** – Cabeça Hexagonal ranhurada com flange ou panela: a cabeça ranhurada oferece grande facilidade para a remoção do parafuso quando necessário.
- **PPH**: Cabeça tipo Phillips ou lentilha: cabeça convencional, que sobressai pouco sobre a superfície do material a ser fixado. Utilizada na fixação de guias e painéis.
- **PFH**: Cabeça plana tipo Phillips ou trombeta: utilizadas especialmente na fixação de painéis de OSB e madeira, pois sua cabeça fica embutida na madeira, evitando que a mesma trinque ou se despedace.

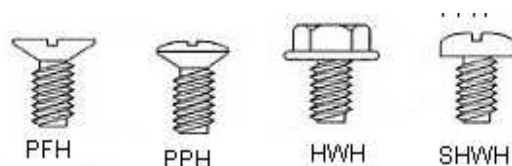


FIGURA 3.35 – Tipos de cabeça dos parafusos para LSF

Outra característica importante dos parafusos para LSF é o comprimento da rosca. Ele deve ser suficiente para garantir a ancoragem total no material de base. O comprimento mínimo de rosca é o somatório das espessuras das chapas que deverão ser fixadas por ele.

O passo da rosca é a separação entre os fios da rosca ou o número de fios por polegada. Sua definição depende da espessura do material a ser perfurado. Quanto maior a espessura da chapa metálica, menor será o passo do parafuso.

O espaçamento mínimo entre os parafusos é determinado pela NBR 14762 (ABNT, 2001), onde “a distância livre entre as bordas de dois furos adjacentes não deve ser inferior a  $2d$ , e a distância entre a borda de um furo à extremidade do elemento conectado não deve ser inferior a  $d$ , onde  $d$  é o diâmetro nominal do parafuso”.

#### 2.5.4.2 Fixadores à pólvora

Os fixadores à pólvora são conectores que não possuem rosca e são instalados por meio de máquinas pneumáticas que fixam estes componentes por impacto de uma explosão de uma

espoleta. Este tipo de fixador é muito utilizado para a fixação das guias no concreto das fundações. A foto da FIG. 2.36 mostra o detalhe de fixação de um conector fixado à pólvora.

Quando um fixador acionado à pólvora se introduz no concreto, o mesmo desloca o material de base ao redor de sua haste. Este concreto deslocado se comprime contra a haste, criando um suporte de fricção. Adicionalmente, o calor gerado durante o processo de penetração causa uma sinterização no concreto da vizinhança do fixador.

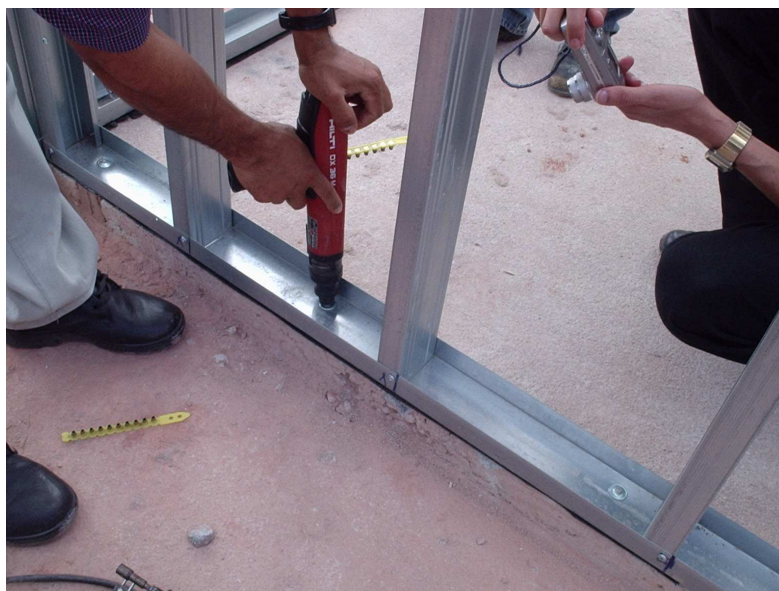


FIGURA 2.36 – Detalhe da fixação de um conector à pólvora (Fonte: arquivo do autor)

### 2.5.4.3 Chumbadores

A estrutura de aço deve estar devidamente ancorada às fundações. Como a maior parte das fundações de obras em LSF são executadas em concreto, os chumbadores possuem a característica de se adaptar a este tipo de material de base. Existem dois tipos de chumbadores: os colocados antes da concretagem e os executados após a cura do concreto.

- Chumbadores colocados antes da concretagem: para o posicionamento deste tipo de chumbador são utilizados posicionadores, que tem a função de manter fixas as

barras dos chumbadores enquanto a fundação é concretada. Estas peças servem de gabarito e são fixados nas formas de piso para manter os chumbadores na posição correta. Os chumbadores podem ser do tipo chumbadores de guia, fitas metálicas ou chumbadores rosqueados.

- Chumbadores colocados após a cura do concreto: são barras rosqueadas presas a uma chapa de ancoragem que são fixadas no concreto após a execução das fundações. Executa-se previamente um furo e fixa-se o chumbador com resinas epóxi. A FIG. 3.37 apresenta o detalhe de um painel ancorado por um chumbador executado após a cura do concreto.

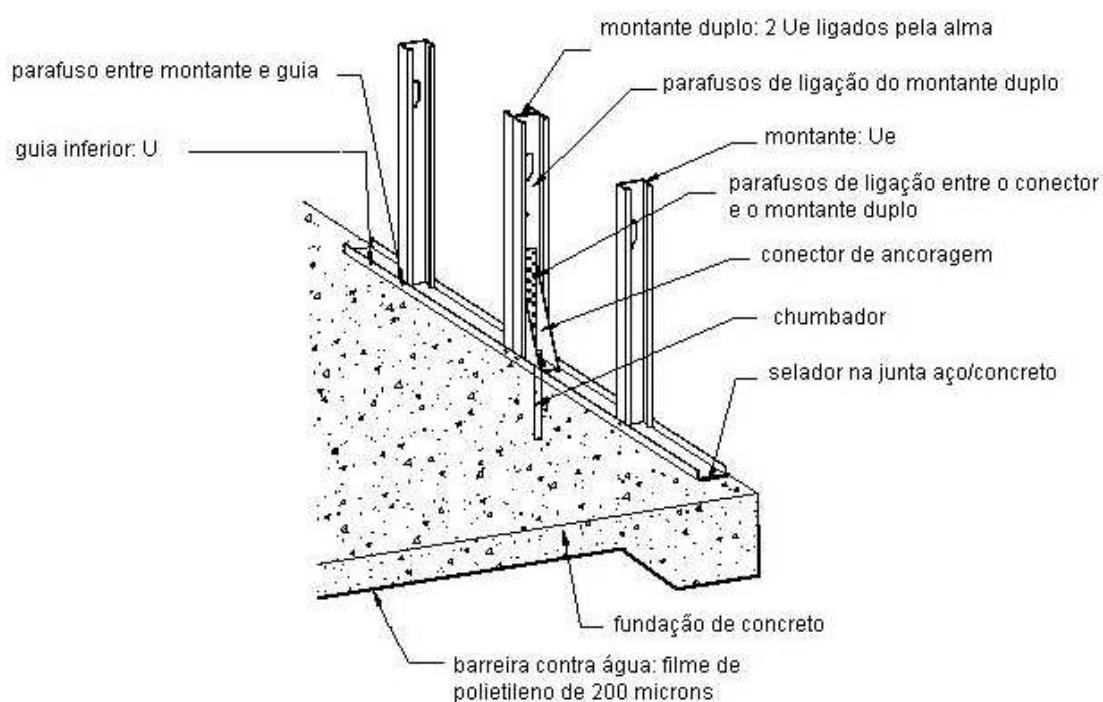


FIGURA 3.37 – Ancoragem de um painel após a cura do concreto

#### 2.5.4.4 Soldas

O aço galvanizado pode unir-se com solda de ponto ou solda contínua. Soldar perfis galvanizados pode ser um método de ligação econômico, sobretudo quando realizado em uma fábrica de painéis. Ainda que ambos os tipos de solda volatilizem o recobrimento de

zinco sobre o aço, a solda de ponto é um método muito mais localizado que a contínua, já que esta tira o zinco de uma zona bem maior. Esta região desprotegida pelo processo de solda deverá ser recoberta novamente com pinturas ricas em zinco, necessitando-se para esta tarefa muita supervisão e mão-de-obra.especial.

# 3

## **INOVAÇÕES TECNOLÓGICAS E EFEITO DIAFRAGMA**

### **3.1 Considerações Gerais**

O LSF é um sistema internacionalmente consagrado por sua qualidade e racionalidade em todo o seu processo, desde a concepção do projeto até a fabricação dos painéis e montagem dos sub-sistemas e da estrutura em obra.

Este trabalho, além de contemplar o estudo das configurações estruturais que formam padrão para o sistema, item que foi apresentado no capítulo 2, propõe novas disposições construtivas, bem como as devidas considerações feitas no projeto estrutural para a adequação da tecnologia LSF às inovações descritas ou propostas a seguir.

Uma das inovações propostas neste trabalho é a substituição do sistema de viga caixa sobre painel pelo aumento da altura do painel de parede que receberia a viga caixa de acabamento. Ainda com relação às inovações para o vigamento, é proposto neste trabalho um novo esquema estrutural, onde as vigas de entrepiso são ligadas diretamente nas almas dos montantes através de parafusos dimensionados ao esforço cortante, dispensando a utilização da sanefa de entrepiso e enrijecedores de apoio.

Com relação às condições de contorno adotadas nos modelos estruturais via MEF, foi adotado para as estruturas analisadas o vigamento contínuo, por este apresentar melhor desempenho estrutural. Foi feito um comparativo de dimensionamento para painéis de viga isolados (no sistema bi-apoiado tradicional do LSF), onde não ocorrem momentos negativos nos apoios, e vigamento contínuo, onde a redistribuição dos momentos ao longo dos perfis das vigas apresenta como resultado momentos fletores nos vãos inferiores ao sistema com vigas isoladas, apesar de causar a ocorrência de momentos negativos sobre os apoios. A flambagem lateral com torção é evitada com o emprego de perfis Ue enrijecedores nos apoios e bloqueadores nos vãos.

Quanto aos painéis de parede, é feita a consideração do efeito de diafragma rígido proporcionado pelo fechamento lateral dos painéis com placas de OSB. As placas, desde que devidamente fixadas nos montantes por meio de parafusos com pequeno espaçamento (da ordem de 200mm), possuem a capacidade de resistir aos esforços de cisalhamento provocados pelos carregamentos horizontais aplicados no plano do painel.

### **3.2 Substituição da viga caixa de borda por painéis de altura variável**

Na concepção tradicional do LSF os painéis situados paralelamente à direção do vigamento dos painéis de entrepiso possuem um acabamento superior na forma de uma viga composta por dois ou mais perfis Ue, encaixados um no outro, formando uma caixa com duas ou mais almas, para haja o nivelamento do entrepiso neste nível. A FIG. 3.1 mostra o detalhe de um painel externo com viga caixa de borda.

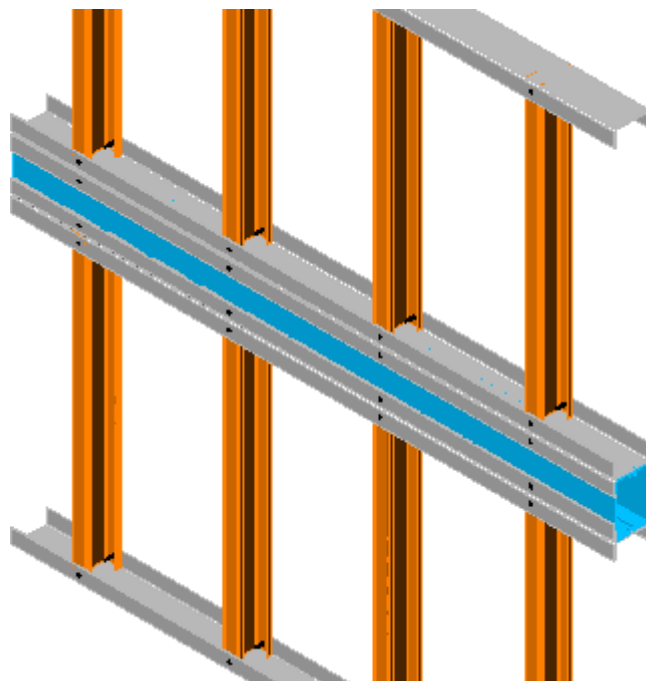


FIGURA 3.1 – Detalhe de um painel externo com viga caixa de borda

Como os montantes do painel superior apóiam-se pontualmente sobre a viga caixa de acabamento, a mesma deve ter sua resistência verificada de acordo com o anexo E da NBR 14762 (ABNT, 2001), que trata de barras sujeitas a forças concentradas atuando perpendicularmente ao seu eixo longitudinal, em seções sem enrijecedores transversais, causando compressão na alma.

A resistência dos perfis do LSF a este tipo de carregamento de compressão é bastante pequena. Quando as estruturas possuem até dois pavimentos, os esforços concentrados aplicados na viga caixa de borda são relativamente pequenos graças à distribuição das cargas que o sistema LSF proporciona. Nestes casos, uma viga caixa composta por apenas duas almas é suficiente para suportar o carregamento aplicado.

Já no caso de estruturas com maior número de pavimentos, que é o objeto de estudo desta dissertação, as cargas de compressão transmitidas pelos montantes às vigas caixa são

bastante elevados, podendo chegar a esforços axiais nos montantes da ordem de 50kN nos prédios com 7 pavimentos. Para que a viga caixa seja capaz de resistir a esforços desta ordem de grandeza é necessário que se proceda uma composição com vários perfis de espessuras maiores e/ou com mais de duas almas, tornando esta concepção dispendiosa e de difícil execução.

Assim, foi adotada para as estruturas analisadas neste trabalho a inovação que permite que se configure, em um mesmo pavimento, painéis de alturas variadas, eliminando a necessidade da utilização da viga caixa de acabamento e proporcionando que a distribuição das cargas dos painéis que não servem de apoio para o vigamento seja unicamente axial montante-montante, com o emprego apenas das guias superior e inferior dos painéis de topo. No anexo 1 encontra-se o detalhamento dos painéis de LSF para uma das estruturas analisadas neste estudo, onde se verifica que os painéis das filas A e D (que não servem de apoio às vigas) possuem alturas superiores às do restante dos painéis, que recebem as vigas.

Este sistema é extremamente econômico, pois dispensa a utilização da viga caixa sem acarretar perda de segurança e de resistência, além de permitir maior agilidade no processo de fabricação e montagem dos painéis de parede em obra.

### **3.3 Ligação do apoio viga-montante**

A ligação tradicional das vigas de entrepiso aos painéis inferiores de parede se dá de acordo com a FIG. 3.2, onde é apresentada a configuração da ligação entre os perfis da viga de entrepiso com o painel de parede que os sustenta, com o detalhe construtivo da fixação do enrijecedor de alma da viga por uma cantoneira metálica e parafusos. O enrijecedor de alma é um recorte de perfil Ue dimensionado para resistir à carga concentrada na alma da viga provenientes dos painéis superiores.

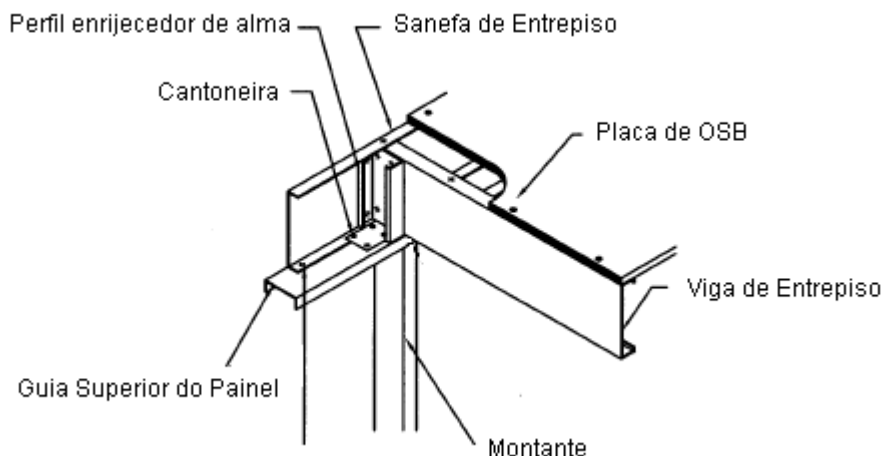


FIGURA 3.2 – Detalhe construtivo da ligação dos perfis das vigas de entrepiso ao painel de parede.

Como alternativa a este sistema de montagem dos painéis de entrepiso, é proposto neste trabalho o esquema estrutural chamado de apoio viga-montante. As FIG 3.3 e 3.4 apresentam a configuração do sistema de apoio das vigas de entrepiso diretamente sobre os montantes do painel de parede, dispensando o uso da sanefa de entrepiso, bem como dos enrijecedores de alma e as cantoneiras necessárias à sua fixação. O número de parafusos empregados neste sistema também é reduzido.

Além da diferenciação na fixação dos perfis de viga, outro detalhe neste sistema é o posicionamento dos perfis das vigas um em relação ao outro. Ao invés de se posicionar os perfis com a abertura sempre na mesma direção, alterna-se a posição dos perfis das vigas, fazendo com que as aberturas dos perfis fiquem em posições opostas uma em relação a outra. Com este artifício confere-se maior estabilidade ao sistema de entrepiso.

Um cuidado importante a ser tomado é o correto dimensionamento dos parafusos, já que estes estarão sujeitos a esforços cortantes provenientes das vigas. Recomenda-se a utilização de parafusos de alta resistência do tipo A-325, com porca. Na solução tradicional são empregados parafusos estruturais autobrocantes.

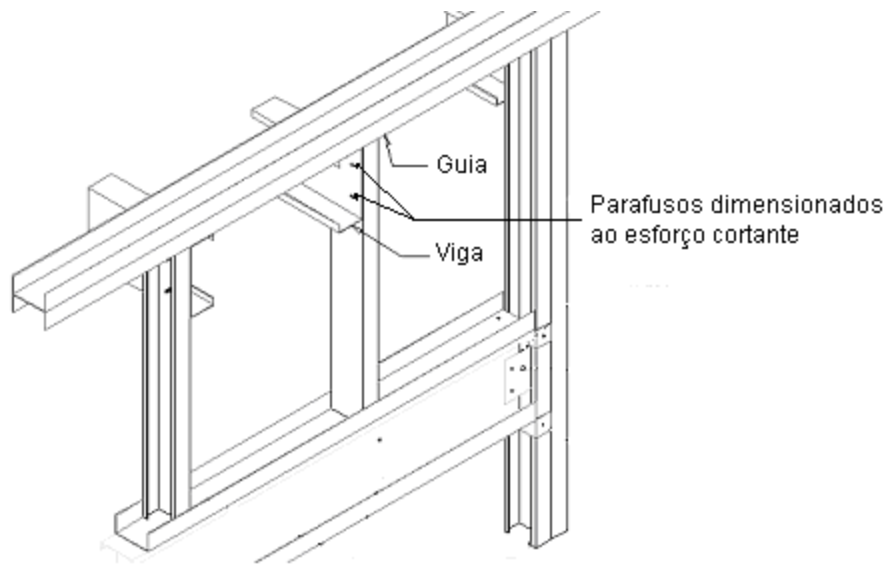


FIGURA 3.3 – Esquema de montagem do sistema Apoio viga-montante - elementos utilizados no sistema

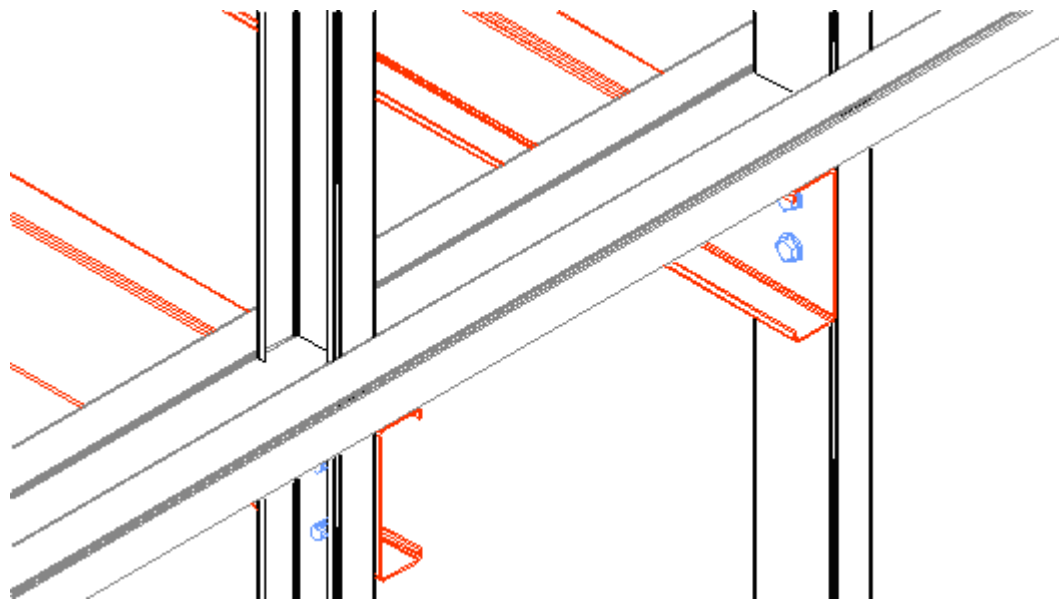


FIGURA 3.4 – Esquema de montagem do sistema Apoio viga-montante - detalhe dos parafusos de fixação

Além do correto dimensionamento dos parafusos, os montantes que recebem as vigas deverão ser dimensionados levando em consideração os esforços de flexão provocados pela ligação parafusada.

Como vantagens da utilização do esquema estrutural apoio viga-montante pode-se citar:

- Possibilidade de montagem simultânea de dois ou mais pavimentos, com painéis de parede contínuos;
- Redução da quantidade de perfis utilizados, já que a sanefa de entrepiso e os enrijecedores de alma são dispensados;
- Maior facilidade de instalação em obra, reduzindo os serviços de mão-de-obra e agilizando o processo construtivo.

### 3.4 Consideração da continuidade das vigas

Normalmente as vigas em LSF são calculadas como bi-apoiadas, com painéis de entrepisos do tamanho de cada uma das divisões internas da estrutura (cômodos). Seu dimensionamento é feito com base em tal consideração, acarretando em momentos positivos elevados no centro do vão e inexistência de momentos negativos sobre os apoios, conforme mostra a FIG. 3.5.

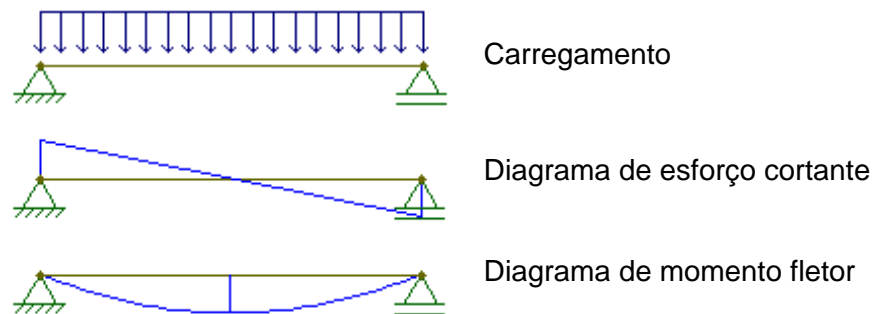


FIGURA 3.5 – Carregamentos e diagramas de esforço cortante e momento fletor para vigas bi-apoiadas.

Como as dimensões dos cômodos são pequenas (em todos os casos inferiores a 4,00m), foi possível utilizar vigas contínuas, configurando-se em um sistema de 3 ou 4 apoios para cada viga de entrepiso, conforme exemplificado na FIG. 3.6. Esta consideração permitiu uma redução nos momentos no centro dos vãos, podendo chegar a 41% em alguns casos (os resultados comparativos serão apresentados no capítulo 5). Em contrapartida, foi percebido que a ocorrência de momentos negativos sobre os apoios em alguns dos casos levava à necessidade de sobreposição das vigas de entrepiso nestas regiões.

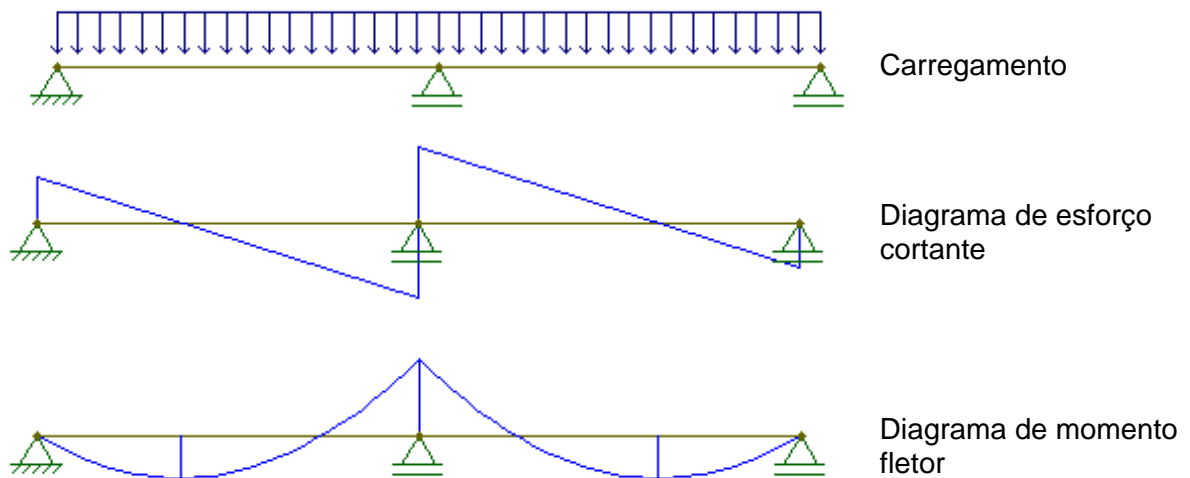


FIGURA 3.6 – Carregamentos e diagramas de esforço cortante e momento fletor para vigas com 3 apoios

A FIG. 3.7 apresenta o esquema de sobreposição de vigas na região dos apoios projetada para resistir aos momentos negativos. Esta solução é de fácil execução e proporciona grande economia de perfis, já que se fossem utilizados perfis caixa em toda a extensão das vigas, o consumo de aço seria superior.

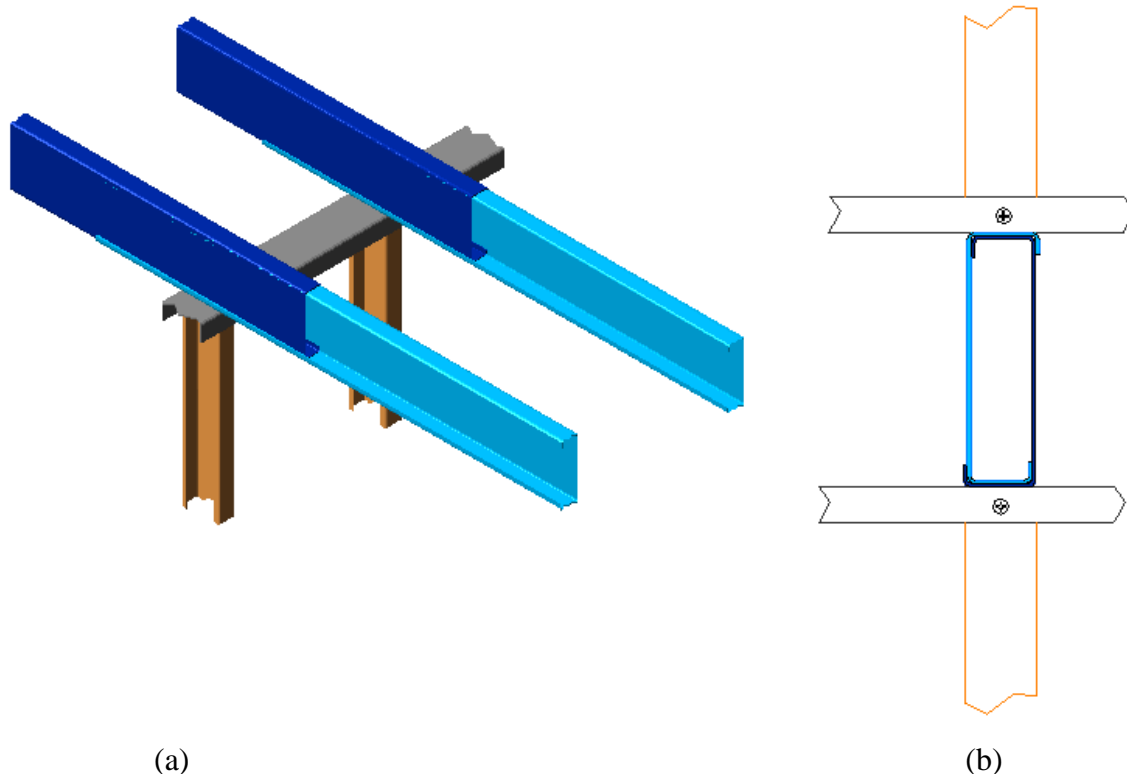


FIGURA 3.7 – Detalhe do encaixe dos perfis Ue para vigas na região de momento negativo  
 (a) em perspectiva (b) corte na região de sobreposição das vigas

### 3.5 Consideração do efeito de diafragma em painéis de parede com OSB

Os painéis de parede externos geralmente possuem fechamento com placas de OSB. Nos painéis internos podem se utilizar de fechamentos em gesso acartonado ou placas de OSB. Este material possui boas propriedades mecânicas que conferem aos painéis a capacidade de resistir aos esforços verticais, como os provenientes de ventos e sismos. A FIG. 3.8 mostra um painel de LSF com fechamento de OSB.

Essa capacidade das paredes externas (ou mesmo internas) de fechamento de resistirem às cargas laterais é chamada de efeito diafragma e o painel é chamado de diafragma rígido, pois funciona como uma espécie de contraventamento para as estruturas em LSF.



FIGURA 3.8 – Painel em LSF com fechamento em OSB (Fonte: Arquivo do autor)

Alguns estudos experimentais já foram realizados em painéis com fechamento em OSB. A publicação da NORTH AMERICAN STEEL FRAMING ALLIANCE (NASFA), em 1998, publicou uma coletânea com três artigos técnicos tratando do comportamento de paredes em LSF enrijecidas com OSB, onde foram realizados testes de carga concentrada e carga distribuída em painéis de parede de variadas configurações geométricas, incluindo aberturas para vão de janelas e portas. A carga concentrada era aplicada perpendicularmente ao plano do painel, em seu ponto central. A carga distribuída era aplicada verticalmente no plano do painel. TIAN et al. (2004) realizaram testes em escala real para painéis metálicos sem contraventamentos, com diagonais metálicas, com fechamento em placas de OSB e com placas cimentícias.. Conforme PEREIRA (2004), na configuração dos painéis, a dimensão que exerce maior influência sobre o comportamento estrutural é a altura. Quanto mais altos os painéis, maiores são os efeitos de distorção sobre as bordas.

Conforme testes realizados por SERRETTE (1997) e publicados pela NASFA (1997) a resistência ao cisalhamento de um painel com a relação largura/altura de 4:1 (2ft x 8 ft) varia de 95% a 59% (dependendo do espaçamento dos parafusos) da resistência de painéis com relação largura/altura de 1:1 (8 ft x 8 ft) ou 2:1 (4 ft x 8 ft). A FIG. 3.9 apresenta ainda a variação da resistência ao cisalhamento de painéis em função do espaçamento entre os parafusos. Segundo o autor, as resistências às cargas cisalhantes mais baixas foram encontradas nos casos onde o deslocamento tornou-se excessivo, fazendo com que a falha ocorresse antes do desenvolvimento da máxima tensão de cisalhamento que o painel era capaz de suportar. No artigo são apresentadas diversas tabelas que relacionam os resultados obtidos nos vários testes realizados com diferentes tipos de painéis de fechamento.

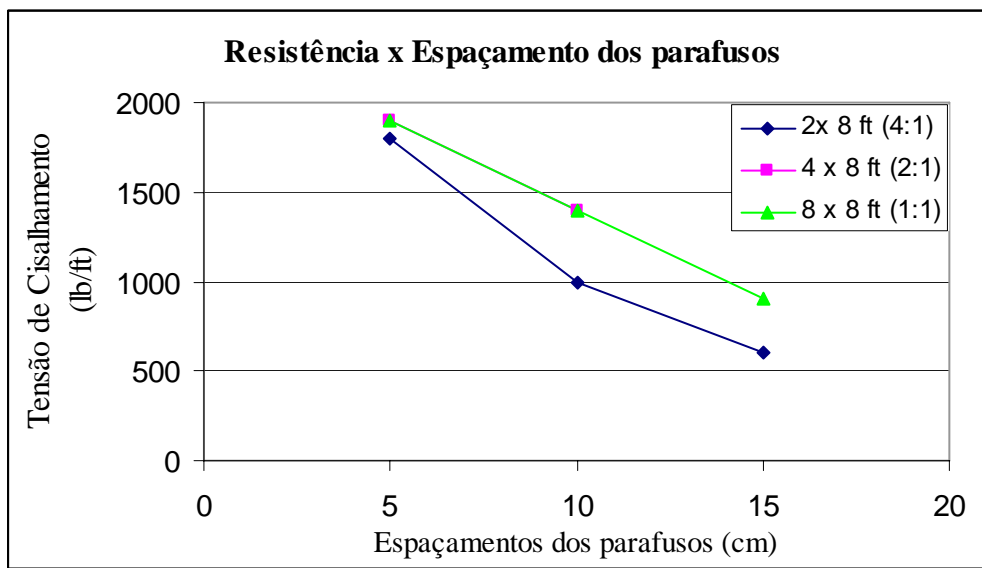


FIGURA 3.9 – Gráfico de Tensão Nominal de cisalhamento por pé linear em função do espaçamento dos parafusos e relação largura/altura (AISI, 1997)

Os resultados mostram que a resistência ao cisalhamento dos painéis aumenta significativamente com o decréscimo do espaçamento entre os parafusos.

Na publicação *Monotonic Tests of Cold-Formed Steel Shear Walls with Openings* (AISI, 1997) são apresentados resultados de testes realizados em painéis de LSF de 2,44m x

12,2m, com fechamento em placas de OSB de 12mm fixadas com parafusos espaçados a cada 10 centímetros no perímetro externo das placas e a cada 20 centímetros nos apoios das placas com os montantes intermediários em uma das faces e fechamento em gesso acartonado na face oposta. A FIG. 3.10 apresenta as configurações geométricas dos painéis ensaiados.

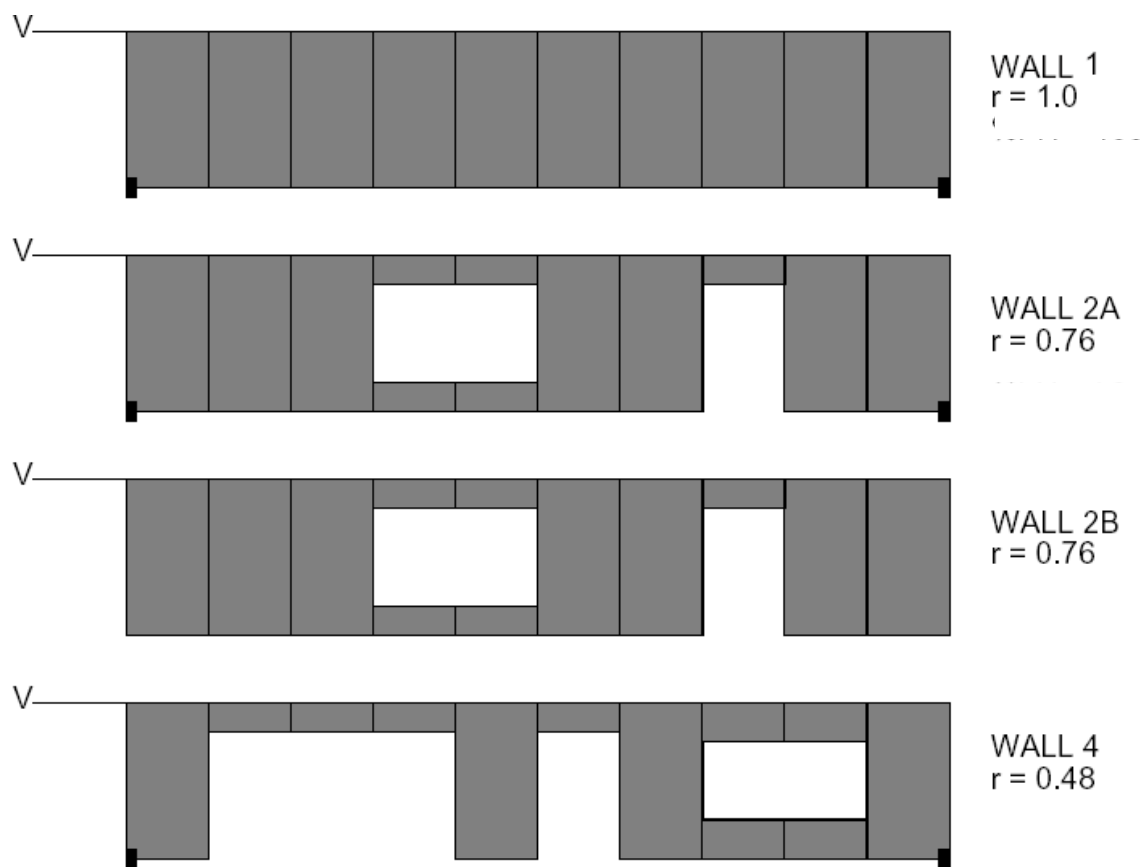


FIGURA 3.10 – Configurações dos painéis ensaiados AISI (1997)

Em tal trabalho são avaliadas diferentes configurações dos painéis, com diferentes relações entre aberturas. A carga lateral foi aplicada aos painéis por meio de atuadores hidráulicos posicionados no canto direito superior dos painéis. Os deslocamentos foram obtidos por meio da instalação de três transdutores de deslocamento (DTs). Um para medir o deslocamento do topo dos painéis, um segundo para medir o deslocamento no topo da guia

metálica de fechamento dos painéis e o terceiro para medir o deslocamento dos montantes em relação às fundações.

Uma relação empírica que relaciona a capacidade dos painéis de LSF e OSB resistirem ao esforço de cisalhamento e a relação entre a área total do painel com a área de aberturas do mesmo foi proposta por SUGYAMA apud AISI (1997). Eq. 3.1

$$F = \frac{r}{3 - 2r} \quad (3.1)$$

Onde:

F é a força de cisalhamento aplicada no painel (em lbs)

r é a relação entre a área total do painel e área de aberturas do mesmo

Os resultados obtidos pelo AISI (1997) para os painéis estão apresentados na FIG. 3.11. Segundo a publicação, a fase inicial das curvas força-deslocamento é caracterizada por uma grande rigidez do painel. A carga máxima atingida, assim como o seu respectivo deslocamento podem ser diretamente inferidos do gráfico.

Fazendo-se a comparação entre os resultados obtidos utilizando-se a Eq. 3.1 e a formulação proposta por SUGYAMA, mostrada no gráfico da FIG 3.12 verifica-se que os valores possuem uma boa aproximação. O autor ainda sugere uma nova formulação, que adapta-se com maior precisão aos dados dos ensaios (Eq. 3.2).

$$F = \frac{r}{2 - r} \quad (3.2)$$

Onde:

F é a força de cisalhamento aplicada no painel (em lbs)

r é a relação entre a área total do painel e área de aberturas do mesmo

Assim, o autor afirma que a análise da carga de ruptura dos painéis pelas fórmulas empíricas é viável para uma estimativa da carga de cisalhamento em painéis em LSF.

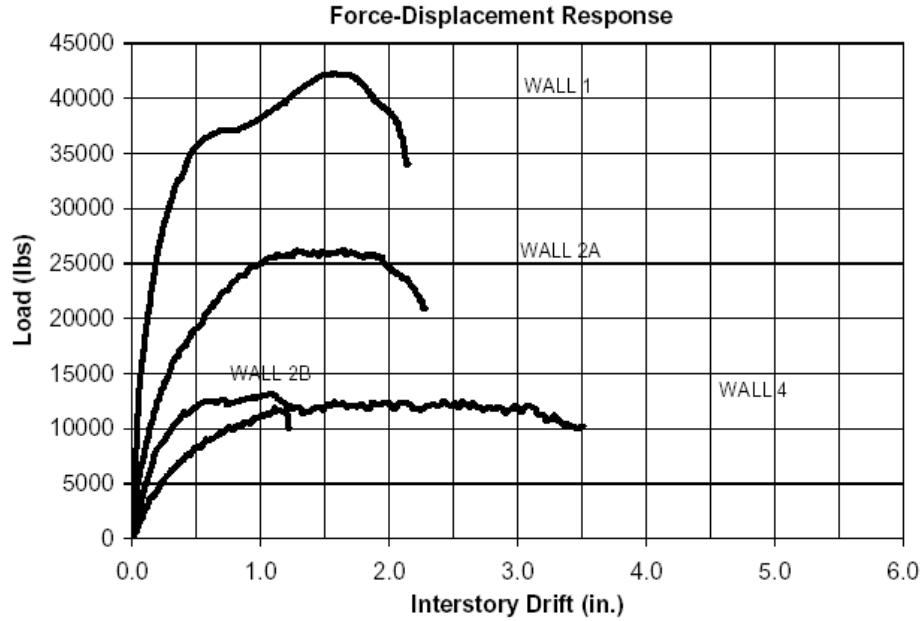


FIGURA 3.11 – Gráfico Força-deslocamento para painéis com diferentes configurações de aberturas. (Fonte: AISI, 1997)

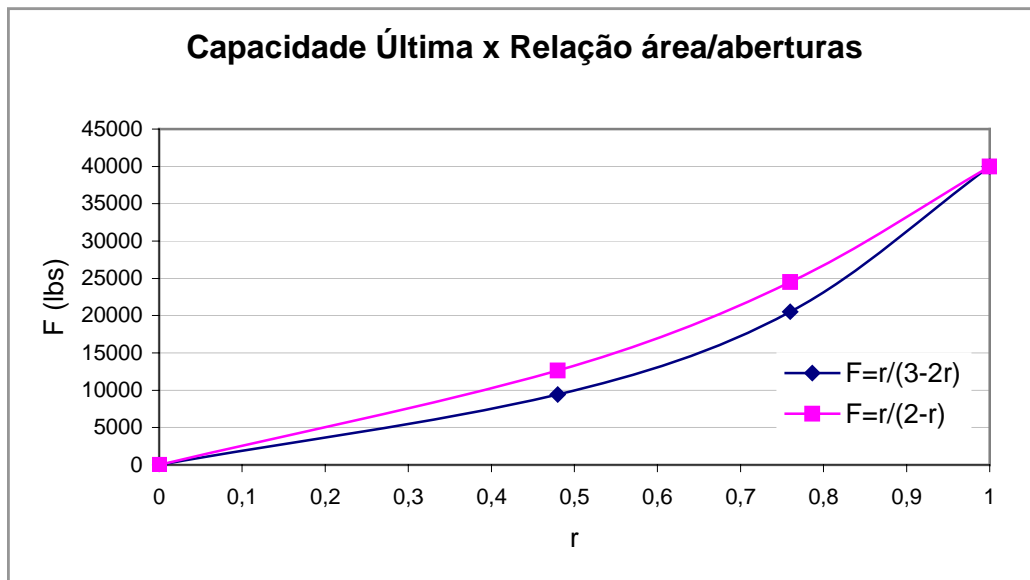


FIGURA 3.12 – Gráfico Capacidade última de cisalhamento x relação área total/área de aberturas (Fonte: AISI, 1997)

TIAN et al. (2004) realizaram testes experimentais em 10 painéis de LSF de 1250mm x 2450mm, conforme é mostrado na FIG. 3.13. onde foram analisados painéis sem fechamento, com fechamento em placas de OSB e placas cimentícias em um dos lados, além de duas diferentes configurações para painéis com contraventamentos em diagonais metálicas. O espaçamento adotado entre os parafusos foi de 300mm.

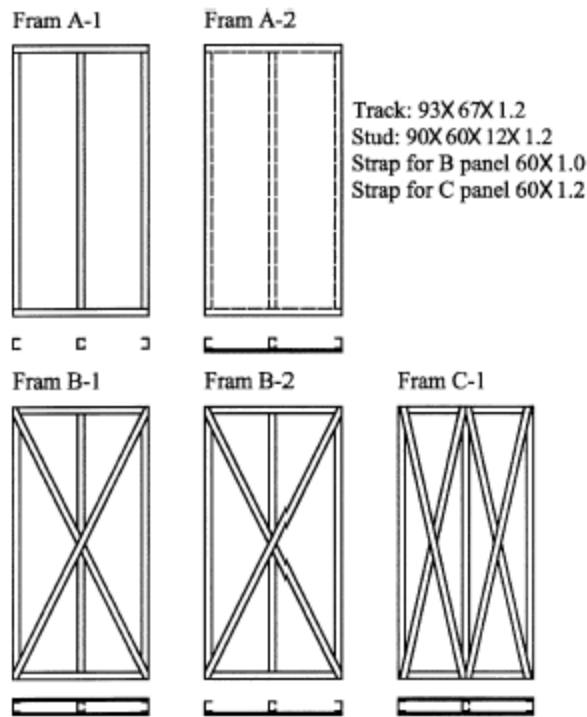


FIGURA 3.13 – Configuração dos painéis de LSF nos ensaios de TIAN (2004)

O esquema do ensaio está definido na FIG 3.14, onde estão incluídos os transdutores, a célula de carga e as condições de apoio. A carga foi aplicada em 1 e 3 estágios.

Os resultados obtidos nos ensaios estão apresentados no gráfico da FIG. 3.15, onde pode-se verificar a contribuição do OSB no aumento da capacidade de resistir à cargas horizontais no plano do painel. A contribuição do OSB é da ordem de 96% da resistência total do painel.

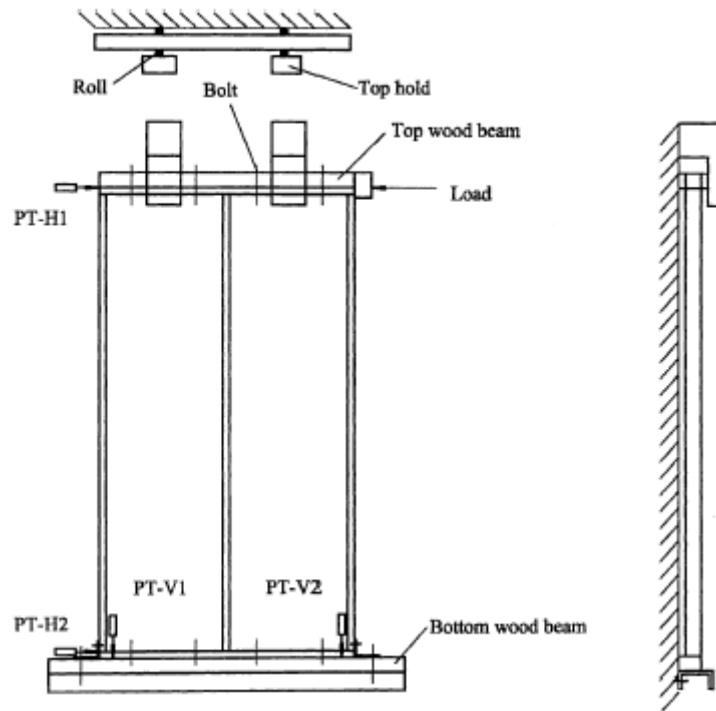


FIGURA 3.14 – Arranjo dos modelos e dos equipamentos para a realização dos ensaios.

(Fonte: TIAN et al., 2004)

A carga de ruptura de um painel com uma única placa de OSB é da ordem de 13 kN, valor este superior às cargas dos painéis contraventados por diagonais metálicas. Isto demonstra que a resistência dos painéis de LSF com fechamento em placas de OSB é governada essencialmente pelas propriedades da placa. Assim, aumentando-se a espessura das placas e otimizando o espaçamento dos parafusos (já que o mecanismo de falha dos painéis ocorreu nas regiões em torno dos parafusos) é possível obter resistências ainda maiores.

Apesar de o autor ter apresentado uma análise teórica para o comportamento dos painéis com contraventamento em diagonais metálicas, não foi citada nenhuma formulação para a previsão do comportamento dos painéis com OSB. Como tema para discussão, TIAN et al. apresentam o método da diagonal metálica equivalente para uma aproximação da determinação da carga máxima de cisalhamento para os painéis com OSB.

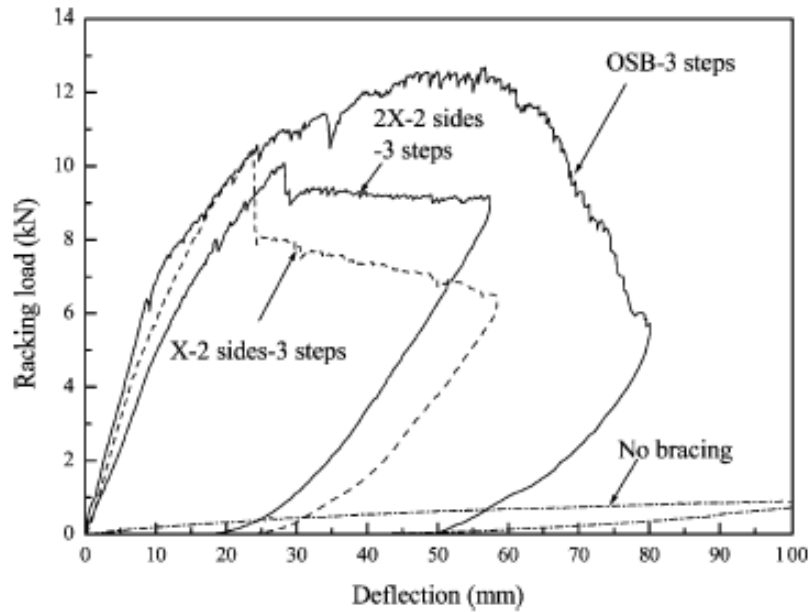


FIGURA 3.15 – Gráfico Carga de Cisalhamento x deslocamento dos painéis. TIAN, 2004

Apesar de existir na bibliografia pesquisada vários testes experimentais realizados para painéis de LSF com fechamento de OSB, e uma equação empírica para uma estimativa da carga de ruptura, não foi encontrada nenhuma análise teórica sobre o comportamento destes diafragmas rígidos nos artigos, tratando dos deslocamentos. Assim, foi proposta no presente trabalho a utilização de duas diferentes metodologias de cálculo para a consideração do efeito de diafragma rígido proporcionado pelo OSB nos prédios de sete pavimentos.

### 3.5.1 Método da barra diagonal equivalente

Em estudos realizados por Smith (1966), utilizando o modelo apresentado na FIG. 3.16, é proposto o método da barra diagonal equivalente, que estabelece para a estrutura deformada uma relação entre o comprimento de contato  $\alpha$  do pórtico com o painel e  $\lambda L$ , definido pelo autor como parâmetro de rigidez relativa, Eq. 3.3.

$$\lambda.L = L^4 \sqrt{\frac{E_a \cdot e \cdot \text{sen } 2\varphi}{4 \cdot E \cdot I_p \cdot h}} \quad (3.3)$$

Onde:

$E_a$  é o módulo de elasticidade longitudinal da vedação, em kN/cm<sup>2</sup>;

$h$  é a altura da parede de vedação, em centímetro;

$e$  é a espessura da vedação, em centímetro;

$E$  é o módulo de elasticidade da estrutura metálica do pórtico, em kN/cm<sup>2</sup>;

$I_p$  é o momento de inércia do pórtico metálico em cm<sup>4</sup>;

$L$  é o comprimento do pilar entre os eixos das vigas, em centímetro;

$\varphi$  é o ângulo que a diagonal da vedação faz com a direção horizontal, em graus;

$\lambda$  é adimensional.

Considerando a barra AFB do pórtico metálico ABCD no esquema da FIG. 3.16, na qual FB é a porção da vedação que permanece em contato com estrutura do pórtico e admitindo distribuição triangular da reação na vedação ao longo de FB, pode-se escrever para essa barra as equações de equilíbrio. Segundo o autor, trabalhando com a equação de energia de deformação do lado AB, é possível chegar-se a uma equação diferencial que relaciona  $\lambda L$  e  $\alpha$  (comprimento de contato entre a vedação e o pórtico metálico).

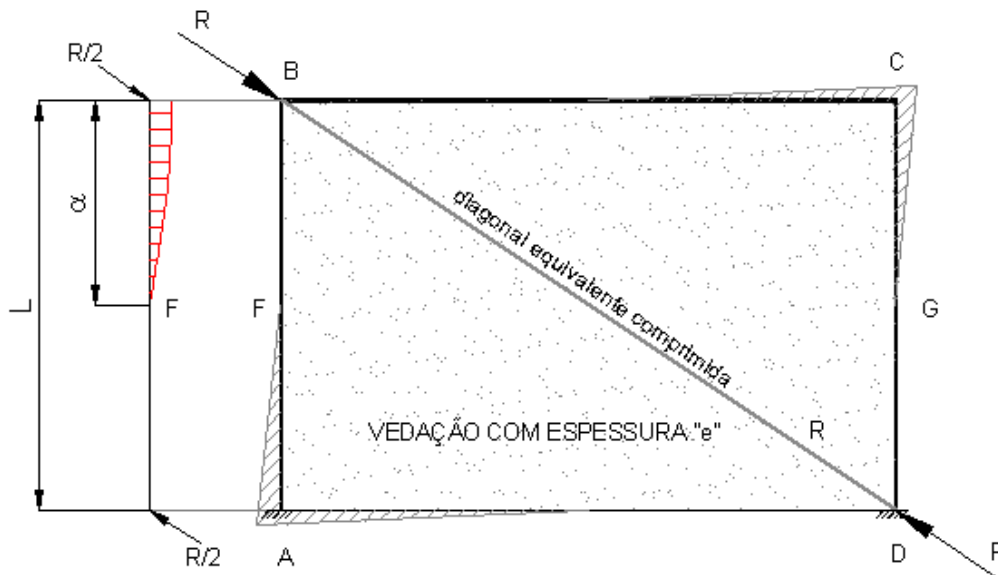


FIGURA 3.16 – Esquema de interação entre pórtico e vedação

Assim, o autor formulou um gráfico com duas curvas de  $\alpha/L$  em função de  $\lambda L$ , admitindo para uma curva distribuição triangular no carregamento e para outra uma distribuição parabólica, tendo concluído que a curva com distribuição parabólica aproxima-se bastante da curva com distribuição triangular. Existe também uma relação explícita entre  $\lambda L$  e  $\alpha$ , Eq. 3.4, que apresenta boa concordância com as duas curvas obtidas teoricamente.

$$\frac{\alpha}{L} = \frac{\pi}{2.\lambda.L} \quad (3.4)$$

Adotando a distribuição triangular de tensões sobre os comprimentos de contato BF, BG, DH e DE da FIG. 3.16 e utilizando o método das diferenças finitas, são determinadas as tensões atuantes no plano da vedação em estado plano de tensões. A partir das tensões obtidas, são calculadas as deformações ao longo da diagonal.

