

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – Mestrado

NÍCOLAS HENRIQUE PEDROSA

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA E RIGIDEZ LATERAL DE PAINÉIS DE
CISALHAMENTO DO SISTEMA CONSTRUTIVO LIGHT-STEEL FRAMING**

MARINGÁ
2015

NÍCOLAS HENRIQUE PEDROSA

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA E RIGIDEZ LATERAL DE PAINÉIS DE
CISALHAMENTO DO SISTEMA CONSTRUTIVO LIGHT-STEEL FRAMING**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

MARINGÁ
2015

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá – PR., Brasil)

P372e Pedrosa, Nicolas Henrique.
Estudo da resistência e rigidez lateral de painéis de cisalhamento do sistema construtivo light-steel framing / Nicolas Henrique Pedrosa. -- Maringá, 2015.
126 f. : il., color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Rigobello.

Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

1. Estruturas metálicas. 2. Perfis de aço foados a frio - PFF. 3. Light-Steel Framing. I. Rigobello, Ronaldo, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. III. Título.

624.182 CDD 21.ed.


CC-003154
Cicilia C. de Maria
Crb9 1066

NICOLAS HENRIQUE PEDROSA

ESTUDO DA RESISTÊNCIA E RIGIDEZ LATERAL DE PAINÉIS
DE CISALHAMENTO DO SISTEMA CONSTRUTIVO LIGHT
STEEL FRAMING

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Engenharia de Estruturas, para obtenção do título de Mestre.

APROVADA em 21 de setembro de 2015.



Prof. Dr. Wilson Wesley Wutzow

Universidade Estadual de Maringá

Membro



Prof. Dr. Luiz Carlos Marcos Vieira Junior

Universidade Estadual de Campinas

Membro



Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

Universidade Tecnológica Federal de Paraná

Orientador

Aos meus pais José e Maria, que tanto admiro, pelo exemplo e dedicação durante toda minha existência.

À minha esposa Mayara pela forma especial e carinhosa de apoio durante toda nossa caminhada juntos.

E, sobretudo a Deus, pelo sopro da vida que possibilitou todas as coisas.

AGRADECIMENTOS

A Deus que, na sua bondade, criou todas as coisas e me permitiu ter tantas pessoas admiráveis à minha volta.

À Universidade Estadual de Maringá por possibilitar a realização deste trabalho.

Ao Professor Dr. Ronaldo Rigobello pela orientação, confiança e motivação prestados, que foram de grande auxílio neste desafio.

Ao Professor Dr. Luiz Carlos Marcos Vieira Junior pelo apoio, sugestões e disponibilidade durante todo este período.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PCV) pelo empenho e pronto atendimento sempre que solicitados, especialmente aos Professores Dr Carlos Humberto e Dr. Wilson Wesley Wutzow pelas sugestões e críticas construtivas.

Aos funcionários, especialmente à Marli pelo apoio e dedicação junto à secretaria do PCV.

A todos os colegas do curso, dentre eles, Marcos Silveira, Paulo Benencase e Alessandro, pelo companheirismo.

Aos familiares e amigos da Diretoria de Loteamentos da Prefeitura de Londrina pelo apoio e compreensão.

A todos,

Meus sinceros agradecimentos!

Somos criaturas de hábitos e nossas opções são incorporadas a esse ser que chamamos de "eu". Há um ditado popular que retrata bem essa situação: "Pensamentos tornam-se ações, ações tornam-se hábitos, hábitos tornam-se nosso caráter e o caráter torna-se nosso destino".

James C. Hunter

RESUMO

Devido à escassez de mão de obra e o déficit habitacional no Brasil, o sistema *Light-Steel Framing* (LSF) demonstra ser, como em diversos países, uma opção mais racional e industrializada para construções de pequeno e médio porte. Os métodos convencionais de cálculo se mostram conservadores por não considerar devidamente o efeito diafragma dos painéis de cisalhamento, obtido pelo confinamento dos perfis metálicos por meio das placas de revestimento, que geralmente são de gesso, OSB, *plywood* ou cimentícia. Nesse contexto, o trabalho apresenta uma metodologia para a modelagem numérica de painéis de cisalhamento do sistema LSF via método dos elementos finitos (MEF), utilizando o software Abaqus