Com o campo de deformações ao longo da diagonal BD, o autor determina a largura equivalente da diagonal. Esta largura equivalente é calculada como sendo a largura de uma barra de mesma espessura e material da vedação em estudo, que resultaria numa deformação média igual à deformação média obtida pela integração da curva de deformação ao longo da diagonal, dividida pelo comprimento da diagonal. A largura da barra equivalente é dada pela Eq. 3.5.

$$w = \frac{R.d}{t.E_a.\Delta d} \quad (3.5)$$

Onde:

$\Delta d$  é a variação do comprimento da diagonal, em centímetro;

R corresponde à força de compressão na direção da diagonal, resultante das forças aplicadas na vedação;

d é o comprimento da diagonal BD da vedação;

w é a largura equivalente a ser calculada.

Para uma simulação de uma estrutura metálica com vedação, o deslocamento na direção da carga pode ser obtido com o processamento da estrutura sem a vedação, contraventada com uma barra fictícia trabalhando à compressão (diagonal equivalente), tomando-se para esta barra o valor do módulo de elasticidade longitudinal da vedação e a área  $w \times t$ . Uma vez que as barras de contraventamento são consideradas bi-articuladas, o momento de inércia pode ser adotado próximo ou igual a zero.

Esta teoria foi originalmente concebida para vedações rígidas, como alvenaria, onde há uma redução do comprimento de contato entre vedação e pórtico metálico. No caso de paredes de LSF com fechamento em placas de OSB este efeito de diminuição do comprimento de contato não ocorre, já que a ligação é assegurada em todo o perímetro da placa pelos parafusos autobrocantes, que possuem espaçamento de 200 milímetros nos fechamentos externos das placas e de 300 milímetros no montantes internos.

Desta forma, a distribuição do carregamento pode ser considerada atuante em toda a face da parede, não apresentando diferenças significativas entre as distribuições triangular e linear dos carregamentos. No capítulo 4, que trata da modelagem estrutural, será detalhado o cálculo realizado para a determinação da diagonal equivalente por este método.

### **3.5.2 Método da diagonal metálica equivalente**

INOUE (2004) apresenta a formulação da diagonal metálica equivalente submetida à tração para simular o comportamento real do diafragma proporcionado por painéis metálicos de chapa fina. A FIG. 3.17 apresenta o esquema para a determinação da seção da barra de contraventamento equivalente. Determina-se uma seção da diagonal que apresente o mesmo deslocamento de um painel diafragma, para a mesma carga,  $F_h$ .

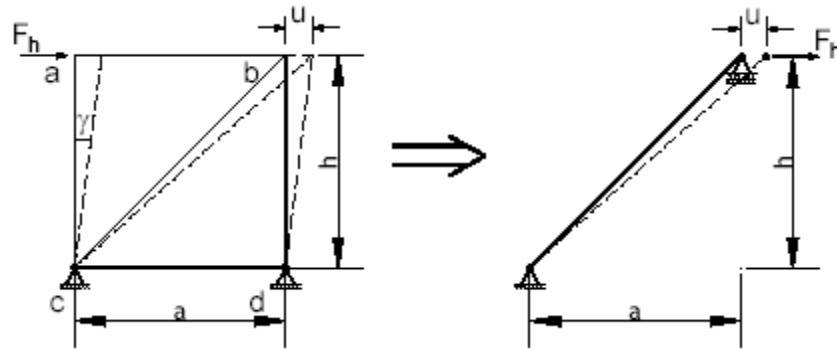


FIGURA 3.17 – Sistema equivalente de contraventamento: (a) painel diafragma (b) diagonal equivalente

No trabalho, para definir um modelo de barras diagonais metálicas equivalentes, foi considerado o modelo de painéis isolados, com as dimensões dos painéis utilizados nos edifícios de 7 pavimentos, determinando a seção de uma barra diagonal em aço, que proporcione rigidez equivalente ao sistema estrutural formado pelo painel formado pelos montantes metálicos e chapas de OSB.

No capítulo 4 são comparados os resultados obtidos para os painéis diafragma calculados para o prédio de 7 pavimentos. Com a consideração da contribuição das placas de OSB para a resistência às cargas de ventos, foi possível estabilizar prédios de até 7 pavimentos, que não seria possível com o uso unicamente de diagonais metálicas.

# 4

## MODELAGEM ESTRUTURAL

### 4.1 Introdução

Esta dissertação concentra-se na avaliação do desempenho estrutural de sistemas construtivos em LSF. Assim, foram necessárias várias análises numéricas via Método dos Elementos Finitos (MEF), em 12 diferentes modelos estruturais, para avaliar o desempenho estrutural de prédios de 4 e de 7 pavimentos nessa tecnologia.

Para a análise numérica das estruturas descritas a seguir, foi utilizado o programa SAP 2000 (CSI, 2004), sendo realizadas análises elásticas estáticas lineares e também análises não-lineares, com a consideração do efeito de segunda ordem P-Delta.

Com o intuito de avaliar comparativamente o desempenho do sistema LSF com relação ao sistema aporticado metálico convencional, em PFF, foram utilizados como base os projetos de Habitação Popular desenvolvidos pelo convênio firmado entre a UFMG, a USIMINAS e a COHAB-MG, que deram origem a projetos similares e vem sendo

implantados em todo o país desde 1997. Os projetos estudados contemplam prédios de 4 e de 7 pavimentos desenvolvidos na forma H, com 4 unidades habitacionais por pavimento e 16 e 28 unidades por prédio, respectivamente. A estrutura dos prédios é composta de perfis de aço formados a frio; as lajes são em concreto armado moldado *in loco* ou no sistema de pré-lajes com 50mm de espessura cobertas por uma capa de concreto de 30mm moldada no local; os fechamentos laterais são em alvenaria convencional.

Foram abordados neste trabalho dois diferentes partidos arquitetônicos: a arquitetura convencional, chamada de arquitetura tipo “A”, dos prédios no sistema aporticado, que consiste de unidades com 42,54 m<sup>2</sup> de área útil e a nova concepção arquitetônica proposta pela USIMINAS e estudada dentro do convênio firmado entre UFMG e a empresa, na qual cada unidade possui área útil de 36,00 m<sup>2</sup>, denominada de arquitetura tipo “B”.

No sistema LSF foram estudadas estas duas concepções arquitetônicas nos prédios de 4 e de 7 pavimentos, havendo ainda variação da modulação da distância entre os montantes e as vigas nos prédios de 4 pavimentos e diferentes considerações estruturais para vigas e contraventamentos. Assim, foram estudados, no total, 12 diferentes casos de estruturas.

## **4.2 Concepções arquitetônicas**

Os modelos estruturais elaborados tomaram como base os projetos de habitação popular para residências com 2 dormitórios, com diferentes arranjos dos espaços e áreas internas das unidades.

### **4.2.1 Modelo estrutural tipo “A”**

A arquitetura utilizada para o modelo estrutural tipo “A” está apresentada na FIG. 4.1. Neste projeto, cada unidade habitacional conta com uma área total de 46,69 m<sup>2</sup>, dividida

em sala, dois quartos, circulação, banheiro, cozinha e área de serviço. A área útil de cada unidade é de 42,54 m<sup>2</sup>.

No sistema Aporticado as fundações utilizadas são do tipo tubulão, com blocos e cintamento de concreto armado. Os pilares e vigas são constituídos por perfis de chapa dobrada nas seções duplo cartola e caixa, respectivamente, como foi apresentado na FIG. 1.11. A estabilização do sistema estrutural é garantida por pórticos nos planos de maior inércia dos pilares e por contraventamentos metálicos na direção da menor inércia dos pilares.

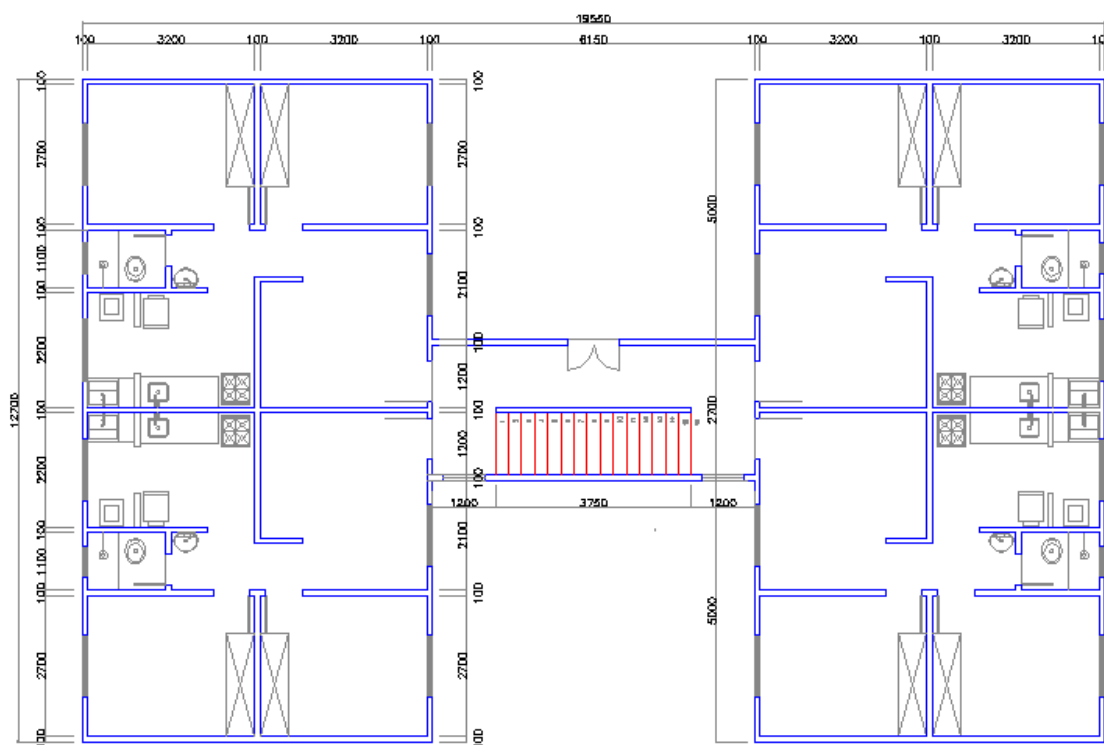


FIGURA 4.1 – Planta Baixa do pavimento tipo do modelo tipo “A” para os sistemas aporticado e LSF

A solução adotada para o sistema aporticado é considerada “semi-industrializada”, pois a estrutura metálica é montada em regime industrializado, em cerca de 17 dias, segundo a USIMINAS (1999), mas o restante dos itens, como lajes e fechamentos ainda são realizados pelo sistema tradicional, caracterizando-se pela mão-de-obra eminentemente artesanal. As instalações elétricas, telefônicas e hidráulicas são executadas após a

conclusão dos fechamentos, gerando ainda uma grande quantidade de entulhos, além do retrabalho, que é inevitável neste sistema.

A FIG 4.2 apresenta o esquema estrutural de um pavimento tipo, onde são mostradas as vigas e seções dos pilares. Nas Filas A a C (exceto a fila D, que representa apenas o eixo de simetria do prédio) desenvolvem-se os pórticos metálicos, onde as ligações das vigas com os pilares, nos planos de maior inércia, são rígidas. Nos eixos 1 encontram-se os contraventamentos metálicos em forma de “V”, que fazem a estabilização do prédio no plano de menor inércia dos pilares.

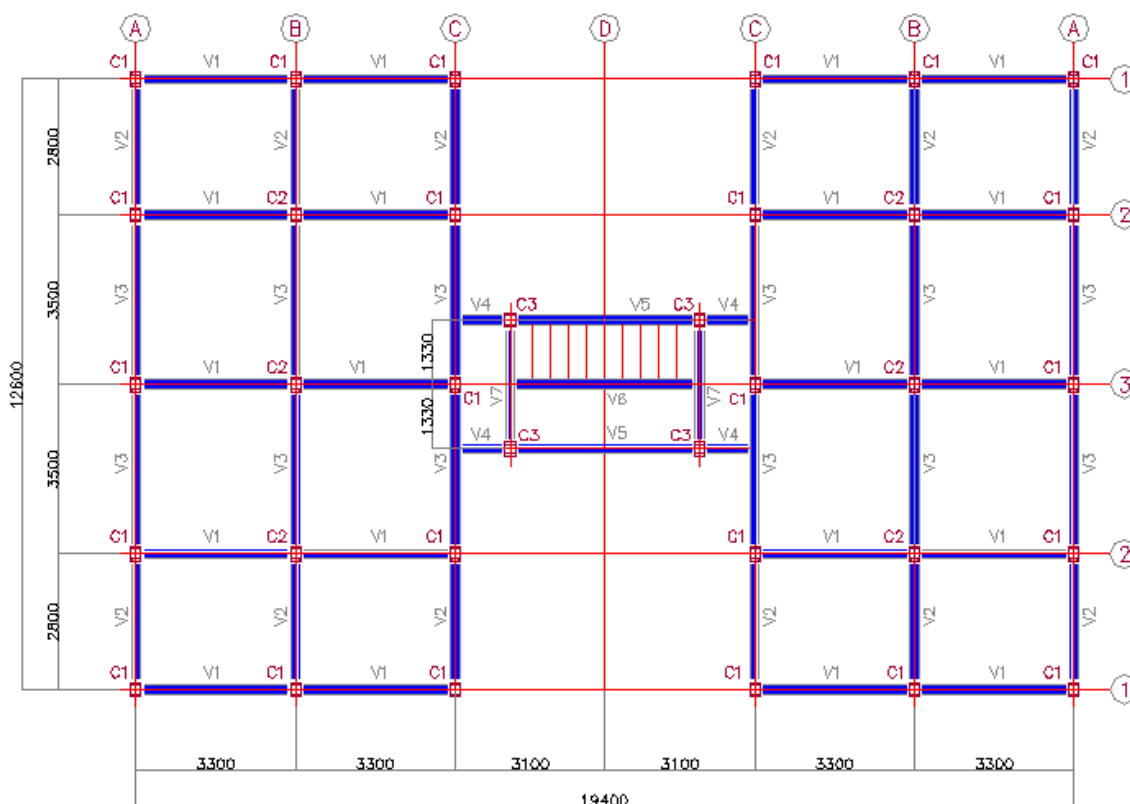


FIGURA 4.2 – Plano de vigas do Pavimento tipo do modelo tipo “A” no sistema aporticado

Baseando-se na arquitetura da FIG. 4.1 foram elaborados modelos numéricos para o dimensionamento em LSF. Pequenas alterações na posição de portas e janelas foram feitas para um melhor aproveitamento dos perfis metálicos, que devem respeitar a modulação adotada (400mm ou 600mm).

Assim, para a arquitetura tipo “A” foram gerados 7 modelos numéricos para prédios de 4 e de 7 pavimentos. Para o modelo de 4 pavimentos, foram gerados 4 modelos com espaçamento entre montantes de 400mm e 600mm, além de contar com modelo de vigas contínuas e descontínuas. Nestes modelos os pisos foram admitidos como úmidos, com espessura média de 50mm de concreto.

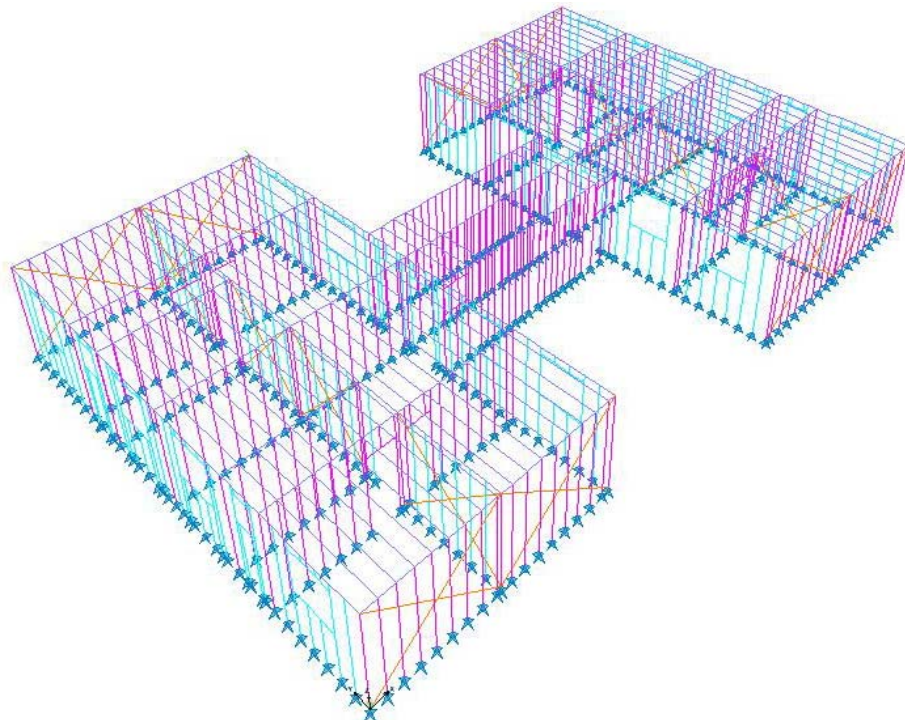
Para o modelo de 7 pavimentos foram gerados 3 modelos, com espaçamento entre montantes de 400mm e estabilização por diagonais metálicas e por painéis de OSB, onde foram consideradas duas diferentes teorias para a discretização dos painéis com fechamento de OSB, ambos com vigeamento contínuo. O piso considerado para estes modelos foi do tipo seco, formado por uma composição de placas de OSB e placas cimentícias, de forma a garantir conforto termo-acústico e estanqueidade ao piso.

A FIG. 4.3 (a) apresenta a geometria utilizada para os modelos numéricos com espaçamento de 400 mm entre montantes de um pavimento tipo utilizado. A FIG. 4.3 (b) mostra a distribuição dos montantes e vigas para o espaçamento entre perfis de 600mm.

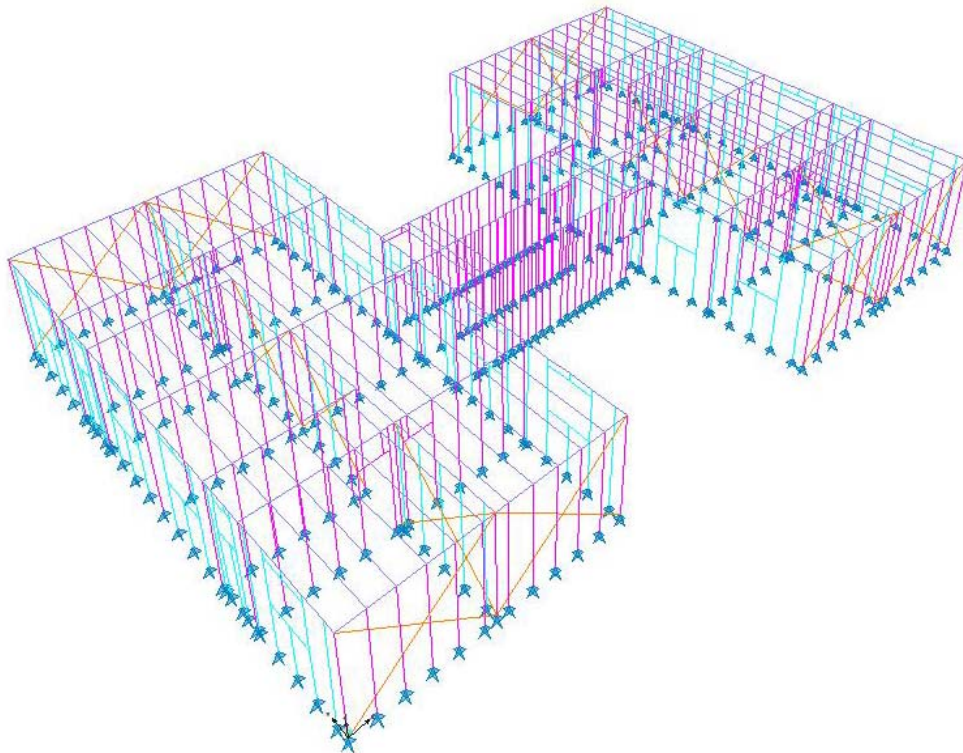
Os montantes que aparecem na cor rosa nas FIG. 4.3 (a) e FIG. 4.3 (b) foram agrupados em eixos, que vão de 1 a 4. Os montantes que aparecem na cor verde foram agrupados em Filas, que vão de A a C.

A FIG. 4.4 apresenta o posicionamento dos perfis dos montantes nas filas e eixos dos modelos da arquitetura tipo “A”, com espaçamento entre montantes e vigas de 400mm. Os projetos completos de detalhamento encontram-se no Anexo 1. Os outros modelos numéricos não foram detalhados, por terem uma geometria bastante similar e seu consumo de aço poder ser estimado a partir do detalhamento gerado para essa concepção.

Na TAB. 4.1 estão apresentados os modelos numéricos tipo “A” elaborados para análise via MEF.



(a)



(b)

FIGURA 4.3 – Geometria de um pavimento tipo dos modelos tipo “A” com espaçamento entre montantes de (a) 400mm e (b) 600mm

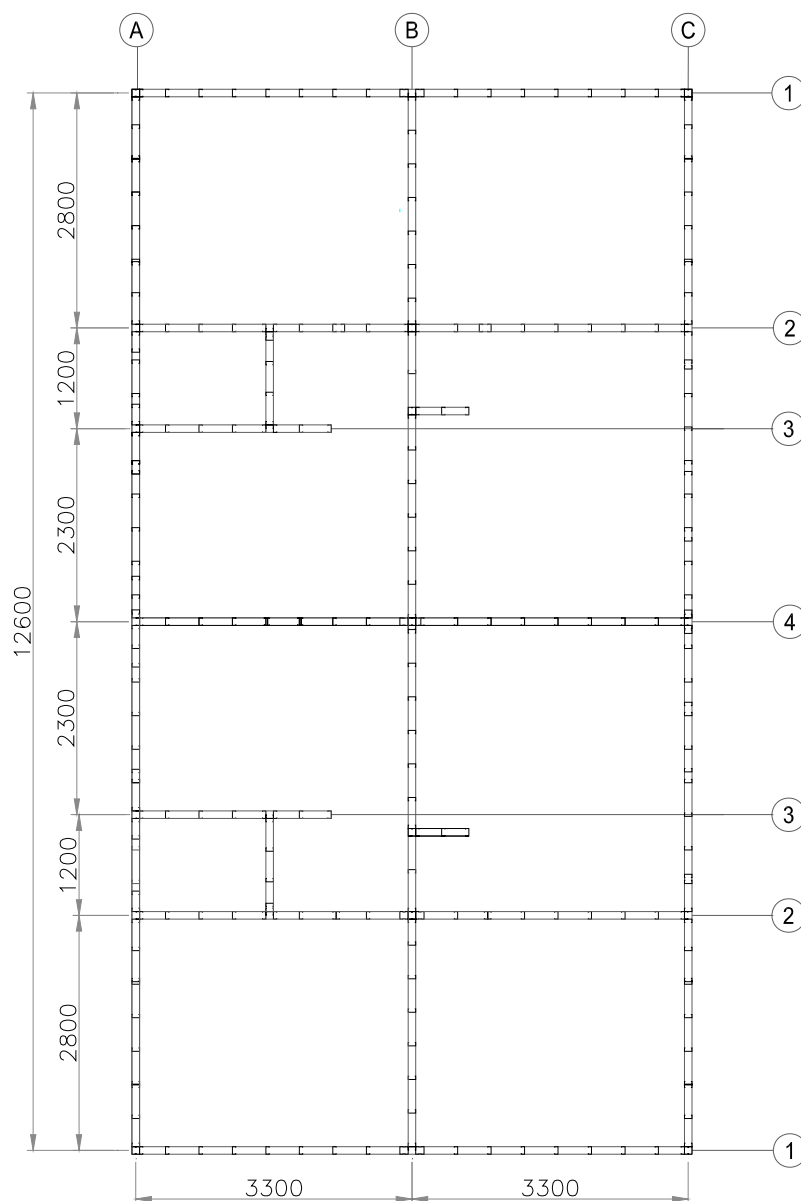


FIGURA 4.4 – Posição dos montantes, com localização de Eixos e Filas estruturais. Arquitetura “A” com espaçamento de 400mm (metade de um pavimento).

TABELA 4.1 – Resumo das características estruturais dos modelos de 4 e 7 pavimentos para a arquitetura tipo “A”.

MODELO	Número de Pavimentos	Espaçamento entre perfis	Tipo de Contraventamento	Tipo de vigamento
A-4-400-X-descont	4	400mm	Em X	Bi-apoiado
A-4-400-V-cont	4	400mm	Em V	Contínuo
A-4-600-X-descont	4	600mm	Em X	Bi-apoiado
A-4-600-X-cont	4	600mm	Em V	Contínuo
A-7-400-X-cont	7	400mm	Em X	Contínuo
A-7-400-OSB-cont	7	400mm	Diagonais OSB	Contínuo
A-7-400-diagequiv-cont	7	400mm	Diag. Equiv. metálicas	Contínuo

Não foi considerado nenhum modelo para prédios de 7 pavimentos com espaçamento entre montantes de 600mm, pois o dimensionamento dos modelos de 4 pavimentos com este espaçamento já apresentou perfis compostos e de espessuras consideráveis nos pavimentos inferiores. Os resultados dos dimensionamentos de todos os modelos estudados serão apresentados no Capítulo 5.

#### **4.2.2 Modelo estrutural tipo “B”**

Além do modelo arquitetônico já consagrado utilizado para os prédios residenciais (tipo “A”), vem sendo realizados estudos de viabilidade para uma nova concepção arquitetônica, onde a forma do prédio continua sendo em H, com 4 unidades habitacionais por andar, mas com as áreas de cada unidade um pouco menores do que as da arquitetura tipo “A”. Cada unidade conta com uma área total de 41,8m<sup>2</sup>, sendo 36,0m<sup>2</sup> de área útil em cada apartamento. Esta arquitetura é sugerida para prédios de 4 a 7 pavimentos. A FIG. 4.5 apresenta a planta baixa do pavimento tipo na arquitetura B.

Na FIG. 4.6 estão indicadas as posições dos eixos e filas estruturais. Os eixos vão de 1 até 5 e as filas vão de A até C.

Para os modelos em LSF que tiveram como base a arquitetura “B” seguem os modelos unifilares apresentados na FIG. 4.6, onde se encontram posicionados os montantes metálicos, e as vigas de entrepiso.

Assim como na geometria apresentada para os modelos tipo “A”, o posicionamento dos montantes metálicos pode ser visualizado em Eixos e Filas, onde os montantes na cor rosa constituem os eixos, de 1 a 5, e os montantes em verde constituem as Filas, de A até C. As FIG. 4.7 (a) e FIG. 4.7 (b) apresentam a composição de eixos e filas para a arquitetura tipo “B”, com espaçamento entre montantes de 400mm e 600mm, respectivamente.

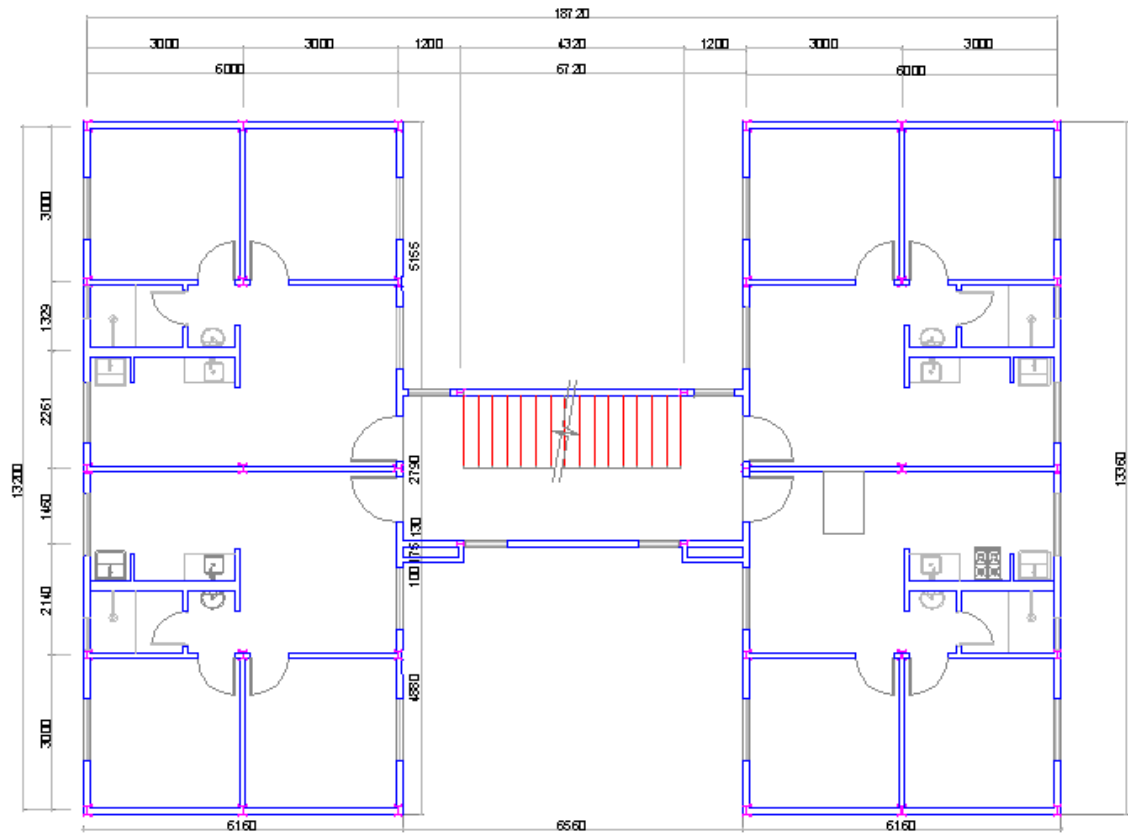


FIGURA 4.5 – Planta Baixa do pavimento tipo do modelo tipo “B” para os sistemas aporticado e LSF

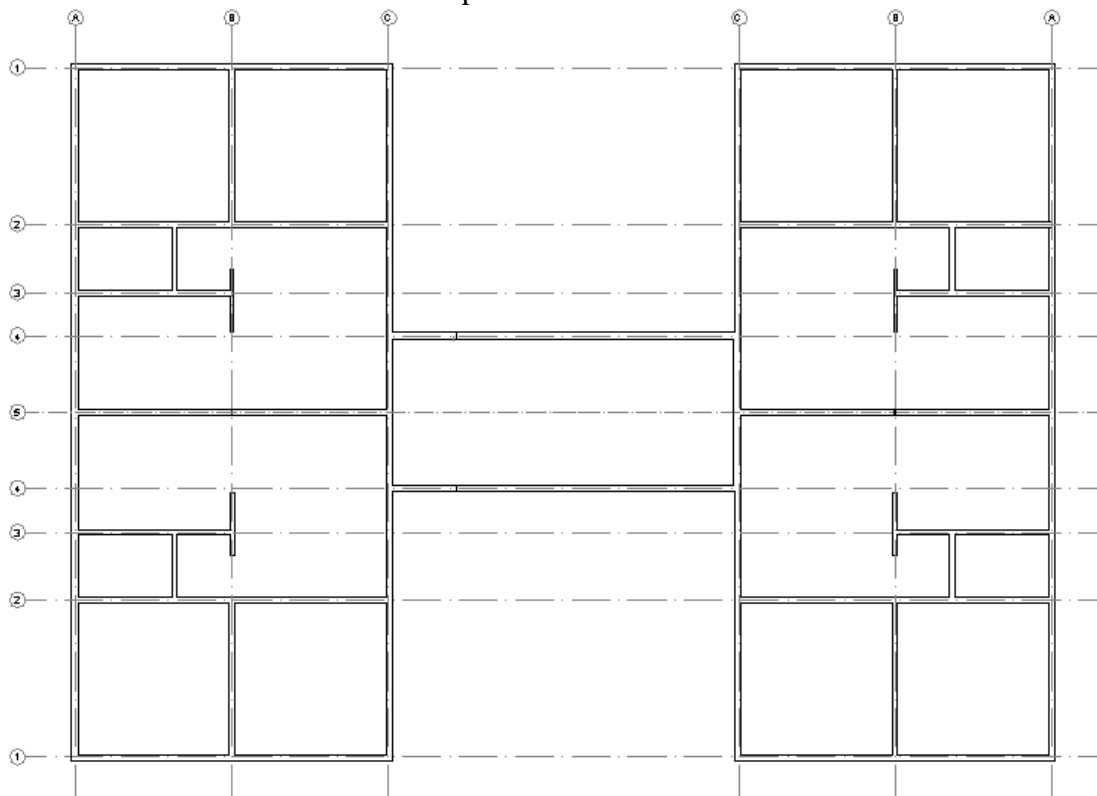
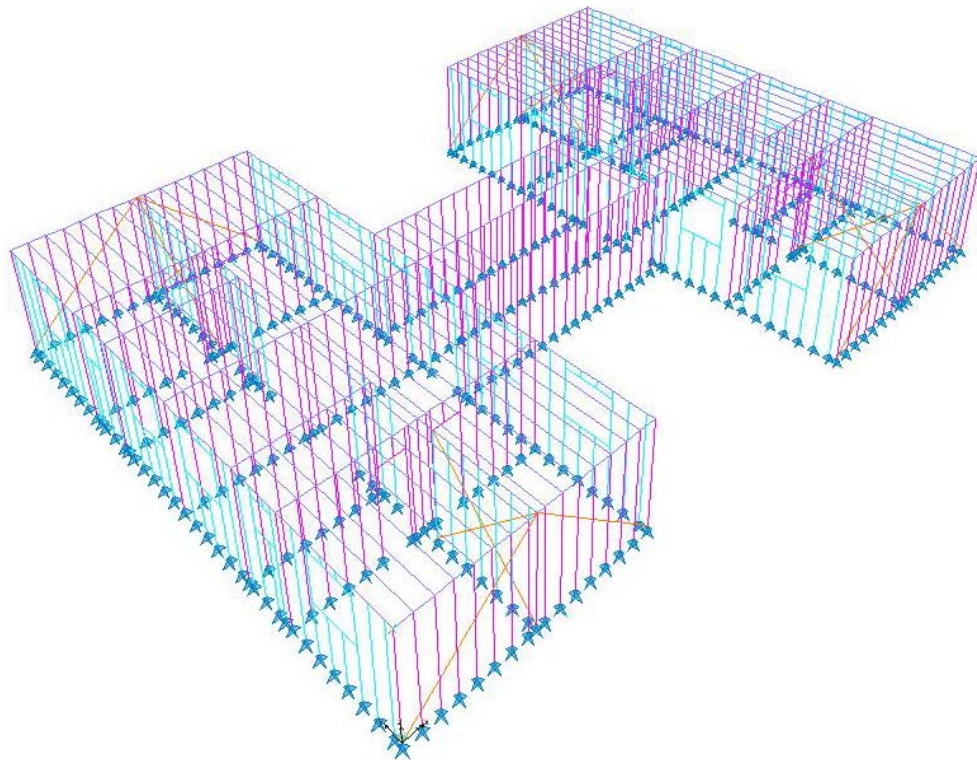
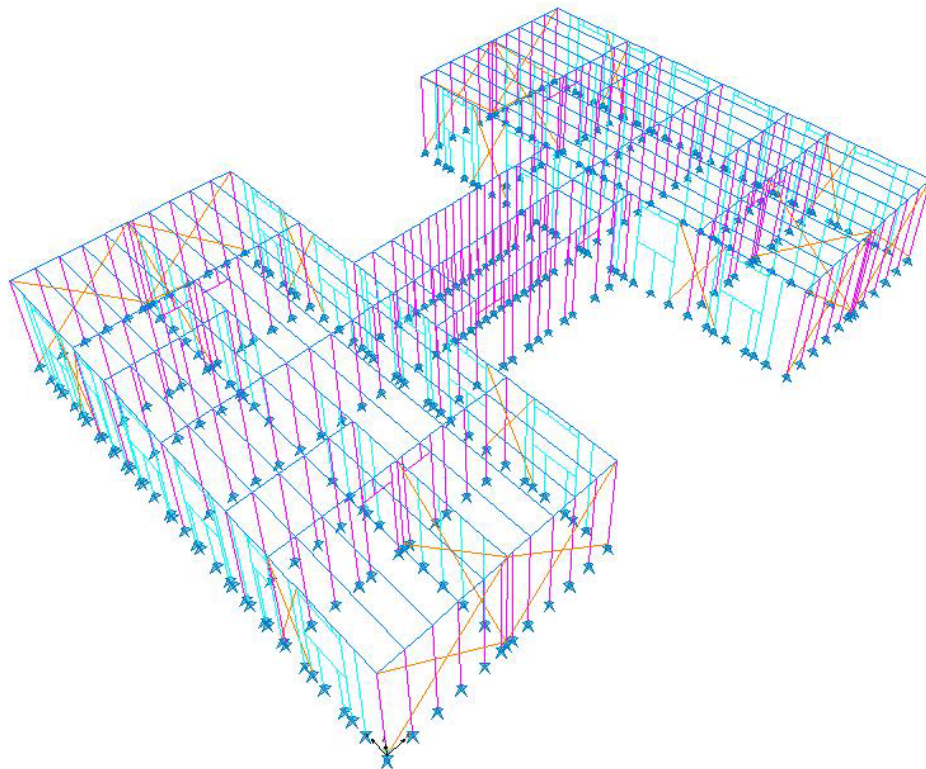


FIGURA 4.6 – Posicionamento de eixos e filas para os modelos tipo “B”



(a)



(b)

FIGURA 4.7 – Geometria de um pavimento tipo dos modelos tipo “B” com espaçamento entre montantes de (a) 400mm e (b) 600mm

Para os modelos de 4 pavimentos, o carregamento de piso considerado foi o equivalente a 50mm de concreto sobre telha metálica. Para os modelos de 7 pavimentos, o piso adotado foi do tipo seco, com revestimento em placas de OSB. Os fechamentos internos considerados foram em placas de gesso acartonado e os fechamentos externos e nas paredes divisórias entre apartamentos nos modelos em que o efeito diafragma vertical foi considerado foram de placas de OSB com 12,0mm de espessura.

A TAB. 4.2 apresenta um resumo das características dos modelos considerados para a proposição arquitetônica tipo “B”.

TABELA 4.2 – Resumo das características estruturais dos modelos de 4 e 7 pavimentos para a arquitetura tipo “B”.

MODELO	Número de Pavimentos	Espaçamento entre perfis	Tipo de Contraventamento	Tipo de vigamento
B-4-400-X-descont	4	400mm	Em X	Bi-apoiada
B-4-400-V-cont	4	400mm	Em V	Contínuo
B-4-600-X-descont	4	600mm	Em X	Bi-apoiada
B-4-600-X-cont	4	600mm	Em V	Contínuo
B-7-400-X-cont	7	400mm	Em X	Contínuo
B-7-400-OSB-cont	7	400mm	Placas de OSB	Contínuo

### 4.3 Características estruturais dos modelos

Para as duas soluções arquitetônicas adotadas na elaboração dos modelos numéricos, são apresentadas as características particulares de seus projetos, tais como os tipos de pisos, as considerações sobre os vigamentos, os tipos de contraventamentos e o cálculo das cargas de vento atuantes nas estruturas.

#### 4.3.1 Pisos e entrepisos

Nas modelagens estruturais foram considerados dois diferentes tipos de pisos: os úmidos, para os modelos de 4 pavimentos e os secos para os modelos de 7 pavimentos.

Com relação às condições de contorno utilizadas para a modelagem das vigas em LSF, foram utilizados os conceitos de efeito de diafragma rígido horizontal, em todos os modelos. Com relação ao tipo de ligação entre vigas, foram adotadas duas diferentes tipologias para as condições de apoio das vigas: vigas bi-apoiadas e vigamento contínuo.

### 4.3.1.1 Piso Úmido

Os modelos estudados tiveram duas diferentes considerações em termos de tipos de pisos: para os prédios de 4 pavimentos, adotou-se um piso úmido, que possui um peso próprio mais elevado, constituindo-se na situação mais desfavorável no dimensionamento de vigas e montantes. A FIG 4.8 apresenta a composição de um piso úmido em LSF para os prédios de 4 pavimentos, nas arquiteturas tipos “A” e “B”.

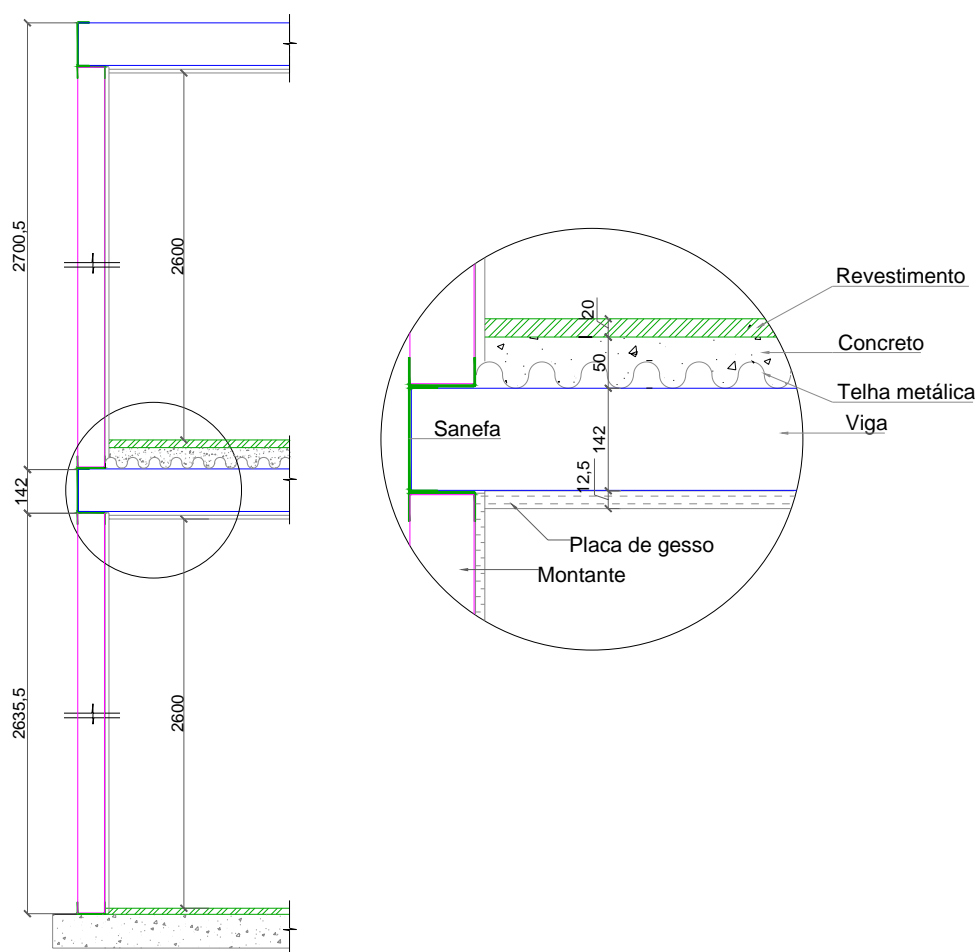


FIGURA 4.8 – Configuração de piso úmido utilizada para os modelos de 4 pavimentos.

O piso é formado por uma telha metálica, parafusada nas vigas na parte inferior de suas ondas com uma camada média de 50mm de concreto e malha de aço na parte superior para evitar a fissuração. Entre a telha metálica e as vigas é colocada uma manta isolante para evitar a propagação de ruídos e perda de energia térmica pelo piso. Sobre o concreto é aplicado o revestimento de piso, seja cerâmico, laminado ou de madeira.

#### **4.3.1.2 Piso Seco**

Para os modelos nas arquiteturas tipos “A” e “B” de 7 pavimentos optou-se pela utilização de piso seco, que possui peso próprio inferior ao piso úmido utilizado nos modelos de 4 pavimentos.

Assim, foi utilizado um sistema que combina placas de OSB com placas cimentícias, de modo a se obter um piso com menor peso, mas com boa capacidade de isolamento termo-acústico.

A composição de materiais para os pisos secos está apresentada na FIG 4.9, onde uma placa de OSB com 19mm de espessura é parafusada à viga metálica. Sobre as placas de OSB é colocada uma manta, que possui a dupla função de isolamento acústico e impermeabilização, impedindo que a umidade passe pelo revestimento superior entre em contato com as placas.

Os revestimentos cerâmicos não podem ser instalados diretamente sobre a manta, pois a mesma não oferece uma superfície favorável à formação da camada de interação argamassa/substrato, não permitindo uma boa fixação das peças de cerâmica sobre a manta. Assim, tornou-se necessária a adição de placas cimentícias de 10mm de espessura, que servem de base para a fixação do revestimento final de piso.

Este tipo de piso seco apresenta um custo mais elevado, se comparado ao piso úmido, pois as placas cimentícias possuem um valor bastante elevado, contribuindo para um aumento no custo final do empreendimento. Mas uma grande vantagem dos pisos secos é a eliminação da necessidade de água no processo, eliminando a possibilidade de

aparecimento de infiltrações e umidades nos pisos das unidades, além da agilidade de montagem que o sistema de placas proporciona à obra, oferecendo uma grande redução no cronograma de obras.

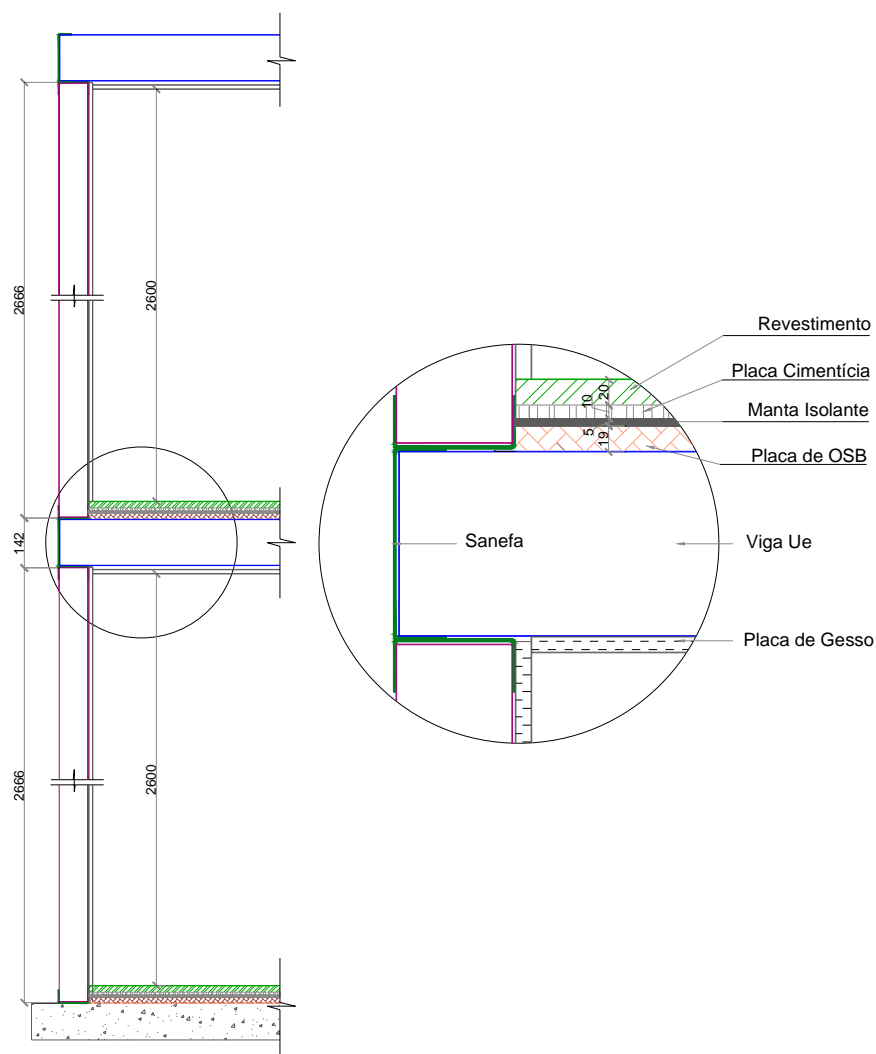


FIGURA 4.9 – Configuração de piso seco utilizada para os modelos de 4 pavimentos

#### 4.3.1.3 Modelagem Estrutural dos pisos

Tanto os pisos secos quanto os úmidos pode possuir a capacidade de restringir os deslocamentos das vigas de entrepiso no seu plano horizontal. No caso dos pisos úmidos, a telha metálica é fixada às vigas em todo o perímetro dos painéis de piso. O conjunto telha/concreto forma um diafragma horizontal rígido, fazendo com que todo o pano de vigas tenha apenas movimento de corpo rígido no plano dos painéis de vigas. Já

os pisos secos possuem fixação por parafusos espaçados a cada 300mm, no máximo, formando, da mesma maneira, um plano rígido, que pode ser discretizado na forma de diafragma rígido para a avaliação dos modelos estruturais propostos. Para que isto ocorra, tanto a laje de concreto, as placas de OSB e os parafusos estruturais, que irão trabalhar como conectores de cisalhamento, têm que possuir resistências compatíveis com as forças de cisalhamento que irão ocorrer na interface revestimento/estrutura metálica.

Diafragma rígido é uma solução estabilizadora largamente utilizada em programas de análise numérica para simular o movimento de corpo-rígido proporcionado pela restrição imposta pelas lajes (ou pisos secos) às vigas, inibindo os deslocamentos relativos destas. Segundo WILSON (2002), os diafragmas devem ser definidos em um plano, onde todos os nós pertencentes ao mesmo se movimentarão em conjunto, formando um plano rígido que impedirá as deformações no plano do painel. Efetivamente, todos os nós do diafragma conectados uns aos outros estão rígidos no plano, mas as deformações fora do plano do painel não são afetadas pelo efeito diafragma.

A utilização dos diafragmas em modelos estruturais elimina o problema da precisão numérica criada quando há uma grande rigidez em um plano modelado com elementos de casca, resultando em uma significativa redução no número de equações a serem resolvidas, ou seja, a matriz de rigidez da estrutura fica mais reduzida quando esta consideração é feita. O programa de análise estrutural utilizado neste trabalho (SAP2000) utiliza a opção de criação de um nó-mestre para cada uma das restrições impostas aos planos. WILSON (2002) apresenta a formulação utilizada pelo programa SAP2000 (CSI, 2005) para a consideração de diafragmas em sistemas de piso.

De acordo com a FIG. 4.10, verifica-se que para cada membro de um determinado pavimento onde será considerado o efeito diafragma existem seis graus de liberdade para uma estrutura tridimensional antes da introdução do comando diafragma, onde foi criado um diafragma para cada plano de vigas em todos os modelos numéricos. A formulação utilizada pelo programa SAP2000 está representada a seguir:

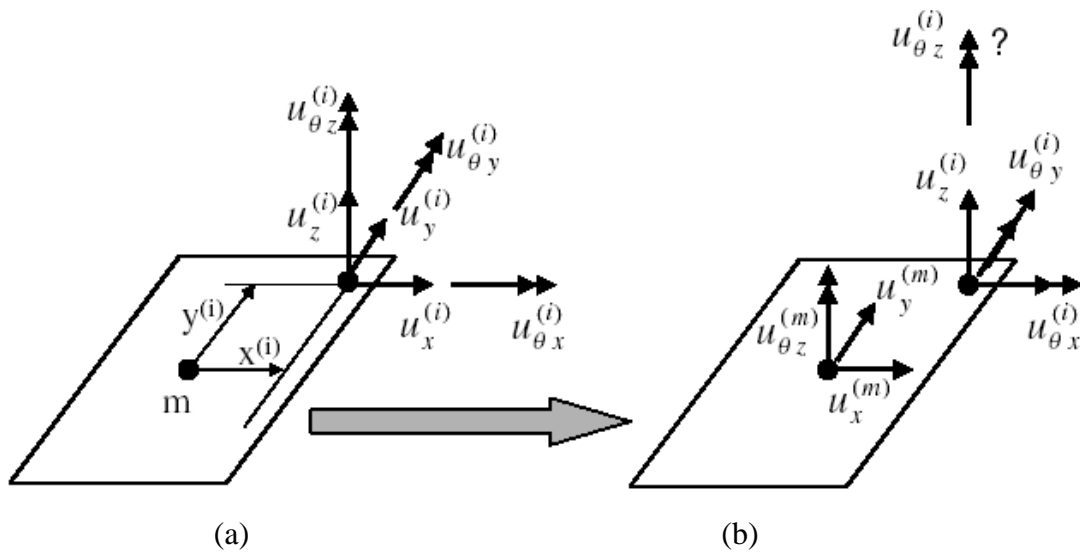


FIGURA 4.10 – Esquema geração de um painel diafragma rígido: (a) nó típico em um piso no eixo x-y (b) nó-mestre formado após a consideração do efeito diafragma. WILSON (2002)

Segundo o autor, após serem feitas várias medições dos campos de deslocamento para um grande número de estruturas chegou-se à conclusão de que os deslocamentos no plano do piso são pequenos se comparados aos deslocamentos horizontais entre pavimentos. Assim, é comum assumir que no plano do piso todos os pontos pertencentes ao plano de piso movem-se como um corpo rígido. Assim, os deslocamentos dos nós de cada um dos planos de diafragma rígido podem ser expressos em termos de dois diferentes deslocamentos,  $u_x^{(m)}$  e  $u_y^{(m)}$  e a rotação em torno do eixo Z,  $u_{z\theta}^{(m)}$ .

Nos casos de ações estáticas, o nó-mestre pode estar localizado em qualquer ponto do plano do diafragma. Quando se trata de carga dinâmicas, o nó-mestre deverá estar localizado no centro de massa de cada andar. O programa calcula automaticamente a posição do nó-mestre baseado no centro de massa dos nós considerados no diafragma.

As equações de compatibilidade que relacionam os deslocamentos entre os nós pertencentes ao plano com restrição tipo diafragma rígido podem ser expressas na forma das Eq. 4.1 e 4.2, relativas ao sistema de coordenadas locais da FIG. 4.10.

$$u_x^{(i)} = u_x^m - y^i . u_{\partial x}^m \quad (4.1)$$

$$u_y^{(i)} = u_y^m + x^i . u_{\partial x}^m \quad (4.2)$$

Para que fosse possível obter uma relação entre os deslocamentos obtidos com a discretização dos modelos considerando-se o efeito diafragma e utilizando-se elementos de casca (tipo “*Shell*”) para simular o comportamento dos pisos em LSF, foram elaborados dois modelos idênticos: um com a discretização das lajes em elementos retangulares tipo “*Shell*”, recebendo as cargas do piso, com os comprimentos dos lados de 400mm (MOD1) e um segundo modelo, onde as cargas correspondentes ao peso próprio do piso e a sobrecarga de projeto foram aplicadas diretamente nos elementos de barra das vigas (MOD2), dispensando a necessidade de utilização de elementos de área (tipo *Shell*). Neste segundo modelo, foi criado um diafragma rígido para cada pavimento, que englobava todos os nós pertencentes a cada um dos planos das vigas de entrepiso.

Depois de analisados os dois modelos, verificou-se que a diferença entre os deslocamentos obtidos nos dois modelos era muito pequena (da ordem de 0,5%), validando o modelo com a consideração dos diafragmas para os pisos (MOD2).

Assim, todos os modelos para 4 e 7 pavimentos analisados possuem diafragmas horizontais rígidos em todos os pavimentos. Este procedimento diminuiu sensivelmente o tempo de processamento do programa, que, pela grande quantidade de elementos que o sistema LSF necessita, é considerável, principalmente nas análises não-lineares.

#### **4.3.1.4 Condições de Apoio para as vigas**

Como mencionado no item 3.4, as vigas no sistema LSF podem ser consideradas como bi-apoiadas ou contínuas. Tradicionalmente, as vigas são consideradas como bi-apoiadas, pois assim os painéis de entrepiso podem vir montados de fábrica, sendo apenas encaixados na obra.

Mas, no caso dos modelos adotados, os vãos entre apoios são pequenos, possibilitando que as vigas sejam apoiadas em 3 ou mais pontos. Esta consideração é muito positiva, já que a distribuição dos momentos nos perfis das vigas torna-se mais uniforme, sem grandes regiões de momentos positivos nos centros dos vãos.

Nos modelos de 4 pavimentos, foram considerados modelos com vigamento do tipo bi-apoiado, onde as vigas foram rotuladas em seus dois extremos, como mostras a FIG 4.11 (a) e com vigamento contínuo, onde as vigas foram interrompidas apenas nos limites entre as unidades, ou seja, no eixo de simetria do prédio. A FIG 4.11 (b) ilustra a configuração das vigas no sistema tipo contínuo. Os pontos representam os locais onde as vigas são interrompidas, ou rotuladas.

Analisando os resultados obtidos com os modelos de vigamento bi-apoiado e de vigamento contínuo, observou-se que a redução dos momentos positivos nos vãos variou de 32% a 41%. Assim, para os modelos de 7 pavimentos, optou-se por fazer apenas a consideração de vigamento contínuo, por ser este sistema mais econômico, proporcionando um melhor aproveitamento das resistências dos perfis das vigas de entrepiso.

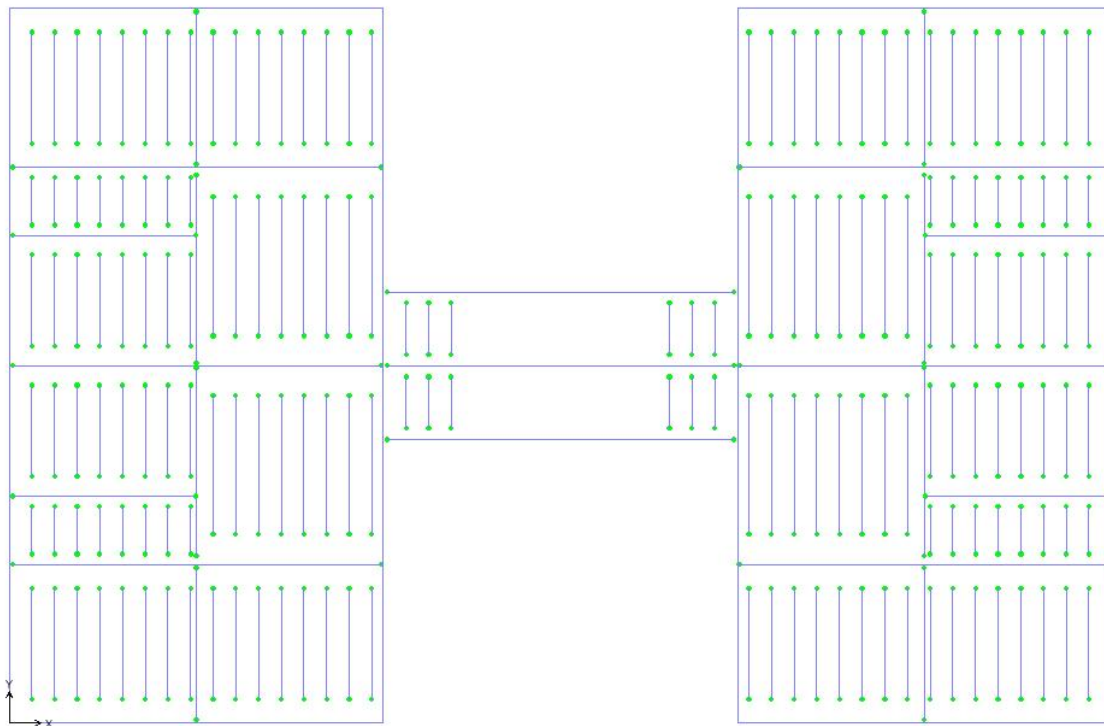


FIGURA 4.11 (a) – Esquema estrutural para vigamento bi-apoiado

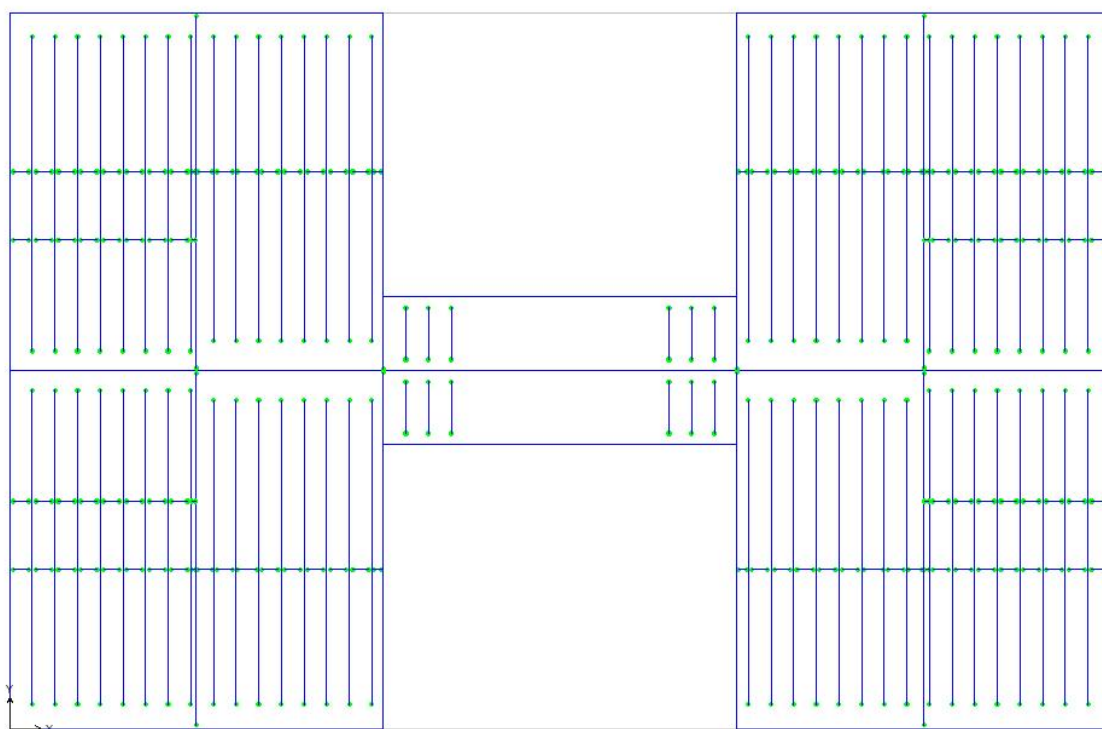


FIGURA 4.11 (b) – Esquema estrutural para vigamento contínuo

### 4.3.1.5 Ações de Pisos

Como foi considerado o efeito de diafragma rígido em todos os modelos, as ações dos pisos foram lançados diretamente sobre as vigas, que receberam cargas lineares equivalentes às respectivas áreas de influência (400mm ou 600mm). Assim, foram obtidas diferentes tipos de ações, em função das condições adotadas para cada modelo.

#### 4.3.1.5.1 Ações para os pisos úmidos

- *Carregamento permanente* (para os pisos dos pavimentos tipo)

Placa de gesso acartonado: forro sob vigas (espessura de 12,5mm) .....	0,12 kN/m <sup>2</sup>
Telha metálica ondulada 19mm (espessura de 0,5mm) .....	0,05 kN/m <sup>2</sup>
Concreto Estrutural (espessura de 50mm) .....	1,25 kN/m <sup>2</sup>
Revestimento cerâmico (com 20mm de argamassa) .....	0,50 kN/m <sup>2</sup>
	-----
TOTAL .....	1,92 kN/m <sup>2</sup>

- *Sobrecarga* (para os pisos do pavimento tipo) ..... 1,50 kN/m<sup>2</sup>

Para a laje de cobertura do último pavimento, que serve de apoio à estrutura do telhado, as considerações de carga foram alteradas:

- *Carregamento permanente* (para laje de cobertura)

Placa de gesso acartonado + Telha metálica + Concreto .....	1,43 kN/m <sup>2</sup>
Engradamento metálico do telhado .....	0,08 kN/m <sup>2</sup>
Telhas de fibrocimento .....	0,10 kN/m <sup>2</sup>
	-----
TOTAL .....	1,61 kN/m <sup>2</sup>

- *Sobrecarga* (para a laje de cobertura)

Aplicada à laje de cobertura .....	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Correspondente ao telhado .....	0,25 kN/m <sup>2</sup>
	-----
TOTAL .....	0,75 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.3.1.5.2 Ações para pisos secos

- *Carregamento permanente* (para os pisos dos pavimentos tipo)

Placa de gesso acartonado: forro sob vigas (espessura de 12,5mm) .....	0,12 kN/m <sup>2</sup>
Placa de OSB (espessura de 19mm) .....	0,12 kN/m <sup>2</sup>
Manta (espessura de 5mm) .....	0,05 kN/m <sup>2</sup>
Placa cimentícia (espessura de 10mm) .....	0,14 kN/m <sup>2</sup>
Revestimento cerâmico (c/ 20mm argamassa assentamento) .....	0,50 kN/m <sup>2</sup>
	-----
TOTAL .....	0,93 kN/m <sup>2</sup>

- *Sobrecarga* (para os pisos do pavimento tipo) ..... 1,50 kN/m<sup>2</sup>

Para a laje de cobertura do último pavimento, que serve de apoio à estrutura do telhado, as considerações de carga foram alteradas:

- *Carregamento permanente* (para a laje de cobertura)

Placa de gesso acartonado + Placa de OSB + Manta + Placa	
Cimentícia + camada de regularização de argamassa .....	0,65 kN/m <sup>2</sup>
Engradamento metálico do telhado .....	0,08 kN/m <sup>2</sup>
Telhas de fibrocimento .....	0,10 kN/m <sup>2</sup>
	-----
TOTAL .....	0,83 kN/m <sup>2</sup>

- *Sobrecarga* (para a laje de cobertura)

aplicada à laje de cobertura .....	0,50 kN/m <sup>2</sup>
correspondente ao telhado .....	0,25 kN/m <sup>2</sup>
	-----
TOTAL .....	0,75 kN/m <sup>2</sup>

Como as ações foram aplicados diretamente sobre as vigas, estes valores foram multiplicados pelas devidas áreas de influências de cada viga (400mm ou 600mm).

### 4.3.2 Painéis de parede

Os painéis de parede são formados basicamente por montantes, guias, contraventamentos e vergas. Para sua modelagem numérica foram considerados apenas os montantes, as vergas e os contraventamentos, já que as guias não possuem função estrutural, isto é, não contribuem para a resistência dos painéis de parede.

#### 4.3.2.1 Discretização dos montantes e diagonais em tiras metálicas de contraventamento

Os elementos utilizados para a discretização dos montantes, diagonais de contraventamento e vergas são do tipo barra. Segundo CSI (2002), a formulação deste

tipo de elemento permite a consideração dos momentos fletores, esforços axiais, torsionais e esforços cortantes, além de permitir que os elementos sejam estudados via análises lineares e não-lineares. Os elementos de barra possuem 6 graus de liberdade em cada um de seus nós, conforme mostrado na FIG 4.12:

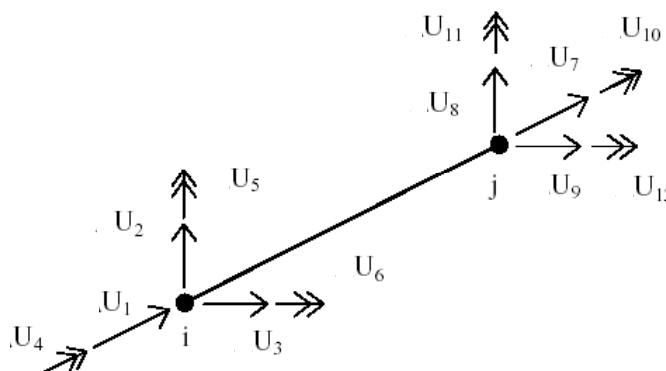


FIGURA 4.12 – Graus de liberdade em um elemento de barra

Onde:

$U_1, U_2, U_3, U_7, U_8, U_9$  são os deslocamentos referidos ao sistema local da barra, nos nós  $i$  e  $j$ .

$U_4, U_5, U_6, U_{10}, U_{11}, U_{12}$  são as rotações referidas ao sistema local da barra, nos nós  $i$  e  $j$ .

Para que os modelos numéricos pudessem corresponder às estruturas em LSF, as condições de contorno adotadas estão representadas nas FIG 4.13 e FIG. 4.14, onde os painéis de LSF são modelados em elementos de barra rotulados em suas extremidades e com seção transversal igual à seção considerada no pré-dimensionamento dos perfis.

Observando a configuração dos elementos utilizados no painel, verifica-se que todos os elementos estão rotulados às bases, isto é, nenhuma rotação é impedida, exceto em torno do eixo longitudinal local da barra (torção). Isto de fato se confirma na prática, pois os painéis de parede são simplesmente apoiados sobre as fundações, estando os montantes restringidos à torção no encontro com as guias superior e inferior dos painéis.

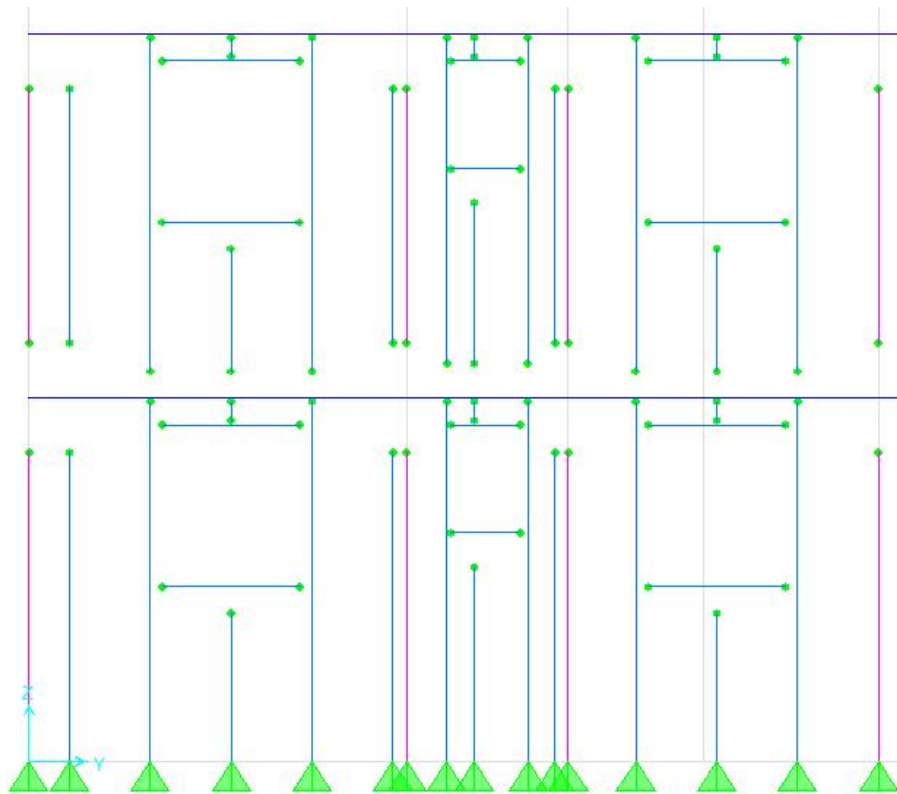


FIGURA 4.13 – Painel de LSF discretizado para análise via MEF

A vinculação entre os montantes e as vigas também é do tipo rotulada, estando liberadas as rotações em torno dos dois eixos principais das seções dos perfis. No caso dos vãos de esquadrias, onde estão posicionadas as vergas, o procedimento adotado é semelhante: os elementos horizontais, que correspondem às vergas são rotulados em seus nós inicial e final em torno de sua maior inércia, evitando a transmissão de momentos das vergas para os montantes. Apenas a rotação em relação ao eixo de menor inércia dos elementos foi impedida para evitar que o elemento girasse para dentro ou para fora do painel, gerando instabilidade estrutural e numérica.

Nos painéis contraventados por diagonais em tiras metálicas (FIG. 4.14) o procedimento adotado foi idêntico. Os contraventamentos, assim como os montantes, são rotulados em seus nós inicial e final. A diferença consiste na consideração dos elementos de contraventamento atuarem apenas à tração.

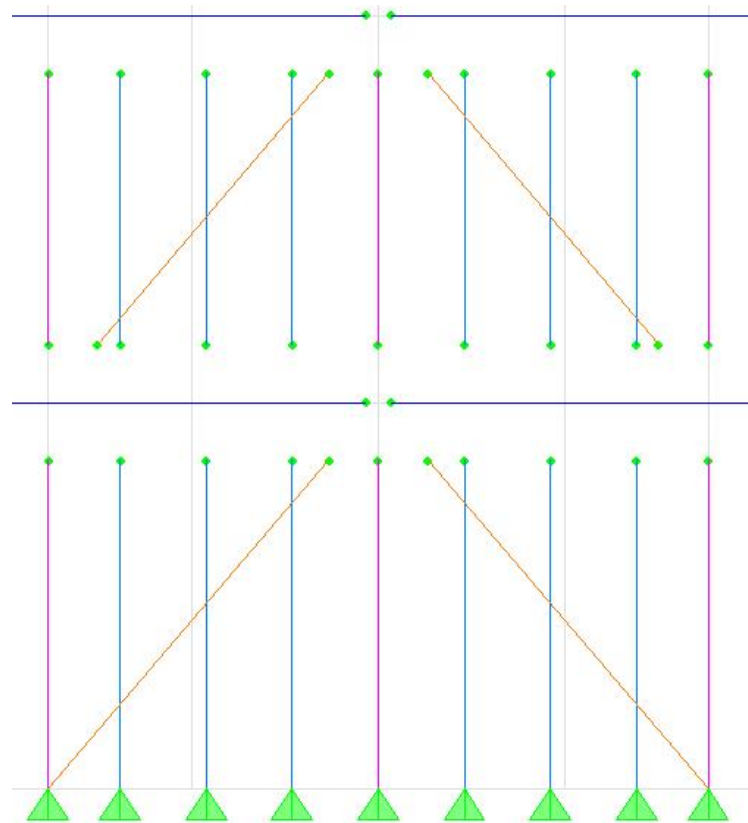


FIGURA 4.14 – Modelagem de painéis com contraventamentos

#### 4.3.2.2 Discretização dos painéis com placas de OSB

Nos modelos de 7 pavimentos a estabilização dos prédios somente foi conseguida com a consideração do efeito de diafragma rígido proporcionado pelo fechamento de paredes cegas com placas de OSB de 12,0mm de espessura. Com o uso de apenas diagonais em tiras metálicas os deslocamentos horizontais dos prédios tornavam-se excessivos, inviabilizando a utilização do LSF nestes casos. Baseando-se nos estudos descritos no item 3.5 foi possível estabelecer uma relação entre a resistência do painel de OSB com seus respectivos deslocamentos.

Como não foram encontrados na bibliografia estudos teóricos mais completos que tratassem do comportamento do OSB em painéis chamados de “paredes de cisalhamento”, foram adotadas duas diferentes metodologias para a avaliação do

comportamento destes painéis, que conduziram a resultados bastante satisfatórios quando comparados aos resultados de estudos experimentais.

Ambas as teorias de cálculo são baseadas nas propriedades físicas e geométricas do OSB. Os dados utilizados foram obtidos de ensaios e publicados por DIAS et al. (2004). e TIAN et al. (2004). Nestes ensaios também foram determinados alguns parâmetros. A seguir são apresentados os parâmetros considerados na discretização dos modelos de placas de OSB. Os eixos principais estão apresentados na FIG. 4.15.

Módulos de elasticidade longitudinal ( $E_x$ ) e vertical ( $E_z$ ) = 3500 N/mm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidade transversal ( $E_y$ ) = 1400 N/mm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidade ao cisalhamento transversal ( $G_{xy}$ ) = 1730,3 N/mm<sup>2</sup>

Módulo de cisalhamento longitudinal ( $G_{xz}$ ,  $G_{yz}$ ) = 340 N/mm<sup>2</sup>

Resistência média à tração por flexão ou módulo de ruptura longitudinal = 22 N/mm<sup>2</sup>

Resistência média à tração por flexão ou módulo de ruptura transversal = 11 N/mm<sup>2</sup>

Densidade do material = 6,28 N/mm<sup>3</sup>

Coefficiente de Poisson longitudinal ( $\nu_x$ ) e vertical ( $\nu_z$ ) = 0,25

Coefficiente de Poisson transversal ( $\nu_y$ ) = 0,1

De posse das propriedades físicas e geométricas do OSB foram elaborados modelos numéricos considerando-se a ortotropia do material OSB, utilizando elementos do tipo “Shell” para os painéis diafragma, com geração de nós nos pontos de restrição ao deslocamento transversal, isto é, nas posições de fixação dos parafusos.

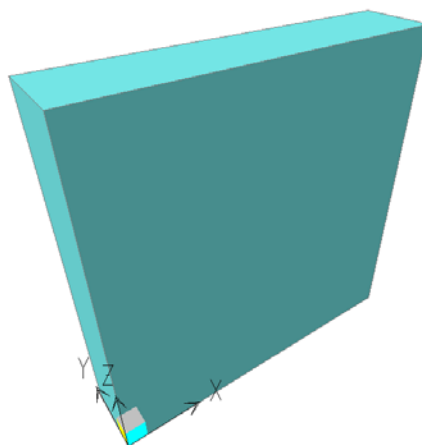


FIGURA 4.15 – Eixos principais de um elemento tipo “Shell”

A FIG. 4.16 apresenta a discretização de um modelo de painel de OSB. Os pontos em verde representam as posições dos parafusos. O painel foi considerado simplesmente apoiado em sua base.

No perímetro externo das placas de OSB, foram considerados parafusos estruturais com espaçamento entre si de 150mm. Ao longo dos montantes intermediários de apoio, o espaçamento entre parafusos foi considerado de 300mm. Na discretização dos modelos, todos os pontos que possuem parafusos tiveram impedidas a rotação em torno do eixo X, a rotação em torno do eixo Z e o deslocamento em Y.

Segundo TIAN et. Al (2004), a contribuição dos perfis metálicos na resistência do painel a cargas laterais no plano do painel corresponde aproximadamente a 4% da resistência total do mesmo, isto é, as placas de OSB são responsáveis por 96% da resistência dos painéis. Assim, para tornar as análises mais simplificadas, foram desconsiderados os perfis metálicos e as análises foram realizadas apenas com a contribuição do OSB, como mostra a FIG. 4.16.

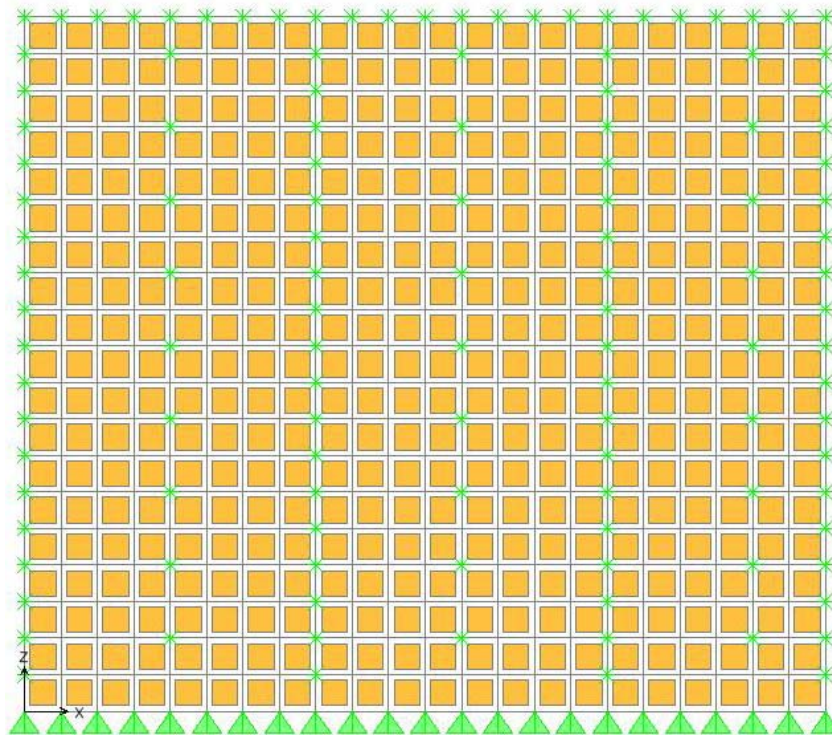


FIGURA 4.16 – Painel de OSB discretizado (tipos 1 e 2)

Foram considerados para a análise duas diferentes composições de painéis: uma para as paredes externas indicadas na FIG. 4.17, onde os painéis de 3300mm x 2800mm possuem placas de OSB apenas nas faces externas dos painéis (painéis TIPO 1) e na outra direção do prédio, a composição de painéis de 3300mm x 2800mm, com placas de OSB fixadas nas duas faces dos quadros metálicos, (painéis TIPO 2).

As discretizações dos Painéis tipo 1 e 2 são iguais, variando-se apenas a espessura considerada para as placas de OSB: 12mm para os painéis TIPO 1 e 2x12mm para os painéis TIPO 2.

Para a verificação da validade dos modelos numéricos, foram elaborados modelos com as características geométricas e condições de contorno descritas pela publicação *Monotonic Testes Of Cold-Formed Steel Shear Walls With Opening* (AISI, 1997) e por TIAN et al. (2004) em seus ensaios experimentais.

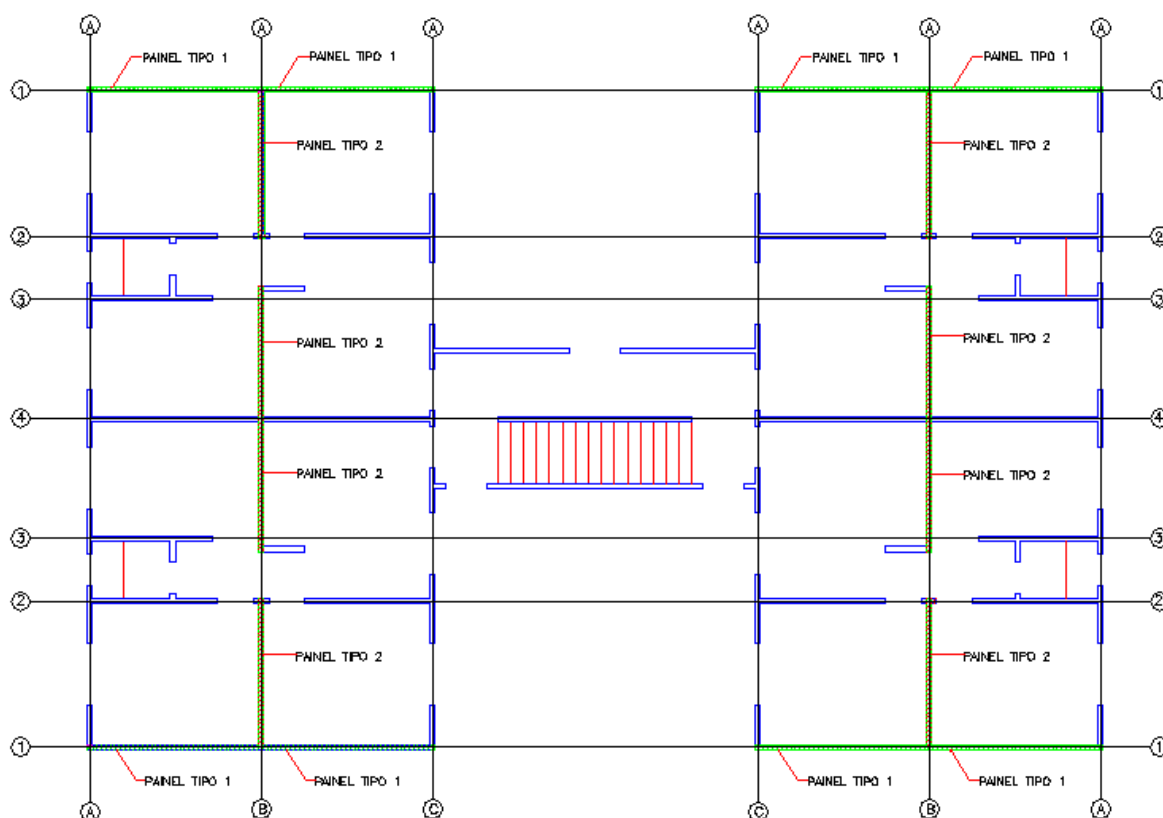


FIGURA 4.17 – Tipos de painéis diafragma de OSB considerados nos modelos de 7 pavimentos – arquitetura tipo “A”

A FIG. 4.18 apresenta a discretização adotada para o modelo ensaiado pelo AISI (1997), com painel de OSB de 12200mm x 2440mm e espessura das placas de OSB de 12,0mm. O detalhe assinalado na figura representa a posição de uma placa dentro do painel.

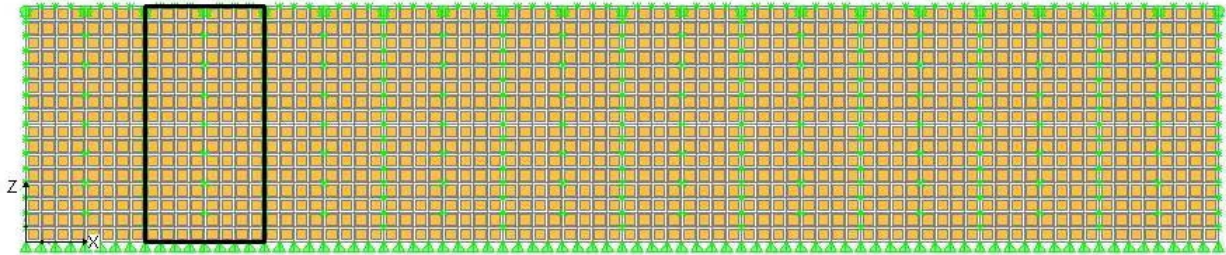


FIGURA 4.18 – Modelo numérico para simulação do painel de LSF – AISI (1997)

No modelo numérico da FIG. 4.18 foram considerados todos os nós da base simplesmente apoiados, não permitindo deslocamentos destes nós em nenhuma direção. Nos nós intermediários ao longo de cada montante, o deslocamento em torno do eixo do Y (transversal ao plano do painel) foi impedido, já que nestas posições as placas estão fixadas aos montantes metálicos por meio de parafusos. Na parte superior do painel foram impedidas as translações na direção dos eixos Y e Z nos nós de ligação entre placas, além da restrição a deslocamento no eixo Y em todos os nós de ligação entre as placas de OSB e os montantes metálicos.

Para a verificação da validade do modelo numérico, foi aplicada uma carga concentrada horizontal no topo do painel de 111,2 kN (correspondente a 25000 lbs no gráfico da FIG. 3.11). Este valor foi arbitrariamente escolhido para comparar os resultados numéricos com os experimentais. No modelo numérico foi obtido um deslocamento horizontal de 5,24mm.

Comparando-se este valor teórico com o deslocamento obtido no ensaio, correspondente a 5,08mm, verifica-se que a diferença percentual entre os modelos teórico e experimental é de 3,15%, validando assim o modelo numérico implementado para avaliar os painéis de LSF com fechamento em placas de OSB.

Na verificação do modelo de TIAN et al. (2004) procedeu-se da mesma maneira: foi implementado um modelo numérico com as características físicas e geométricas idênticas às dos modelos experimentais, conforme ilustra a FIG. 4.19. O modelo de 1250mm x 2450mm, com espessura das placas de OSB de 12mm, possui as condições de contorno iguais às do modelo elaborado para discretizar o painel do AISI, com deslocamentos impedidos ou liberados conforme descrito anteriormente.

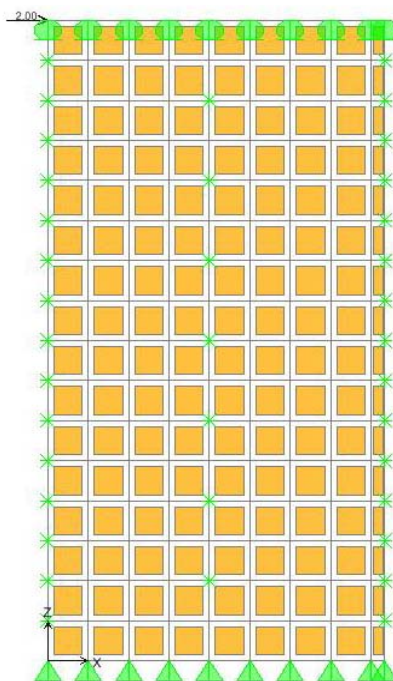


FIGURA 4.19 – Modelo numérico elaborado para representar o modelo experimental de TIAN et. al (2004)

Aplicando-se uma carga concentrada de 2 kN no topo do painel, foi obtido um deslocamento teórico lateral de 2,51mm. Analisando-se o gráfico com os resultados experimentais (FIG. 3.15), verifica-se que o deslocamento do painel de LSF com placas de OSB foi de 2,50mm. O erro do modelo numérico foi da ordem de 0,64%. Com esta margem de erro é possível considerar válida a teoria utilizada para a discretização dos modelos de painéis em LSF.

Não foi possível estabelecer uma relação entre as cargas/deslocamentos dos dois diferentes modelos experimentais, pois estes utilizaram-se de placas com módulos de cisalhamento diferentes. Enquanto as placas de OSB dos ensaios estudados pela AISI

(1997) possuíam um módulo de Cisalhamento de  $340\text{N/mm}^2$ , as placas utilizadas nos ensaios de TIAN possuíam um módulo de cisalhamento igual a  $200\text{ kN/mm}^2$ , tornando os painéis mais flexíveis e acarretando deslocamentos maiores quando comparados aos deslocamentos obtidos pela AISI.

Assim, foi necessário optar entre as características físicas de um dos dois modelos experimentais estudado. Nos modelos numéricos implementados para os painéis de LSF utilizados nos modelos deste trabalho optou-se por considerar as características físicas adotadas nos modelos experimentais do AISI, por esta publicação se tratar de um guia de referência mundialmente aceito e por não terem sido encontradas informações completas sobre as placas de OSB produzidas no Brasil.

Como a consideração dos painéis inteiros, a utilização de elementos de casca nos modelos numéricos seria bastante dispendiosa e acarretaria um tempo de análise muito elevado, pelo grande número de equações geradas em virtude da quantidade de elementos de placa, foram consideradas duas diferentes teorias para a estimativa do comportamento de diagonais equivalentes aos painéis de OSB.

#### **4.3.2.3 Cálculo da barra diagonal equivalente**

Conforme explicado no Capítulo 3, Smith (1966) desenvolveu uma teoria para avaliar a resistência de vedações contidas dentro de pórticos metálicos. Utilizando as Eq. 3.3 e 3.4 é possível determinar o comprimento de contato entre a vedação e o pórtico metálico. Essas duas equações são utilizadas particularmente para vedações de alvenaria, onde após a aplicação da carga, apenas parte da altura da vedação permanece em contato com o pórtico metálico. No caso dos painéis de LSF, o comprimento de contato é total e garantido pelos parafusos que fixam as placas de OSB aos montantes metálicos em todo o perímetro do quadro metálico.

Assim, o carregamento foi considerado linearmente distribuído em toda a lateral do painel onde incide o vento. Deste modo, para uma carga fictícia considerada de  $1\text{ kN}$ , o

modelo apresentou a distribuição de deslocamentos apresentada na FIG. 4.20, onde verifica-se que o deslocamento máximo obtido no topo do painel foi de 0,273mm no eixo X.

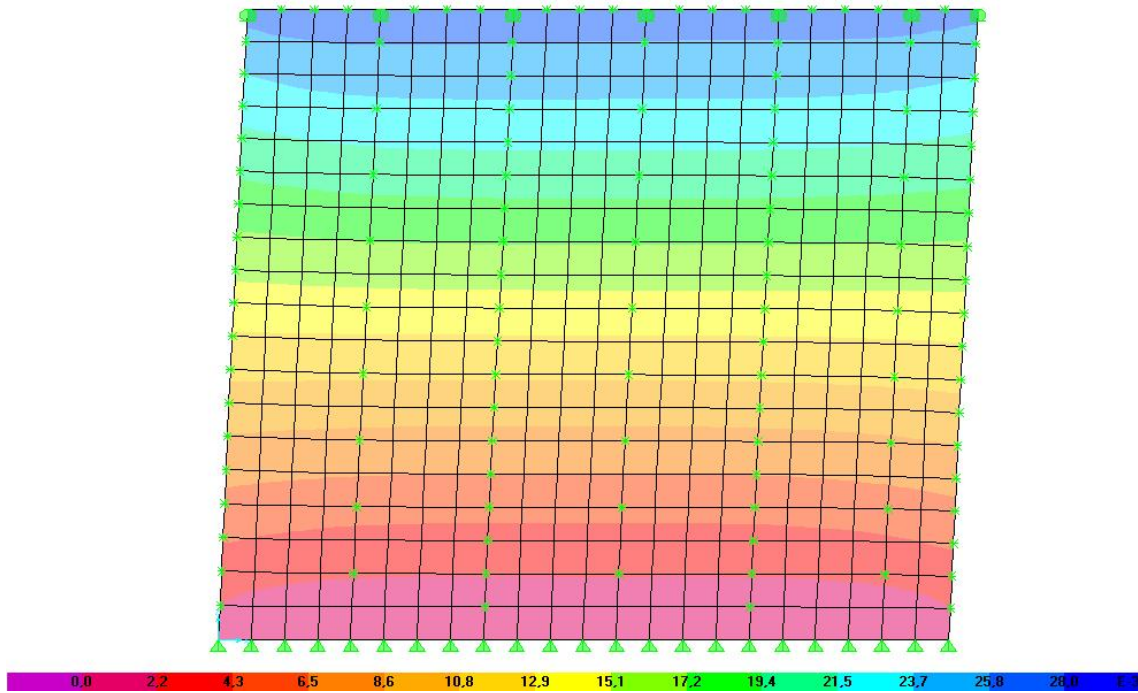


FIGURA 4.20 – Deslocamentos ( $\times 10^{-2}$  mm) para o painel de 3300mm x 2800mm

Para o cálculo da diagonal equivalente de OSB pela formulação proposta por SMITH (1966) é necessário que se obtenha o carregamento e o seu respectivo deslocamento na direção da diagonal, que está representada esquematicamente na FIG. 4.21.

Assim, foi feita a decomposição vetorial da força Equivalente (R), obtendo-se o valor de 1,3114 kN, com um encurtamento da diagonal de 0,2082mm, conforme ilustram as Eq. 4.3 a Eq. 4.5

$$\theta = \text{atg} \frac{2,80}{3,30} = 40,31^\circ \tag{4.3}$$

$$R = \frac{F}{\cos \theta} = \frac{1}{\cos 40,31^\circ} = 1,3114 \text{ kN} \tag{4.4}$$

$$\cos \theta = \frac{\Delta d}{Ux} \Rightarrow \Delta d = Ux \cdot \cos \theta = 0,2730 \times 0,762 = 0,2082 \text{ mm} \tag{4.5}$$

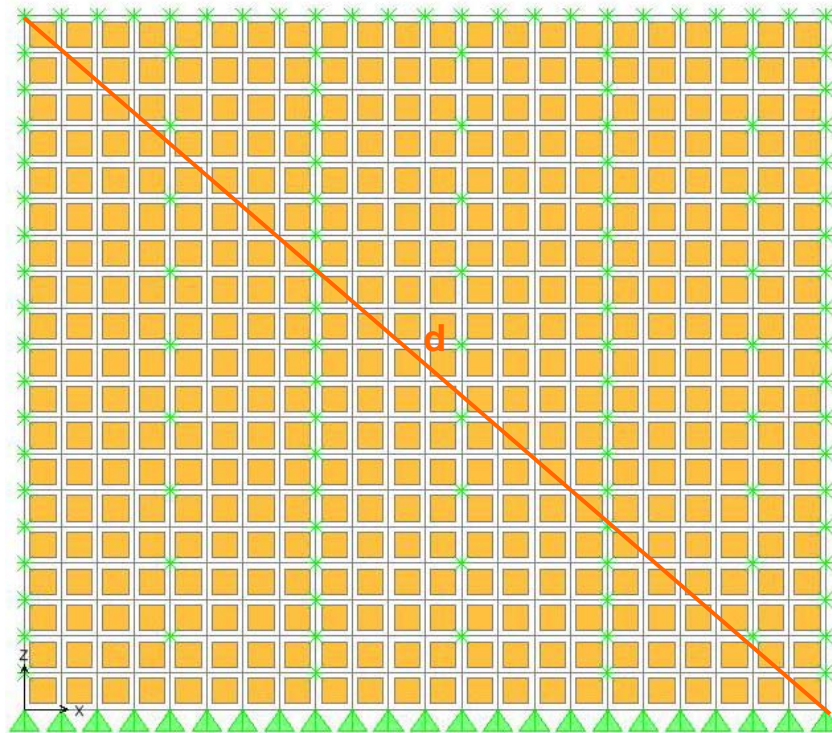


FIGURA 4.21 – Posição da diagonal equivalente comprimida no método da barra diagonal equivalente de SMITH (1966)

De posse de todos os valores das variáveis na Eq. 3.5 é calculada a largura da diagonal equivalente, que terá a mesma espessura do material original (OSB 12,0mm) e o comprimento da diagonal apresentada na FIG. 4.21.

$$w = \frac{R.d}{t.E_a.\Delta d} \tag{3.5}$$

$$w = \frac{1,31 \times 4327,8}{12 \times 3,3 \times 0,2082} = 687,6mm$$

A espessura (w) calculada é válida para um painel com um dos lados revestidos (ou emplacados) com OSB. Para painéis com OSB nos dois lados deve-se dobrar a espessura da diagonal equivalente.

Utilizando este conceito, os painéis indicados na FIG. 4.17 foram substituídos por diagonais equivalentes de OSB, de 687mm de largura e 12mm de espessura (igual à da

chapa original) para os painéis Tipo 1 e diagonais equivalentes com seção transversal de 2x 687mm de largura por 12mm de espessura para os painéis Tipo 2.

As diagonais de OSB possuem as mesmas características físicas dos painéis discretizados, com o diferencial de resistirem apenas à compressão. Este procedimento foi adotado para os modelos A-7-400-OSB-cont e B-7-400-OSB-cont. No capítulo 5 deste trabalho serão apresentados os resultados obtidos para as modelagens, sendo que para o modelo B-7-400-OSB-cont não serão apresentados resultados de dimensionamento, pois não foi possível estabilizar a estrutura, já que não há área suficiente de painéis cegos para a consideração do efeito diafragma.

O posicionamento das diagonais de OSB, nos eixos e filas, está representado pelas FIG. 4.22 (a) e (b).

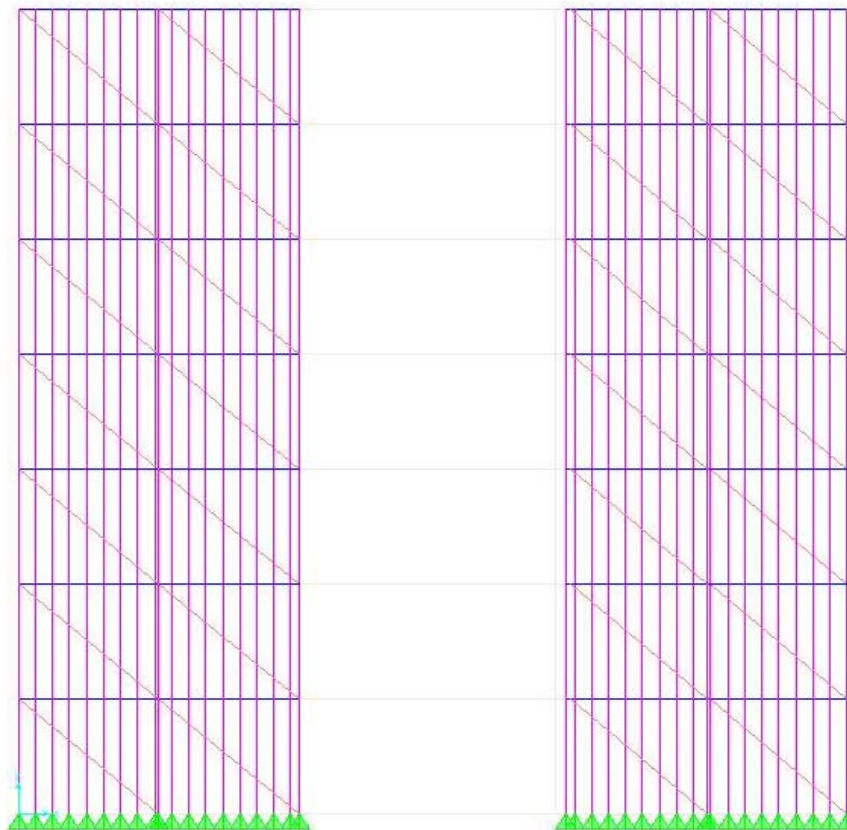


FIGURA 4.22 (a) – Posicionamento das diagonais de OSB: modelo A-7-400-OSB-cont  
Eixo 1

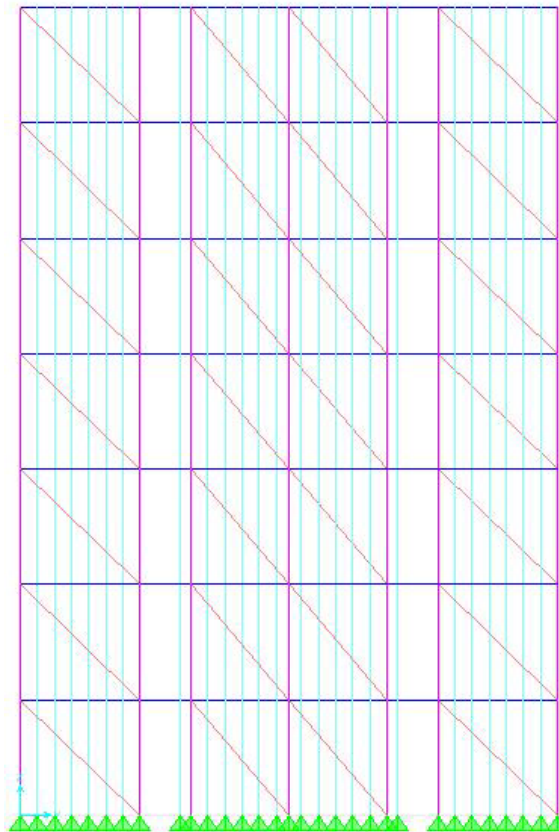


FIGURA 4.22 (b) – Posicionamento das diagonais de OSB: modelo A-7-400-OSB-cont  
Fila B.

#### 4.3.2.4 Cálculo da diagonal metálica equivalente

Outro método para a representação do comportamento teórico de paredes diafragma é o método da diagonal metálica equivalente. Em seu trabalho, INOUE (2004) utiliza esta teoria para avaliar a resistência de painéis metálicas de chapa fina, obtendo bons resultados em seus modelos numéricos. O item 3.5.2 apresenta a técnica utilizada para a determinação da seção transversal da barra metálica equivalente.

Para a avaliação do comportamento dos painéis de LSF com fechamento em OSB foi considerado o modelo numérico da FIG. 4.16. A carga horizontal unitária é aplicada no topo do painel, produzindo um deslocamento horizontal de 0,273mm, como mostra a FIG. 4.23.

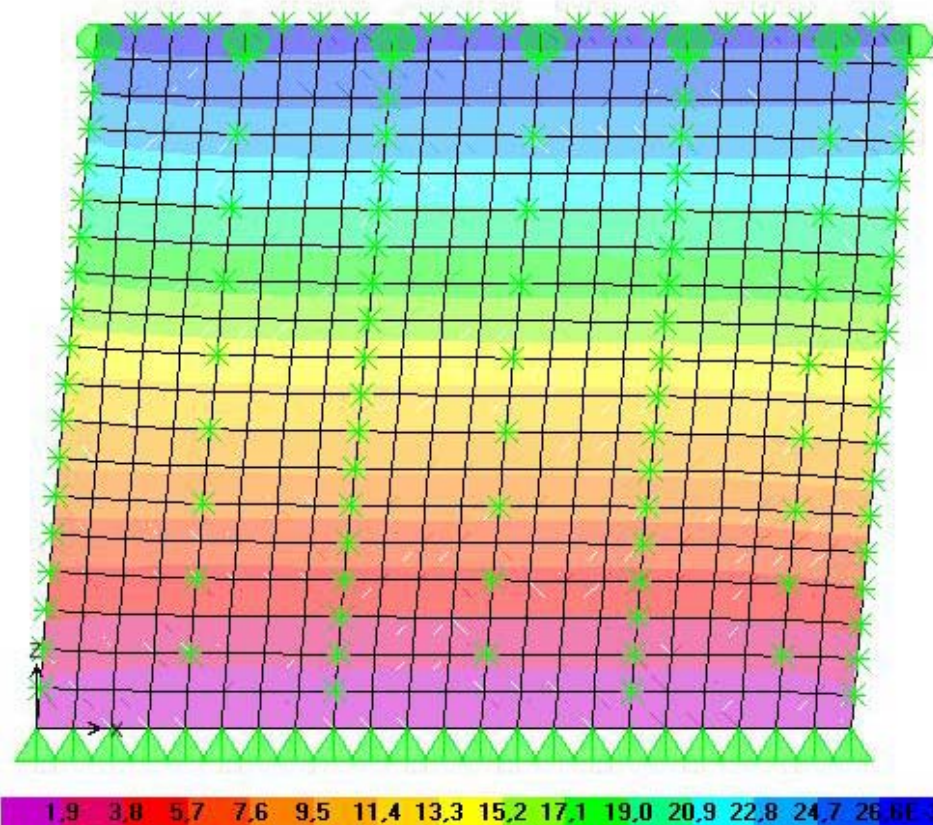


FIGURA 4.23 – Deslocamentos ( $\times 10^{-3}$ mm) do painel de OSB para uma carga horizontal no topo do painel de 1kN

Para a determinação do diâmetro equivalente da diagonal metálica tracionada, foi elaborado um modelo equivalente, onde a barra metálica corresponde à diagonal do modelo numérico, com a carga horizontal equivalente, como representado na FIG. 4.26. Variando-se a seção transversal circular foram obtidos os pares diâmetro da seção transversal  $\times$  deslocamento lateral. Assim foi elaborado o gráfico que relaciona o diâmetro equivalente da diagonal metálica tracionada  $\times$  deslocamento, apresentado na FIG. 4.25.

Analisando-se o gráfico da FIG. 4.25 pode-se inferir o diâmetro equivalente da diagonal, correspondente ao deslocamento do painel sujeito à carga de 1 kN. A linha azul no gráfico representa o par de coordenadas, onde, para um deslocamento horizontal de 0,273mm, o diâmetro correspondente é de 13,5mm.

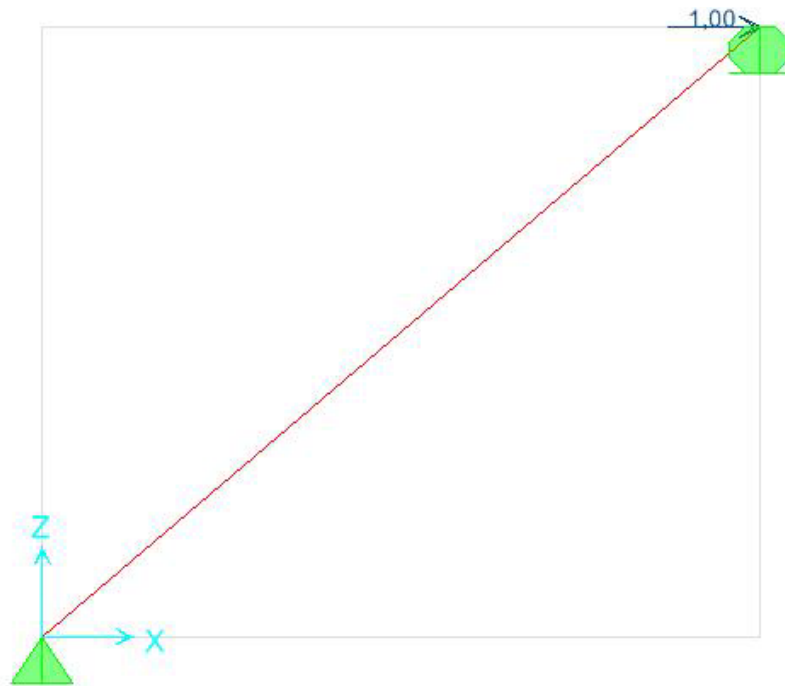


FIGURA 4.24 – Modelo numérico para a determinação do diâmetro da diagonal metálica equivalente

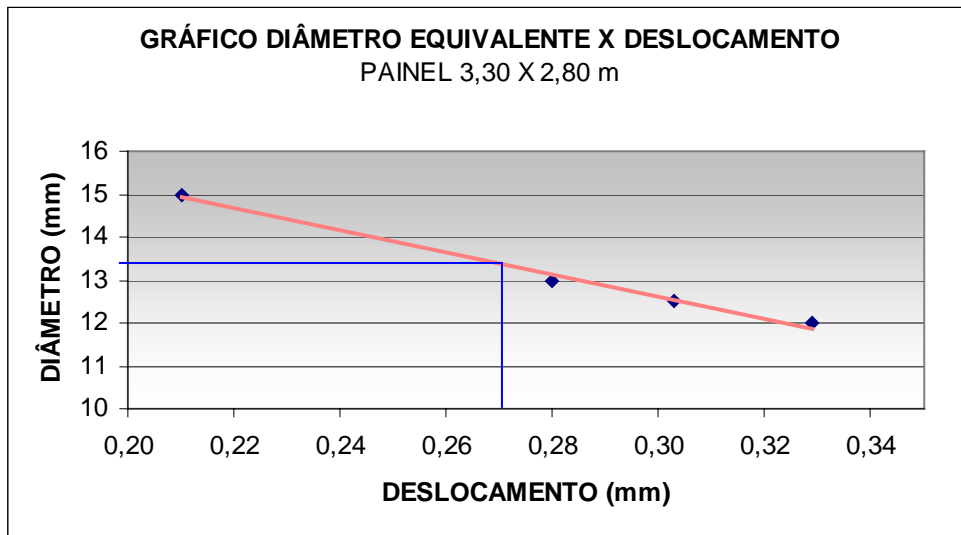


FIGURA 4.25 – Gráfico deslocamento x diâmetro da diagonal metálica equivalente

As diagonais utilizadas no modelo A-7-400-diag\_equiv são metálicas, com diâmetro de 13,5mm para os painéis dos eixos 1, onde é considerada apenas placas de OSB nas faces externas dos prédios e com diâmetro de 27,0mm para os painéis das filas B, onde são consideradas placas de OSB nos dois lados dos painéis. As FIG 4.26 (a) e (b)

representam a posição das diagonais metálicas equivalentes para o modelo A-7-400-diag\_equiv.

Os resultados dos modelos serão discutidos no capítulo 5, onde será abordado o dimensionamento dos perfis metálicos, bem como os deslocamentos finais obtidos nos modelos.

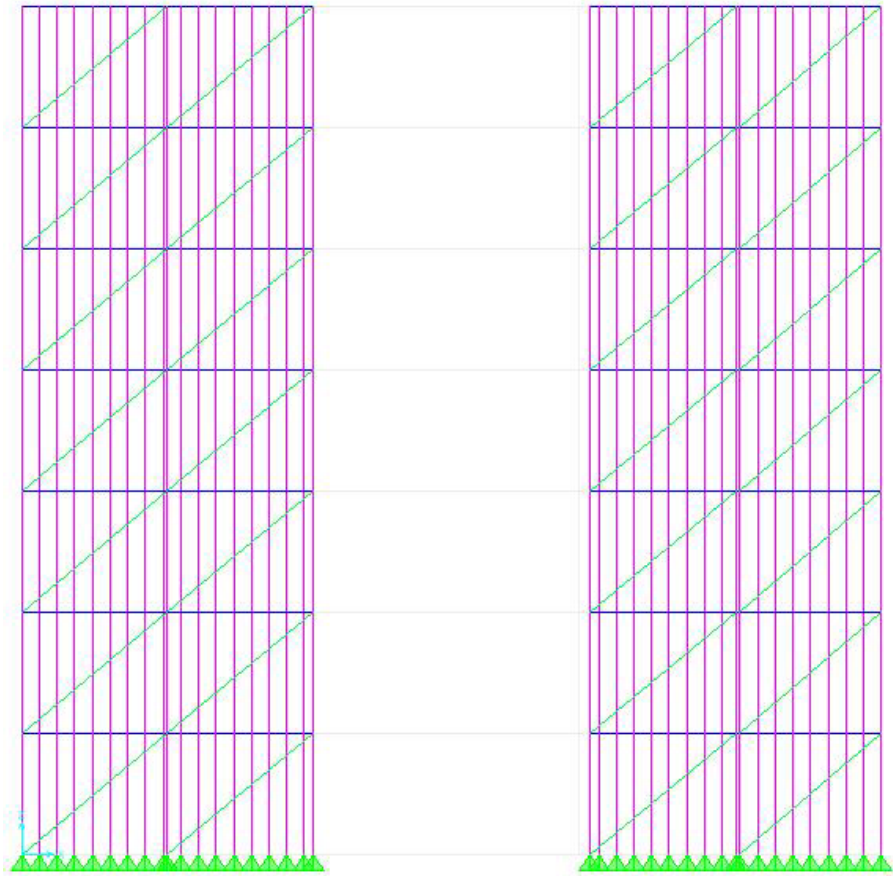


FIGURA 4.26 (a) – Posicionamento das Diagonais metálicas equivalentes nos painéis externos, ou eixo 1

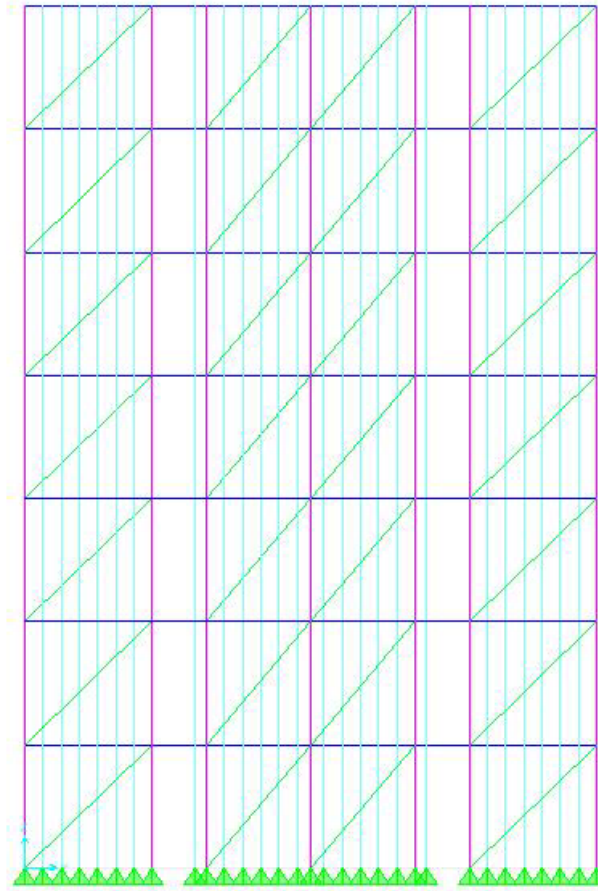


FIGURA 4.26 (b) – Posicionamento das Diagonais metálicas equivalentes nos painéis divisores de unidades, ou fila B

#### 4.3.2.5 Ações nos painéis de parede

Os painéis de parede estão submetidos a dois tipos diferentes de ações: cargas permanentes, relativas ao peso próprio das placas de fechamento externo e interno dos painéis de parede e revestimentos sobre elas aplicados (esforços distribuídos axialmente nos montantes metálicos) e pressão dinâmica de vento (cargas horizontais nos painéis de parede).

Assim, as ações permanentes atuantes nos montantes metálicos podem apresentar as seguintes parcelas:

- *Ações Permanentes para painéis de paredes externas*

OSB (ext. 12mm) + gesso (int. 12,5mm) + Revest. Externo ..... 0,25 kN/m<sup>2</sup>

OSB (ext. 12mm) + gesso (int. 12,5mm) + Revest. Externo  
+ Revestimento cerâmico interno ..... 0,50 kN/m<sup>2</sup>

*- Ações Permanentes para painéis de paredes internas*

Placa gesso (2 lados x 12,5mm) ..... 0,15 kN/m<sup>2</sup>

Placa gesso (2 lados x 12,5mm) + revest. Cerâmico (1 lado) ..... 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Placa gesso (2 lados x 12,5mm) + revest. Cerâmico (2 lados) ..... 0,63 kN/m<sup>2</sup>

Placa gesso (1 lado, 12,5mm) + Placa de OSB (12mm) +  
+ revest. Cerâmico (1 lado) ..... 0,32 kN/m<sup>2</sup>

#### **4.4 Análise Não-linear Elástica**

O texto apresentado a seguir, foi extraído e adaptado do livro de WILSON (2002) e consta do manual do usuário do SAP 2000 (CSI, 2004), para a implementação das rotinas de análise não-linear no referido sistema computacional.

Na análise não-linear elástica considera-se que as barras estruturais esbeltas sujeitas à força de compressão centrada podem apresentar redução na sua rigidez lateral, e uma pequena carga lateral pode provocar sua flambagem global. Este tipo de comportamento estrutural é causado por uma modificação na matriz de rigidez geométrica da estrutura, que é função da carga aplicada na estrutura.

O emprego da matriz de rigidez geométrica é uma aproximação geral para incluir efeitos de segunda ordem na análise estática e dinâmica de todos os tipos de sistemas estruturais. Porém, na Engenharia Estrutural Civil, ela é comumente referida como Análise P-delta (que é um caso particular da análise de 2ª ordem), que tem como base

mais uma aproximação física. Por exemplo, na análise de edifícios, o movimento lateral da massa de um andar (cargas de gravidade) para uma posição deformada gera momentos adicionais, de segunda-ordem. Este comportamento de segunda-ordem tem sido denominado de Efeito P-delta, porque, de uma forma geral, os momentos adicionais no edifício são iguais ao somatório de todas as forças normais nos andares “P” pelos seus deslocamentos laterais “Delta.”

O problema P-Delta pode ser linearizado e a solução do problema é obtida direta e exatamente, sem a necessidade de iterações para estruturas onde o carregamento é constante durante os deslocamentos laterais, que podem ser assumidos como pequenos se comparados às dimensões da estrutura. Esta teoria é particularmente importante para que se reduza o tempo das análises numéricas.

Segundo WILSON (2002), o método não exige processo iterativo porque a força axial total no nível de um pavimento é dada pelo somatório das forças dos pavimentos localizados acima do mesmo, que não varia durante a aplicação das cargas laterais. Além disso, o somatório dos termos da coluna da matriz de rigidez geométrica associados com as cargas laterais é zero, e apenas as forças normais dos pilares necessitam ser incluídas na avaliação dos termos da matriz de rigidez geométrica para a estrutura completa.

A FIG. 4.27 (a), que é uma ilustração básica do problema (estrutura em balanço), apresenta as cargas que geram os momentos adicionais e, conseqüentemente, o efeito P-Delta.

Com os deslocamentos laterais, deve-se considerar os momentos adicionais - de segunda ordem - relacionados a uma massa, ou à carga total de gravidade no andar de nível  $i$ .

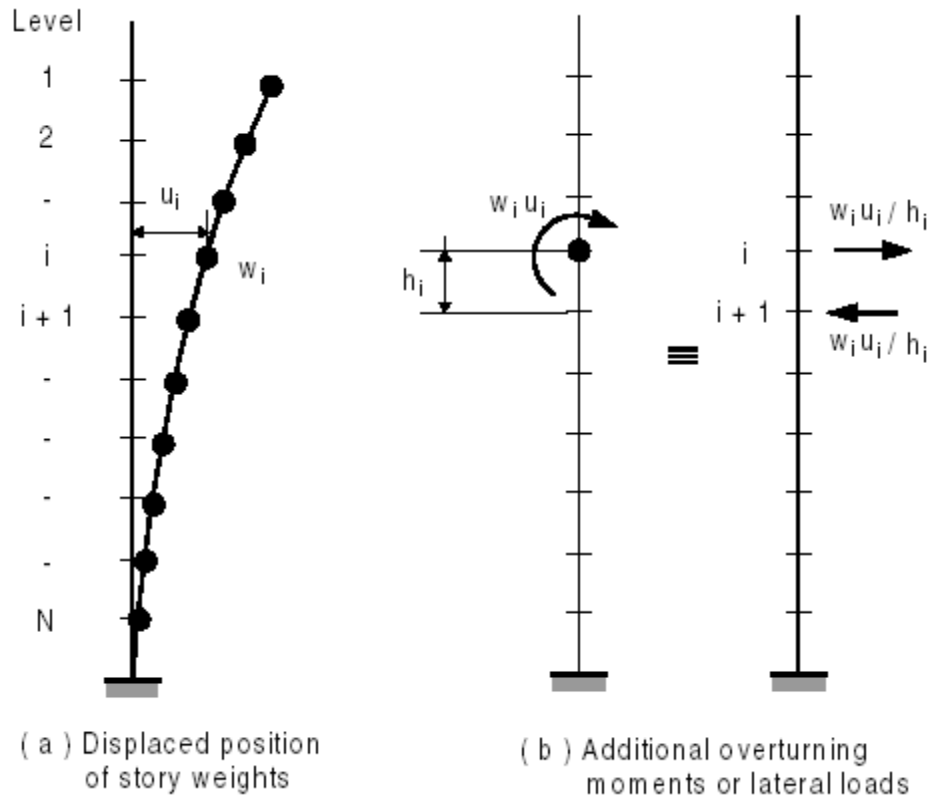


FIGURA 4.27 – Esforços adicionais devidos aos deslocamentos horizontais de pavimentos (WILSON, 2002).

O efeito total de segunda ordem será a soma das contribuições de todos os andares. A FIG. 4.27 (b) indica os sistemas de forças estaticamente equivalentes que produzem os mesmos momentos de segunda ordem, onde:

$u_i$  : deslocamento lateral do andar nível  $i$ ;

$w_i$  : carga axial total no andar nível  $i$ ;

$w_i \cdot u_i$  : momento gerado pela carga axial total no andar nível  $i$ ;

$w_i \cdot u_i / h_i$  : binário equivalente ao momento no andar nível  $i$  (força cortante fictícia).

Em termos de notação matricial, tem-se:

$$\begin{bmatrix} f_i \\ f_{i+1} \end{bmatrix} = \frac{w_i}{h_i} \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \end{bmatrix} [u_i] \tag{4.7}$$

As forças laterais mostradas na FIG. 4.28.b podem ser avaliadas para todos os andares e adicionadas às cargas externas na estrutura. A equação que traduz o equilíbrio lateral resultante da estrutura é:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} + \mathbf{L} \cdot \mathbf{u} \quad (4.6)$$

onde K é a matriz de rigidez lateral com respeito aos deslocamentos laterais do andar, u. O vetor F representa as cargas laterais conhecidas e L é a matriz que contém os fatores  $w_i/h_i$ . A Eq. 4.6 pode ser reescrita na forma:

$$\mathbf{K}^* \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (4.7)$$

Onde:

$$\mathbf{K}^* = \mathbf{K} - \mathbf{L} \quad (4.8)$$

A Eq. 4.7 pode ser resolvida diretamente para os deslocamentos laterais. Se forças internas nas barras são determinadas a partir destes deslocamentos, coerentemente com a teoria linear utilizada, será encontrado o equilíbrio com respeito à posição deformada que foi obtida. Um problema secundário existe com a solução de Eq. 4.8; a matriz  $\mathbf{K}^*$  não é simétrica. Porém, ela pode ser transformada em simétrica substituindo as cargas laterais mostradas na FIG. 4.27 (a) por outro sistema de carga estaticamente equivalente.

Por simples estática, a contribuição total ao efeito adicional associado com os deslocamentos relativos do andar “ $u - u_{i+1}$ ” pode ser escrita como:

$$\begin{bmatrix} f_i \\ f_{i+1} \end{bmatrix} = \frac{W_i}{h_i} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ u_{i+1} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

onde  $W_i$  é a carga total permanente acima do andar  $i$ . A matriz  $L$  é agora simétrica e nenhum “solver” especial de equação não-simétrica é requerido.

É interessante notar que a Eq. 4.9 é a forma exata da “rigidez geométrica” para uma coluna, incluindo apenas os efeitos da força axial. Então, o desenvolvimento físico apresentado é completamente equivalente à aproximação teórica normalmente mais utilizada para formular uma análise estrutural não-linear via processo incremental.

O equilíbrio de um edifício completo pode ser formulado em termos do deslocamento lateral do nível do piso. Então, pode-se avaliar a contribuição para a rigidez geométrica total para cada coluna em um andar de um nível particular no qual os efeitos das cargas laterais externas,  $F$ , são incluídos na avaliação das forças axiais em todas as colunas. Se esta aproximação é usada, a rigidez geométrica total ao nível de equilíbrio lateral é idêntica à Eq. 4.9 porque as forças axiais laterais  $F$  não produzem um incremento no total de todas as forças axiais que atuam nas colunas de qualquer nível. Tal análise refinada deve ser de natureza iterativa; porém, não produz resultados mais exatos.

#### **4.5 Ações e combinações de ações**

As estruturas estudadas estão submetidas às ações permanentes, que correspondem às cargas devido ao peso próprio da estrutura do prédio (composta pelos pisos, painéis de parede e telhado), ações acidentais ou sobrecargas, que foram definidos nos itens 4.3.1.5 e 4.3.2.5 deste trabalho e cargas devidas ao vento. Além destas, poderão atuar nos prédios cargas excepcionais, provenientes de incêndios, abalos sísmicos, choques de veículos, etc, que não serão levadas em conta nas análises realizadas neste trabalho.

As ações horizontais provenientes da atuação de ventos foram calculados de acordo com as prescrições na norma NBR 6123 (ABNT, 1988)

### 4.5.1 Ação devido à pressão dinâmica de vento

A ação do vento a ser aplicada aos modelos estruturais é determinada a partir das prescrições da NBR 6123 (1988). Inicialmente, determina-se a pressão dinâmica do vento em função da velocidade básica do vento e de fatores topográficos da região onde será executada a obra. De posse do valor da pressão dinâmica do vento pode-se determinar as cargas estáticas equivalentes que serão aplicadas nos montantes dos painéis de parede externos de LSF.

As condições adotadas para a determinação destas ações são as seguintes:

- *Características Geométricas da Estrutura*

$a = 19,50 \text{ m}$

$h/b = 0,94 \rightarrow \frac{1}{2} < h/b \leq 3/2$

$b = 12,70 \text{ m}$

$h = 12,00 \text{ m}$

$a/b = 1,5 \rightarrow 1 \leq a/b \leq 3/2$

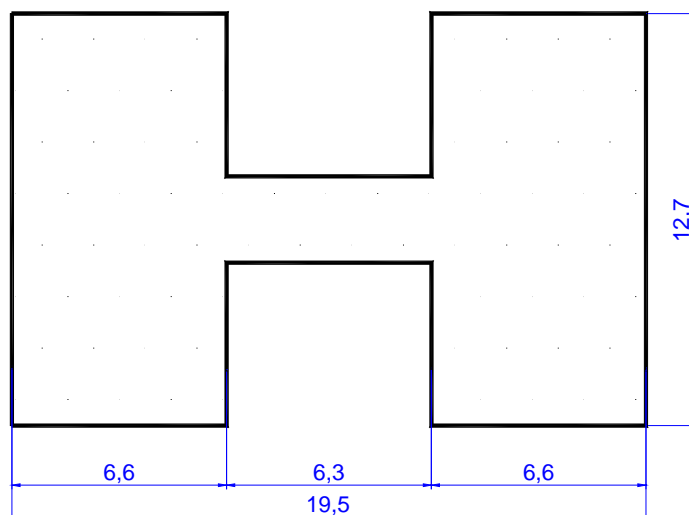


FIGURA 4.28 – Dimensões em planta dos prédios (m)

- *Velocidade básica do vento ( $V_0$ )*

$V_0 = 35 \text{ m/s}$  (velocidade do vento na região de Belo Horizonte – MG)

- *Fator topográfico (S<sub>1</sub>):* o fator topográfico S<sub>1</sub> leva em consideração as variações de relevo do terreno.

Terreno plano ou fracamente acidentado: S<sub>1</sub> = 1,0

- *Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno:*  
*Fator S<sub>2</sub>*

O fator S<sub>2</sub> 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 em consideração

Categoria IV: terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Classe A: nenhuma dimensão, horizontal ou vertical excede 20,0m

TABELA 4.3 – Coeficientes adotados para o fator S<sub>2</sub>

Z (m)	S <sub>2</sub>
≤ 5,0	0,79
10,0	0,86
15,0	0,90

- *Fator estatístico S<sub>3</sub>*

O fator estatístico S<sub>3</sub> considera o grau de segurança requerido para o tipo de construção.

Edificações residenciais: S<sub>3</sub> = 1,0

- *Velocidade característica do vento (V<sub>k</sub>)*

A velocidade característica do vento é calculada pela expressão da Eq. 4.11, em m/s

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \tag{4.11}$$

- *Pressão dinâmica do vento (q)*

A pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica do vento, em condições normais de pressão é dada pela expressão da Eq. 4.12, em N/m<sup>2</sup>

$$q = 0,613.V_k^2 \quad (4.12)$$

- *Coefficientes de pressão e forma externos (C<sub>e</sub>)*

O cálculo dos coeficientes de pressão e forma para as edificações em estudo não é de simples determinação, já que a norma NBR 6123 (1988) não trata de edificações compostas de dois blocos unidos na forma de H.

Considerando-se os blocos muito próximos um do outro, surgirão forças de sucção, que atuarão nas paredes entre os dois blocos, havendo forças de vento locais nestas paredes, segundo INOUE (2004). A FIG 4.29 ilustra a distribuição das ações de vento com a consideração da proximidade dos blocos.

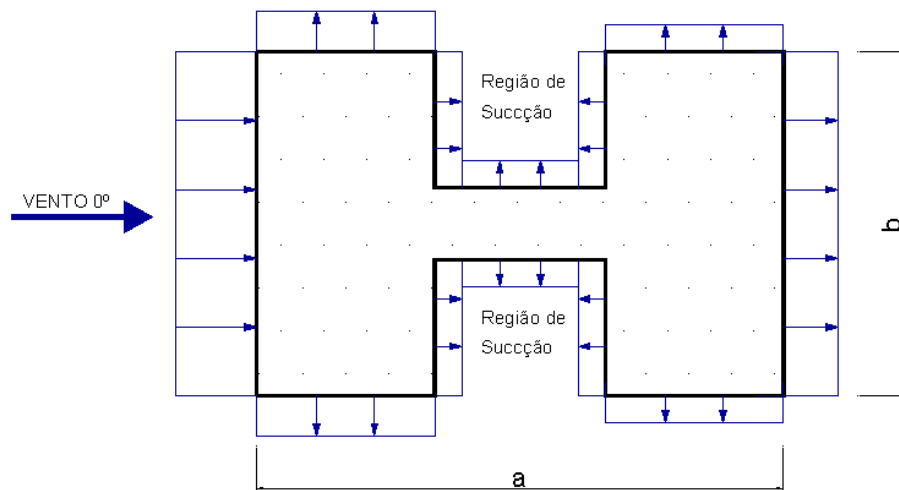


FIGURA 4.29 – Coeficientes de pressão e forma com a consideração da proximidade dos blocos

Analisando-se a FIG. 4.29 verifica-se que, globalmente, as forças de sucção criadas nos espaço entre os blocos anulam-se contribuindo para a estabilidade do prédio.

Considerando-se os dois blocos suficientemente afastados, poderão surgir cargas atuantes a barlavento e sotavento, como ilustrado na FIG. 4.30.

Analisando-se a FIG. 4.30, verifica-se que a consideração dos prédios afastados não gera um núcleo de sucção entre os dois blocos.

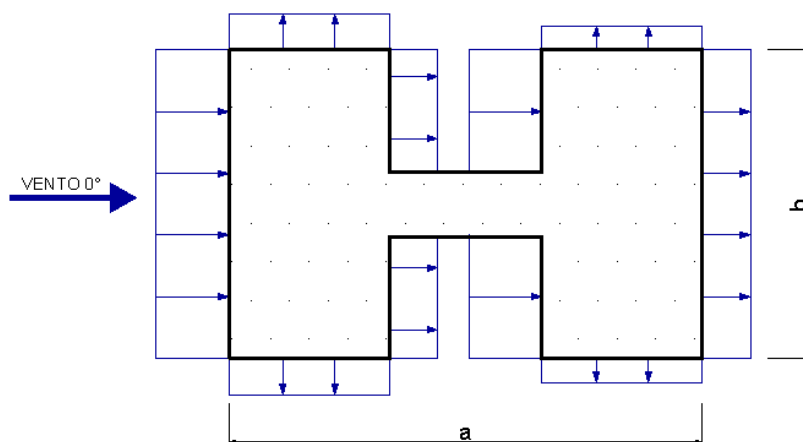


FIGURA 4.30 - Coeficientes de pressão e forma com a consideração de afastamento dos blocos

Assim, optou-se por considerar os efeitos do carregamento de vento atuando no blocos com afastamento, já que o mesmo é considerável (6,15m), somado ao fato de que, para o vento frontal (vento 0°), a condição de carregamento da FIG. 4.32 é mais desfavorável do que a da FIG. 4.31, majorando a segurança.

Assim, a configuração dos coeficientes, de acordo com a BNR 6123, fica definida como mostra a FIG 4.31 (a) e (b)

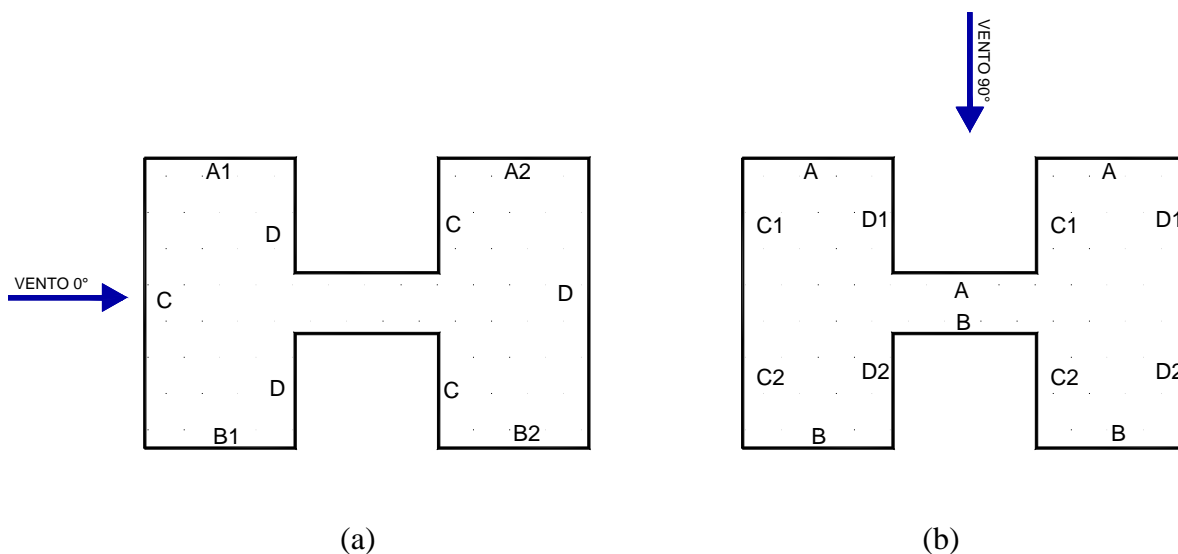


FIGURA 4.31 – Coeficiente de pressão externa, para vento atuando a 0° (a) e a 90° (b)

Assim, foram obtidos os coeficientes da tabela da TAB 4.4, de acordo com o que determina a NBR 6123 (1988).

TABELA 4.4 – Coeficientes para o cálculo da pressão de vento nas paredes da estrutura

VENTO 0°				VENTO 90°				Cpe med
A <sub>1</sub> e B <sub>1</sub>	A <sub>2</sub> e B <sub>2</sub>	C	D	A	B	C <sub>1</sub> e D <sub>1</sub>	C <sub>2</sub> e D <sub>2</sub>	
-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	-0,5	+0,7	-0,9	-0,5	-1,1

Onde os valores positivos para os coeficientes de pressão e forma externos

- *Coefficientes de pressão interna (C<sub>pi</sub>)*

Como as estruturas consideradas não são completamente impermeáveis à passagem de ar, pois existem janelas e portas em quatro paredes de seu perímetro, foi considerado o coeficiente de pressão interna (C<sub>pi</sub>) de acordo com o que determina a NBR 6123:

$$C_{pi} = -0,3 \quad \text{ou} \quad C_{pi} = 0 \rightarrow \text{Considerar o caso mais desfavorável, neste caso, } C_{pi} = -0,3$$

Assim, os coeficientes finais de pressão ficam determinados como mostra a FIG. 4.32

As ações foram impostas aos montantes dos painéis de parede externos como ações lineares verticalmente distribuídos. Para isto, os valores das pressões mostradas na TAB. 4.5 formam multiplicados pelas respectivas áreas de influência dos montantes, 0,40m ou 0,60m, dependendo do modelo considerado.

TABELA 4.5 – Pressão final devida ao carregamento de vento nas paredes

ALTURA (Z) EM M	C <sub>p</sub>	PRESSÃO FINAL (N/m²)
0 – 5	0,2	93,78
	0,6	281,35
	1,0	468,92
5 – 10	0,2	111,05
	0,6	333,14
	1,0	555,24
10 - 15	0,2	121,64
	0,6	364,93
	1,0	608,22

A TAB 4.5 apresenta um resumo do cálculo da pressão final efetiva de vento, para os casos de vento frontal (Vento 0°) e vento lateral (Vento 90°).

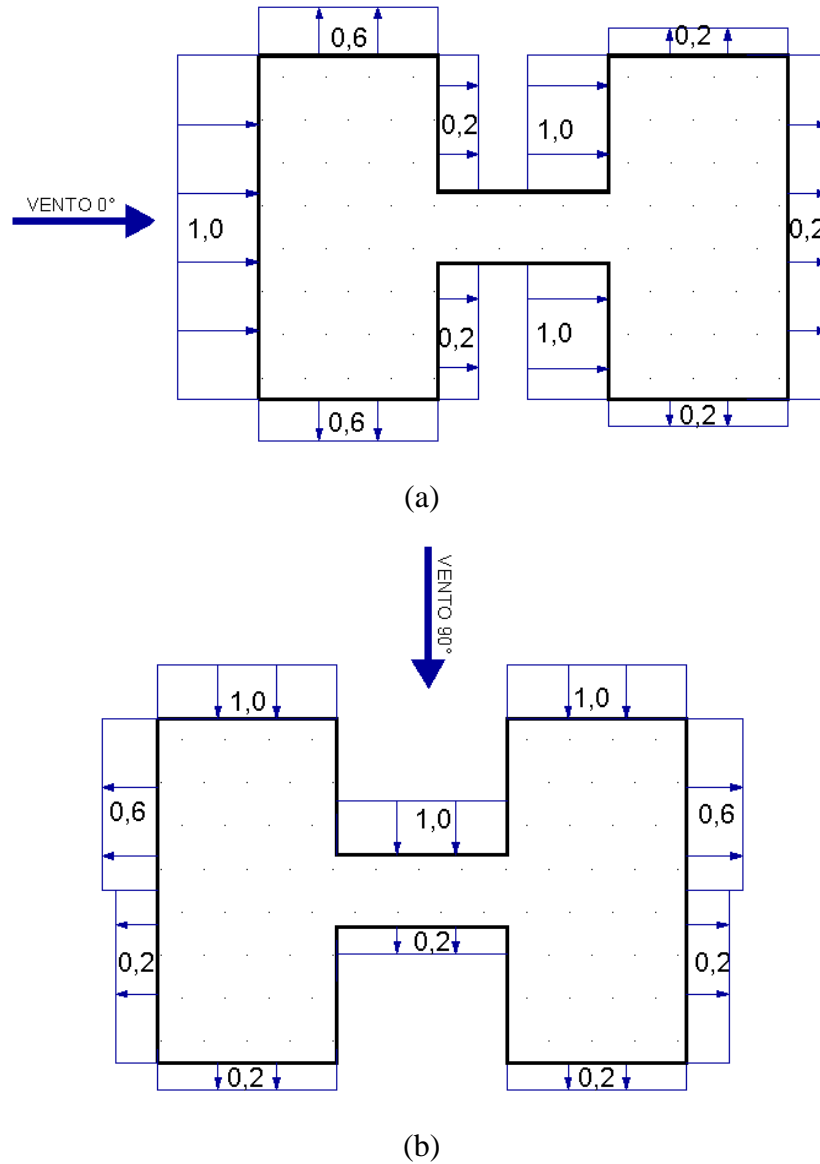


FIGURA 4.32 – Coeficientes finais de forma para o cálculo da pressão de vento

#### 4.5.2 Combinações de ações

As ações adotadas para a análise estrutural dos modelos e descritas nos itens anteriores deste capítulo, são nominais e, para regras de combinação destas ações, foram adotados os critérios constantes na NBR 14762 (2001):

- *Combinações de ações para os estados limites últimos*

$$\text{COMB1} = 1,3 \text{ CP} + 1,4 \text{ CV} + 1,4 \cdot 0,4 \text{ SC}$$

$$\text{COMB2} = 1,3 \text{ CP} + 1,4 \cdot 0,56 \text{ CV} + 1,4 \text{ SC}$$

$$\text{COMB3} = 1,0 \text{ CP} + 1,4 \text{ CV}$$

- *Combinações de ações para os estados limites de utilização*

$$\text{COMB4} = 1,0 \text{ CP} + 0,2 \text{ SC}$$

$$\text{COMB5} = 1,0 \text{ CP} + 0,2 \text{ CV} + 0,2 \text{ SC}$$

$$\text{COMB6} = 1,0 \text{ CP} + 1,0 \text{ CV}$$

Onde:

CP é o somatório de todas as ações permanentes na estrutura, incluindo o peso próprio dos perfis metálicos;

CV: é o carregamento horizontal devido à ação do vento;

SC: é a sobrecarga atuante na estrutura.

# 5

## ANÁLISE ESTRUTURAL

### 5.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nas análises numéricas efetuadas nos 12 modelos estruturais propostos no trabalho. Com a análise não-linear geométrica foi possível avaliar os efeitos de segunda ordem nos prédios e, com isto, fazer uma análise da estabilidade global das estruturas.

As análises tiveram como objetivos a determinação dos deslocamentos das estruturas, bem como a determinação dos esforços nas barras. De posse destes dados foi feito o dimensionamento dos perfis metálicos componentes do sistema LSF de acordo com o que determina a NBR 14762 (ABNT, 2002).

Dos modelos de 7 pavimentos, dois deles contaram com painéis de parede atuando como diafragma vertical rígido, tal como estudado nos capítulos 3 e 4. Para os mesmos, além das resistências dos perfis metálicos e os deslocamentos laterais, foi efetuada a avaliação das cargas de ruptura das placas de OSB, discretizadas sob a forma de diagonais equivalentes metálicas ou do próprio material constituinte das placas. Com esta discretização (elástica) não é possível obter a carga de ruptura dos painéis com chapas de OSB.

Foi também determinado o consumo de aço nos prédios de LSF. Para isto, foi escolhido o modelo de 4 pavimentos, na arquitetura tipo “A” com espaçamento entre perfis de 400mm (A-400-V-cont), em sua concepção mais econômica, com viga contínuo, sendo o mesmo devidamente detalhado e determinado o seu consumo de aço na estrutura.

Por fim, com base nos dados obtidos com as modelagens numéricas, juntamente com o dimensionamento e detalhamento da estrutura, foram feitos estudos comparativos de desempenho estrutural e de consumo de aço entre os sistemas LSF e Aporticado, ambos em PFF.

## **5.2 Modelos A-4-400**

Os modelos baseados na arquitetura tradicional do sistema Usiteto, com 4 pavimentos e espaçamento entre perfis de 400mm foram discretizados em elementos de barra para simular a presença de montantes e vigas. Cada um dos modelos possui 6.008 elementos de barra, com 4 conjuntos de diafragmas horizontais rígidos, um para cada plano de lajes, totalizando 12.594 equações a serem resolvidas.

Para este tipo de estrutura, foram elaborados 3 diferentes modelos numéricos: o primeiro, chamado de modelo de referência, teve as lajes discretizadas em elementos de casca tipo “shell”. Foi tomado como referência porque serviu como parâmetro de comparação para os modelos que não tiveram as lajes discretizadas e foi utilizado o artifício dos diafragmas horizontais. Depois de comparados os resultados e verificado que a consideração dos

diafragmas horizontais não causava alteração nos resultados de esforços e deslocamentos, este tipo de modelagem foi abandonada, por acarretar um alto grau de dificuldade na discretização das lajes em elementos de casca, além do tempo de análise da estrutura, que é bastante elevado devido ao alto número de equações geradas pelos elementos de casca.

O segundo modelo (*A-4-400-X-descont*) apresenta as mesmas características de discretização do modelo de referência, com exceção das lajes, que foram consideradas como diafragmas através das vigas. Os contraventamentos são em diagonais metálicas formando um “X” nas faces externas e internas das paredes cegas e também nas paredes divisórias entre apartamentos. As vigas são do tipo descontínuas, ou seja, bi-apoiadas.

### 5.2.1 Modelo A-4-400-X-descont

A FIG. 5.1 apresenta o modelo tridimensional, bem como cada um dos painéis internos da estrutura depois da aplicação das ações no modelo *A-4-400-X-descont*.

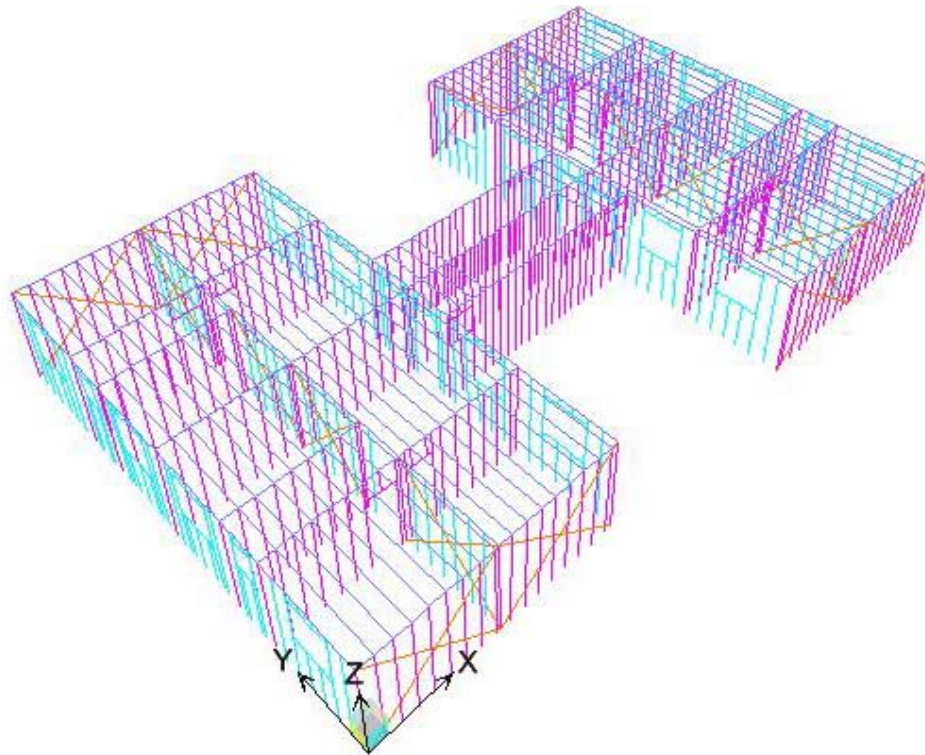


FIGURA 5.1 (a) – Modelo A-400-X-descont. pavimento-tipo (continua)

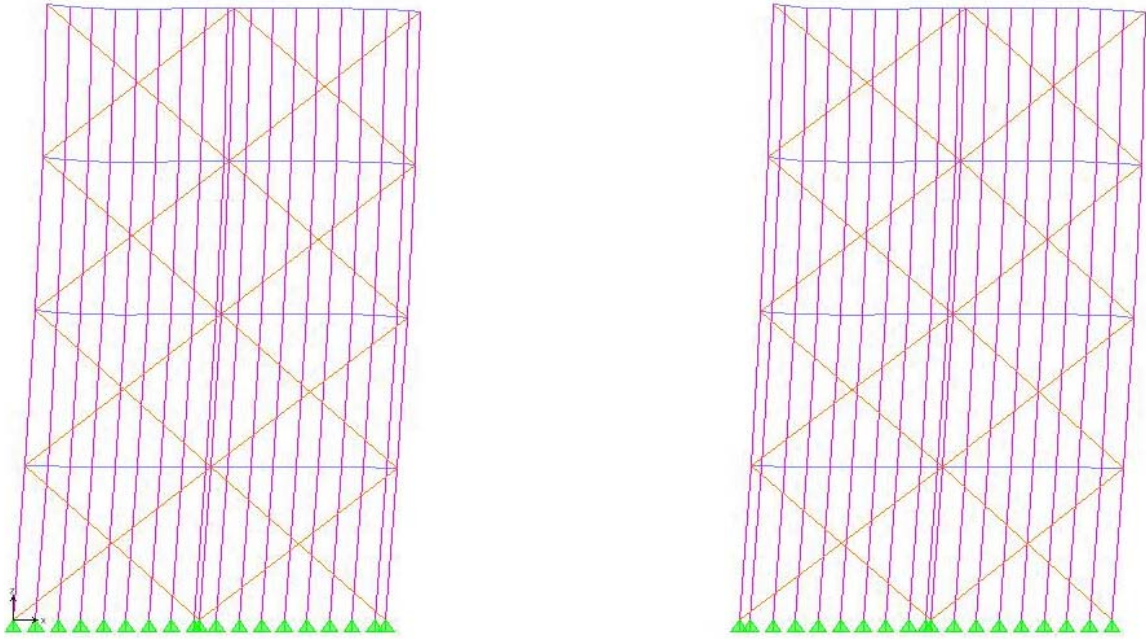


FIGURA 5.1 (b) – Modelo A-400-X-descont. elevação do eixo 1,  $y = 0$

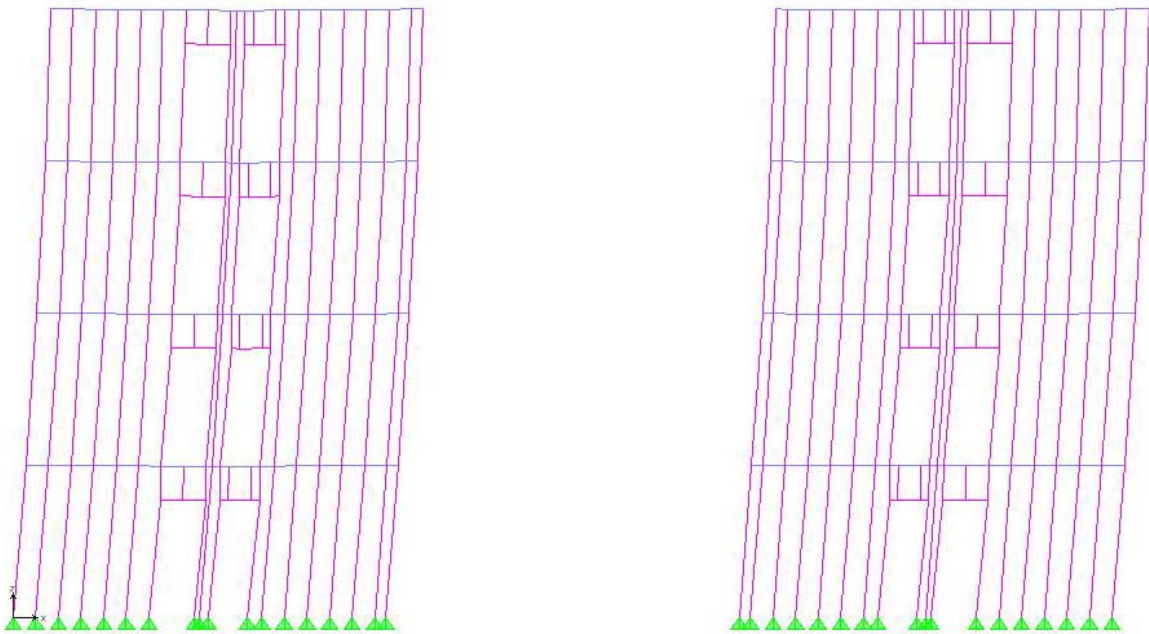


FIGURA 5.1 (c) – Modelo A-400-X-descont. elevação do eixo 2,  $y = 2800\text{mm}$  (continua)

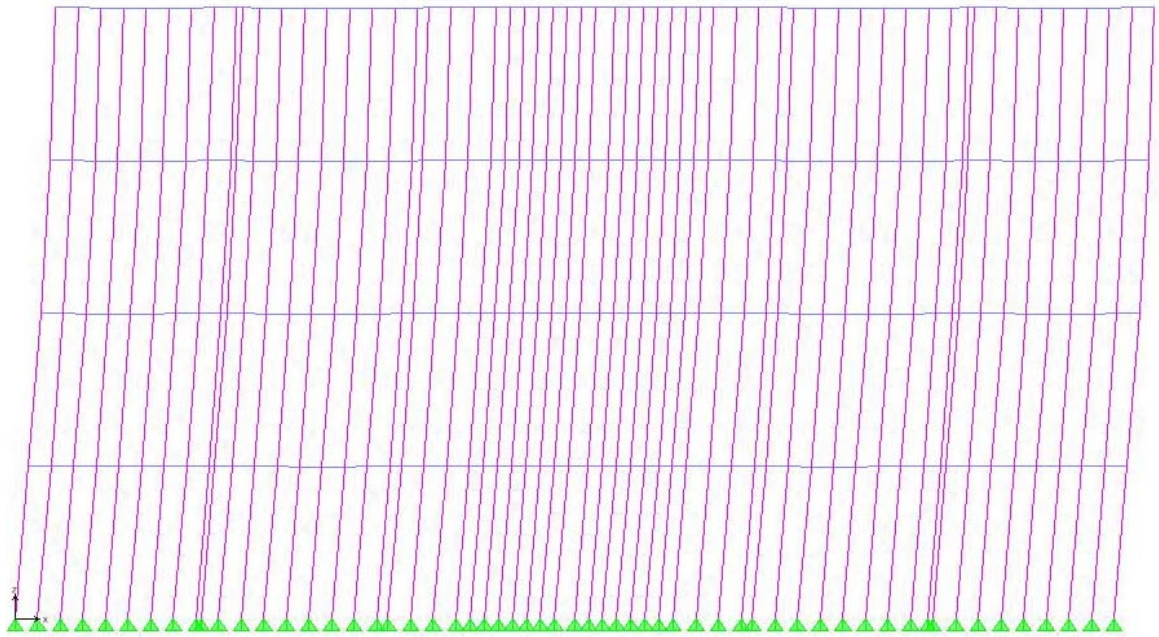


FIGURA 5.1 (d) – Modelo A-400-X-descont.  $y = 2800\text{mm}$ , elevação eixo 4,  $y = 6300\text{mm}$

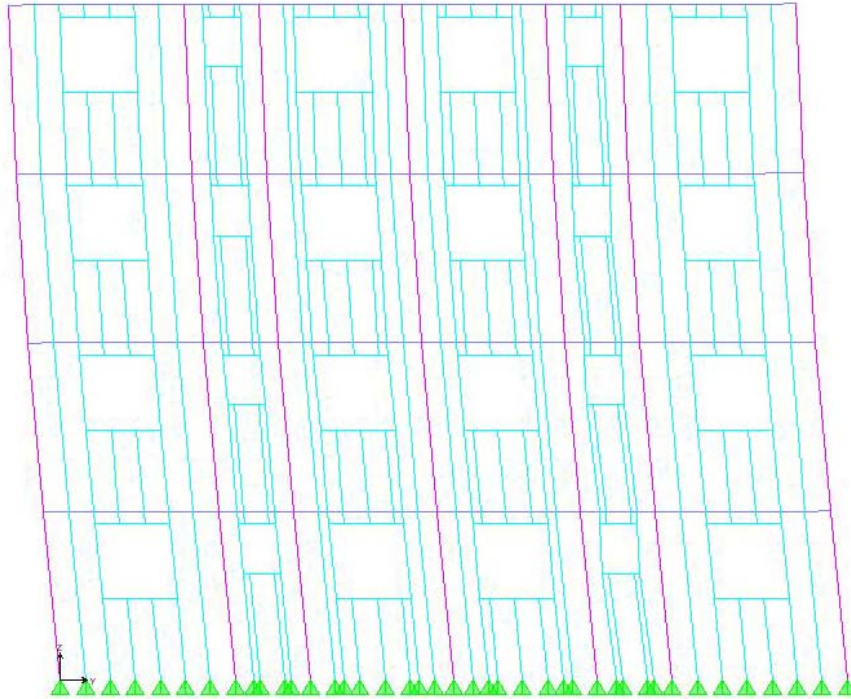


FIGURA 5.1 (e) – Modelo A-400-X-descont.  $y = 2800\text{mm}$ , elevação fila A,  $x = 0$

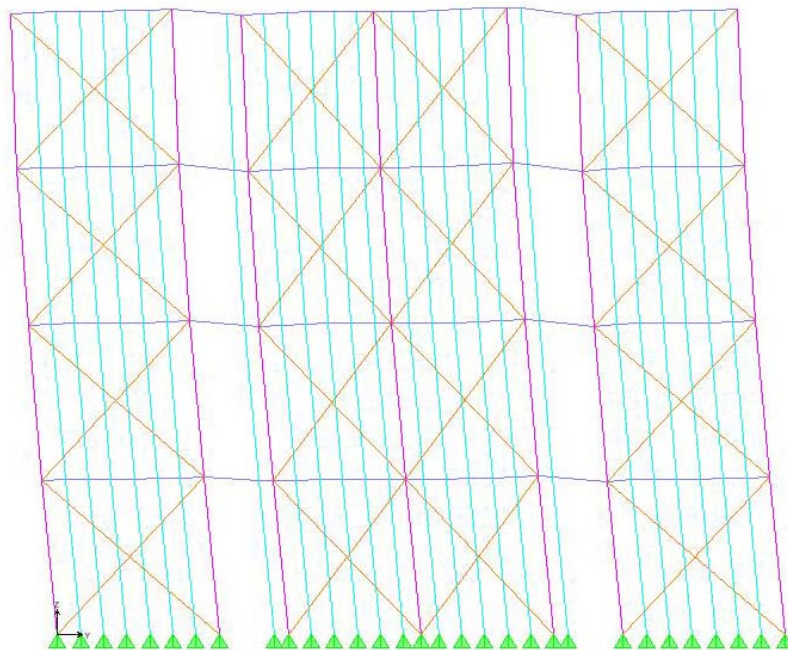


FIGURA 5.1 (f) – Modelo A-400-X-descont. elevação fila B,  $x = 3300\text{mm}$

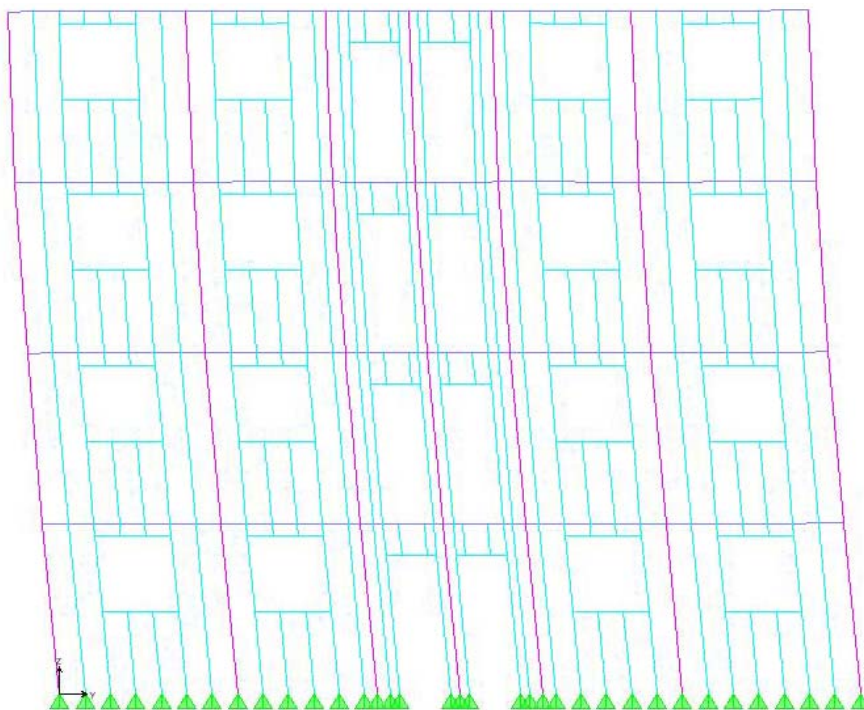


FIGURA 5.1 (g) – Modelo A-400-X-descont. elevação fila C,  $x = 6600\text{mm}$  (conclusão)

Os efeitos de segunda ordem (P-Delta) foram considerados para a determinação dos esforços e dos deslocamentos. Neste modelo não foi considerado o efeito das placas de OSB atuando como diafragma vertical rígido, pois os deslocamentos finais obtidos com a utilização de diagonais metálicas foram bastante pequenos, não havendo a necessidade de incluir a contribuição do OSB no contraventamento da estrutura; apenas o peso das placas foi considerado atuando nos montantes, além da ação do vento.

Os resultados dos deslocamentos máximos globais da estrutura, por pavimento, estão apresentados na TAB 5.1:

TABELA 5.1 – Deslocamentos máximos por pavimento, modelo A-4-400-X-descont

DESLOCAMENTO PAVIMENTO	Ux mm	Uy mm	Uz mm
1º PAVIMENTO	2,69	2,77	0,87
2º PAVIMENTO	5,23	5,31	1,23
3º PAVIMENTO	7,25	7,27	1,29
4º PAVIMENTO	8,52	8,48	1,31

Os limites para os deslocamentos estabelecidos pelo ANEXO A da NBR 14762 (ABNT, 2001), para o qual o deslocamento horizontal de edifícios de dois ou mais pavimentos é calculado de acordo com a combinação de cargas expressa na Eq. 5.1:

$$DESLOCAMENTO\ HORIZONTAL = F_{Q1} + \psi_1.F_{Q2} \quad (5.1)$$

Onde:

$F_{Q1}$  é a ação do vento na estrutura

$F_{Q2}$  é a sobrecarga no telhado ou piso

$\psi_1$  é o fator de utilização referente ao valor freqüente da sobrecarga

O deslocamento horizontal é limitado a  $H/400$  para o deslocamento do topo em relação à base e  $h/300$  para o deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos. Assim,

para um edifício de 4 pavimentos, com pé-direito ( $h$ ) de 3000mm e altura total ( $H$ ) de 12000mm, tem-se:

$$U_{horiz} \leq \frac{12000}{400} = 30,00mm \quad (5.2)$$

$$U_{entre\_pav} \leq \frac{3000}{300} = 10,00mm \quad (5.3)$$

O máximo deslocamento horizontal obtido no topo foi de 8,52mm, inferior ao limite de 30,00mm estabelecido na Eq. 5.2. O máximo deslocamento horizontal entre 2 pavimentos consecutivos foi de 2,54mm, que é bem inferior ao limite de 10,00mm estabelecido na Eq. 5.3.

Não serão apresentados com detalhes os esforços nas barras deste modelo, pois são os mesmos obtidos no modelo A-4-400-V-cont, que foi devidamente detalhado.

### 5.2.2 Modelo A-4-400-V-cont

No modelo *A-4-400-V-cont*, além dos diafragmas horizontais há a consideração do vigamento contínuo e contraventamentos em “V” no Eixo 1 e Fila A. A consideração desta geometria para o contraventamento facilita enormemente a execução dos painéis, já que a sobreposição de chapas gerada por este tipo de contraventamento é menor do que no contraventamento tradicional em “X”, como apresentado no modelo A-4-400-X-descont. Assim, a fixação das placas de OSB/cimentícias torna-se mais simples nos cantos dos painéis contraventados.

As elevações do Eixo 2, do Eixo 3, da Fila A, e Fila C, apresentados ,respectivamente, nas FIG. 5.1 (c), (d), (e) e (g) são análogos às do modelo A-4-400-X-descont. O modelo espacial de um pavimento-tipo e as elevações do Eixo 1 e Fila B, já na sua configuração deformada, estão representados nas FIG. 5.2.

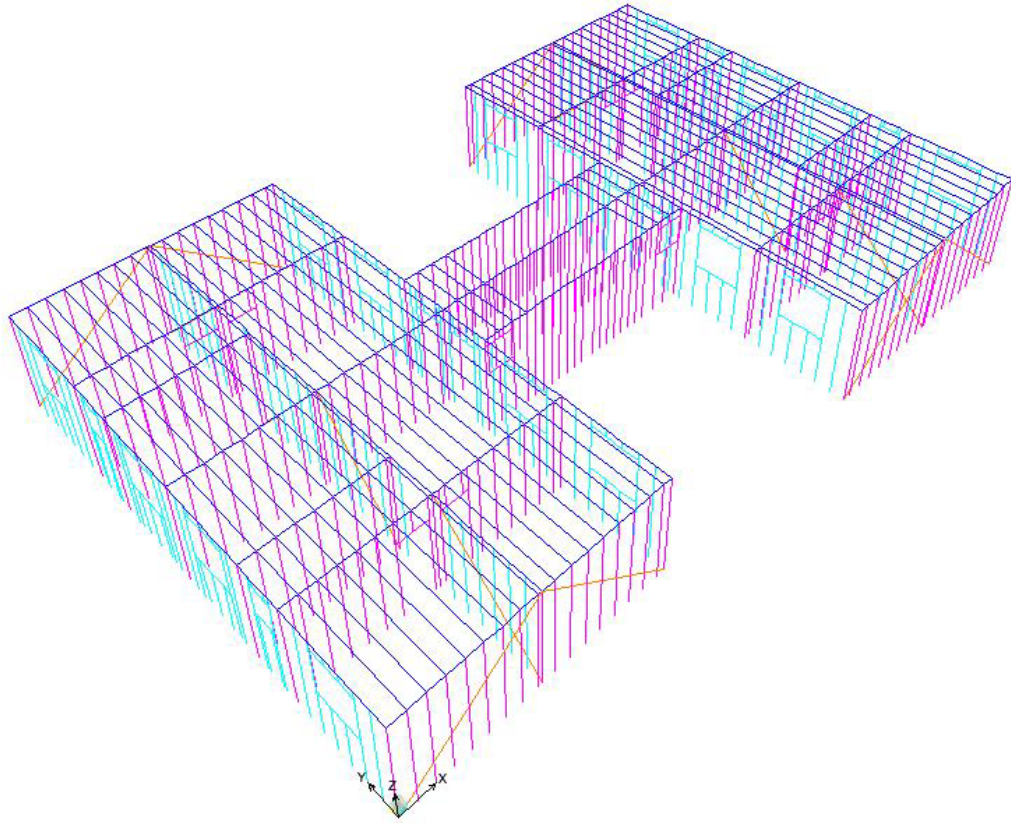


FIGURA 5.2 (a) – Modelo A-400-V-cont.: pavimento-tipo

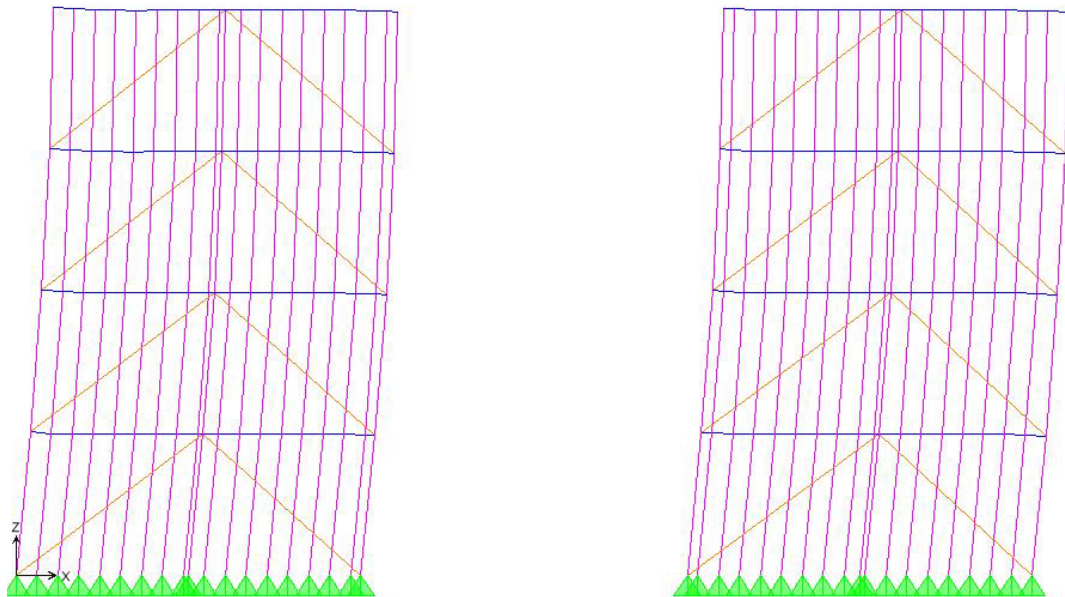


FIGURA 5.2 (b) – Modelo A-400-V-cont.: elevação do Eixo 1,  $y = 0$  (continua)

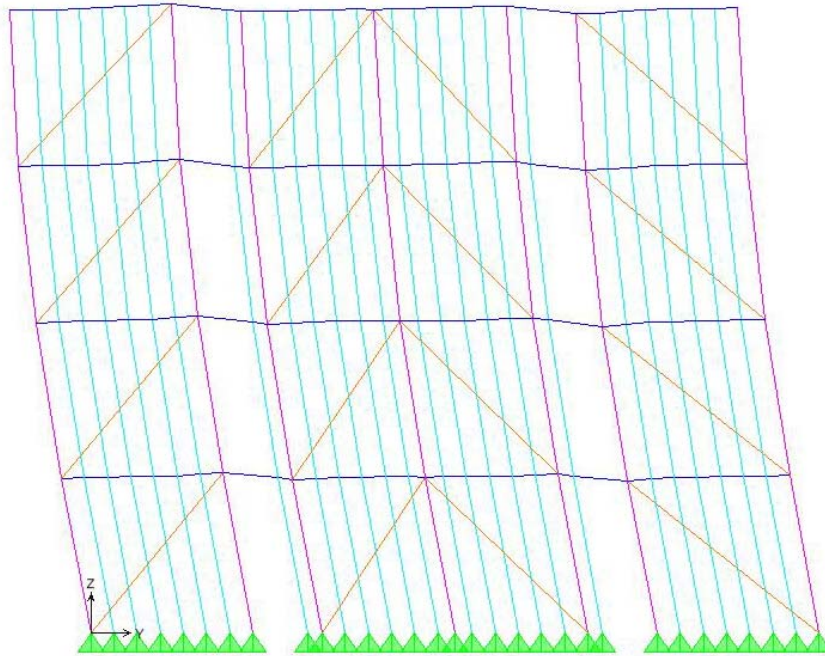


FIGURA 5.2 (c) – Modelo A-400-V-cont.: elevação fila B,  $x = 3300\text{mm}$  (conclusão)

Os deslocamentos horizontais ( $U_x$  e  $U_y$ ) e o deslocamento vertical ( $U_z$ ) obtidos de acordo com as combinações de carga geradas a partir da Eq. 5.1 estão apresentados na TAB. 5.2.

TABELA 5.2 - Deslocamentos máximos por pavimento, modelo A-4-400-V-cont

DESLOCAMENTO PAVIMENTO	$U_x$ mm	$U_y$ mm	$U_z$ mm
1º PAVIMENTO	3,75	5,47	0,57
2º PAVIMENTO	7,01	10,08	1,00
3º PAVIMENTO	9,29	13,30	1,01
4º PAVIMENTO	10,37	14,88	1,06

Nota-se que os deslocamentos verticais do modelo são superiores aos apresentados na TAB. 5.1. Isto decorre da diferença construtiva adotada para os contraventamentos verticais. O modelo que utiliza contraventamentos em “V” (A-4-400-V-cont) apresenta deslocamentos verticais superiores aos do modelo com contraventamentos em “X”. Assim, devido à diminuição do número de barras na estrutura, apenas uma barra trabalha à tração no eixo 1 em cada pavimento, enquanto que no modelo A-4-400-X-descont. Existem duas

barras tracionadas no eixo 1 em cada pavimento. O mesmo ocorre com as Filas A. Apesar deste inconveniente, o contraventamento em “V” possui a vantagem construtiva e apresenta deslocamentos dentro dos limites recomendados pela NBR 14762 (ABNT, 2001), conforme Eq. 5.2 e Eq. 5.3.

Os resultados dos esforços nos montantes e nas vigas, bem como do dimensionamento dos perfis estão apresentados na TAB. 5.3. Para o dimensionamento dos perfis foram adotadas as seguintes premissas:

Resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ): 230 MPa;

Limite de ruptura do aço na tração ( $f_u$ ): 440 MPa;

Camada de revestimento de zinco: 0,04 mm total, nas duas faces;

Perfis para montantes: Ue 90x40x12 mm, conforme mostra a FIG. 5.3 (a)

Perfis para vigas: Ue 140x40x12mm simples, como mostra a FIG. 5.3 (b) ou Caixa formado por dois perfis Ue 140x40x12mm encaixados, FIG. 5.3 (c)

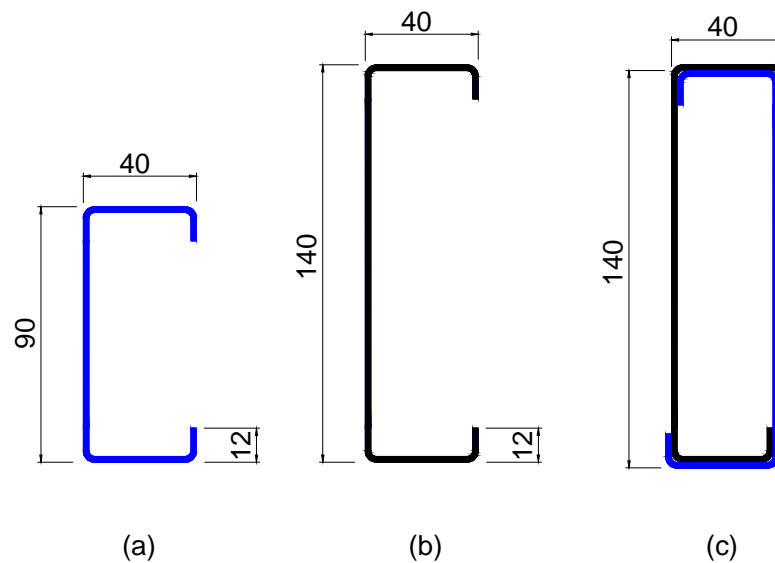


FIGURA 5.3 – (a) perfil para montantes, (b) perfil para vigas, (c) perfil caixa para vigas

Para o dimensionamento dos perfis foram considerados os seguintes critérios:

- *Montantes*

Comprimento máximo ( $L_{\max}$ ) = 2850mm

$$\rightarrow L_x = 2850\text{mm}$$

$\rightarrow L_y = 1425\text{mm}$  (1 bloqueador à meia altura dos pilares – dois bloqueadores por painel, combinado com fita metálica tracionada)

$\rightarrow L_t = 1425\text{mm}$  (1 bloqueador à meia altura dos pilares – dois bloqueadores por painel, combinado com fita metálica tracionada)

- *Vigas*

Comprimento máximo ( $L_{\max}$ ) = 3500mm

$$\rightarrow L_x = 3500\text{mm}$$

$$\rightarrow L_y = 1750\text{mm}$$
 (1 bloqueador no centro do vão)

$$\rightarrow L_t = 1750\text{mm}$$
 (1 bloqueador no centro do vão)

A seguir é apresentada a notação a ser utilizadas nas próximas tabelas, de acordo com a NBR 14762 (2001):

$M_R$ : Momento resistente de cálculo;

$M_S$ : Momento solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ : Força Normal de compressão resistente de cálculo;

$N_{c,Sd}$ : Força Normal de compressão solicitante de cálculo;

$N_t R_d$ : Força normal de tração resistente de cálculo

$N_{t,Sd}$ : Força Normal de tração solicitante de cálculo;

$V_{Rd}$ : Força cortante resistente de cálculo.

A TAB. 5.3 apresenta os resultados das resistências dos perfis utilizados para vigas:

As resistências dos perfis foram calculadas considerando-se a espessura líquida de aço, isto é, subtraindo-se da espessura nominal do perfil a camada de zinco (0,02mm) em cada face da chapa de aço. Para o cálculo das resistências finais de compressão dos perfis foi

utilizado o programa DIMPEFF, desenvolvido na UFMG, já que o software SAP2000 (CSI, 2004) não utiliza a norma brasileira de dimensionamento de perfis formados a frio.

TABELA 5.3 – Resistências à compressão centrada dos perfis utilizados como montantes.

PERFIL (mm)	ESPESSURA (mm)	ÁREA SEÇÃO (cm <sup>2</sup> )	N <sub>c,Rd</sub>
Ue 90x40x12 - 0,80	0,76	1,34	10,42 kN
Ue 90x40x12 - 0,95	0,91	1,71	13,16 kN
Ue 90x40x12 - 1,25	1,21	2,25	10,09 kN
Ue 90x40x12 - 1,55	1,51	2,78	26,04 kN
Ue 90x40x12 - 2,30	2,26	3,97	39,48 kN

Procedimento análogo foi utilizado para a determinação das resistências de cálculo dos perfis das vigas, como mostra a TAB. 5.4.

TABELA 5.4 – Resistências dos perfis utilizados para as vigas

PERFIL (mm)	ÁREA SEÇÃO (cm <sup>2</sup> )	V <sub>Rd</sub>	M <sub>Rd</sub>
Ue 140x40x12 - 0,95	2,26	5,67 kN	1,68 kN.m
Ue 140x40x12 - 1,25	2,95	13,03 kN	2,38 kN.m
Caixa: 2Ue 140x40x12– 0,95	4,52	11,34 kN	3,30 kN.m
Caixa: 2Ue 140x40x12– 1,25	5,89	26,06 kN	4,81 kN.m

Para os perfis dos cantos dos painéis foi considerada a composição de 2 perfis formando caixa (situação mais desfavorável, pois geralmente as ligações entre painéis necessitam de 3 ou mais perfis em sua composição), com as resistências de acordo com a TAB. 5.5

TABELA 5.5 – Resistências de cálculo dos perfis compostos utilizados como montantes nos encontros de painéis

PERFIL (mm)	ESPESSURA (mm)	ÁREA SEÇÃO (cm <sup>2</sup> )	N <sub>c,Rd</sub>
Caixa: 2Ue 90x40x12 - 0,80	0,76	2,26	31,77 kN
Caixa: 2Ue 90x40x12 - 0,95	0,91	2,68	40,00 kN
Caixa: 2Ue 90x40x12 – 1,25	1,21	4,50	58,54 kN

Os contraventamentos foram dimensionados somente à tração, com as resistências de cálculo dadas pela TAB. 5.6.

Para a análise dos resultados dos esforços, os perfis foram agrupados em eixos e filas. Assim, em um mesmo eixo/fila não devem coexistir perfis com espessuras diferentes. Em um mesmo pavimento, procurou-se não utilizar uma variação muito grande de espessuras de perfis, de forma a facilitar o trabalho de fabricação e montagem dos painéis estruturais.

TABELA 5.6 – Resistências das chapas utilizadas nos contraventamentos

CHAPA (mm)	ESPESSURA (mm)	ÁREA SEÇÃO (cm <sup>2</sup> )	N <sub>t,Rd</sub>
Chapa 80x0,80	0,76	0,61	12,58 kN
Chapa 80x0,95	0,91	0,73	15,07 kN
Chapa 100x0,80	0,76	0,76	15,73 kN
Chapa 100x0,95	0,91	0,91	18,84 kN
Chapa 100x1,25	1,21	1,21	25,87 kN
Chapa 100x1,55	1,51	1,51	32,08 kN

Esforços axiais positivos indicam tração na barra; esforços axiais negativos indicam compressão na barra. Momentos positivos indicam tração na face inferior dos perfis; momentos negativos indicam tração na face superior dos perfis.

TABELA 5.7 – Esforços obtidos e perfis utilizados nos montantes do modelo  
A-4-400-V-cont no 1º pavimento

ELEMENTO		N <sub>c, Sd</sub> (-), N <sub>t, Sd</sub> (+) (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-20,42	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-14,16	Ue 90x40x12x1,55
	Contraventamento	26,37	chapa 100x1,55
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-24,70	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-24,24	Ue 90x40x12x1,55
EIXO 5	Montante canto	-27,98	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-24,38	Ue 90x40x12x1,55
FILA A	Montante canto	-13,86	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-10,42	Ue 90x40x12x0,95
FILA B	Montante canto	-26,37	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-7,01	Ue 90x40x12x0,95
	Contraventamento	29,14	chapa 100x1,55
FILA C	Montante canto	-10,30	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-5,84	Ue 90x40x12x0,95

Os montantes dos cantos são sempre compostos por dois ou mais perfis com dimensões e espessuras iguais às dos montantes intermediários. Os contraventamentos são sempre em chapas metálicas, na face interna dos painéis.

TABELA 5.8 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelo  
A-4-400-V-cont: 2º pavimento

ELEMENTO		$N_{c, Sd} (-), N_{t, Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-10,45	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-10,44	Ue 90x40x12x1,25
	Contraventamento	16,73	chapa 100x0,95
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-18,05	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-17,79	Ue 90x40x12x1,25
EIXO 5	Montante canto	-20,36	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-19,67	Ue 90x40x12x1,55
FILA A	Montante canto	-9,66	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-7,85	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-16,02	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-5,41	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	21,46	chapa 100x1,25
FILA C	Montante canto	-7,02	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-4,63	Ue 90x40x12x0,80

TABELA 5.9 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelo  
A-4-400-V-cont: 3º pavimento

ELEMENTO		$N_{c, Sd} (-), N_{t, Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-6,23	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-5,63	Ue 90x40x12x0,95
	Contraventamento	10,12	chapa 80x0,80
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-11,41	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-10,39	Ue 90x40x12x0,95
EIXO 5	Montante canto	-12,91	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-12,38	Ue 90x40x12x0,95
FILA A	Montante canto	-5,73	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-5,28	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-8,21	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-3,66	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	12,72	chapa 100x0,80
FILA C	Montante canto	-4,40	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-3,16	Ue 90x40x12x0,80

Os esforços obtidos para o 4º pavimento foram todos inferiores a 10,42 kN (força normal de compressão resistente de cálculo que o perfil Ue 90x40x12x0,80 suporta). Assim, todos os perfis deste pavimento serão do tipo Ue 90x40x12x0,80. Os contraventamentos serão mantidos com chapas de 80x0,80mm.

O dimensionamento das vigas foi feito procurando atender aos esforços solicitantes apresentados na TAB 5.10. Os maiores vãos (vãos principais) estão indicados na FIG. 5.4 em linhas contínuas; os vãos intermediários estão indicados em linhas tracejadas.

TABELA 5.10 - Esforços e perfis utilizados nas vigas do modelo

A-4-400-V-cont

ELEMENTO	M <sub>s</sub> POSITIVO (kN.m)	M <sub>s</sub> NEGATIVO (kN.m)	PERFIL UTILIZADO
Viga Vão Maior	1,75	-2,33	Ue 140x40x12x1,25
Viga Vão Intermediário	1,22	-1,19	Ue 140x40x12x0,95

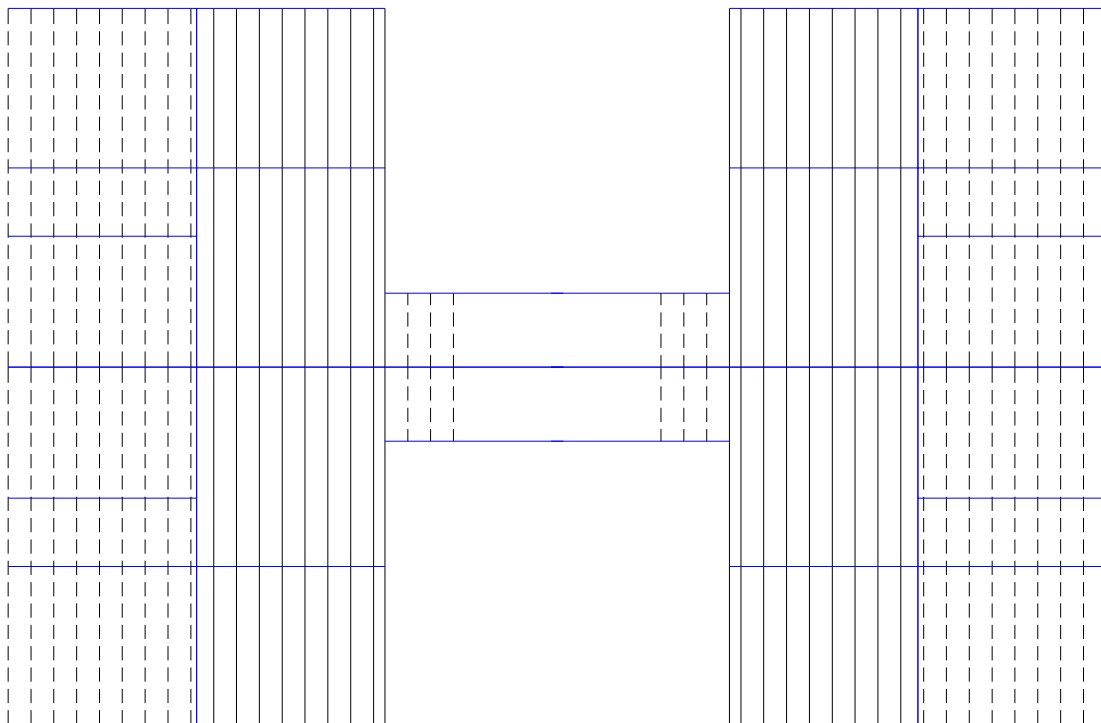


FIGURA 5.4 – Configuração dos perfis das vigas para o modelo A-4-400-V-cont. Maiores vãos com traço contínuo; vãos intermediários com linha tracejada

Considerando-se o vigamento como bi-apoiado, ter-se-ia a situação apresentada na TAB. 5.11, na qual verifica-se a inexistência de momentos negativos (que no vigamento contínuo ocorre sobre os apoios), como era de se esperar. A redução dos momentos positivos é da ordem de 65% nas vigas principais e de 52% nas vigas intermediárias, de acordo com a Eq. 5.4

$$Diferença \_(\%) = \frac{M_{S\_MAIOR} - M_{S\_MENOR}}{M_{S\_MENOR}} \times 100\% \quad (5.4)$$

TABELA 5.11 – Esforços e perfis para vigamento tipo bi-apoiado

ELEMENTO	M <sub>Sd</sub> POSITIVO (kN.m)	M <sub>Sd</sub> NEGATIVO (kN.m)	PERFIL UTILIZADO
Viga Vão Maior	2,91	-	2x Ue 140x40x12x0,95
Viga Vão Intermediário	1,86	-	Ue 140x40x12x1,25

Assim, verifica-se que a consideração do vigamento bi-apoiado implica no aumento de uma espessura de perfil para o vigamento intermediário e obriga a adoção de perfis compostos do tipo caixa para o vigamento maior. A economia no consumo de aço é da ordem de 25% para as vigas.

No projeto tradicional das vigas em LSF, nas Filas A, B e C há a necessidade do dimensionamento de uma viga caixa de acabamento, para que o piso fique nivelado, pois sem elas os painéis que não recebem vigas ficariam 140mm abaixo do nível do piso. As FIG. 5.5 (a) e (b) ilustram a configuração de um painel com viga caixa de acabamento, bem como a transmissão do esforço axial dos perfis de montante para a mesa desta viga.

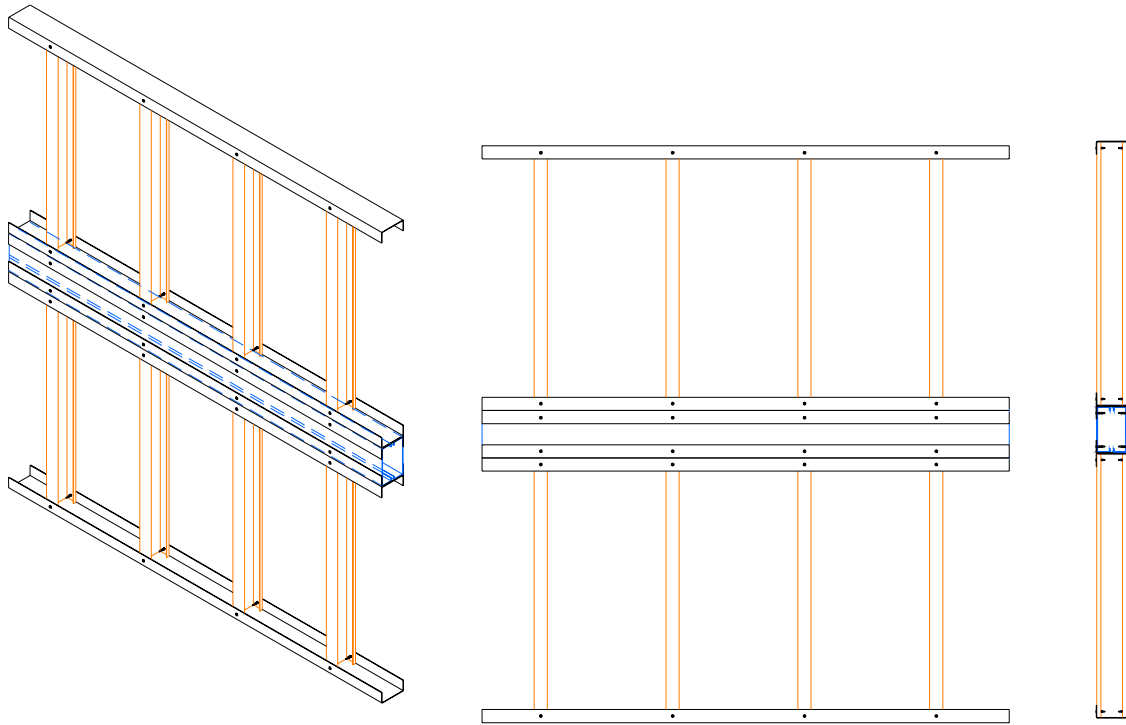


FIGURA 5.5 (a) – Painel com viga de acabamento em perspectiva e vistas.

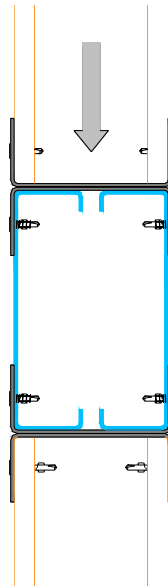


FIGURA 5.5 (b) Painel com viga de acabamento, transmissão dos esforços axiais dos montantes para as mesas das vigas.

De acordo com o Anexo E da NBR 14762 (ABNT, 2001), que trata das barras sujeitas a forças concentradas sem enrijecedores transversais, essas vigas devem ser verificadas, contra o enrugamento de alma (web crippling), segundo a Eq. 5.5

$$F_{RD} = \frac{894 \cdot f_y}{E} \cdot t^2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_9 \cdot C_\theta \cdot \left[ \left( 244 - 0,57 \cdot \frac{h}{t} \right) \left( 1 + 0,01 \cdot \frac{c}{t} \right) \right] \cdot \frac{1}{\gamma} \quad (5.5)$$

Onde:

$$\gamma = 1,35;$$

$$E = 205000 \text{ MPa};$$

$$F_y = 230 \text{ MPa}$$

$$c = 40 \text{ mm (comprimento de atuação da força aplicada);}$$

$$C_9 = 6,9$$

$$h = 136,2 \text{ mm (comprimento da alma do perfil)}$$

$$C_3 = 1,33 - \frac{295 \cdot f_y}{E} = 1,0 \quad (5.5)$$

$$C_4 = 1,15 - 0,15 \cdot \frac{r_i}{t}, \text{ com } 0,5 \leq C_4 \leq 1,0 \quad (5.6)$$

$$C_\theta = 0,7 + 0,3 \cdot \left( \frac{\theta}{90} \right)^2 = 1,0 \quad (5.7)$$

Resolvendo-se a Eq. 5.5 e variando-se a quantidade de perfis e a espessura das almas, chega-se aos resultados apresentados na TAB. 5.12:

TABELA 5.12 – Força resistente de cálculo para vigas submetidas a forças concentradas

PERFIL	C <sub>4</sub>	F <sub>Rd</sub> (kN)
Ue 140x40x12 – t = 0,95	1,0	1,05
2 x Ue 140x40x12 – t = 0,95 (1 caixa)	1,0	2,10
4 x Ue 140x40x12 – t = 0,95 (2 caixas)	1,0	4,20
Ue 140x40x12 – t = 1,50	1,0	2,82
4 x Ue 140x40x12 – t = 1,50 (2 caixas)	1,0	11,28

A força máxima de compressão nos montantes do segundo pavimento corresponde a 19,67kN, valor bem superior à força resistente de cálculo encontrada para a composição de 4 perfis com espessura de 1,50mm. A utilização de mais de 4 perfis para a composição da seção da viga caixa de bordo inviabiliza a execução, tornando necessária a adoção de uma inovação, que é a variação na altura dos painéis de parede, eliminando a necessidade da viga de bordo.

Este sistema permite uma economia de material e mão-de-obra, além de ser de fácil execução. A FIG. 5.6 ilustra a montagem de painéis de parede sem a viga de bordo. O painel mostrado na Figura na cor rosa possui altura maior do que o painel em laranja, dispensando o uso da viga caixa de bordo.

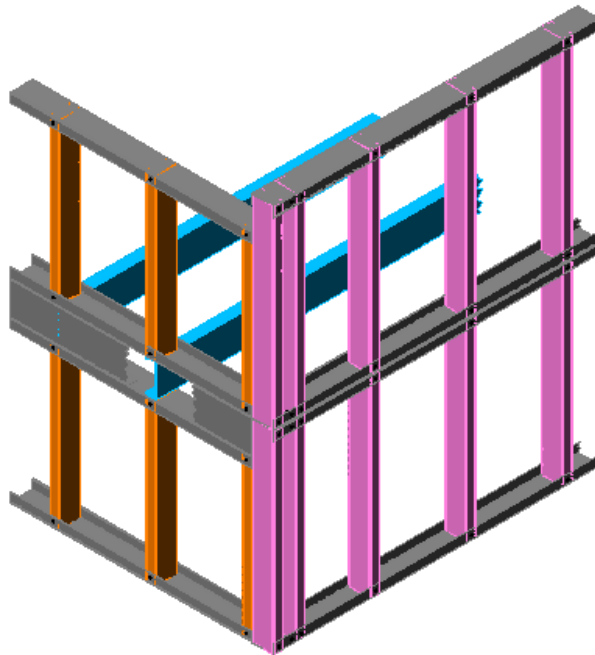


FIGURA 5.6 – Painel frontal mais alto dispensando a utilização da viga de acabamento

Nos apoios intermediários das vigas contínuas e nas finalizações dos painéis de vigas são utilizados recortes de perfil Ue para resistir às cargas concentradas provenientes dos montantes, como mostra a FIG. 5.7

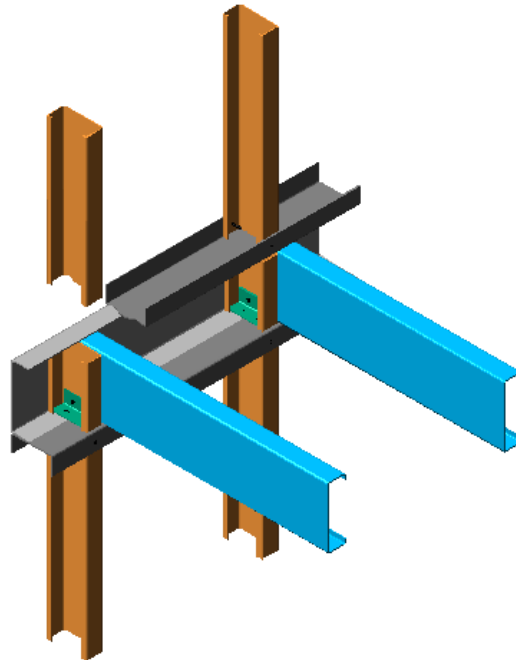


FIGURA 5.7 – Detalhe do enrijecedor das vigas nos pontos de apoio

### 5.3 Modelo A-4-600

Os modelos de 4 pavimentos, na arquitetura convencional do sistema Usiteto (tipo “A”), com espaçamento entre montantes e entre vigas de 600mm, foram elaborados de acordo com os mesmos critérios utilizados para os modelos A-4-400, isto é, o primeiro modelo estrutural possui contraventamentos em chapas metálicas formando “X”, com viga descontinua e o segundo modelo possui contraventamentos metálicos em “V” e viga contínuo.

Neste item são apresentados os deslocamentos das estruturas, bem como os esforços nas barras considerados para o dimensionamento dos perfis das vigas e dos montantes. Não será apresentado o consumo de aço, já que o detalhamento da estrutura não foi efetuado.

### 5.3.1 Modelo A-4-600-X-descont

O modelo estrutural do pavimento-tipo apresentado na FIG. 5.8 (a) mostra a configuração espacial dos elementos de barra utilizados para o modelo A-4-600-X-descont. Esta modulação apresenta uma menor quantidade de perfis, devido ao maior espaçamento entre os mesmos; entretanto, a espessura dos perfis é aumentada comparando-se com a dos perfis obtidos para a mesma concepção estrutural, mas com modulação de 400mm. Outro inconveniente observado neste modelo é a necessidade de introdução de vários montantes e vigas intermediários para atender às características arquitetônicas dos prédios. Analisando-se as elevações das filas A e C (FIG. 5.8) observa-se que vários perfis tiveram de ser inseridos para que os vãos de janelas fossem respeitados.

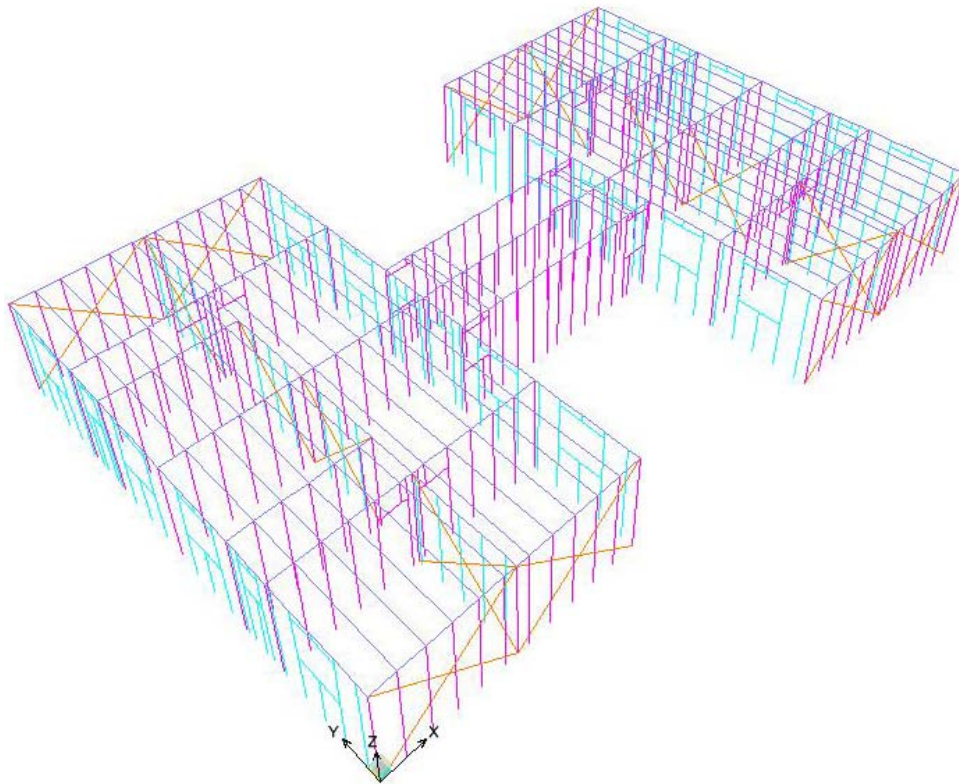


FIGURA 5.8 . (a) – Modelo A-4-600-X-descont, pavimento-tipo

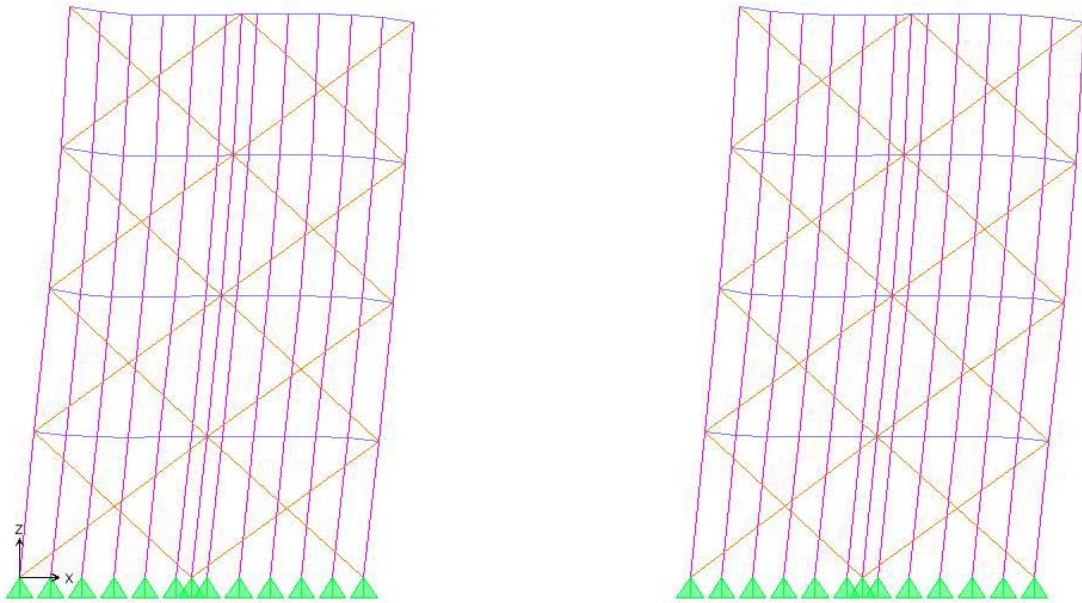


FIGURA 5.8 (b) – Modelo A-4-600-X-descont. elevação eixo 1,  $y = 0$

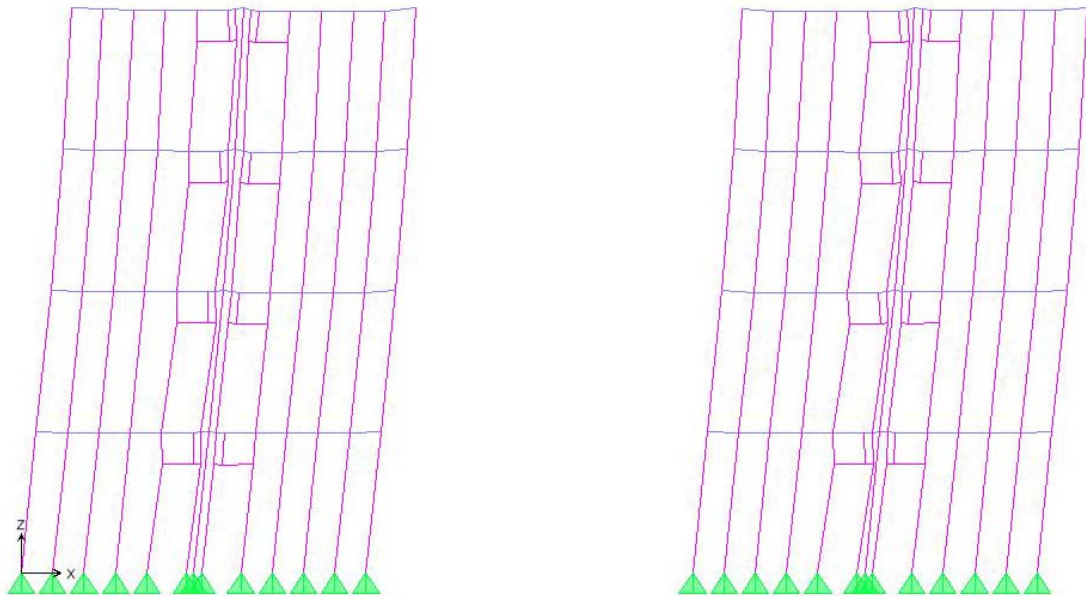


FIGURA 5.8 (c) – Modelo A-4-600-X-descont.: elevação do eixo 2,  $y = 2800\text{mm}$

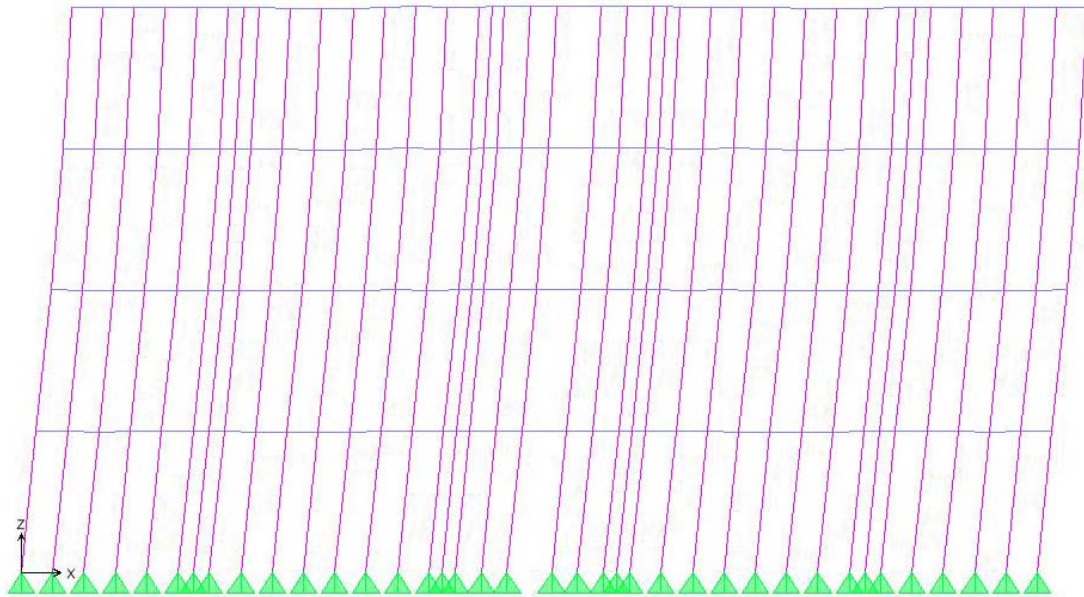


FIGURA 5.8 (d) – Modelo A-4-600-X-descont elevação eixo 4,  $y = 6300\text{mm}$

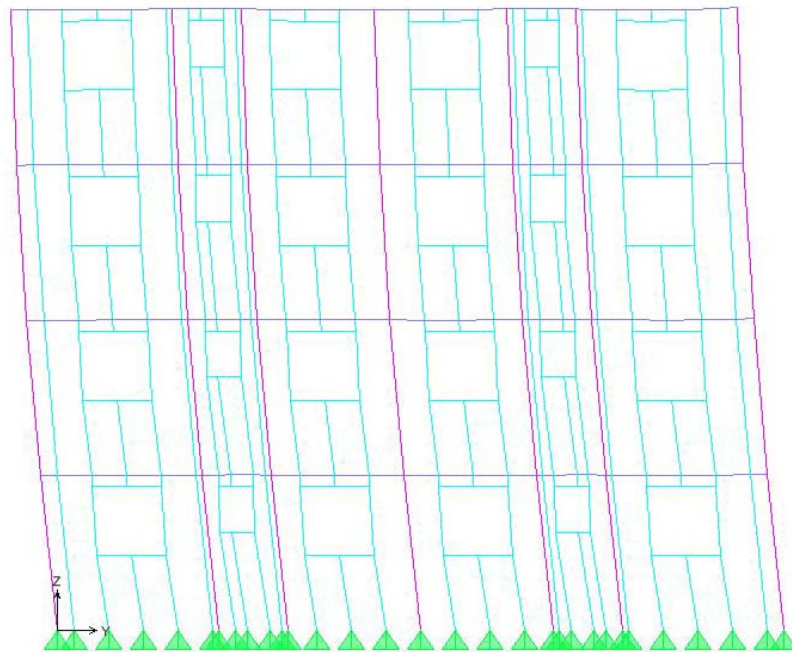


FIGURA 5.8 (e) – Modelo A-4-600-X-descont: elevação fila A,  $x = 0$

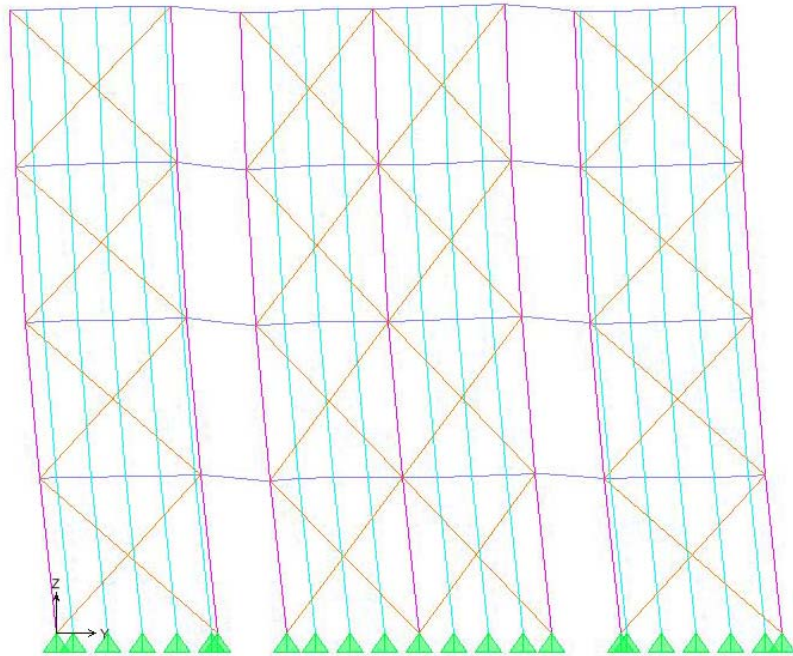


FIGURA 5.8 (f) – Modelo A-4-600-X-descont: elevação fila B,  $x = 3300\text{mm}$

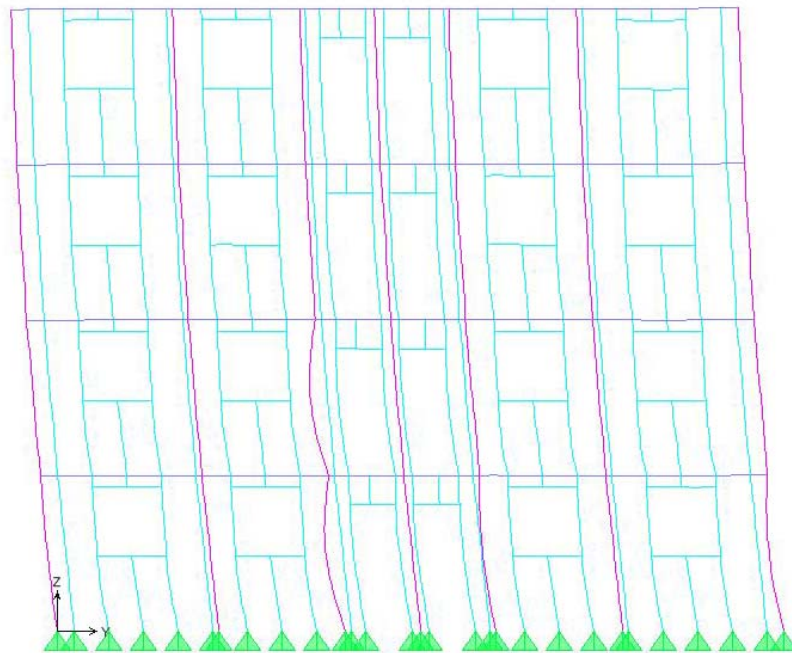


FIGURA 5.8 (g) – Modelo A-4-600-X-descont.: elevação fila C,  $x = 6600\text{mm}$

Os deslocamentos obtidos para cada um dos planos de vigas, de acordo com as combinações de cargas estabelecidas pela Eq. 5.1, estão detalhados na TAB. 5.13

TABELA 5.13 – Deslocamentos máximos por pavimento: modelo A-4-600-X-descont

<b>DESLOCAMENTO PAVIMENTO</b>	<b>Ux mm</b>	<b>Uy mm</b>	<b>Uz mm</b>
1º PAVIMENTO	2,85	2,93	0,99
2º PAVIMENTO	5,67	5,31	1,45
3º PAVIMENTO	7,99	6,99	1,58
4º PAVIMENTO	9,55	8,01	1,67

Analisando-se os resultados obtidos com esta modelagem, verifica-se que os deslocamentos máximos horizontais não excedem o limite de  $H/400$  (30mm), bem como o deslocamento entre pavimentos consecutivos está aquém do valor máximo estabelecido pela NBR 14762 (2001).

Não serão apresentados os resultados do dimensionamento de montantes para este modelo, pois os mesmos são apresentados para o modelo o modelo A-4-600-V-cont, que apresenta as mesmas considerações estruturais para o cálculo dos montantes. As vigas, calculadas como bi-apoiadas, apresentam os esforços e dimensionamento dos perfis dados pela TAB. 5.14.

TABELA 5.14 - Esforços solicitantes de cálculo e perfis utilizados nas vigas: modelo A-4-600-X-descont

<b>ELEMENTO</b>	<b>M<sub>Sd</sub> POSITIVO (kN.m)</b>	<b>M<sub>Sd</sub> NEGATIVO (kN.m)</b>	<b>PERFIL UTILIZADO</b>
Viga Vão Maior	3,87	-	2Ue 140x40x12x1,25
Viga Vão Intermed.	2,64	-	2Ue 140x40x12x0,95

Os momentos encontrados no centro dos vãos são bastante altos, exigindo que todos os perfis componentes das vigas fossem em seções compostas tipo caixa, acarretando um alto consumo de material.

### 5.3.2 Modelo A-4-600-V-cont

O modelo A-4-600-V-cont apresenta a mesma concepção arquitetônica do modelo A-4-600-X-descont, com variação na forma dos contraventamentos, que agora são em “V”, (FIG. 5.9), além da consideração do vigaento contínuo, de forma a reduzir o consumo de material das vigas.

Nas FIG. 5.9 são apresentados o modelo espacial de um pavimento-tipo (a), e elevações do Eixo 1 (b) e da Fila B (c), onde estão os painéis de parede contraventados. Os demais painéis são idênticos aos da FIG. 5.8.

Os deslocamentos máximos obtidos para cada um dos pavimentos estão listados na TAB. 5.15

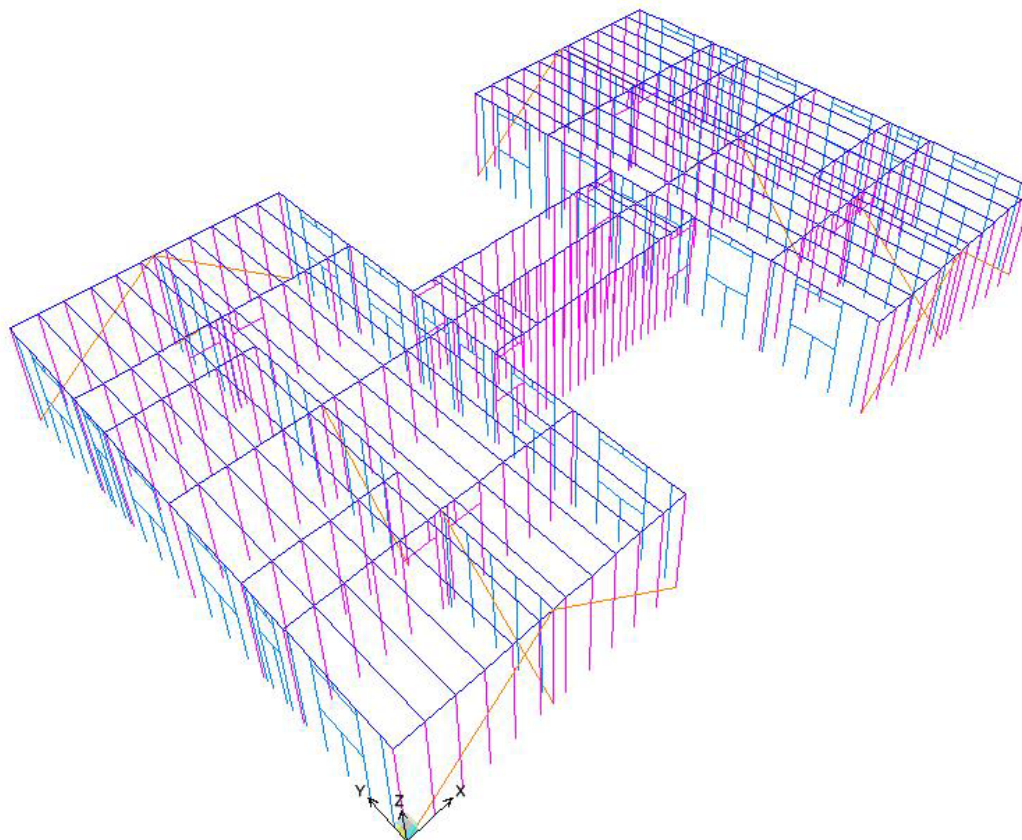


FIGURA 5.9 (a) – Modelo A-600-V-cont.: pavimento-tipo

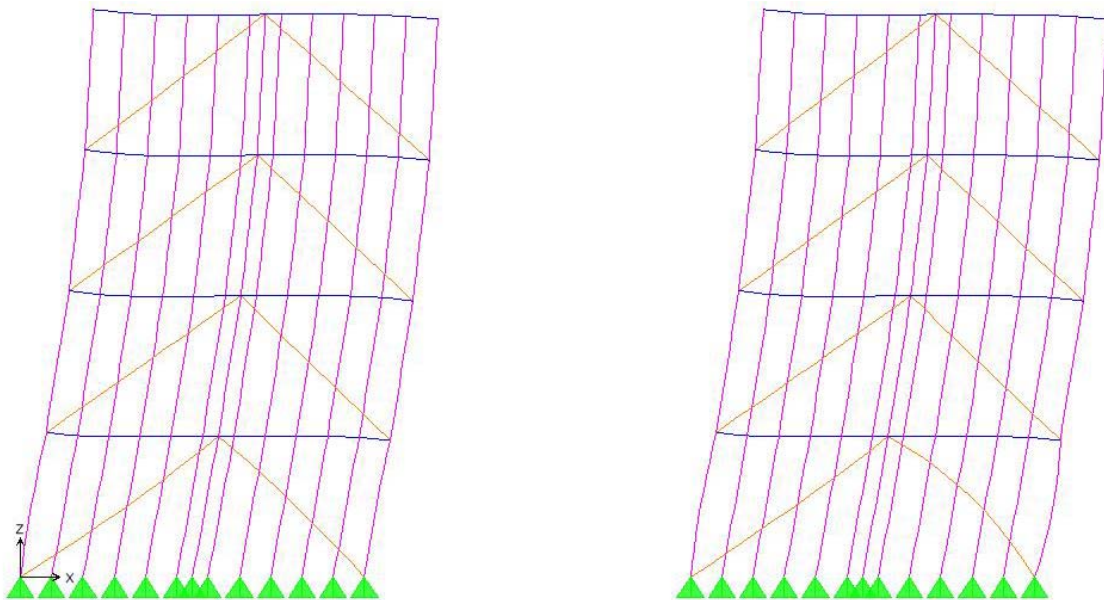


FIGURA 5.9 (b) – Modelo A-600-V-cont.: elevação do Eixo 1,  $y = 0$



FIGURA 5.9 (c) – Modelo A-600-V-cont.: elevação fila B,  $x = 3300\text{mm}$

TABELA 5.15 – Deslocamentos máximos por pavimento do modelo A-4-600-V-cont

DESLOCAMENTO PAVIMENTO	Ux mm	Uy mm	Uz mm
1º PAVIMENTO	4,93	5,36	0,76
2º PAVIMENTO	9,29	9,21	1,04
3º PAVIMENTO	12,45	11,58	1,05
4º PAVIMENTO	14,01	12,79	1,07

Observa-se que os deslocamentos obtidos para o modelo com contraventamentos em “V” são maiores (em torno de 31%) que os deslocamentos obtidos no modelo com contraventamento em “X”. Esta diferença se dá pela redução do número de barras de contraventamento do modelo A-4-600-V-cont. Apesar disto, os limites impostos pelas Eq. 5.2 e 5.3 não são atingidos, demonstrando que o modelo não terá problemas de deslocamentos excessivos.

As considerações feitas para o tipo de vigamento adotado para o modelo A-4-400-V-cont são válidas para este modelo. Assim, sendo, são apresentados os esforços solicitantes de cálculo obtidos para as barras de montantes e contraventamentos nas TAB. 5.16 a 5.18.

TABELA 5.16 – Esforços e perfis dos montantes: modelo A-4-600-V-cont: 1º pavimento

ELEMENTO		N <sub>C,Sd</sub> (-), N <sub>t,Sd</sub> (+), (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-27,04	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-19,27	Ue 90x40x12x1,55
	Contraventamento	31,42	chapa 100x1,55
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-35,45	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-24,89	Ue 90x40x12x1,55
EIXO 5	Montante canto	-37,89	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-16,33	Ue 90x40x12x1,55
FILA A / C	Montante canto	-27,06	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-10,59	Ue 90x40x12x0,95
FILA B	Montante canto	-26,07	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-8,72	Ue 90x40x12x0,95
	Contraventamento	29,42	chapa 100x1,55

TABELA 5.17 – Esforços e perfis utilizados nos montantes: modelo A-4-600-V-cont: 2° pavimento

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+), (kN)$	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-14,53	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-10,68	Ue 90x40x12x1,25
	Contraventamento	23,4	chapa 100x1,25
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-26,08	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-18,65	Ue 90x40x12x1,25
EIXO 5	Montante canto	-27,62	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-15,9	Ue 90x40x12x1,25
FILA A / C	Montante canto	-12,49	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-7,91	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-14,98	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-7,34	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	16,79	chapa 100x0,95

TABELA 5.18 – Esforços e perfis utilizados nos montantes: modelo A-4-600-V-cont: 3° pavimento

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+), (kN)$	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-9,34	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-8,90	Ue 90x40x12x0,95
	Contraventamento	14,07	chapa 80x0,95
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-16,52	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-11,79	Ue 90x40x12x0,95
EIXO 5	Montante canto	-17,37	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-10,52	Ue 90x40x12x0,95
FILA A / C	Montante canto	-5,70	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-5,32	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-9,56	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-4,72	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	7,48	chapa 80x0,80

Os esforços obtidos para as barras do 4° pavimento são todos inferiores à resistência de cálculo do perfil Ue 90x40x12x0,80. Assim, para todos os montantes do pavimentos foram utilizados perfis com 0,80mm de espessura. Para o contraventamento foram utilizadas chapas de 80x0,80mm.

A TAB. 5.19 apresenta os resultados obtidos para as vigas, que foram consideradas contínuas até o eixo de simetria do prédio.

TABELA 5.19 - Esforços e perfis utilizados nas vigas: modelo A-4-600-V-cont

ELEMENTO	M <sub>s</sub> POSITIVO (kN.m)	M <sub>s</sub> NEGATIVO (kN.m)	PERFIL UTILIZADO
Viga Vão Maior	2,56	-3,23	2Ue 140x40x12x0,95
Viga Vão Intermed.	1,73	-1,05	Ue 140x40x12x0,95

Comparando entre si os dimensionamento das vigas dos modelos A-4-600-X-descont e A-4-600-V-cont., verifica-se que a redução dos momentos positivos é da ordem de 51% para os maiores vãos e de 52% para os vãos intermediários, de acordo com a Eq. 5.4. Isto demonstra que o vigeamento contínuo é bastante econômico, sendo possível se utilizar barras inteiras com até 12000mm de comprimento, para vencer vãos múltiplos.

## 5.4 Modelos B-4-400

Os modelos baseados na arquitetura que vem sendo proposta pela Usiminas para o sistema Usiteto possuem as mesmas condições e premissas de cálculo adotadas para os modelos de 4 pavimentos na arquitetura tipo “A”. Foram considerados dois diferentes modelos numéricos: o primeiro, com espaçamento entre perfis de 400mm, vigeamento tipo bi-apoiado (descontínuo), contraventamentos em “X”. O segundo modelo, com a mesma modulação entre perfis (400mm), tem vigeamento contínuo e diagonais de contraventamento em forma de “V”. Em ambos os modelos foram considerados os efeitos de segunda ordem, ou seja, efeito P-Delta, sendo desprezada a contribuição das placas de OSB devido aos pequenos deslocamentos laterais da estrutura sem as mesmas.

### 5.4.1 Modelo B-4-400-X-descont

O modelo B-4-400-X-descont tem basicamente as mesmas características do modelo A-4-400-X-descont, considerando-se que as duas proposições arquitetônicas são bastante parecidas.

A FIG. 5.10 apresenta o diagrama unifilar de um pavimento-tipo, bem como as elevações de eixos e filas do modelo B-4-400-X-descont.

A maior diferença entre a arquitetura tipo “A” e a arquitetura tipo “B” consiste na disposição dos montantes na Fila B, como mostra a FIG. 5.10 (g). O modelo B-4-400-X-descont não dispõe de um conjunto de paredes cegas capazes de serem contraventadas de modo a impedir os deslocamentos horizontais do prédio. Assim, foi necessário utilizar chapas de contraventamento também nas Filas A e C, para que os deslocamentos horizontais devidos às cargas de vento pudessem ser minimizados.

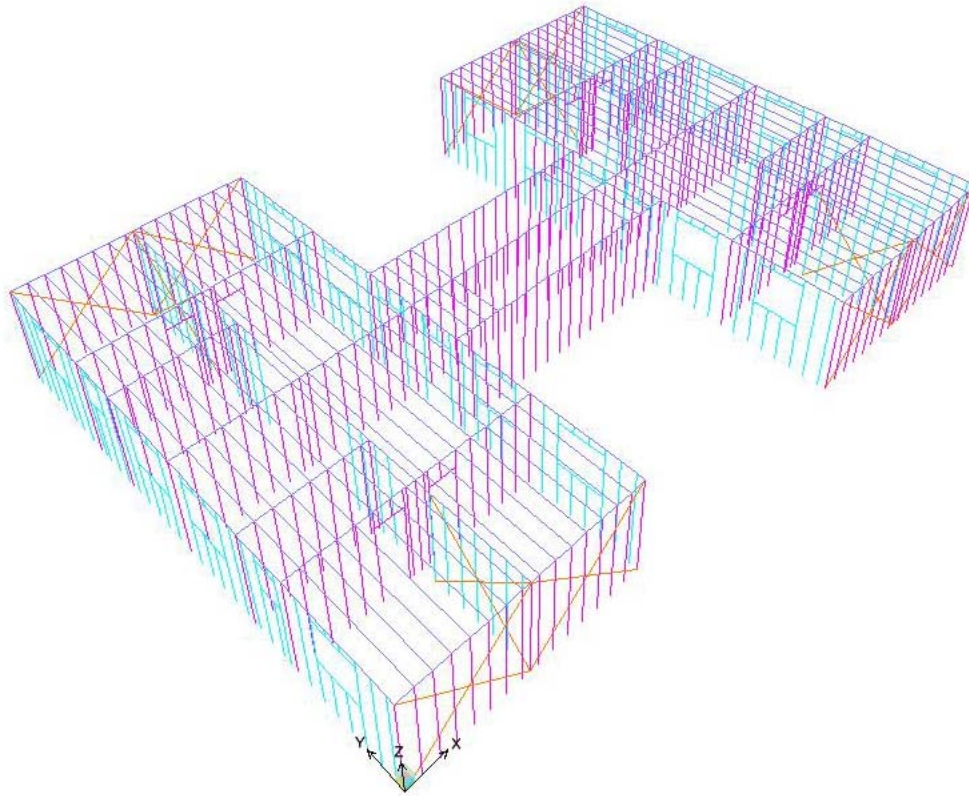


FIGURA 5.10 (a) – Modelo B-4-400-X-descont. pavimento-tipo unifilar.

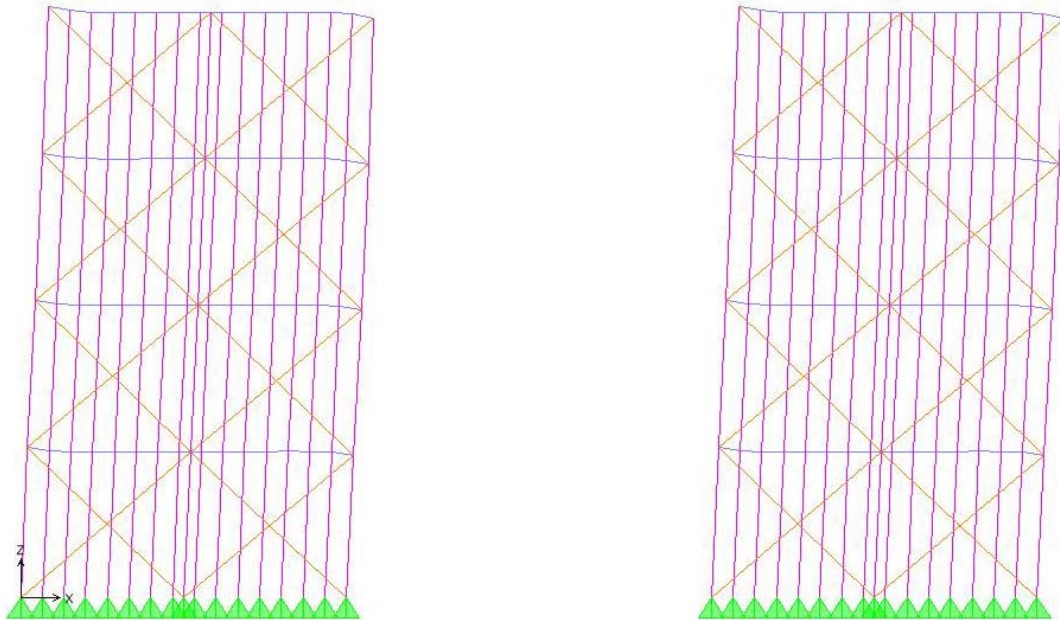


FIGURA 5.10 (b) – Modelo B-4-400-X-descont. elevação do Eixo 1,  $y = 0$  (continua)

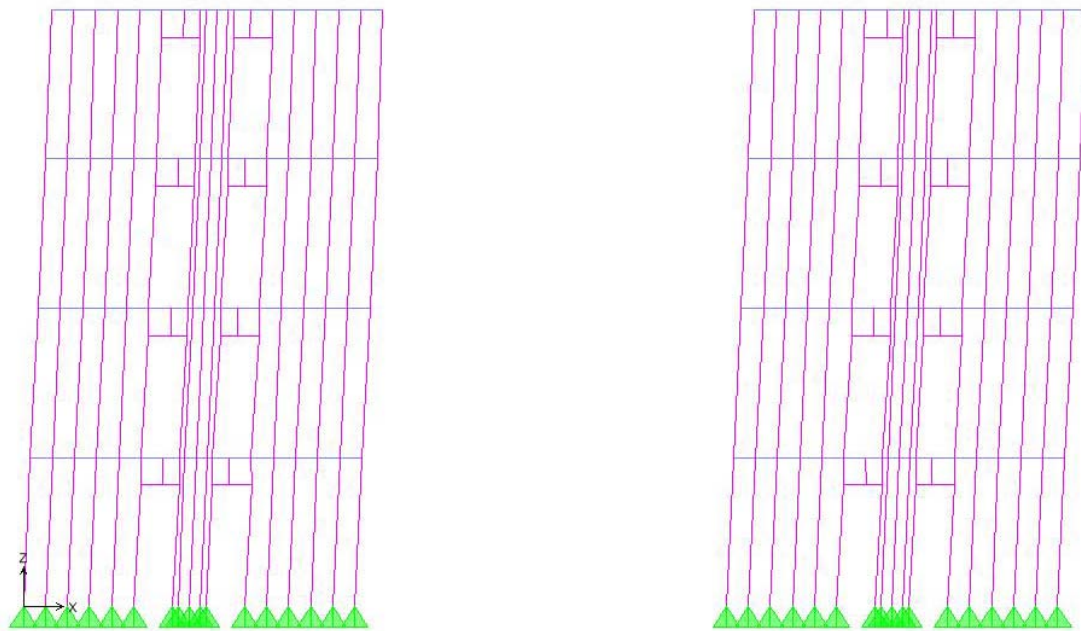


FIGURA 5.10 (c) – Modelo B-4-400-X-descont.: elevação do Eixo 2,  $y = 3000\text{mm}$   
(continua)

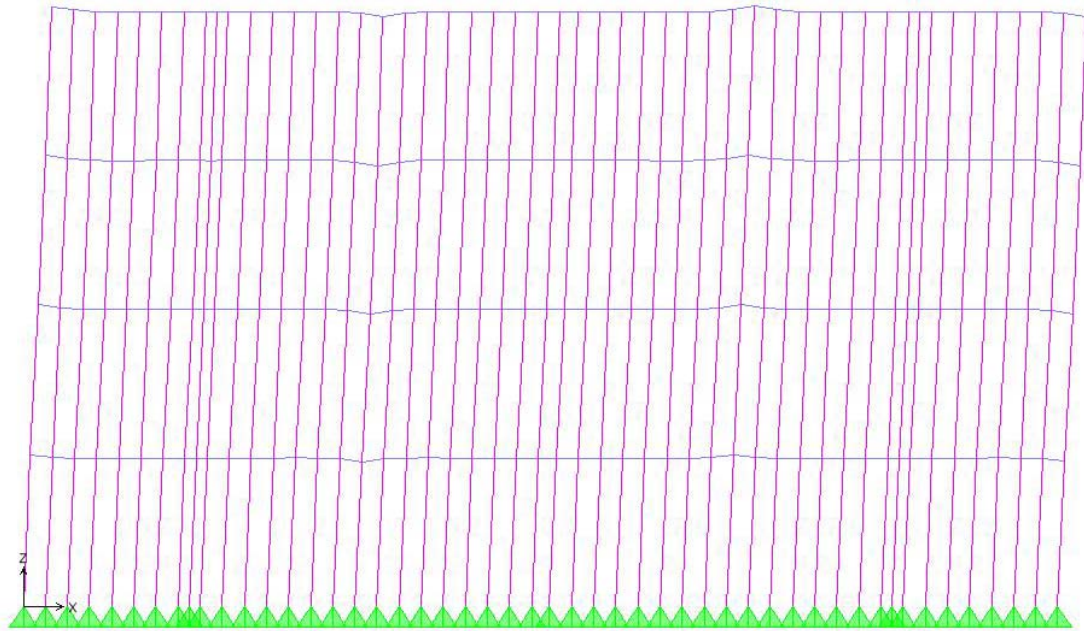


FIGURA 5.10 (d) – Modelo B-4-400-X-descont.: elevação Eixo 4,  $y = 6600\text{mm}$  (continua)

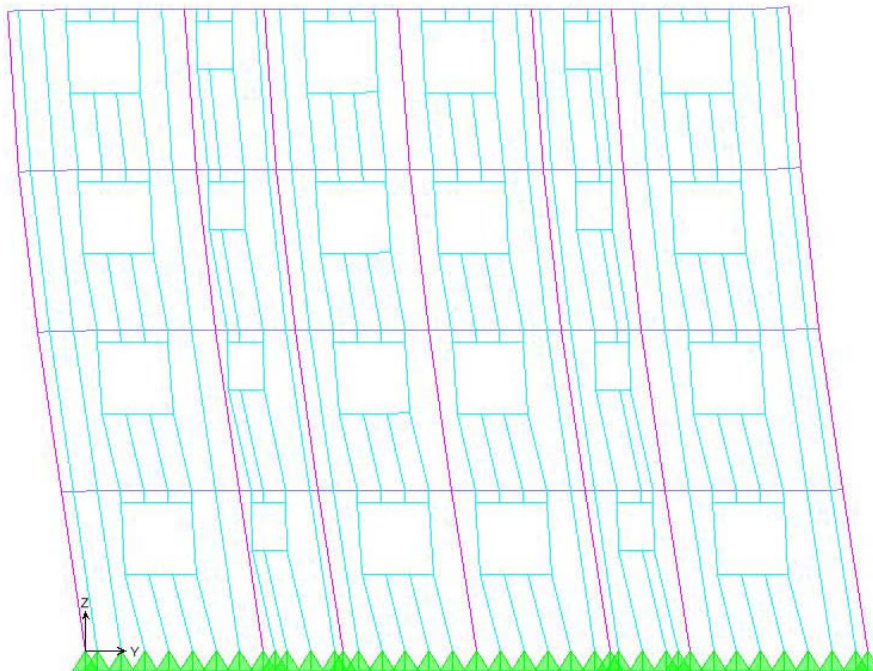


FIGURA 5.10 (e) – Modelo B-4-400-X-descont.: elevação fila A,  $x = 0$  (continua)

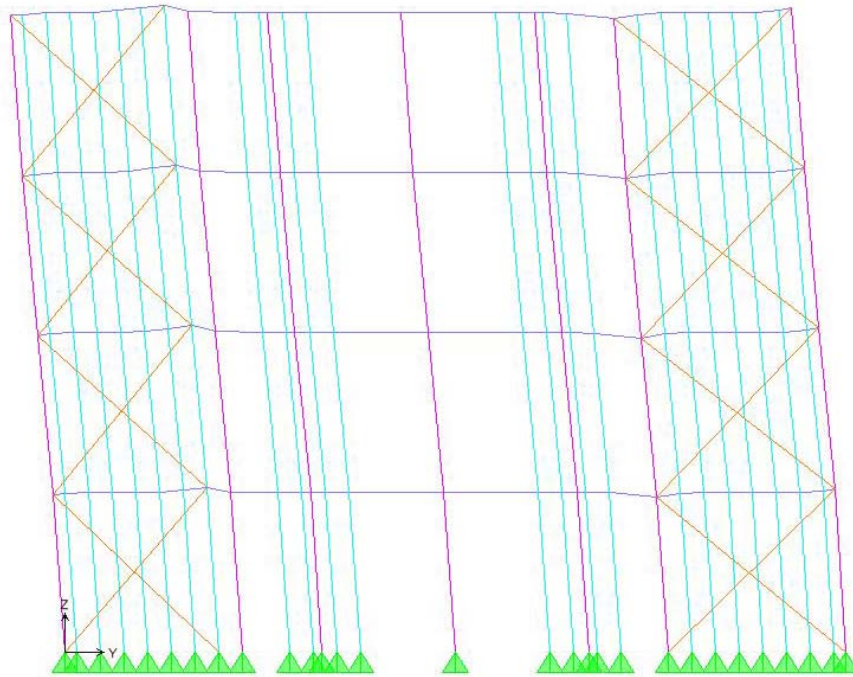


FIGURA 5.10 (f) – Modelo B-4-400-X-descont.: elevação fila B,  $x = 3000\text{mm}$  (continua)

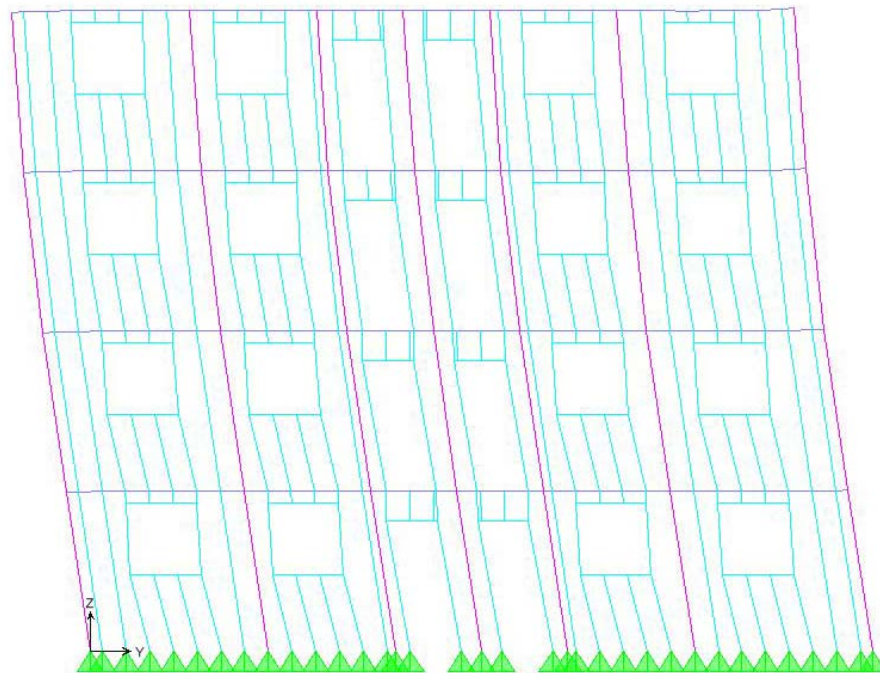


FIGURA 5.10 (g) – Modelo B-4-400-X-descont.: elevação fila C,  $x = 6000\text{mm}$ .

Os deslocamentos máximos obtidos para o modelo são apresentados na TAB. 5.20.

O deslocamento horizontal máximo, da base ao topo do prédio é de 11,69mm, atendendo à exigência expressa na Eq. 5.2. O máximo deslocamento horizontal entre dois pavimentos consecutivos é de 3,52mm, inferior ao limite estabelecido pela Eq. 5.3

TABELA 5.20 – Deslocamentos máximos por pavimento, modelo B-4-400-X-descont.

DESLOCAMENTO PAVIMENTO	Ux mm	Uy mm	Uz mm
1º PAVIMENTO	2,81	5,2	0,83
2º PAVIMENTO	5,5	10,21	1,19
3º PAVIMENTO	7,66	14,13	1,27
4º PAVIMENTO	9,06	11,69	1,28

Os resultados do dimensionamento dos perfis dos montantes desse modelo são apresentados nas tabelas do modelo B-4-400-V-cont, já que os esforços em seus montantes apresentam valores bem próximos entre si.

Os esforços solicitantes de cálculo e os perfis das vigas bi-apoiadas do modelo B-4-400-X-descont são apresentados na TAB. 5.21.

TABELA 5.21 - Esforços e perfis utilizados nas vigas do modelo B-4-400-X-descont

ELEMENTO	M <sub>Sd</sub> POSITIVO (kN.m)	M <sub>Sd</sub> NEGATIVO (kN.m)	PERFIL UTILIZADO
Viga Vão Maior	1,87	-	Ue 140x40x12x1,25
Viga Vão Intermed.	1,46	-	Ue 140x40x12x0,95

#### 5.4.2 Modelo B-4-400-V-cont

O modelo B-4-400-V-cont tem as mesmas características geométricas e estruturais do modelo B-4-400-X-descont, excetuando-se os contraventamentos do Eixo 1, que são em forma de “V”. Nas Filas A e C os contraventamentos foram suprimidos e, na Fila, B, os

contraventamentos foram mantidos em forma de “X” para que fosse possível obter a estabilização vertical do prédio.

As FIG. 5.11 (a) a (e) apresentam o sistema estrutural espacial unifilar do modelo, bem como as elevações do Eixo 1 e Fila B. As elevações dos eixos 2, 3 e 4 e filas A e C são iguais às do modelo B-4-400-X-descont.

Os deslocamentos obtidos para o modelo estão apresentados na TAB. 5.22.

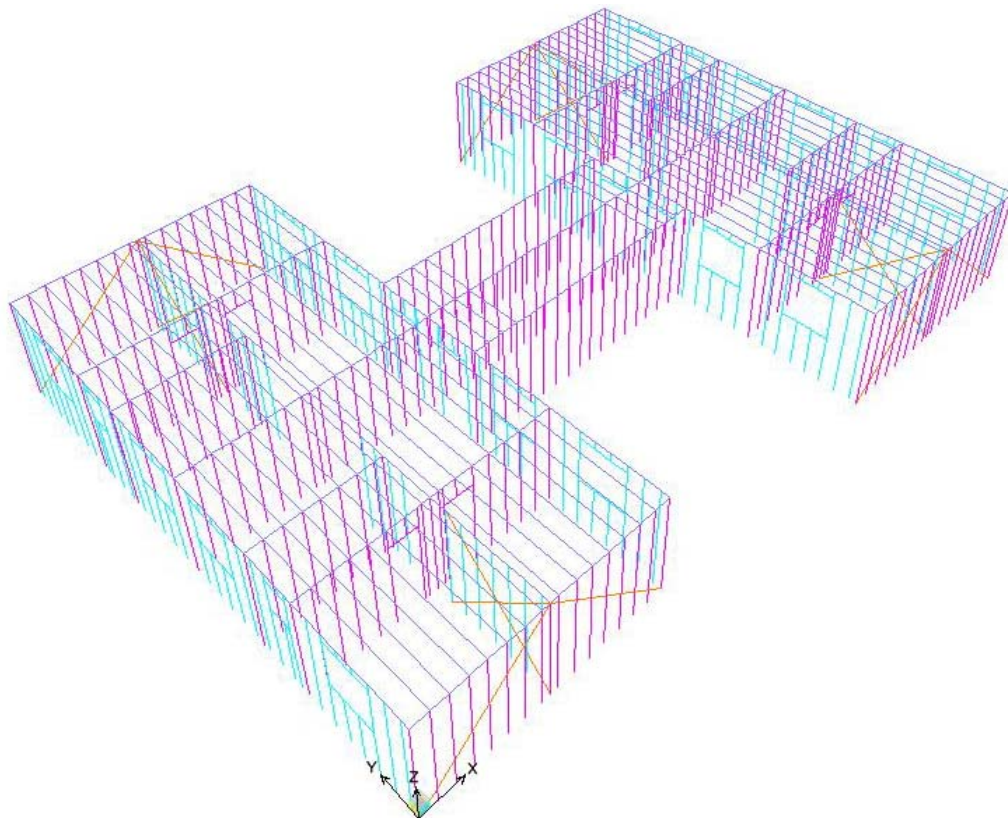


FIGURA 5.11 (a) – Modelo B-4-400-V-cont.: pavimento-tipo (continua)

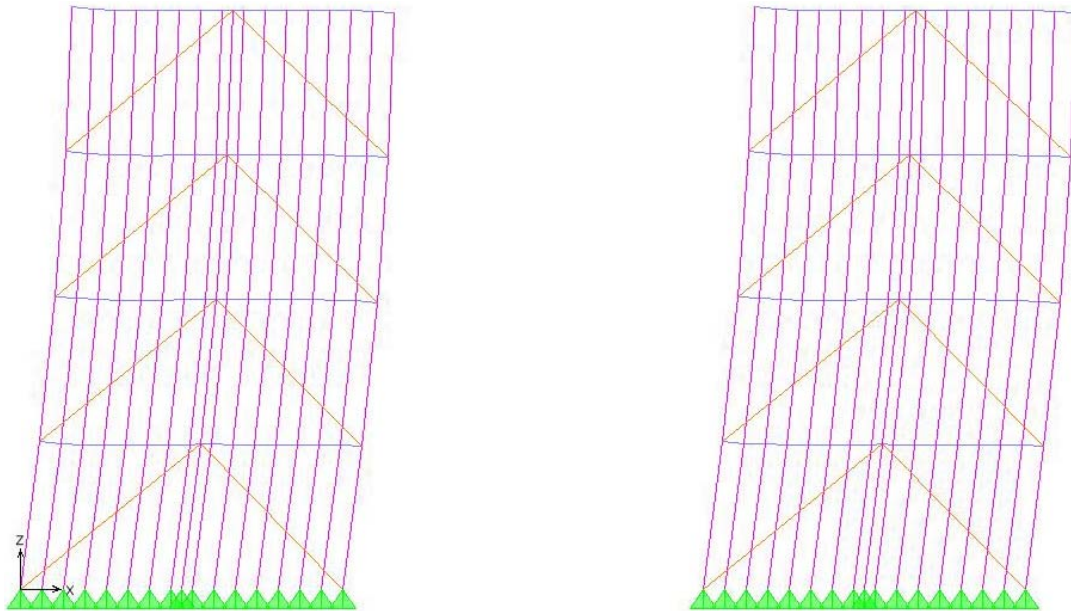


FIGURA 5.11 (b) – Modelo B-4-400-V-cont.: elevação do Eixo 1,  $y = 0$  (continua)

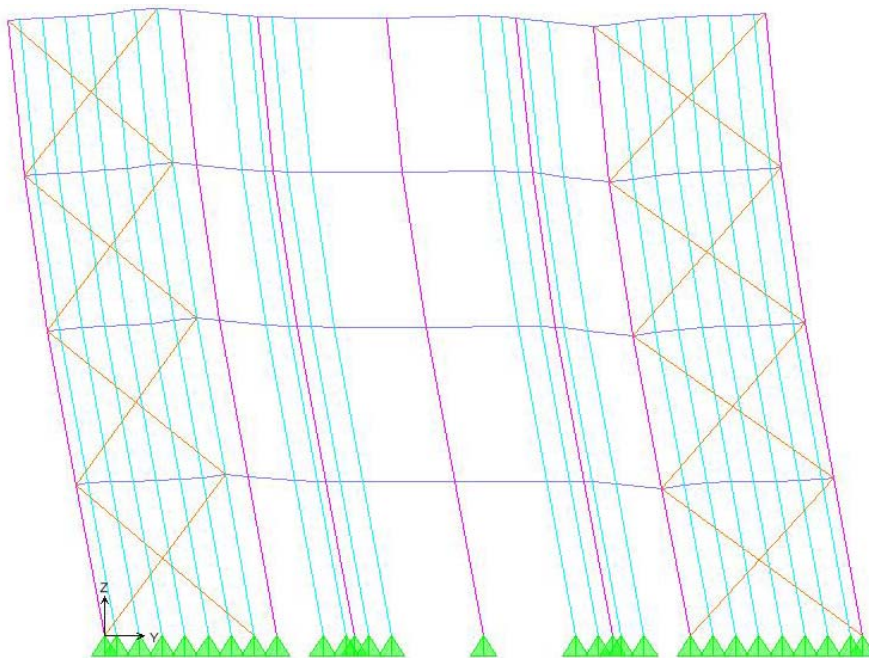


FIGURA 5.11 (c) – Modelo B-4-400-V-cont.: elevação fila A,  $x = 0\text{mm}$

TABELA 5.22 – Deslocamentos máximos por pavimento, modelo B-4-400-V-cont

DESLOCAMENTO PAVIMENTO	Ux mm	Uy mm	Uz mm
1º PAVIMENTO	3,64	5,36	0,65
2º PAVIMENTO	6,72	10,79	1,22
3º PAVIMENTO	8,87	15,25	1,30
4º PAVIMENTO	9,89	18,29	1,45

O máximo deslocamento horizontal é de 18,29mm, bem inferior ao limite de 30mm estabelecido na Eq. 5.2. O máximo deslocamento horizontal entre dois pavimentos consecutivos é de 5,43mm, bem inferior ao limite expresso pela Eq. 5.3.

Os esforços solicitantes de cálculo e os respectivos perfis dos montantes dos modelos B-4-400-Xdescont e B-4-400-V-cont estão listados nas TAB. 5.23 a TAB. 5.25.

TABELA 5.23 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelos  
B-4-400-X-descont e B-4-400-V-cont: 1º pavimento

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-)$ , $N_{t,Sd} (-)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-20,05	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-12,80	Ue 90x40x12x0,95
	Contraventamento	22,23	chapa 100x1,25
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-33,33	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-19,51	Ue 90x40x12x1,55
EIXO 5	Montante canto	-23,24	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-21,78	Ue 90x40x12x1,55
FILA A / C	Montante canto	-16,66	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-7,14	Ue 90x40x12x0,95
FILA B	Montante canto	-37,27	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-10,12	Ue 90x40x12x0,95
	Contraventamento	29,17	chapa 100x1,55

TABELA 5.24 – Esforços e perfis utilizados nos montantes dos modelos

B-4-400-X-descont e B-4-400-V-cont: 2º pavimento.

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-9,61	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-9,61	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	16,32	chapa 100x0,95
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-25,08	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-14,55	Ue 90x40x12x1,25
EIXO 5	Montante canto	-17,47	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-16,24	Ue 90x40x12x1,25
FILA A / C	Montante canto	-9,80	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-5,53	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-15,84	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-8,30	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	20,44	chapa 100x1,25

TABELA 5.25 – Esforços e perfis utilizados nos montantes do modelos

B-4-400-X-descont e B-4-400-V-cont: 3º pavimento

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-6,50	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-6,49	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	9,79	chapa 80x0,80
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-16,67	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-9,66	Ue 90x40x12x0,95
EIXO 5	Montante canto	-11,65	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-10,81	Ue 90x40x12x0,95
FILA A / C	Montante canto	-6,77	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-3,71	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-9,45	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-5,52	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	13,27	chapa 100x0,80

Os esforços obtidos para as barras do 4º pavimento são todos inferiores à resistência de cálculo do perfil Ue 90x40x12x0,80. Assim, para todos os montantes desse pavimento foram utilizados perfis com 0,80mm de espessura. Para o contraventamento foram utilizadas chapas de 80x0,80mm.

O esforços solicitantes de cálculo e os perfis obtidos para o modelo B-4-400-V-cont estão apresentados na TAB. 5.26. A FIG. 5.12 ilustra o posicionamento das vigas com maiores vãos (em linhas contínuas) e das vigas intermediárias (em linhas tracejadas).

TABELA 5.26 - Esforços solicitantes de cálculo e perfis utilizados nas vigas: modelo B-4-400-V-cont.

ELEMENTO	$M_{Sd}$ POSITIVO (kN.m)	$M_{Sd}$ NEGATIVO (kN.m)	PERFIL UTILIZADO
Viga Vão Maior	1,35	-1,76	Ue 140x40x12x1,25*
Viga Vão Intermed.	1,05	-0,82	Ue 140x40x12x0,95

\*Os perfis das vigas com maiores vãos apresentam momentos negativos de valores altos, que exigiriam perfis com 1,25mm de espessura na região dos apoios. Como os momentos positivos nos vãos permitem que sejam utilizados perfis simples de 0,95mm de espessura, a solução adotada foi empregar vigas com 2 perfis Ue 140x40x12x0,95 transpassados na região dos apoios, como mostra a FIG. 5.13.

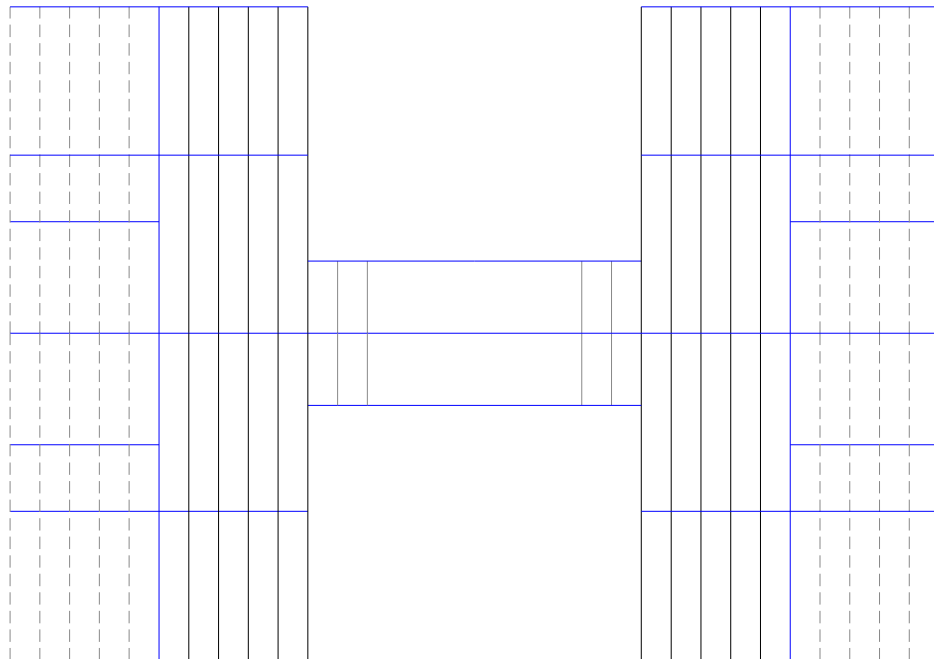


FIGURA 5.12 – Posicionamento das vigas com maiores vãos (linhas contínuas) e vigas intermediárias (linhas tracejadas)

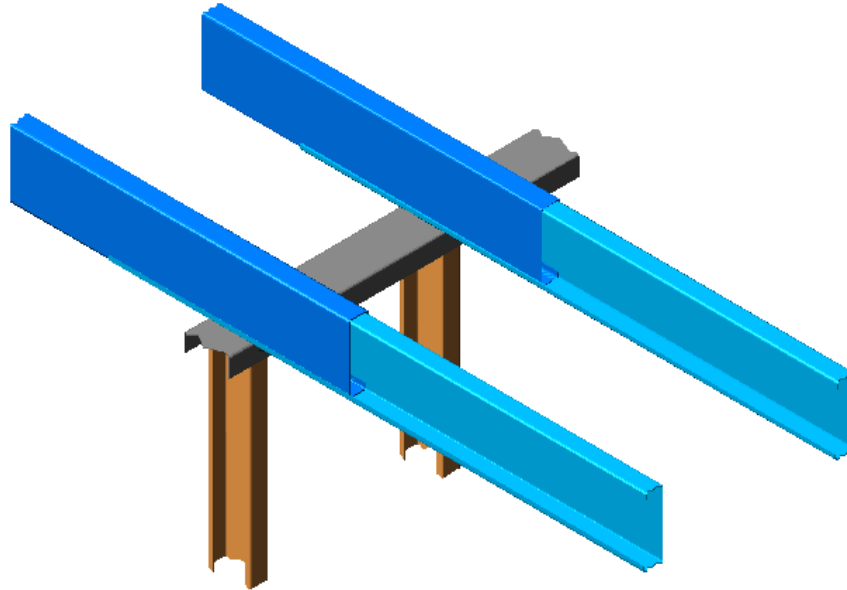


FIGURA 5.13 – Trespasse de 2 perfis Ue para a composição das vigas na região dos apoios

Avaliando-se o diagrama de momento fletor notou-se que a resistência de um perfil simples para a viga não tinha resistência suficiente para suportar os momentos negativos sobre os apoios, mas era suficiente para resistir aos momentos positivos nos vãos. Assim, foi utilizado para esta viga composta um comprimento de transpasse de 500mm para cada lado do apoio, suficiente para resistir aos momentos negativos nesta região.

Esta inovação proposta neste trabalho permite que a utilização dos perfis de forma otimizada, gerando uma economia da material.

Comparando-se os valores obtidos para os momentos fletores entre o vigamento bi-apoiado, utilizado no modelo B-4-400-X-cont. e o vigamento contínuo, utilizado no modelo B-4-400-V-cont, verifica-se que a diferença percentual foi cerca de 38% nas vigas principais e de 39% nas vigas intermediárias.

## 5.5 Modelos B-4-600

Seguindo o mesmo desenvolvimento adotado para as estruturas anteriores, foram elaborados dois diferentes modelos para a arquitetura “B”, com espaçamento entre perfis de 600mm. Ambos os modelos possuem análise de segunda ordem para a avaliação da estabilidade global, e não levam em consideração o efeito das placas de OSB no enrijecimento dos painéis de parede.

### 5.5.1 Modelo B-4-600-X-descont.

Assim como nas estruturas analisadas em 5.4, o modelo B-4-600-X-descont possui a arquitetura tipo “B”, com 4 pavimentos. Tem contraventamentos em X nos painéis verticais e vigaamento do tipo bi-apoiado.

As FIG. 5.14 ilustram a modelagem de um pavimento tipo, bem como as elevações dos principais eixos e filas do modelo.

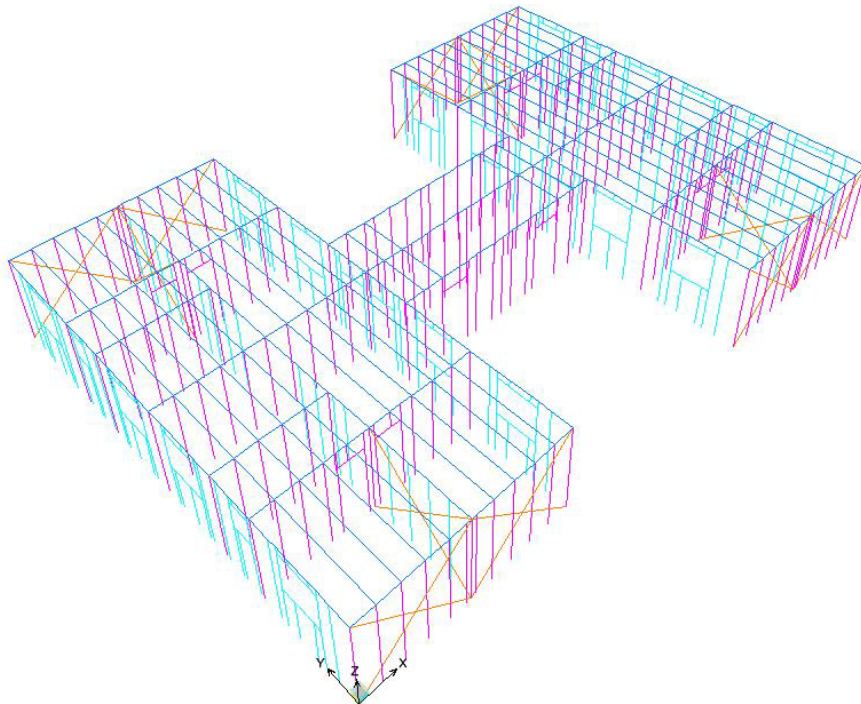


FIGURA 5.14 (a) – Modelo B-4-600-X-descont: pavimento-tipo unifilar (continua)

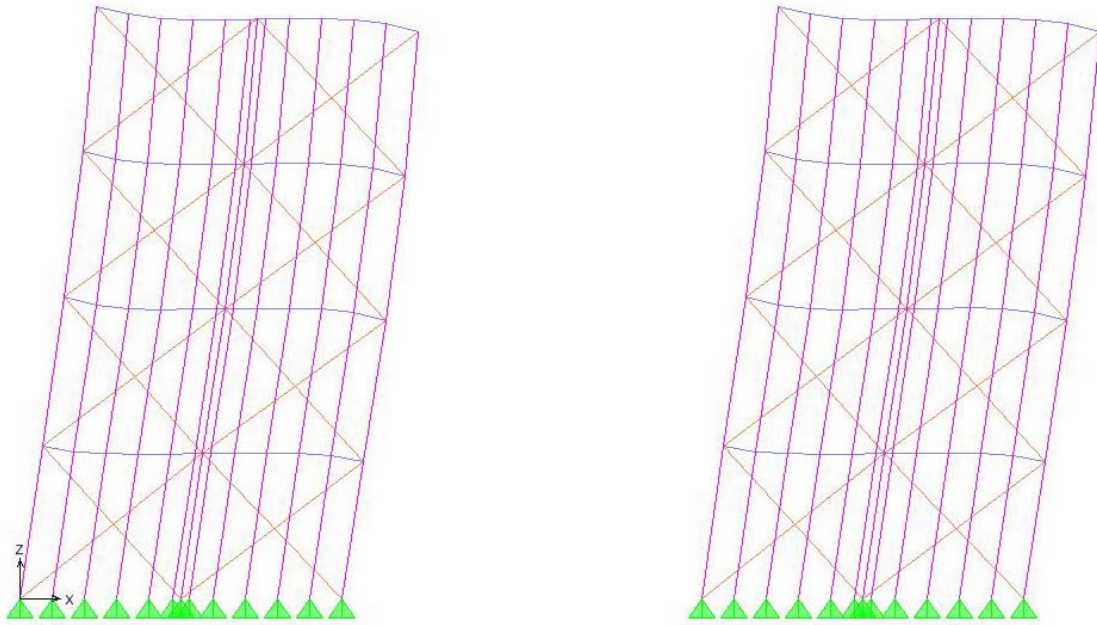


FIGURA 5.14(b) – Modelo B-4-600-X-descont elevação do Eixo 1,  $y = 0$  (continua)

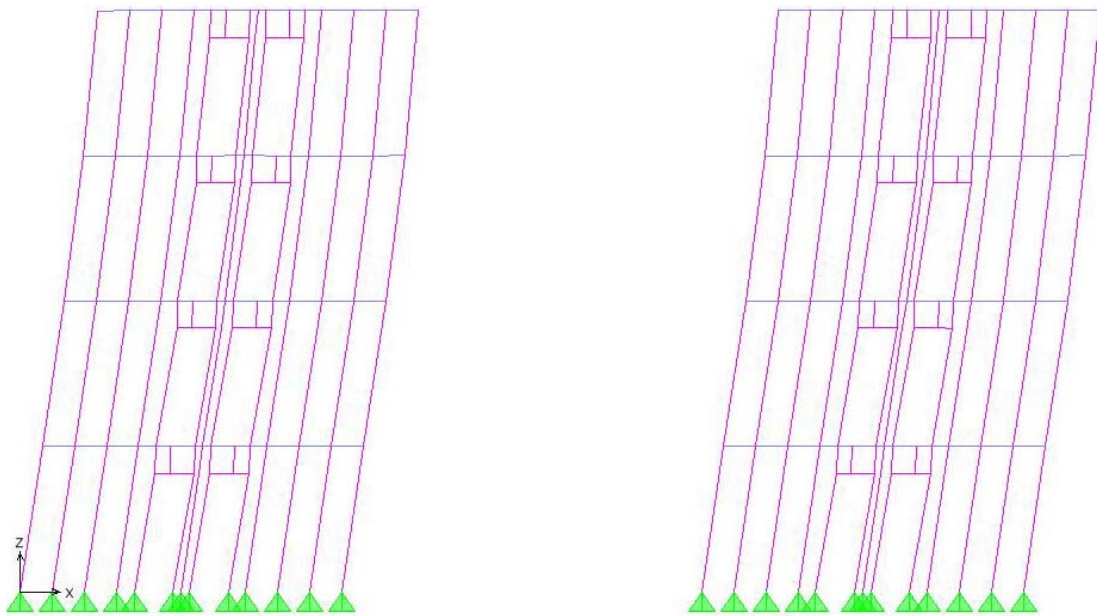


FIGURA 5.14 (c) – Modelo B-4-600-X-descont: elevação do Eixo 2,  $y = 3000\text{mm}$   
(continua)

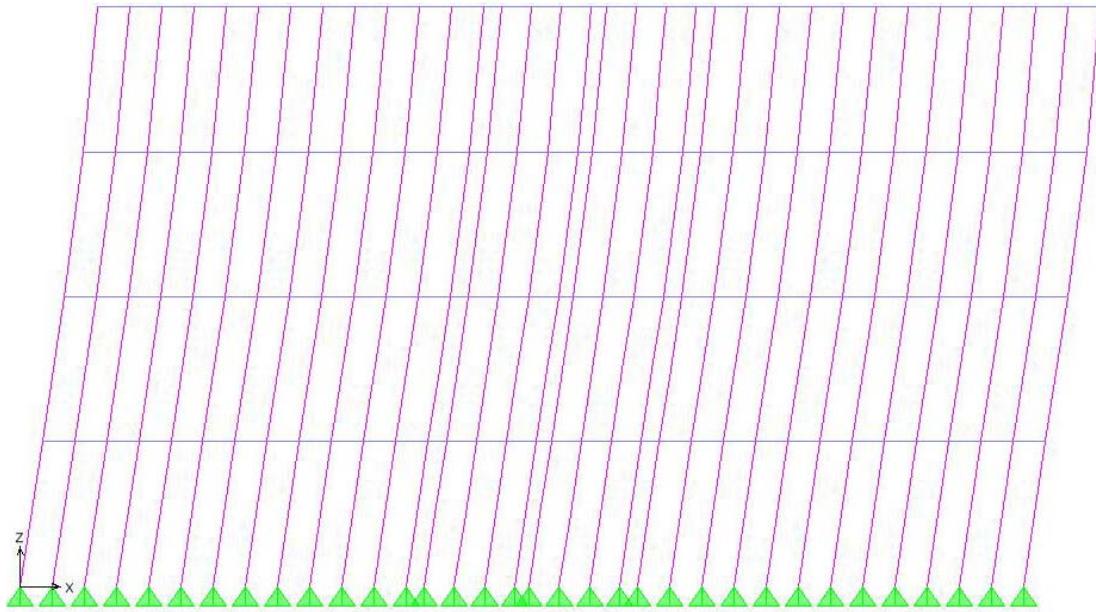


FIGURA 5.14 (d) – Modelo B-4-600-X-descont: elevação Eixo 4,  $y = 6600\text{mm}$  (continua)

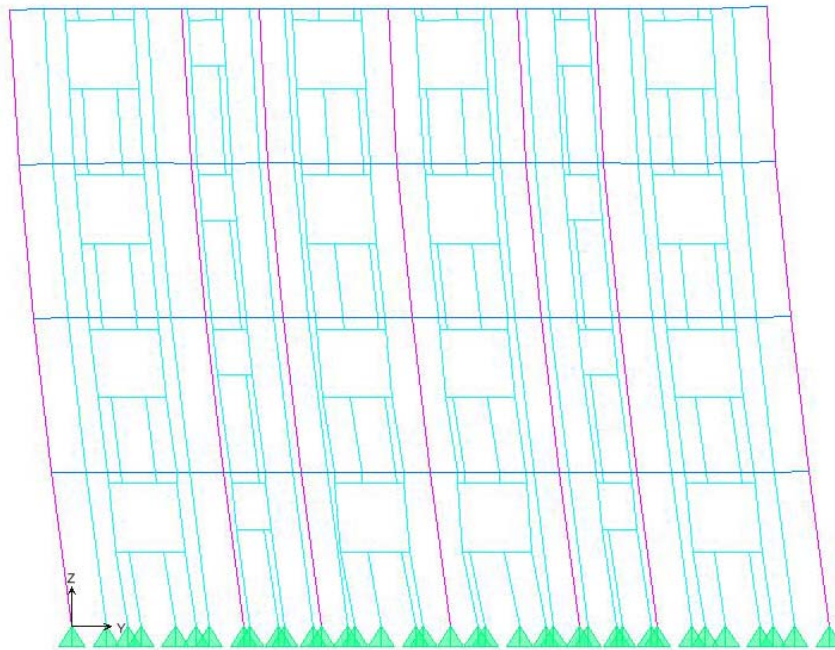


FIGURA 5.14 (e) – Modelo B-4-600-X-descont: elevação fila A,  $x = 0$  (continua)

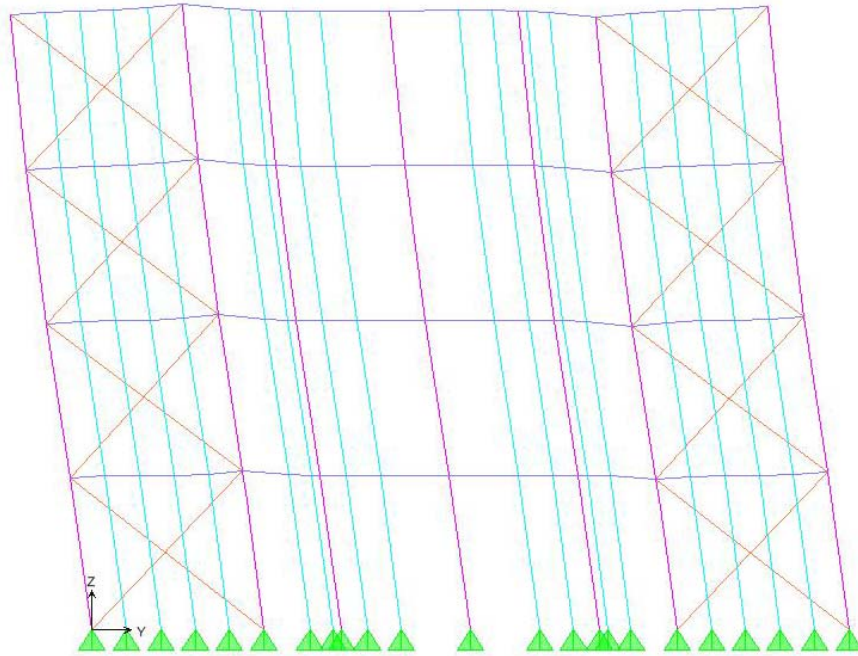


FIGURA 5.14 (f) – Modelo B-4-600-X-descont: elevação fila B,  $x = 3000\text{mm}$  (continua)

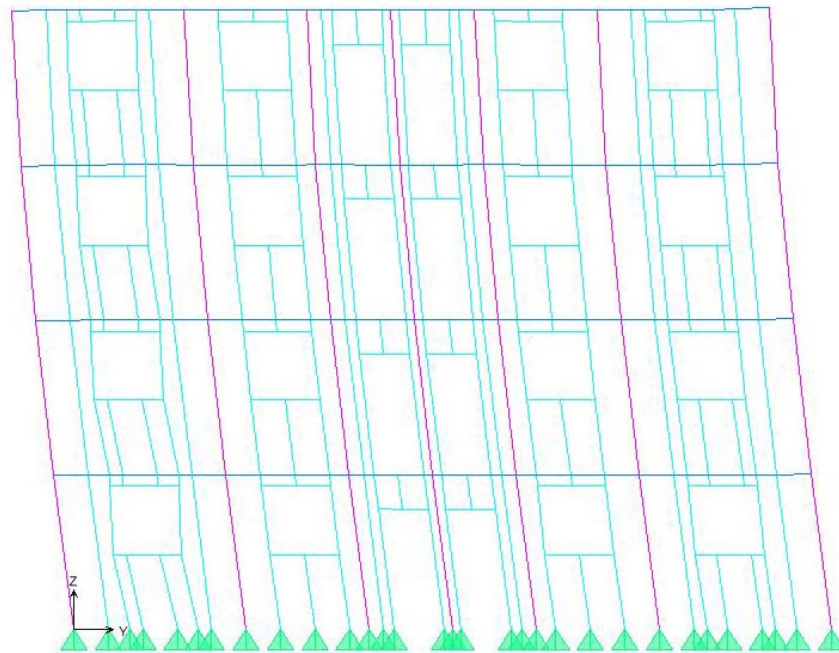


FIGURA 5.14 (g) – Modelo B-4-600-X-descont elevação fila C,  $x = 6000\text{mm}$

Os deslocamentos máximos obtidos para o modelo são apresentados na TAB. 5.27.

TABELA 5.27 – Deslocamentos máximos por pavimento para modelo B-4-600-X-descont

DESLOCAMENTO PAVIMENTO	Ux mm	Uy mm	Uz mm
1º PAVIMENTO	4,21	4,35	1,63
2º PAVIMENTO	8,52	8,41	2,33
3º PAVIMENTO	12,21	11,6	2,51
4º PAVIMENTO	14,91	13,62	2,53

Verifica-se que o deslocamento horizontal máximo da base ao topo do prédio é de 14,91mm, atendendo à exigência da Eq. 5.2. O máximo deslocamento horizontal entre dois pavimentos consecutivos é de 3,69mm, inferior ao limite estabelecido na Eq. 5.3

Os resultados do dimensionamento dos perfis dos montantes são apresentados nas tabelas do modelo B-4-600-V-cont, considerando que os esforços iguais nos montantes.

Na FIG. 5.15 é apresentado o posicionamento das vigas. As vigas com maiores vãos, aparecem em vermelho. As vigas com vãos menores estão representadas em azul.

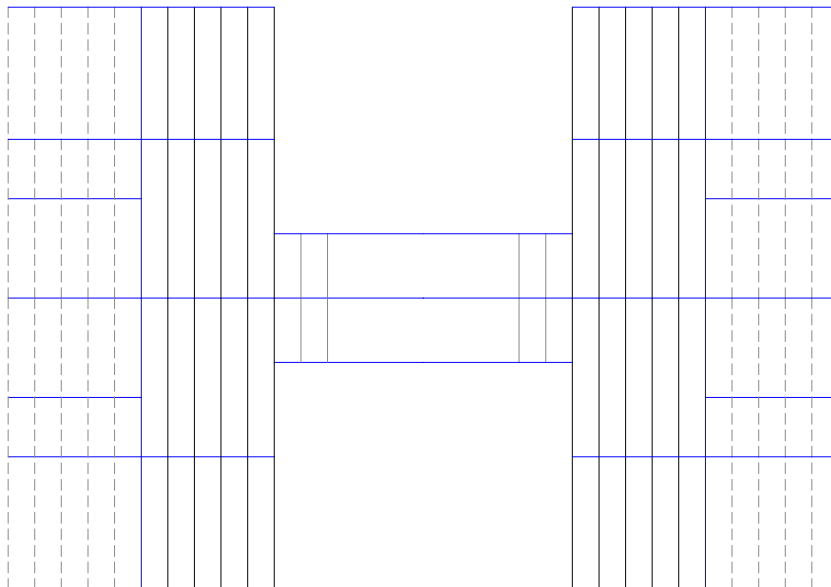


FIGURA 5.15 – Posicionamento das vigas nos modelos B-4-600.

Os esforços solicitantes e os perfis das vigas bi-apoiadas do modelo B-4-600-X-descont são listados na TAB. 5.28.

TABELA 5.28 - Esforços e perfis utilizados nas vigas do modelo B-4-600-X-descont

ELEMENTO	$M_{Sd}$ POSITIVO (kN.m)	$M_{Sd}$ NEGATIVO (kN.m)	PERFIL UTILIZADO
Viga Vão Maior	4,37	-	2x Ue 140x40x12x1,25
Viga Vão Intermed.	3,04	-	2x Ue 140x40x12x0,95

### 5.5.2 Modelo B-4-600-V-cont

O modelo B-4-600-V-cont é baseado na mesma concepção estrutural do modelo B-4600-X-descont, com a diferenciação nas vigas, que foram consideradas como contínuas, além dos contraventamentos em forma de V no Eixo 1. Foi feita também a retirada dos contraventamentos nos painéis de parede das Filas A e C.

As FIG. 5.16 apresentam a estrutura unifilar do pavimento-tipo do modelo B-4-600-V-cont, bem como as elevações do Eixo 1 e das Filas A e C. Os demais eixos e filas permanecem iguais aos apresentados na FIG. 5.14.

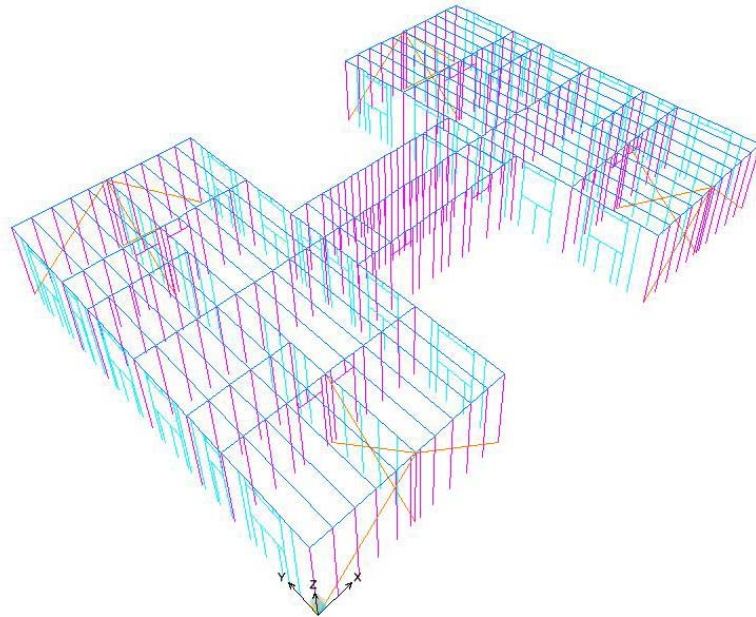


FIGURA 5.16 (a) –Diagrama unifilar do pavimento-tipo modelo B-4600-V-cont. (continua)

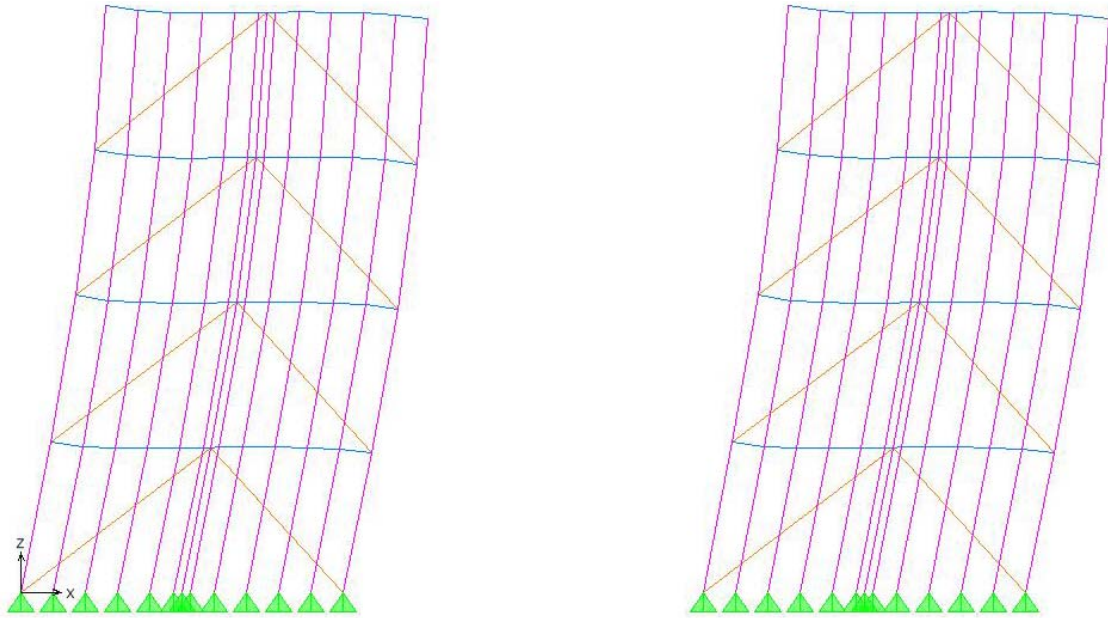


FIGURA 5.16 (b) –Modelo B-4600-V-cont. Elevação Eixo 1 (continua)

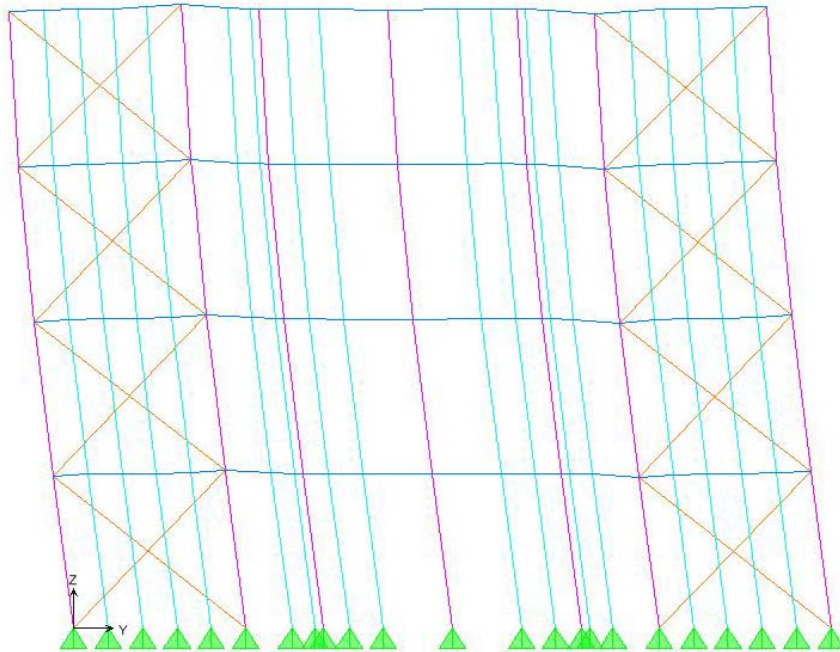


FIGURA 5.16 (c) –Modelo B-4600-V-cont. Elevação da Fila B

Os deslocamentos horizontais e verticais máximos obtidos para este modelo estão apresentados na TAB. 5.29.

TABELA 5.29 – Deslocamentos máximos por pavimento, modelo B-4-600-V-cont.

DESLOCAMENTO PAVIMENTO	Ux mm	Uy mm	Uz mm
1º PAVIMENTO	7,15	4,74	1,29
2º PAVIMENTO	13,51	9,19	1,75
3º PAVIMENTO	18,17	12,69	1,76
4º PAVIMENTO	20,71	14,93	1,77

Analisando-se os dados da TAB. 5.29 observa-se que o deslocamento horizontal máximo obtido no modelo é de 20,71mm, atendendo ao requisito expresso na Eq. 5.2, que estabelece um deslocamento horizontal máximo de 30,00mm. O deslocamento horizontal máximo entre dois pavimentos consecutivos é de 6,36mm, menor que o limite expresso pela Eq. 5.3.

Os esforços solicitantes de cálculo e os perfis dos montantes do modelo estão listados nas TAB. 5.30 a 5.32. Estas informações são válidas para os modelos B-4-600-X-descont e B-4-600-V-cont., já que os mesmos apresentam valores bem próximos para os esforços solicitantes nos montantes

TABELA 5.30 – Esforços solicitantes e perfis dos montantes do modelos B-4-600-X-descont e B-4-600-V-cont: 1º pavimento.

ELEMENTO		N <sub>C,Sd</sub> , N <sub>t,Sd</sub> (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-32,72	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-17,62	Ue 90x40x12x1,25
	Contraventamento	32,66	chapa 100x1,55
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-44,86	4x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-43,36	2x Ue 90x40x12x0,80
EIXO 5	Montante canto	-30,71	4x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-28,04	2x Ue 90x40x12x0,80
FILA A / C	Montante canto	-30,24	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-10,72	Ue 90x40x12x1,25
FILA B	Montante canto	-32,77	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-11,16	Ue 90x40x12x1,25
	Contraventamento	26,12	chapa 100x1,55

TABELA 5.31 – Esforços e perfis adotados nos montantes do modelos

B-4-600-X-descont e B-4-600-V-cont: 2º pavimento

ELEMENTO		$N_{C,Sd}$ , $N_{t,Sd}$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-15,50	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-12,76	Ue 90x40x12x1,25
	Contraventamento	24,34	chapa 100x1,25
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-31,69	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-31,64	Ue 90x40x12x1,55
EIXO 5	Montante canto	-22,39	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-20,55	Ue 90x40x12x1,55
FILA A / C	Montante canto	-15,51	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-9,01	Ue 90x40x12x0,95
FILA B	Montante canto	-13,78	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-7,59	Ue 90x40x12x0,95
	Contraventamento	18,75	chapa 100x0,95

TABELA 5.32 – Esforços solicitantes e perfis adotados nos montantes do modelos

B-4-400-X-descont e B-4-400-V-cont: 3º pavimento

ELEMENTO		$N_{C,Sd}$ , $N_{t,Sd}$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-8,78	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-8,02	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	15,20	chapa 100x0,80
EIXOS 2 / 3	Montante canto	-20,01	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-19,97	Ue 90x40x12x1,25
EIXO 5	Montante canto	-14,12	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-13,13	Ue 90x40x12x1,25
FILA A / C	Montante canto	-8,57	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-6,64	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-7,03	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-4,86	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	11,46	chapa 80x0,80

Os esforços obtidos para os montantes do 4º pavimento são todos inferiores à resistência de cálculo do perfil Ue 90x40x12x0,80. Assim, para todos os montantes do 4º pavimento foram adotados perfis com 0,80mm de espessura. Para o contraventamento foram utilizadas chapas de 80x0,80mm.

Ainda para a arquitetura tipo “B” e espaçamento entre perfis de 600, obtém-se perfis compostos para os montantes dos eixos mais solicitados, como mostra a TAB. 5.30. Com esforços obtidos para os eixos 2, 3 e 5 foi necessária a composição de dois perfis Ue 90x40x12x0,80 formando um perfil caixa, tal como mostra a FIG. 5.3 (c).

O esforços solicitantes de cálculo e os perfis obtidos para as vigas do modelo B-4-400-V-cont estão listados na TAB. 5.33. A FIG. 5.15 ilustra o posicionamento das vigas nos vãos maiores (em vermelho) e das vigas nos vãos menores (em azul)

TABELA 5.33 - Esforços e perfis utilizados nas vigas do modelo B-4-600-X-descont

ELEMENTO	M <sub>Sd</sub> POSITIVO (kN.m)	M <sub>Sd</sub> NEGATIVO (kN.m)	PERFIL UTILIZADO
Viga Vão Maior	2,81	-3,26	2x Ue 140x40x12x0,95
Viga Vão Intermed.	2,20	-2,06	Ue 140x40x12x1,25

Comparando os resultados obtidos para os modelos B-4-600-X-descont (TAB. 5.28) com os do modelo B-4-600-V-cont (TAB. 5.33) observa-se que com a consideração do vigamento contínuo é possível reduzir em uma espessura os perfis do vigamento do maior vão e, nas vigas dos vãos menores, é possível utilizar um único perfil para resistir aos esforços solicitantes de cálculo.

A redução no momento positivo é da ordem de 55% nas vigas com maiores vãos e de 38% para as vigas nos vãos menores.

## 5.6 Modelos A-7-400

Os prédios de 7 pavimentos foram todos apenas para a arquitetura tipo “A”. Como foi verificado que o vigamento contínuo representa a opção mais econômica, foi utilizado apenas o vigamento contínuo em todos os modelos com essa altura. Com relação ao tipo de piso, optou-se por considerar o tipo seco, tal como ilustrado na FIG. 4.8. Este tipo de piso promove maior agilidade à montagem do sistema, além de proporcionar um alívio nas

cargas axiais dos montantes e nos momentos das vigas. Em todos os modelos foi considerado o efeito de segunda ordem (P-Delta).

Foram elaborados 3 diferentes modelos numéricos para a avaliação do comportamento dos prédios de 7 pavimentos em LSF: o primeiro modelo utiliza o conceito semelhante ao aplicado nos modelos de 4 pavimentos, isto é, chapas metálicas de contraventamento para a estabilização do prédio. Após a análise dos resultados obtidos empregando-se apenas diagonais metálicas, foi verificado não ser possível conter os deslocamentos horizontais do prédio nos limites estabelecidos pela NBR 14762 (ABNT, 2001). Diante disto, foram empregadas duas diferentes metodologias para a consideração das placas de OSB atuando como diafragma vertical, gerando mais dois diferentes modelos estruturais, conforme segue.

#### **5.6.1 Modelo A-7-400-X-cont**

Neste modelo foram consideradas apenas diagonais metálicas em chapa de 1,55mm de espessura para a estabilização lateral do prédio. No plano das vigas, foi considerado o efeito de diafragma rígido proporcionado pelo piso em placas de OSB fixadas às vigas por meio de parafusos estruturais.

A FIG. 5.17 apresenta um modelo espacial do prédio. As elevações de alguns eixos e filas com seus respectivos deslocamentos máximos são também apresentadas na mesma figura. Não foram apresentadas as elevações de todos os eixos e filas devido à similaridade com o modelo A-4-400-X-descont (ver FIG 5.1)

O deslocamento horizontal máximo permitido para o prédio, conforme Anexo A da NBR 14762, é expresso pela Eq. 5.8. O deslocamento máximo entre dois pavimentos consecutivos é dado pela Eq. 5.9.

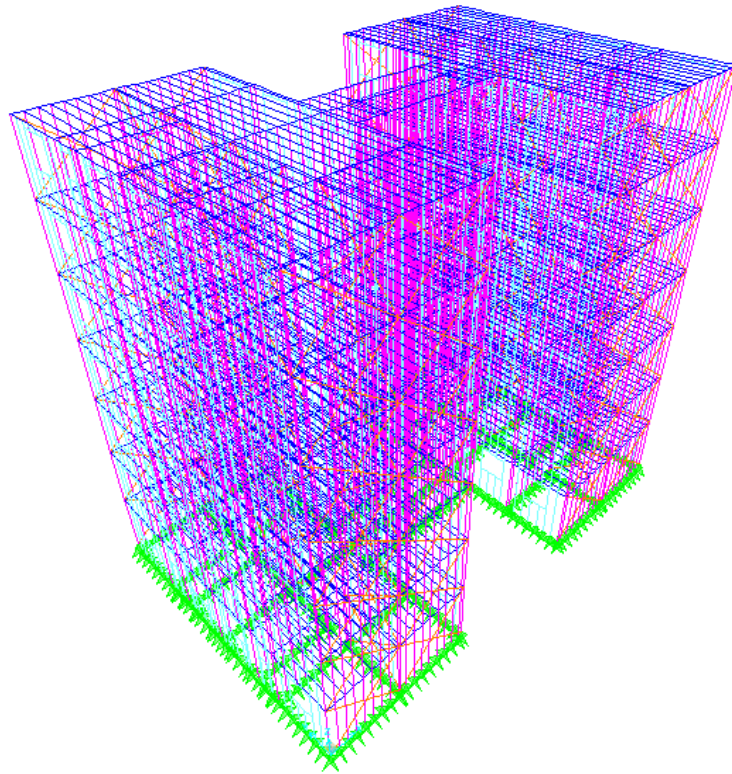


FIGURA 5.17 (a) – Modelo A-700-X-cont. tridimensional do prédio (continua)

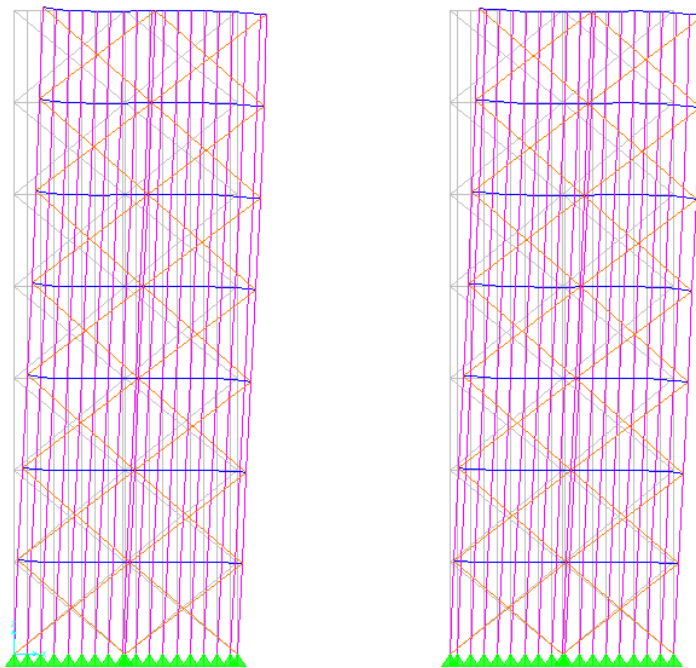


FIGURA 5.17 (b)– Modelo A-700-X-cont. elevação do eixo 1,  $y = 0$  (continua)

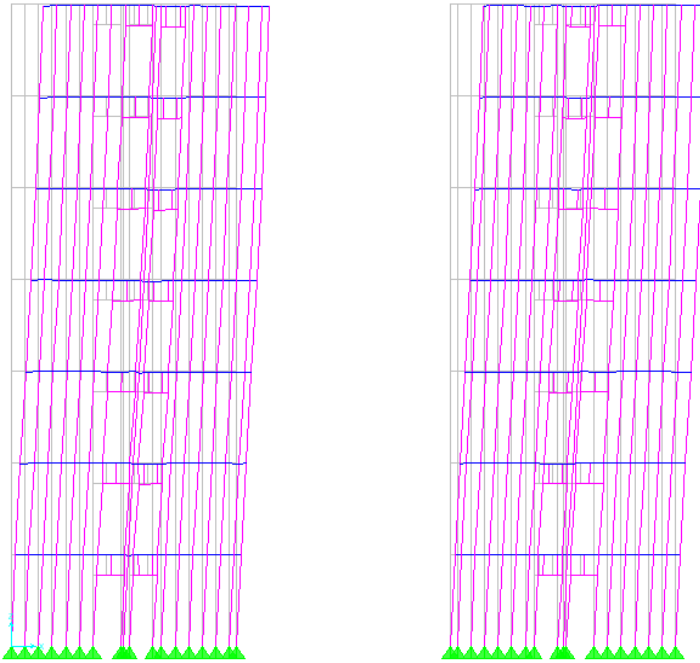


FIGURA 5.17 (c) – Modelo A-700-X-cont.: elevação do eixo 2,  $y = 2800\text{mm}$

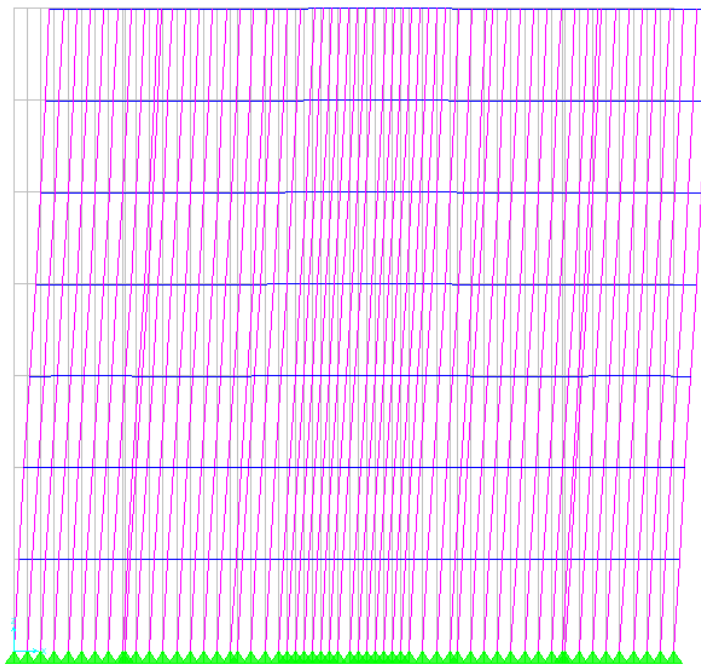


FIGURA 5.17 (d) – Modelo A-700-X-cont.: elevação eixo 5,  $y = 6300\text{mm}$  (continua)

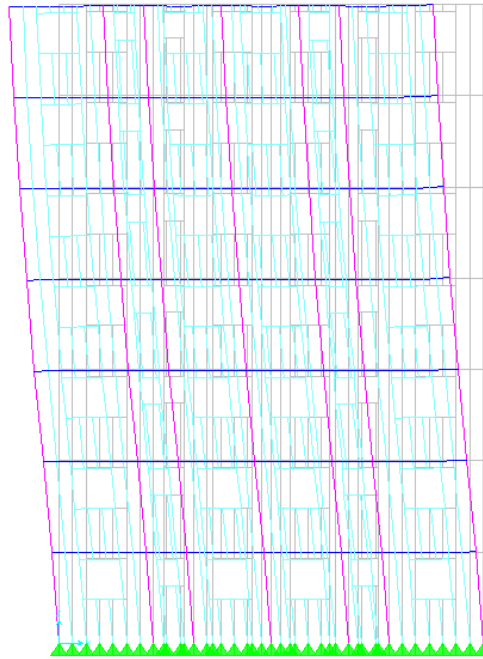


FIGURA 5.17 (e) – Modelo A-700-X-cont.: elevação fila A,  $x = 0$

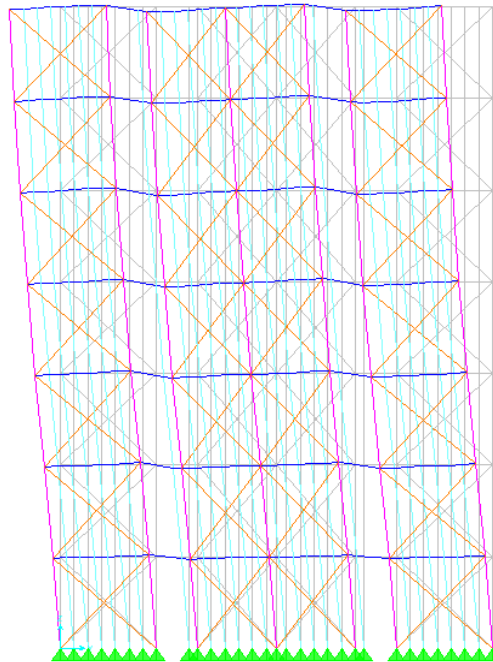


FIGURA 5.17 (f) – Modelo A-700-X-cont.: elevação fila B,  $x = 3300\text{mm}$ .

$$U_{horiz} \leq \frac{21000}{400} = 52,50mm \quad (5.8)$$

$$U_{entre\_pav} \leq \frac{3000}{300} = 10,00mm \quad (5.9)$$

Para o deslocamento horizontal máximo do modelo A-7-400-X-cont. foi encontrado o valor de 62,60mm, que é superior ao limite estabelecido pela Eq. 5.8. Assim, este modelo foi considerado não adequado para o dimensionamento, sendo então, desconsiderado.

### 5.6.2 Modelo A-7-400-OSB-cont

Para resolver o problema da estabilização do prédio frente à ação do vento, foi considerado o efeito de diafragma vertical proporcionado pelo fechamento com placas de OSB. Nos modelos analisados, foi considerada a espessura de 12,00mm para cada uma das placas de OSB. No eixo 1 foi considerado o fechamento apenas externo, enquanto que na Fila B foi considerado fechamento com placas de OSB nas duas faces dos painéis de parede.

De acordo com a teoria proposta por SMITH (1966), apresentada no capítulo 3 e o cálculo da largura da diagonal equivalente efetuado no capítulo 4 (item 4.3.2.3), as diagonais de OSB são submetidas unicamente a forças de compressão. Assim, para o modelo apresentado na FIG. 5.18, o vento foi considerado atuando apenas na direção que causa compressão nas barras de OSB (representadas, no Eixo 1 e Fila B na cor verde).

Os resultados obtidos para os deslocamentos por pavimento do modelo A-7-400-OSB-cont são apresentados na TAB. 5.34.

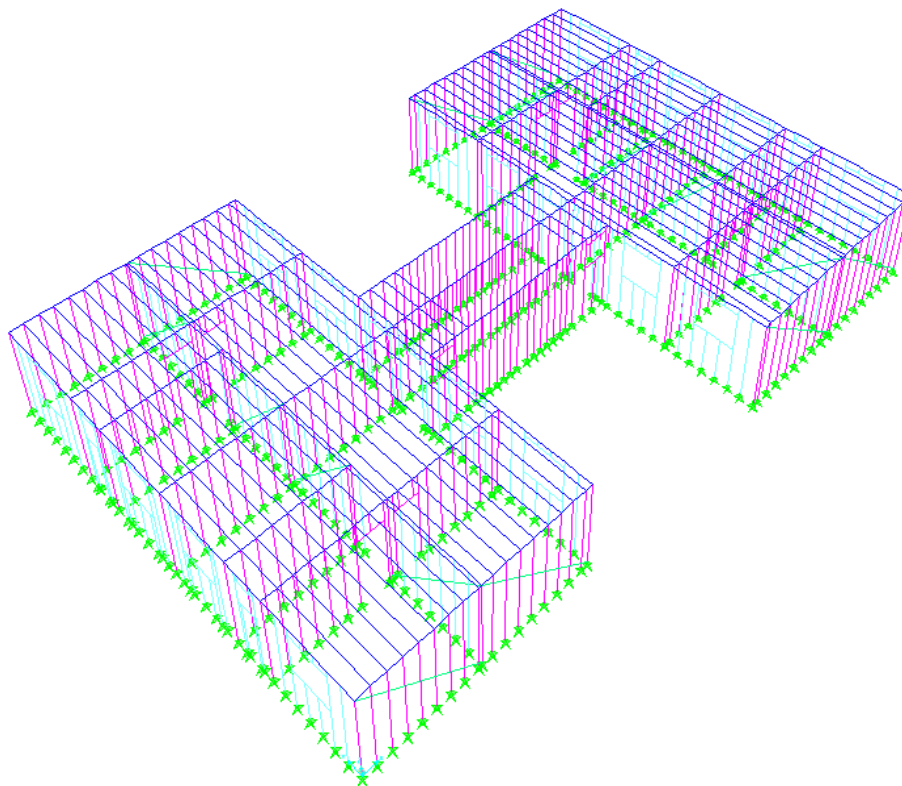


FIGURA 5.18 (a) – Modelo A-7-400-OSB-cont.: modelo tridimensional prédio.

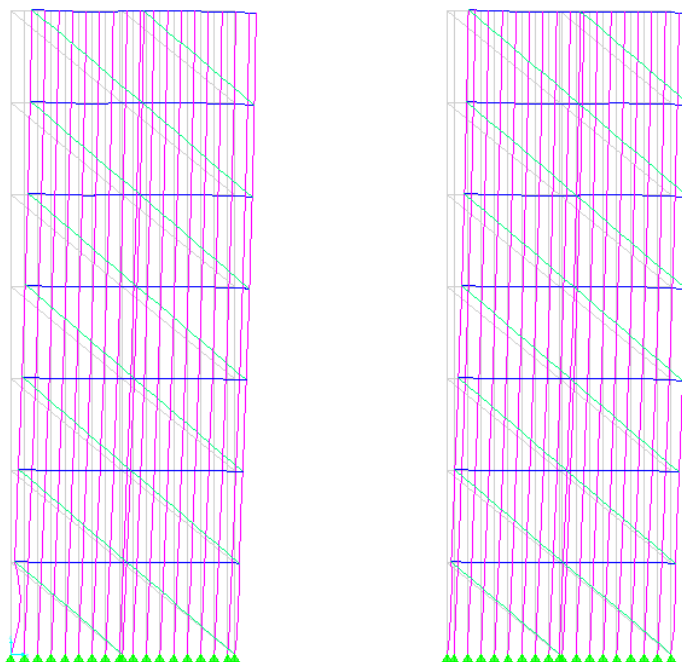


FIGURA 5.18 (b) – Modelo A-7-400-OSB-cont.: elevação do eixo 1,  $y = 0$  (continua)

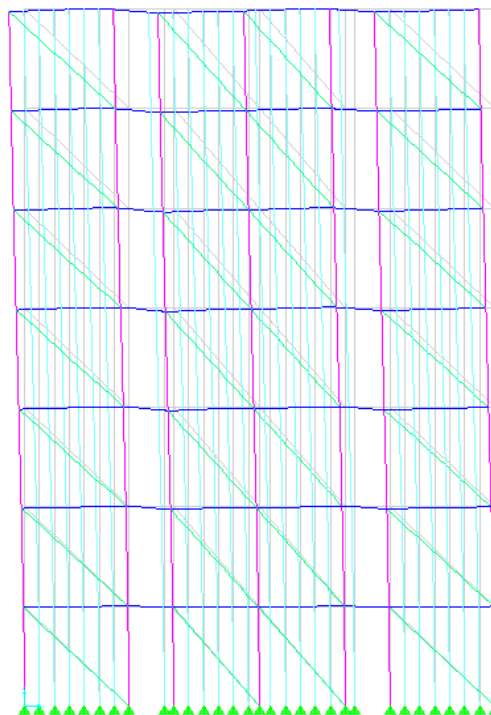


FIGURA 5.18 (c) – Modelo A-7-400-OSB-cont.: elevação fila B,  $x = 3300\text{mm}$ .

TABELA 5.34 – Deslocamentos máximos por pavimento do modelo A-7-400-OSB-cont.

DESLOCAMENTO PAVIMENTO	Ux mm	Uy mm	Uz mm
1º PAVIMENTO	6,78	4,93	2,13
2º PAVIMENTO	13,69	10,84	3,46
3º PAVIMENTO	20,24	16,63	4,24
4º PAVIMENTO	26,08	21,94	4,63
5º PAVIMENTO	31,10	26,5	4,75
6º PAVIMENTO	34,90	30,26	4,75
7º PAVIMENTO	37,70	33,15	4,76

Observa-se que, com o emprego das placas de OSB, os deslocamentos horizontais diminuem e passam a figurar aquém dos limites estabelecidos pelas Eq. 5.4 e Eq. 5.5. Observa-se também que os deslocamentos na direção da Fila B ficaram ainda mais reduzidos devido à consideração de placas nas duas faces das paredes.

Os esforços solicitantes de cálculo e os perfis dos montantes e das vigas são apresentados em 5.6.2, pois os modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont apresentam valores bem próximo para os esforços e, conseqüentemente, os mesmos resultados quanto ao dimensionamento de montantes e vigas.

### 5.6.3 Modelo A-7-400-DIAG\_METALICA-cont (Diagonal metálica equivalente à placa de OSB)

Outro método utilizado para a avaliação da contribuição das placas de OSB nos painéis de parede é o método da diagonal metálica equivalente, que foi apresentado no capítulo 3. As placas de OSB dos painéis de parede do Eixo 1 e da Fila A são substituídas por diagonais metálicas com diâmetro tal que seja capaz de apresentar comportamento idêntico ao da chapa de OSB submetida a cargas laterais. Estas diagonais metálicas são rotuladas às vigas e somente resistem à tração.

A FIG. 5.19 apresenta a configuração de um pavimento-tipo e as elevações do Eixo 1 e da Fila B do modelo com diagonais metálicas equivalentes. Os demais eixos e filas são idênticos aos apresentados na FIG. 5.17.

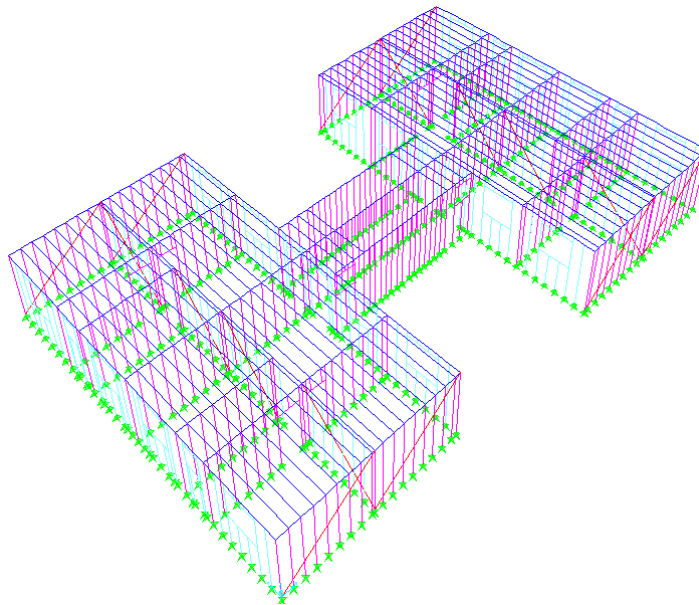


FIGURA 5.19 (a) – Modelo A-7-400-DIAG\_METALICA-cont. pavimento-tipo (continua)

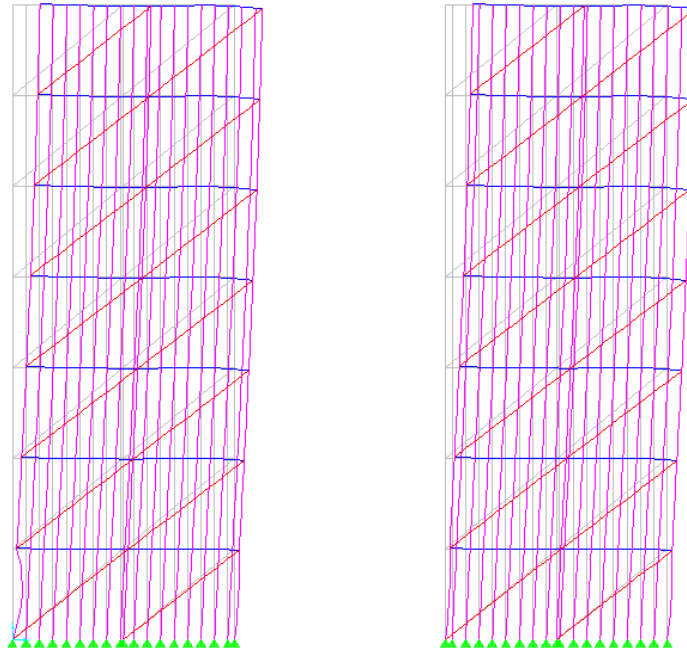


FIGURA 5.19 (b) – Modelo A-7-400-DIAG\_METALICA-cont.: elevação do eixo 1,  $y = 0$

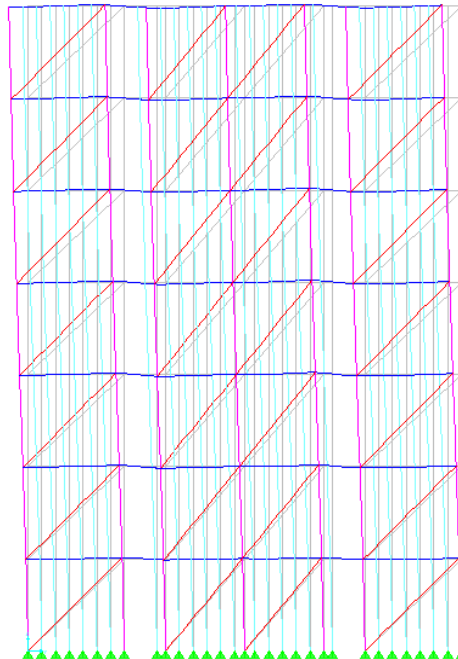


FIGURA 5.19 (c) – Modelo A-7-400-DIAG\_METALICA-cont.: elevação fila B,  $x = 3300\text{mm}$ .

Os deslocamentos máximos obtidos para cada um dos pavimentos do modelo estão indicados na TAB. 5.35

TABELA 5.35 – Deslocamentos máximos por pavimento, Modelo A-7-400-  
DIAG\_METALICA-cont.

DESLOCAMENTO PAVIMENTO	Ux mm	Uy mm	Uz mm
1º PAVIMENTO	6,88	5,29	2,18
2º PAVIMENTO	13,82	9,99	3,66
3º PAVIMENTO	20,39	16,88	4,58
4º PAVIMENTO	26,23	22,18	5,08
5º PAVIMENTO	31,15	26,75	5,30
6º PAVIMENTO	35,02	30,46	5,37
7º PAVIMENTO	37,83	33,30	5,39

Comparando os deslocamentos obtidos nesse modelo com os do modelo A-7-400-OSB-cont, obtem-se os gráficos das FIG. 5.20 a 5.22, baseados nos valores obtidos da Eq. 5.10.

$$\Delta\% = \frac{U_{maior} - U_{menor}}{U_{menor}} \quad (5.10)$$

Analisando-se os gráficos da FIG. 5.20, verifica-se que para os deslocamentos horizontais na direção do eixo X, onde tem-se apenas placas de OSB em um dos lados dos painéis de parede, a diferença percentual máxima é de 0,74%. Quanto aos deslocamentos verticais na direção do eixo Y (FIG. 5.21), onde tem-se placas de OSB nas duas faces dos painéis de parede a diferença percentual é de 1,50%. Para os deslocamentos verticais (FIG. 5.22), a diferença percentual mais uma vez é bastante pequena, da ordem de 11,61%.

Comparando-se os deslocamentos dos modelos com a consideração do efeito de segunda ordem, ou efeito P-Delta, com os dos modelos lineares, observa-se que os deslocamentos horizontais dos modelos com efeito P-Delta são em torno de 6,7% maiores do que os modelos lineares.

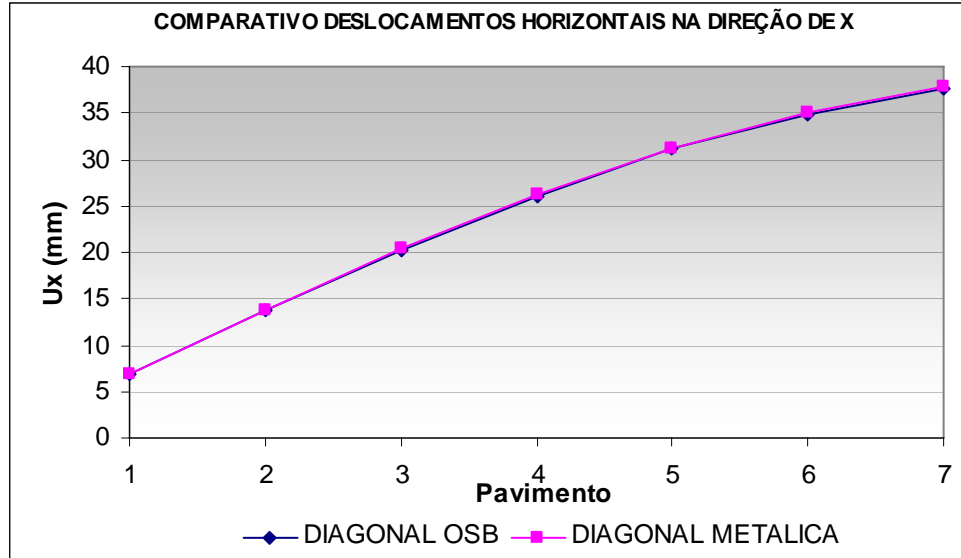


FIGURA 5.20 – Gráfico que relaciona os deslocamentos horizontais na direção do eixo X para os modelos de 7 pavimentos com consideração do efeito diafragma vertical de OSB

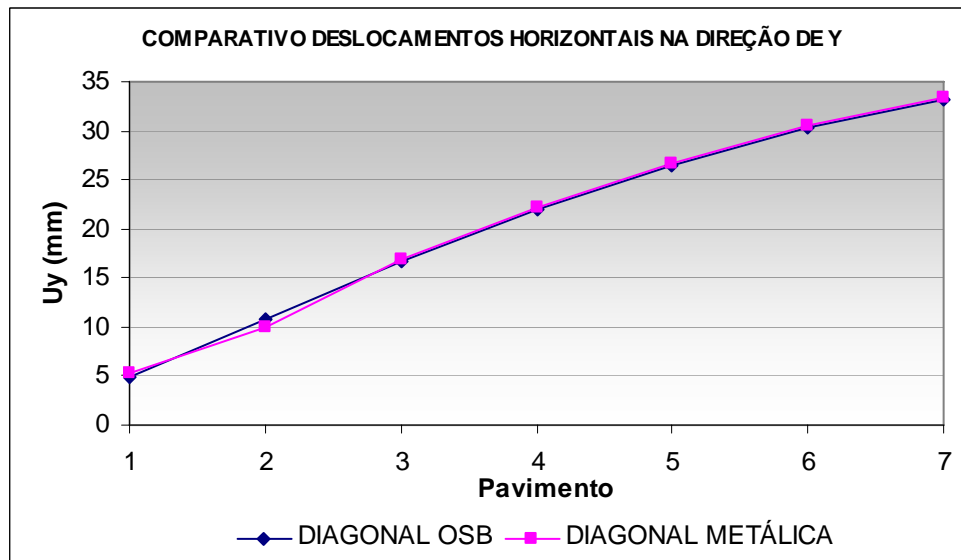


FIGURA 5.21 – Gráfico que relaciona os deslocamentos horizontais na direção do eixo Y para os modelos de 7 pavimentos com consideração do efeito diafragma vertical de OSB

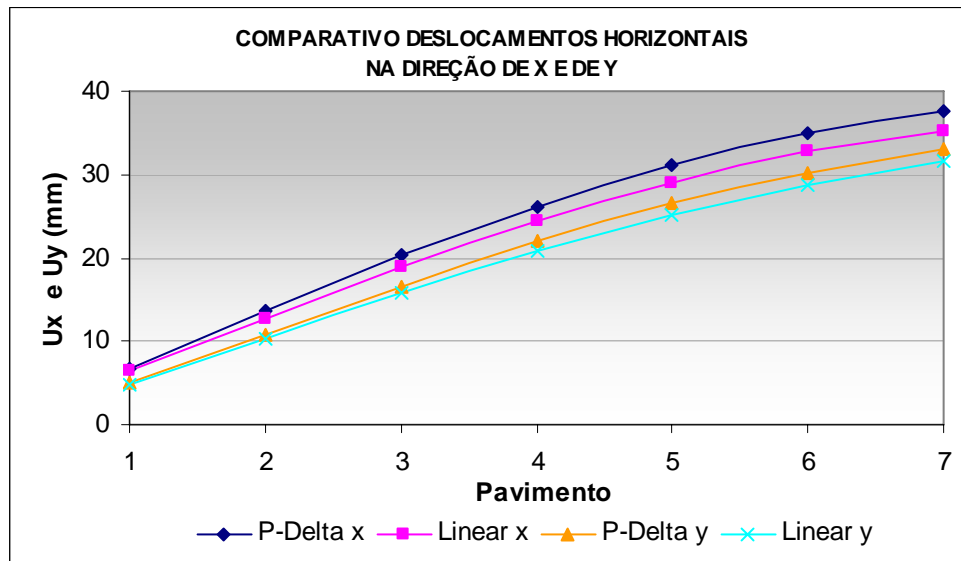


FIGURA 5.22– Gráfico que relaciona os deslocamentos horizontais (em X e em Y) para os modelos de 7 pavimentos com e sem a consideração do efeito P-Delta

Os esforços solicitantes de cálculo e os perfis dimensionados para os montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont são listados nas TAB. 5.36 a TAB. 5.41.

TABELA 5.36 – Esforços e perfis dimensionados para os montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont : 1º pavimento.

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-108,7	3x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-12,38	Ue 90x40x12x0,95
	Diagonais OSB/Metalica	±68,29	chapa OSB 12mm
EIXO 2	Montante canto	-45,04	4x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-39,54	2x Ue 90x40x12x0,95
EIXO 3	Montante canto	-31,61	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-23,04	Ue 90x40x12x1,55
EIXO 5	Montante canto	-30,32	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-24,11	Ue 90x40x12x1,55
FILA A / C	Montante canto	-53,33	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-3,57	Ue 90x40x12x0,95
FILA B	Montante canto	-37,96	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-5,74	Ue 90x40x12x0,95
	Contraventamento	±53,93	2x chapa OSB 12mm

TABELA 5.37 – Esforços e perfis dimensionados para os montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont: 2º pavimento.

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-76,76	3x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-10,49	Ue 90x40x12x0,95
	Diagonais OSB/Metalica	±62,30	chapa OSB 12mm
EIXO 2	Montante canto	-37,46	4x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-33,81	2x Ue 90x40x12x0,95
EIXO 3	Montante canto	-25,19	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-19,85	Ue 90x40x12x1,55
EIXO 5	Montante canto	-26,01	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-20,51	Ue 90x40x12x1,55
FILA A / C	Montante canto	-44,66	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-3,12	Ue 90x40x12x0,95
FILA B	Montante canto	-21,05	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-5,67	Ue 90x40x12x0,95
	Contraventamento	±46,55	2x chapa OSB 12mm

TABELA 5.38 – Esforços e perfis dimensionados para os montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont: 3º pavimento.

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-52,71	3x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-8,72	Ue 90x40x12x0,80
	Diagonais OSB/Metalica	±55,06	chapa OSB 12mm
EIXO 2	Montante canto	-30,60	4x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-28,11	2x Ue 90x40x12x0,80
EIXO 3	Montante canto	-21,04	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-16,54	Ue 90x40x12x1,25
EIXO 5	Montante canto	-21,65	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-16,98	Ue 90x40x12x1,25
FILA A / C	Montante canto	-34,56	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-2,61	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-12,05	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-5,32	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	±39,61	2x chapa OSB 12mm

TABELA 5.39 – Esforços e perfis dimensionados para os montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont: 4º pavimento.

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-45,47	3x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-7,13	Ue 90x40x12x0,80
	Diagonais OSB/Metalica	±45,47	chapa OSB 12mm
EIXO 2	Montante canto	-24,22	2x Ue 90x40x12x1,55
	Montante intermediário	-22,45	Ue 90x40x12x1,55
EIXO 3	Montante canto	-17,65	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-12,89	Ue 90x40x12x1,25
EIXO 5	Montante canto	-17,28	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-13,49	Ue 90x40x12x1,25
FILA A / C	Montante canto	-27,56	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-2,06	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-9,01	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-4,87	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	±32,39	2x chapa OSB 12mm

TABELA 5.40 – Esforços e perfis dimensionados para os montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont: 5º pavimento.

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-30,37	3x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-5,46	Ue 90x40x12x0,80
	Diagonais OSB/Metalica	±36,28	chapa OSB 12mm
EIXO 2	Montante canto	-18,08	2x Ue 90x40x12x1,25
	Montante intermediário	-16,81	Ue 90x40x12x1,25
EIXO 3	Montante canto	-16,15	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-11,62	Ue 90x40x12x0,95
EIXO 5	Montante canto	-12,95	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-10,06	Ue 90x40x12x0,95
FILA A / C	Montante canto	-20,62	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-1,64	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-8,52	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-4,12	Ue 90x40x12x0,80
	Contraventamento	±23,7	2x chapa OSB 12mm

TABELA 5.41 – Esforços e perfis dimensionados para os montantes dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont: 6º pavimento

ELEMENTO		$N_{C,Sd} (-), N_{t,Sd} (+)$ (kN)	PERFIL UTILIZADO
EIXO 1	Montante canto	-20,58	3x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-3,71	Ue 90x40x12x0,80
	Diagonais OSB/Metalica	±28,38	chapa OSB 12mm
EIXO 2	Montante canto	-12,19	2x Ue 90x40x12x0,95
	Montante intermediário	-11,19	Ue 90x40x12x0,95
EIXO 3	Montante canto	-14,78	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-11,54	Ue 90x40x12x0,80
EIXO 5	Montante canto	-8,62	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-6,68	Ue 90x40x12x0,80
FILA A / C	Montante canto	-13,70	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-1,42	Ue 90x40x12x0,80
FILA B	Montante canto	-7,17	2x Ue 90x40x12x0,80
	Montante intermediário	-3,68	Ue 90x40x12x0,80
	Diagonais OSB/Metalica	±17,54	2x chapa OSB 12mm

Os esforços obtidos para os montantes do 7º pavimento são todos inferiores à resistência de cálculo do perfil Ue 90x40x12x0,80. Assim, para todos os montantes do 7º pavimento foram adotados perfis com 0,80mm de espessura. Para as chapas de OSB foi mantida a espessura de 12,00mm.

O esforços solicitantes de cálculo e os perfis obtidos para as vigas dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont são apresentados na TAB. 5.42. A FIG. 5.4 ilustra o posicionamento das vigas do vão maior (em vermelho) e das vigas intermediárias (em azul), já que o posicionamento das vigas é idêntico ao do modelo A-4-400-V-cont.

TABELA 5.42 - Esforços e perfis dimensionados para as vigas dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont

ELEMENTO	$M_{Sd}$ POSITIVO (kN.m)	$M_{Sd}$ NEGATIVO (kN.m)	PERFIL UTILIZADO
Viga Vão Maior	1,49	-1,79	Ue 140x40x12x0,95
Viga Vão Intermed.	0,61	-1,21	Ue 140x40x12x0,80

Comparando os resultados obtidos para os modelos A-4-400-V-cont (TAB. 5.10) com os dos modelos A-7-400-OSB-cont e A-7-400-DIAG\_METALICA-cont (TAB. 5.42) observa-se que a redução no momento positivo foi da ordem de 16,91% e na região dos apoios cerca de 30,30% nas vigas com maiores vãos. Nas vigas intermediárias, a redução do momento positivo foi de 60,91% e o momento negativo permaneceu praticamente constante nos apoios quando comparados aos momentos observados na TAB. 5.10.

### **5.7 Comparativos de desempenho entre os modelos de LSF**

Dos 13 modelos estudados, 11 tiveram os seus resultados analisados, tendo fornecido diferentes deslocamentos, que variaram em função dos espaçamentos adotados para os perfis e da disposição dos contraventamentos metálicos. Nos prédios de 7 pavimentos a contribuição das placas de OSB foi a maior responsável pelos resultados de deslocamentos, que já foi comentado quando da apresentação dos gráficos nas FIG 5.20 a FIG. 5.22.

Os gráficos apresentados a seguir relacionam os deslocamentos horizontais, por pavimento, dos modelos de 4 pavimentos. Os gráficos das FIG. 5.23 e FIG. 5.24 mostram os deslocamentos horizontais dos prédios. Analisando os resultados, verifica-se que os modelos com contraventamentos em “X” apresentam os menores deslocamentos, enquanto que os modelos com contraventamentos em “V” apresentam deslocamentos até 22% superiores quando comparados aos do modelo com as mesmas características de espaçamento de perfis, porém com contraventamentos em “X”.

A consideração do efeito de segunda ordem ou efeito P-Delta nos modelos de 4 pavimentos gera deslocamentos horizontais 4,8% maiores do que os modelos com análise linear, de acordo com os gráfico apresentado na FIG. 5.25.

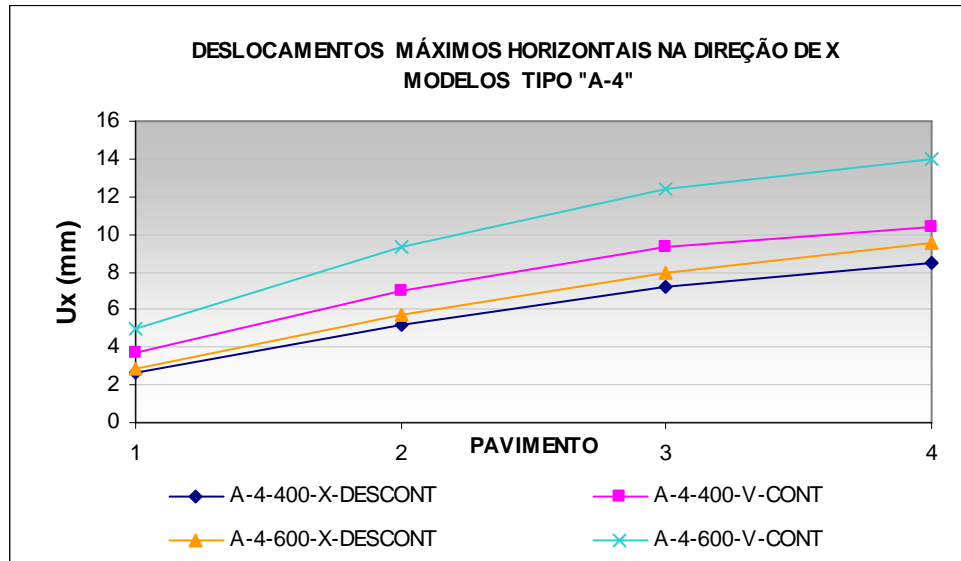


FIGURA 5.23 – Deslocamentos horizontais na direção de X, para os modelos “A-4”.

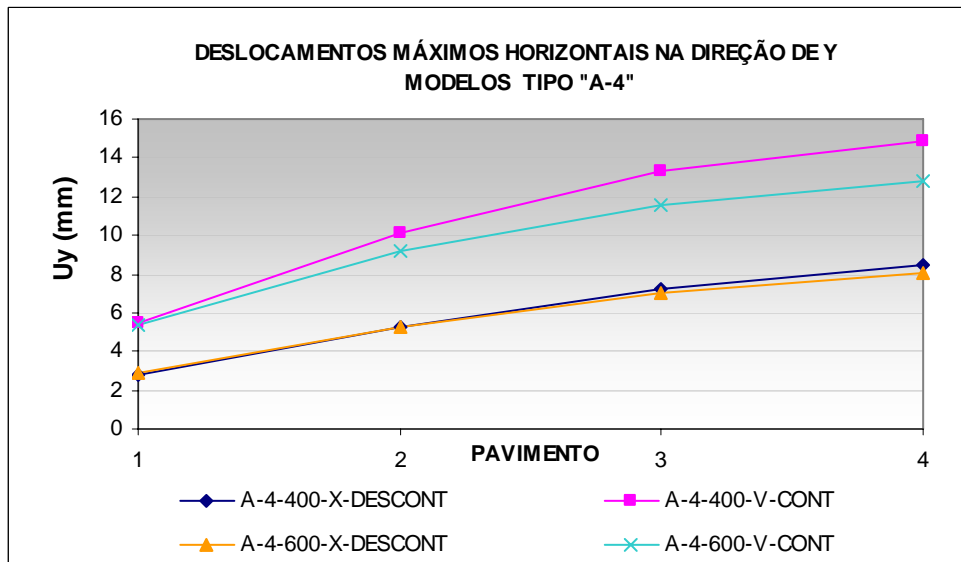


FIGURA 5.24 – Deslocamentos horizontais na direção de Y, para os modelos “A-4”.

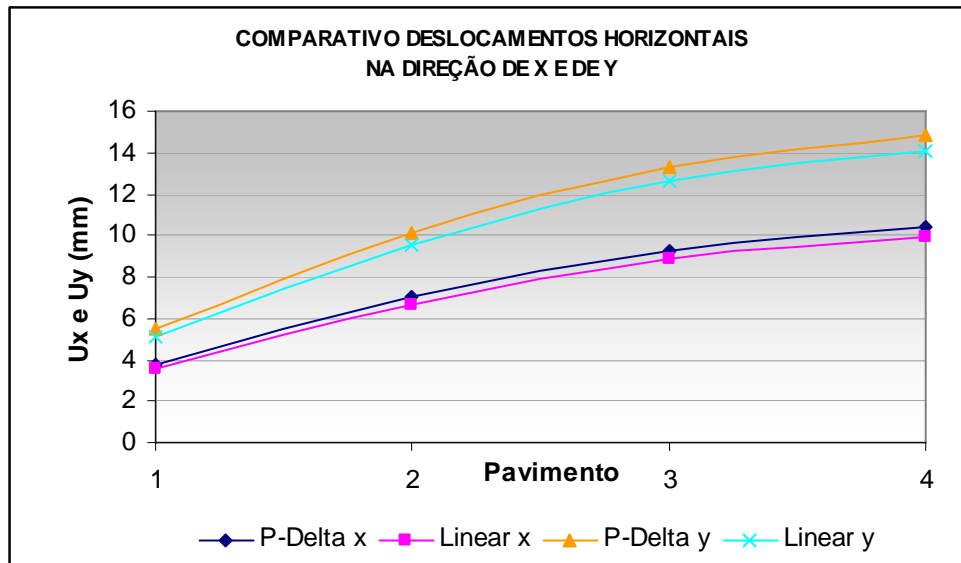


FIGURA 5.25 – Deslocamentos horizontais nos modelos “A-4” com análise linear e com análise de segunda ordem (P-Delta).

Verifica-se ainda, que o espaçamento entre os perfis também afeta os deslocamentos horizontais e verticais. Nos deslocamentos horizontais (FIG. 5.27), a maior diferença encontrada é de 14% (calculado de acordo com a Eq. 5.10), entre os modelos A-4-400-V-cont e A-4-600-V-cont. O contraventamento em forma de X é mais eficiente, em virtude da maior área de chapas atuando à tração. Por outro lado, este tipo de contraventamento dificulta a fixação das placas de OSB ou de gesso nos painéis de parede, gerando os indesejáveis defeitos de acabamento sobre os parafusos.

Não foi possível observar a influência do vigamento contínuo na avaliação dos deslocamentos, pois os contraventamentos utilizados nos modelos de vigamento contínuo e bi-apoiado são diferentes.

Para os modelos com base na arquitetura tipo “B”, foi utilizado o mesmo critério para a organização dos dados nos gráficos das FIG. 5.26 e FIG. 5.27 para os deslocamentos horizontais.

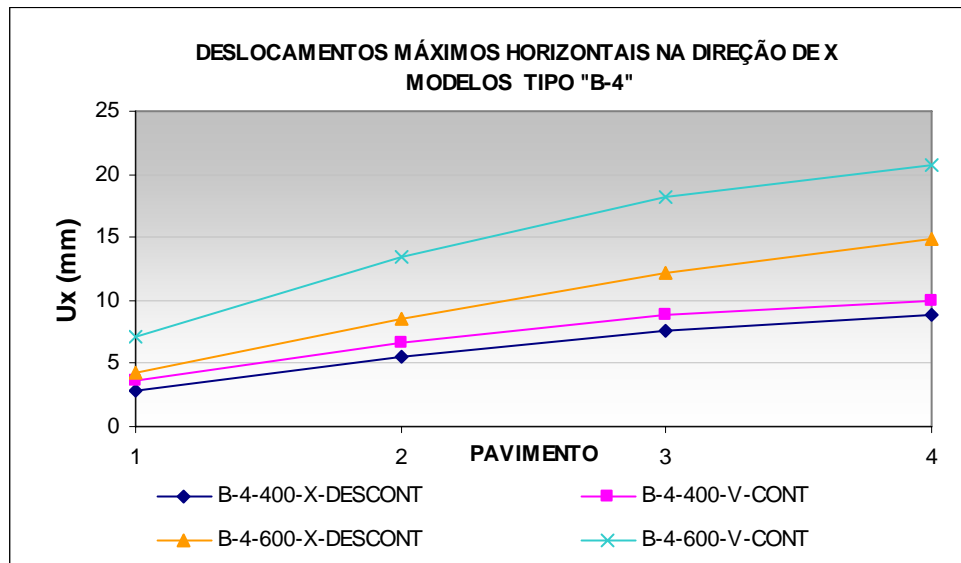


FIGURA 5.26 – Deslocamentos horizontais na direção de X, para os modelos “B-4”.

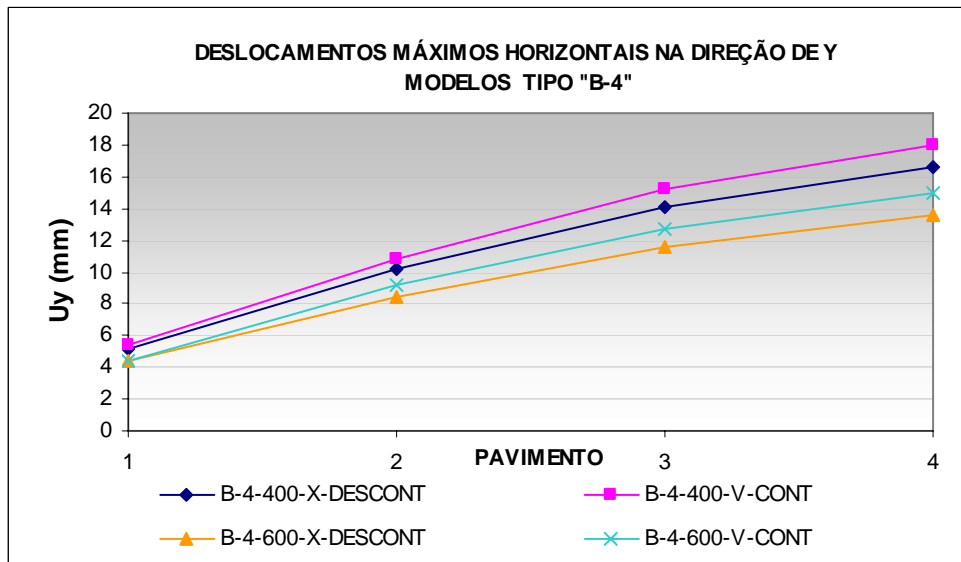


FIGURA 5.27 – Deslocamentos horizontais na direção de Y, para os modelos “B-4”.

Novamente, os gráficos mostram que os modelos com contraventamentos em X apresentam deslocamentos inferiores aos modelos com contraventamentos em “V” na direção de X (FIG. 5.26). Na direção de Y (FIG. 5.27), os deslocamentos fornecem resultados mais

próximos, pois foi necessário manter-se os contraventamentos na forma de X para a estabilização dos modelos. Também é possível verificar que o aumento no espaçamento entre os perfis resulta em maiores deslocamentos laterais, já que a rigidez do conjunto fica diminuída quando o afastamento entre perfis aumenta.

## **5.8 Comparativos de Desempenho entre os sistemas Aporticado e LSF**

Com base nos dados obtidos nos trabalhos de RODRIGUES (2003) e RODRIGUES (2004) e na publicação DETALHAMENTO TÉCNICO (Usiminas, 1999) foi possível levantar o consumo de aço, cargas nas fundações e os deslocamentos máximos horizontais nos prédio de 4 pavimentos, arquitetura tipo “A”, no sistema aporticado.

Para o levantamento dos dados de cargas nas bases e deslocamentos máximos dos prédios de 4 pavimentos na arquitetura tipo “B” e de 7 pavimentos na arquitetura tipo “A”, ambos no sistema aporticado, foi utilizado como fonte de pesquisa o anteprojeto estrutural de RODRIGUES (2004) e a memória de cálculo do mesmo autor (2003).

### **5.8.1 Arquitetura tipo “A” para prédios com 4 pavimentos**

Para verificar a eficiência do sistema de contraventamentos dos prédios em LSF, comparou-se os resultados obtidos nos modelos A-4 com a estrutura do sistema aporticado. A TAB. 5.43 apresenta os deslocamentos máximos no topo das estruturas, bem como a diferença percentual entre os sistemas.

TABELA 5.43 – Deslocamentos horizontais máximos no topo dos prédios arquitetura tipo “A” – 4 pavimentos

SISTEMA APORTICADO		A-4-400-X-DESCONT		A-4-400-V-CONT		A-4-600-X-DESCONT		A-4-600-V-CONT	
Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)
25,80	22,55	8,52	8,48	10,37	14,88	9,55	8,01	14,01	12,79
$\Delta$ (%)		-66,97	-62,39	-59,80	-34,01	-62,98	-64,47	-45,69	-43,28

Onde  $\Delta$  (%) é calculado de acordo com a Eq. 5.10

Analisando os resultados apresentados na TAB. 5.43 verifica-se que tanto o sistema aporticado quanto o LSF apresentam deslocamentos com valores próximos nas direções X e Y, já que os modelos possuem dimensões quase iguais nas duas direções e sistemas de contraventamento igualmente eficientes nestas direções. Comparando os resultados entre os dois sistemas, é possível observar que em todos os 4 modelos em LSF o desempenho estrutural foi bastante superior ao do sistema aporticado. Considerando-se o pior caso no LSF, obtém-se uma redução nos deslocamentos da ordem de 34% em comparação aos do sistema aporticado convencional, podendo chegar a praticamente 67% no caso mais favorável.

Outro quesito de desempenho estrutural que pode ser comparado entre os sistemas são os carregamentos sobre as fundações. A FIG 5.28 (a) e (b) apresentam os planos de base dos sistemas Aporticado e LSF, respectivamente. Na TAB. 5.44 são apresentados os resumos do somatório de cargas sobre as fundações para os dois sistemas estruturais.

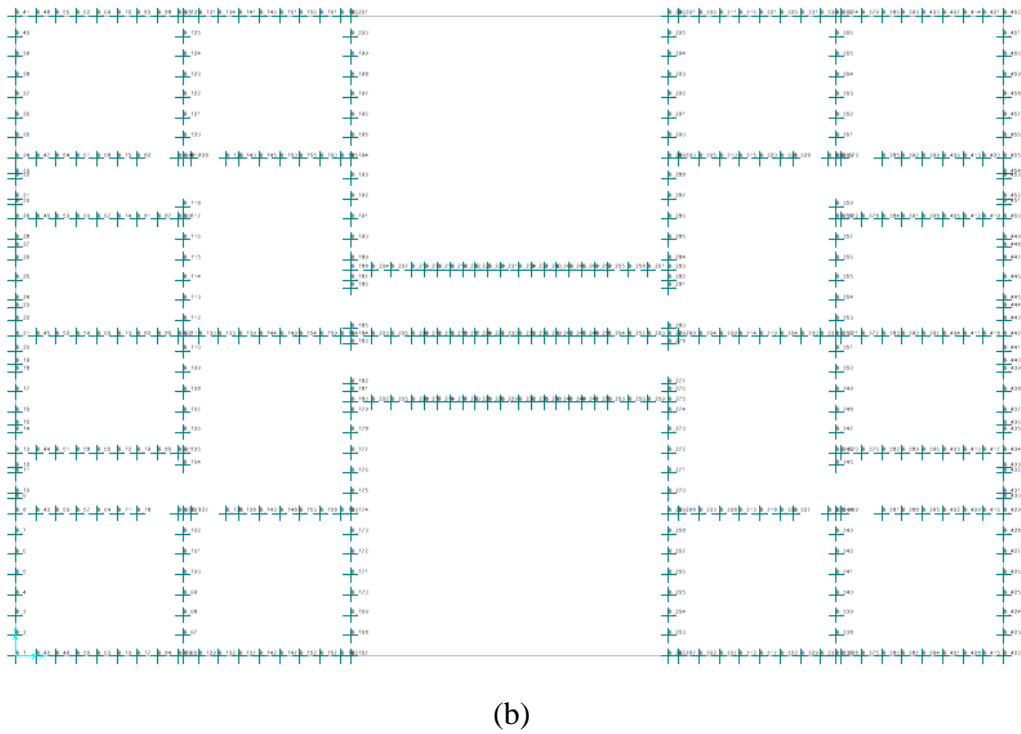
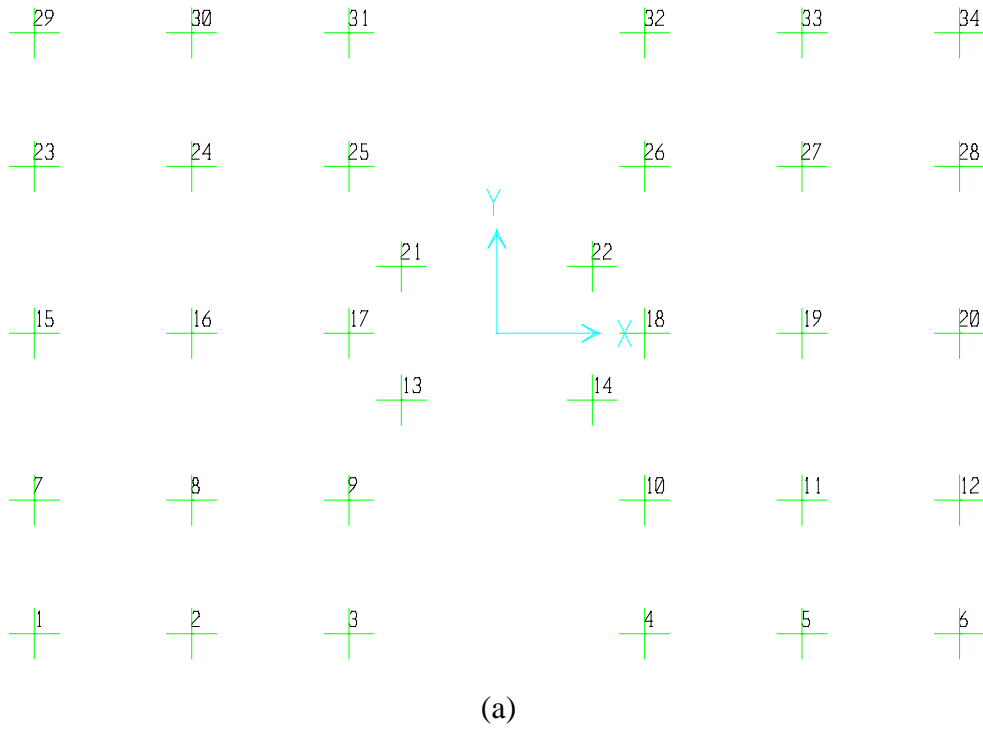


FIGURA 5.28 – Planos de bases dos sistemas (a) Aporticado, (b) LSF para a arquitetura tipo “A”

TABELA 5.44 – Cargas nas fundações para os prédios arquitetura “A” – 4 pavimentos

APORTICADO		LSF		Δ (%)
FX (kN)	137,40	FX (kN)	121,13	13,43
FY (kN)	228,90	FY (kN)	191,69	19,46
Fz (kN)	6990,00	Fz (kN)	3430,78	103,7

Onde:

$$\Delta(\%) = \frac{F_{maior} - F_{menor}}{F_{menor}} \times 100\% \quad (5.11)$$

Analisando os resultados na TAB. 5.44, verifica-se que as cargas verticais obtidas no sistema LSF são 103,7% menores do que as obtidas para o sistema aporticado. Isto se deve à diminuição de peso das alvenarias e lajes proporcionadas pelo sistema LSF. As diferenças nas forças horizontais se devem à diferenças na consideração da ação do vento nas estruturas.

Outro fator a ser considerado é a inexistência de momentos fletores solicitantes nas bases dos prédios no sistema LSF. Diferentemente do sistema aporticado, que apresenta momentos nas bases de até 9,5 kN.m, o sistema LSF transmite às bases apenas cargas horizontais e verticais. Some-se a isto a redução das cargas verticais proporcionada pelo LFS, as fundações tornam-se sensivelmente mais econômicas, permitindo executar fundações do tipo *radier* (dependendo das condições do terreno), o que torna os trabalhos de execução de fundações mais ágeis e econômicos, já que no sistema aporticado é necessário a execução de tubulões ou estacas sob os pilares, além do cintamento para o apoio das alvenarias, gerando custos mais elevados, além de acarretar maiores prazos.

Com relação ao consumo de aço nos prédios, foram utilizados os projetos estruturais fornecidos pela USIMINAS (1999) para o levantamento do consumo de aço no sistema Aporticado. Para o sistema LSF foram utilizados os detalhamentos contidos no ANEXO 1.

Desconsiderando-se o consumo de aço das estruturas das coberturas (do prédio e da caixa d'água) e das escadarias, o sistema aporticado tem um peso de 16.806,00 kg de aço SAC-300, resultando em uma relação de 24,7 kg/m<sup>2</sup> de área construída. Para o LSF, foi obtido um peso final de 18.909,2 kg de aço zincado, resultando em uma relação de 27,7 quilos de aço por metro quadrado de área construída. O consumo de aço no sistema LSF é então 11,12% superior ao Sistema Aporticado. Esta diferença deve-se principalmente às características do sistema LSF, que necessita de um grande número de barras, muitas vezes superdimensionadas em determinados trechos. Vale salientar que, como os painéis de parede em LSF são estruturados em perfis de aço, a execução dos fechamentos é mais rápida e prática, justificando um maior consumo de aço em detrimento de outros materiais de vedação.

Outro fator que justifica o maior consumo de aço no LSF é a padronização da solução arquitetônica, pois não foi possível alterar o partido arquitetônico utilizado nos prédios. Em um prédio com concepção arquitetônica em LSF o consumo de aço poderia ser reduzido.

### **5.8.2 Arquitetura tipo “B” para prédios com 4 pavimentos**

Para os modelos com base na arquitetura tipo “B” foram elaboradas análises comparativas de deslocamentos e esforços nas fundações nas fundações. Como os projetos em LSF não foram detalhados, não será abordado o consumo de aço nestes prédios.

Os deslocamentos horizontais máximos no topo do prédio do sistema aporticado foram obtidos por RODRIGUES (2004). A TAB. 5.45 apresenta o resumo dos deslocamentos para os modelos Aporticado e em LSF.

TABELA 5.45 – Deslocamentos horizontais máximos no topo dos prédios arquitetura tipo “B” – 4 pavimentos.

SISTEMA APORTICADO		B-4-400-X-DESCONT		B-4-400-V-CONT		B-4-600-X-DESCONT		B-4-600-V-CONT	
Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)
27,1	29,1	8,82	16,61	9,89	17,97	14,91	13,62	20,71	14,93
$\Delta$ (%)		207,25	75,19	174,01	61,93	81,75	113,65	30,85	94,90

Onde  $\Delta$  (%) foi calculado de acordo com a Eq. 5.10.

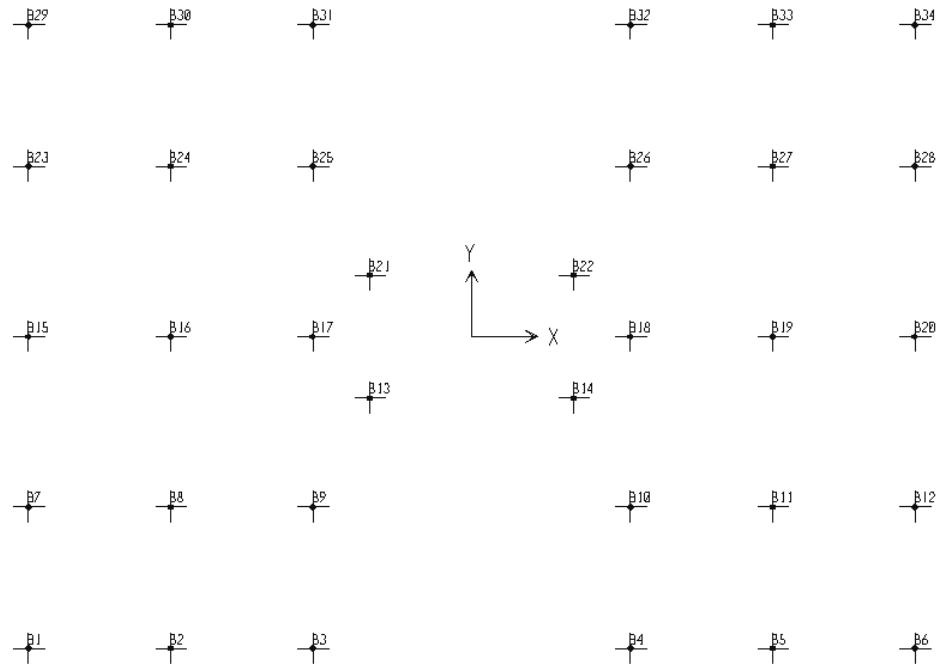
Analisando os resultados apresentados na TAB 5.45 verifica-se que, quanto à rigidez global da estrutura, o desempenho estrutural do sistema LSF é superior ao sistema aporticado, conferindo deslocamentos menores nas duas direções horizontais. Mesmo com o sistema de pórticos com ligações semi-rígidas dos prédios em PFF, os deslocamentos no topo dos prédios são bem superiores aos obtidos com o sistema LSF. O aumento na rigidez global da estrutura é de pelo menos 30,85% (na situação de projeto mais desfavorável, representada pelo modelo B-4-600-V-cont na direção de X) utilizando-se o sistema LSF.

Com relação às cargas nas fundações, o sistema LSF também mostra-se como uma alternativa altamente viável em relação ao sistema Aporticado. A FIG. 5.29 apresenta os planos de base para o sistema aporticado e o LSF, respectivamente em (a) e (b). A TAB. 5.46 apresenta o resumo das cargas nas fundações para os dois sistemas.

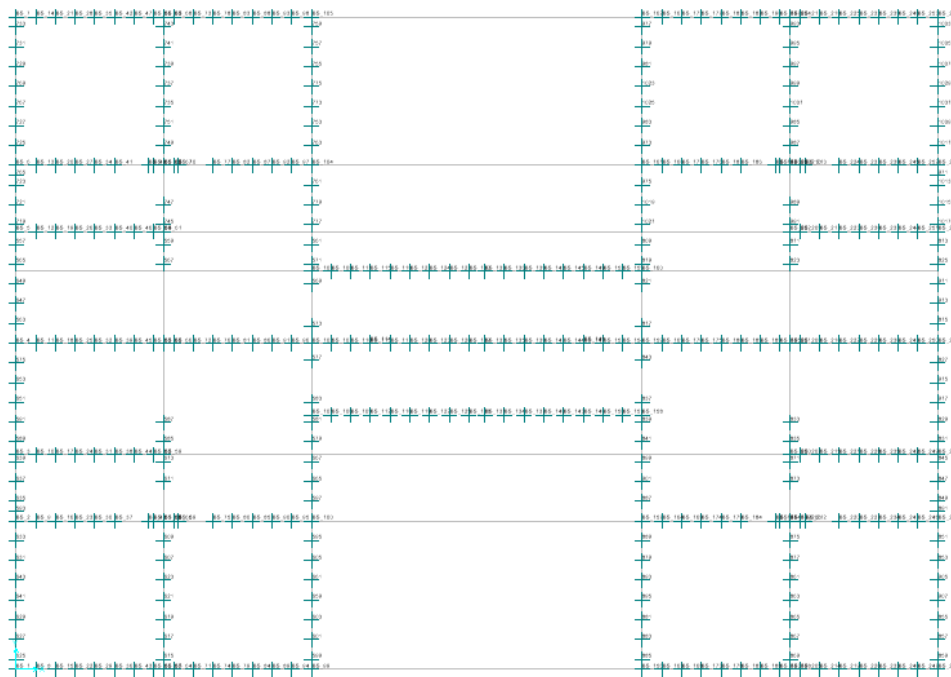
TABELA 5.46 – Cargas nas fundações para os prédios arquitetura “B” – 4 pavimentos.

APORTICADO		LSF		$\Delta$ (%)
FX (kN)	106,70	FX (kN)	108,64	1,78
FY (kN)	140,79	FY (kN)	126,44	-1,13
Fz (kN)	5291,54	Fz (kN)	3437,74	-53,92

Onde  $\Delta$  (%) foi calculado de acordo com a Eq. 5.11



(a)



(b)

FIGURA 5.29 – Planos de bases (a) sistema Aporticado, (b) LSF. Arquitetura tipo “B” – 4 pavimentos.

Com relação às cargas nas fundações, o sistema aporticado apresenta cargas pontuais nos pilares com até 269,42 kN nos pilares centrais. No sistema LSF, as cargas são distribuídas ao longo do perímetro externo e interno da construção, com cargas localizadas máximas de 29,49 kN. Assim, como nos comparativos entre os modelos de 4 pavimentos na arquitetura “A”, o LSF permite que sejam executadas fundações do tipo radier, já que as cargas axiais verticais são de valores baixos e bem distribuídas ao longo do plano das fundações. No sistema aporticado é necessário executar as fundações com soluções do tipo tubulão ou estacas, já que as cargas são pontuais e de valores bem maiores.

### 5.8.3 Arquitetura tipo “A” para prédios com 7 pavimentos

Assim como ocorreu nos modelos de 4 pavimentos, o comparativo de desempenho estrutural entre os sistemas de 7 pavimentos foi efetuado com base nos critérios de deslocamentos e cargas nas fundações, já que não foi realizado o detalhamento dos projetos em LSF nos modelos de 7 pavimentos para que pudesse ser avaliado o correspondente consumo de aço.

O resumo dos deslocamentos máximos no topo dos prédios é apresentado na TAB. 5.47, onde tem-se os resultados para os sistema Aporticado e LSF, bem como a diferença percentual entre os dois sistemas.

TABELA 5.47 – Deslocamentos horizontais máximos no topo dos prédios arquitetura tipo “A” – 7 pavimentos

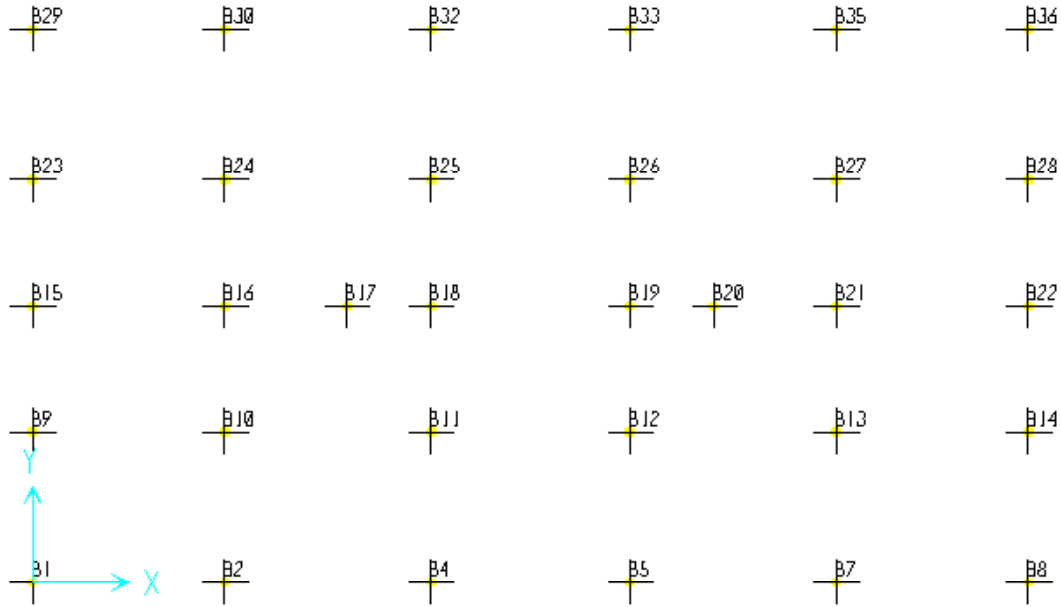
SISTEMA APORTICADO		A-7-400-OSB-cont		A-7-400-DIAG_METALICA-cont	
Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)
36,00	45,00	37,70	33,15	37,83	33,30
$\Delta$ (%)		-4,72	35,74	-5,08	35,13

Onde  $\Delta$  (%) foi calculado de acordo com a Eq. 5.10

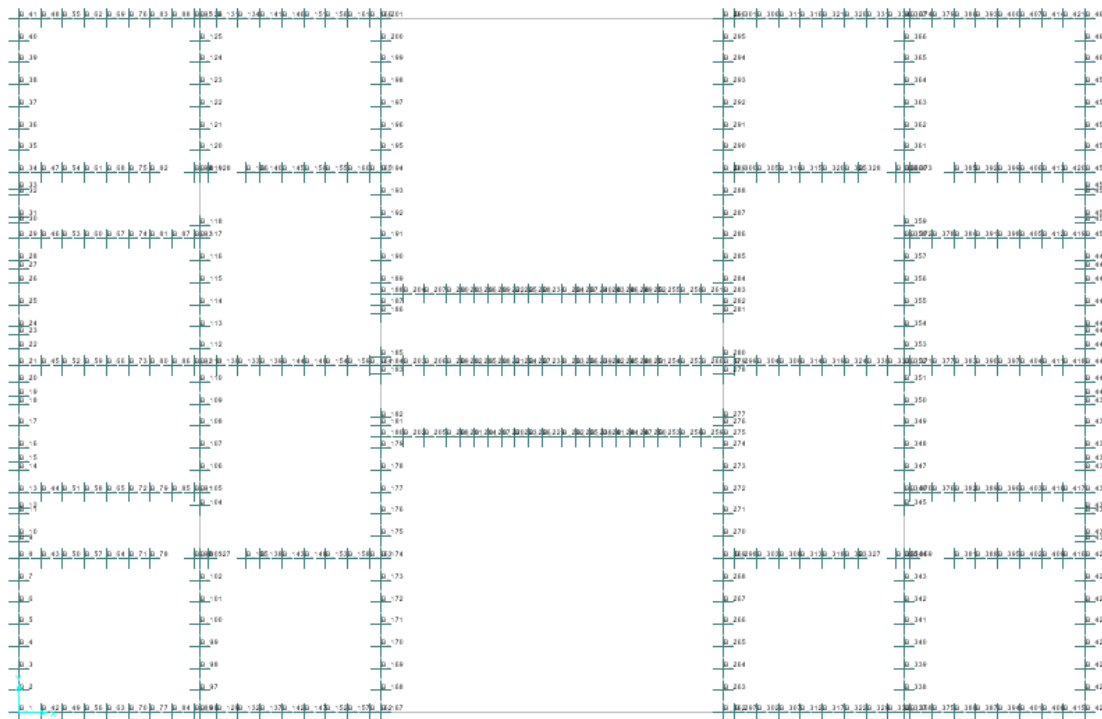
Analisando-se os resultados apresentados na TAB. 5.47 verifica-se que o sistema LSF apresenta um desempenho 35% superior ao Sistema Aporticado quando avalia-se os deslocamentos na direção do eixo Y. Já na direção do eixo X, o sistema LSF apresenta um desempenho ligeiramente inferior ao sistema Aporticado. Estas diferenças podem ser explicadas em parte pelo número de placas de OSB consideradas como diafragmas verticais rígidos, isto é, na direção do eixo X foram adotadas placas de OSB apenas nas faces externas dos painéis de parede enquanto que na direção do eixo Y foram considerados 4 painéis posicionados praticamente lado a lado, com placas de OSB nas duas faces dos painéis de parede. Outro fator que contribui para a diferença entre os deslocamentos nas direções X e Y é a área de incidência do vento, que é menor na direção perpendicular ao eixo Y.

Analisando globalmente o desempenho dos dois sistemas, em termos de deslocamentos horizontais, pode-se afirmar que o LSF possui desempenho melhor que o Sistema Aporticado, já que apesar de os deslocamentos na direção de Y serem um pouco superiores aos do Sistema Aporticado, na direção do eixo X o LSF possui rigidez 35% superior ao sistema Aporticado.

Para os esforços atuantes nas fundações, foram utilizados os resultados dos modelos A-7-400 e a *Memória de Cálculo* de RODRIGUES (2003). O plano de bases dos pilares no sistema Aporticado e o posicionamento dos montantes metálicos no sistema LSF são idênticos aos apresentados na FIG. 5.30. O resumo dos somatórios dos esforços sobre as bases nos dois sistemas está ilustrado na TAB. 5.48



(a)



(b)

FIGURA 5.30 – Planos de bases para os prédios de 7 pavimentos (a) sistema aporticado

(b) LSF

Observando-se as FIG 5.30 (a) e (b) nota-se que a geometria dos prédios no sistema aporticado e no LSF são distintas, pois ainda não foi projetado um prédio na forma de H de 7 pavimentos no sistema Aporticado. Mesmo assim, ainda é possível fazer alguns comparativos de desempenho entre os sistemas, obtendo resultados de caráter orientativo.

TABELA 5.48 – Cargas nas fundações para os prédios arquitetura “B” – 4 pavimentos

APORTICADO		LSF		$\Delta$ (%)
FX (kN)	216,56	FX (kN)	198,65	9,01
FY (kN)	390,28	FY (kN)	276,95	40,92
Fz (kN)	10615,13	Fz (kN)	9270,43	14,50

Onde  $\Delta$  (%) foi calculado de acordo com a Eq. 5.11

Analisando-se os dados apresentados na TAB 5.46 observa-se que, novamente o sistema LSF apresenta uma redução das cargas nas fundações. A diferença de 12,66% encontrada é bem menor do que a obtida nos outros modelos. Isto se deve principalmente à geometria do prédio no sistema aporticado, que é diferente do padrão adotado para os estudos dos modelos numéricos em LSF.

# 6

## CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para desenvolvimento de pesquisas futuras em temas relacionados ao Sistema Light Steel Framing (LSF).

### 6.1 Conclusões

Após a realização de todos os trabalhos de modelagem numérica e análise dos dados obtidos, conclui-se que, quando projetado corretamente, o sistema LSF tem um ótimo desempenho estrutural, resistindo a todos os esforços solicitantes horizontais e verticais, e apresentando deslocamentos horizontais e verticais bem menores quando comparados aos do sistema apertado que vem sendo utilizado atualmente para os prédios de habitação popular com o mesmo projeto arquitetônico, também em perfis formados e frio.

A utilização de placas de OSB atuando como diafragmas rígidos horizontais e verticais é bastante positiva, proporcionando maior simplicidade na execução de painéis de parede e de piso pela eliminação de diagonais metálicas no mesmo lado das placas. Além disto, o emprego destas permite que prédios com até 7 pavimentos possam ser viabilizados no sistema LSF, já que, contando apenas com contraventamentos em

chapas metálicas não foi possível obter a estabilização lateral da estrutura desses prédios.

Empregando apenas diagonais em tiras metálicas, o que ocorreu para os prédios de 4 pavimentos em LSF, o contraventamento em X apresentou melhor desempenho estrutural que o contraventamento em V.

Foi importante avaliar numericamente as estruturas dos prédios analisados neste trabalho, mesmo com pequenas variações arquitetônicas. Verificou-se que tais variações foram o suficiente para provocar a desestabilização de prédios de múltiplos andares, como ocorreu no modelo B-7-400.

No presente trabalho foram sugeridas, apresentadas e discutidas três inovações para o sistema estrutural em LSF, a saber: a) vigamento contínuo apoiado sobre painéis estruturais; b) painéis mais altos para eliminar as vigas de acabamento sobre os painéis paralelos ao vigamento e c) vigas apoiando lateralmente nos montantes.

A consideração do vigamento contínuo também mostrou-se como uma boa alternativa para o sistema. Os prédios com vigamento contínuo apresentaram momentos positivos bem inferiores aos observados nos modelos com vigamento bi-apoiado. Assim, foi possível reduzir o consumo de aço nas vigas de todos os modelos avaliados.

A utilização do apoio viga-montante como alternativa para a ligação de vigas diretamente aos montantes, sem o emprego de sanefas e enrijecedores de alma, proporciona maior simplicidade de execução, além da economia de material com a eliminação da sanefa de entepiso e de uma grande quantidade de enrijecedores de alma, no encontro das vigas com os painéis estruturais. Além disto, permite uma maior agilidade na montagem da estrutura em obra, possibilitando ainda a construção de mais de um pavimento simultaneamente. Devem ser avaliadas a resistência das chapas ligadas além da consideração da flexão nos montantes que recebem as vigas.

O emprego de painéis mais altos para eliminar as vigas caixa de acabamento apresenta uma economia de material e de mão de obra, importantes para a viabilização do sistema até mesmo nas construções de baixo custo. Além disso, esta alternativa elimina o *web crippling* que pode ocorrer nas almas das vigas caixa sob carga concentrada.

Com relação ao consumo de aço, verificou-se que o LSF apresenta um consumo de aço ligeiramente superior ao do sistema apertado no modelo de 4 pavimentos estudado, ambos com piso úmido. No entanto, o LSF apresenta um consumo bem menor quando utiliza o piso seco.

Finalmente, ressalta-se que a agilidade na montagem bem como eliminação da execução de paredes em alvenarias, que agregam muito tempo ao cronograma de obras, e o alívio de cargas nas fundações são vantagens que tornam o sistema LSF competitivo e viável também para construções residenciais de múltiplos andares, incluindo as de baixo custo.

## 6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Há um vasto campo de pesquisas a serem realizadas na área do Sistema LSF, tais como os estudos teóricos e os experimentais sobre o seu comportamento estrutural e as investigações de levantamento de custos comparativos aos dos outros sistemas construtivos. São listadas a seguir, algumas sugestões para a continuidade da presente pesquisa:

- Ensaios experimentais de painéis diafragma com OSB, submetidos a combinações de cargas vertical e horizontal (em seu plano ou perpendicular a ele) com variação de dimensões (principalmente espessura), e variação do espaçamento dos parafusos e distância entre montantes, para que sejam investigados seus modos de falha estrutural;
- Implementação de modelos numéricos e realização de ensaios para avaliar o comportamento de painéis de parede com aberturas de portas e janelas, e painéis de piso com aberturas de escada e shafts para diversas aplicações.
- Levantamento de custos de materiais e mão-de-obra para a execução de prédios no sistema LSF para que possam ser feitos comparativos com outros sistemas construtivos;
- Avaliação do desempenho do Sistema LSF em situação de incêndio;
- Avaliação de patologias e desempenho do sistema LSF.

# 7

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABCEM – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONTRUÇÃO METÁLICA.; *Sistemas construtivos em aço possuem múltiplas possibilidades*. ProjetoDesign, Ed 292, julho 2004.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; *NBR 6355: 2003 – perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização*. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.; *NBR 14762:2001 –Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.; *NBR 6123: 1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações - Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; *Projeto de norma ABNT 28:00.04-007: Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações – Requisitos gerais* . ABNT, 2005.

AISI – AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE.; *Durability of Cold-formed steel framing members*. AISI, Washington, 1996.

AISI, preparado por NAHB RESEARCH CENTER.; *Monotonic Tests of Cold-Formed Steel Shear Walls with Openings*. NAHB Research Center, Malboro, MD, 1997.

ALBUQUERQUE C. E. C., MENDES L. M., *Painéis – OSB*. Artigo publicado Revista Remade. <https://www.remade.com.br> (acesso em 27/04/2005).

BELLEI. I. H., PINHO, F. O., PINHO, M. O. ; *Edifícios de Múltiplos Andares em Aço*. 1ª Edição. São Paulo, Editora PINI Ltda, jun/2004, 454p. 2004

BENJAMIN, A. C., JACOB, B. P. & EBECKEN, N. F. F., London, Sep 1997, *CALEB: A Computer Program for Geometric and Material Nonlinear Analysis of Offshore Platforms and General Framed Structures*. In: Offshore Engineering, Carneiro, F. L. L., Ferrante, A. J., Batista, R. C. & Ebecken, N. F., Computational Mechanics Publications.

BENJAMIN, A. C., FREITAS, S. M. S., JACOB, B. P. et al., 1999, *Geometric and Material Nonlinear Analysis of Offshore Framed Structures*. Proceedings of the 9th International Offshore and Polar Engineering Conference, pp. 286-291.

CEF - CAIXA ECONÔMICA FEDERAL; *Sistema construtivo utilizando perfis estruturais formados a frio de aços revestidos (steel framing) – Requisitos e condições mínimas de financiamento pela caixa*. São Paulo, 2003.

CRANDELL, P. E.; *Promising Advancements in shear Wall Design: Updated Shear Values, Aspect ratio effects and Drift prediction*. NAHB Research Center Inc., 10p, 2004.

CRASTO, R. C. M.; *Arquitetura e Tecnologia em sistemas construtivos industrializados: Light Steel Framing*”. Dissertação de mestrado. Departamento de engenharia civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 2005, 226p.

CSI – COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.; *SAP 2000 nonlinear* v.2.8.3. CSI, 2004. IBSN.

CSI. *SAP2000 - Integrated Software for Structural Analysis and Design: Analysis Reference Manual*; Version 8.0, Berkeley, California, USA. CSI computers structures Inc. 379p. 2002.

DIAS, G. L., SANTOS, A. C., LIMA, A. L.; *Determinação de propriedades mecânicas do OSB*, Cuiabá, julho 2004. IX encontro brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira. 13p.

ELHAJJ NADER; BIELAT, KEVIN. *Prescriptive method for residential cold-formed steel framing*. USA: North American Steel Framing Alliance (NASFA), 2000. 199p.

GNECCO C., MARIANO R., FERNANDES F.; *Manual de construção em aço – tratamento de superfície e pintura*. Rio de Janeiro, IBS – INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. 2003.

IAS - INSTITUTO ARGENTINO DE SIDERURGIA.; *Estructura de Acero Galvanizado para Viviendas: guia para el diseño y cálculo*. Buenos Aires, IAS, 1997.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA; *Pesquisa nacional por amostra de domicílios 2003 v.24 - Brasil* . IBGE. 120pp. 2003.

INOUE, H.; *Sistemas diafragma com painéis de chapa fina aplicados à edificações estruturadas em aço*, Tese. 2004. 1 volume. Área de concentração: Estruturas metálicas – Programa de pós-graduação de engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

IPT – INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS; *Referência Técnica Nº 017*. São Paulo, IPT, 2002.

MASISA; *Recomendações práticas*; Edição 2003. Disponível em [www.masisa.com.br](http://www.masisa.com.br).

Data de Acesso: 15/03/2005.

MENDES L. M; *Painéis-OSB*. Revista REMADE. Disponível em [www.remade.com.br](http://www.remade.com.br).

Data de acesso: 01/03/2005.

MOURELLE, M. M., *Análise Dinâmica de Sistemas Estruturais Constituídos por Linhas Marítimas*, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1993.

NASFA – NORTH AMERICAN STEEL FRAMING ALLIANCE.; *Prescriptive Method for residential cold-formed steel framing*. NASFA, 2000. disponível em [www.steel framingalliance.com](http://www.steel framingalliance.com).

NASFA – NORTH AMERICAN STEEL FRAMING ALLIANCE.; *Shear Wall Design Guide – publication RG-9804*. AISI, 1998.

PEREIRA, C. J. *Edifícios de Pequeno Porte Contraventados com perfis de Chapa Fina de Aço*. 2004. 141pp. Dissertação de Mestrado – COOPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

RODRIGUES, F. C., CAMPOS A. S., JARDIM G. T. C., MACHADO J. C.; *Sistema steel framing – Manual de projeto*. USIMINAS, Belo horizonte, 2004.

RODRIGUES, F. C. *Memória de Cálculo Prédio COHAB 4 pavimentos*. Belo Horizonte, 2003.

RODRIGUES, F. C. *Anteprojeto Estrutural: Sistema Construtivo Usiteto - Prédio Padrão Usiteto De 4 Pavimentos..* Belo Horizonte, 2004.

RODRIGUES, F. C. *Memória De Cálculo Estrutura Prédio Padrão De 7 Pavimentos - Conjunto Habitacional Padrão CDHU/SP - V072 – Alphametal ..* Belo Horizonte, 2003.

SCHARFF, ROBERT. *Residential Steel Framing Handbook*. McGraw-Hill Professional Editora, USA, 1996. 448pp

SERRETE, R.; *Shear Wall Values for Light Steel Framing*, preparado para o AISI – AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, Washington DC, 1996.

SMITH, B. S.; *Behaviour of Square Infilled Frames*. Journal of Structural Division – ASCE – ST1, pg. 381-403. February, 1966.

SOUZA, KENNETH M. e MEYERS, MICHAEL N.; In: GLAVATECH '98. *Residential Steel Framing: building a better american home*. Tokyo, setembro 1998. pp 1-8. 1998.

TIAN, Y. S., WANG, J., LU T. J.; *Racking strength and stiffness of cold-formed steel wall frames*. In. journal of Constructional Steel Research, 60 (2004), pp 1069-1093.

TFS – TRIANGLE FASTENER CORPORATION. *Steel Framing Systems Guide*. 2004.

U.S. HOME.; *Comparação dos sistemas construtivos – conceito e memorial descritivo*. Curitiba – PR, 2004. disponível em <http://www.ushome.com.br>.

USIMINAS. *Detalhamento Técnico: Usiteto – Solução usiminas para Habitação Popular*. Belo Horizonte, 1999.

VIEIRA, LUIZ FERNANDO COURA; *Contribuição ao estudo das vedações no enrijecimento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. 158 f., Dissertação. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 2001

WARNOCK A. C. C., QUIRT J. D.; *Control of Sound Transmission through Gypsum Board Walls*. Institute for Research in Construction. Canada. 1997. IRC

WILSON, E. L.; *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering*. Third edition. Berkeley, California, USA. CSI computers structures Inc. 423p.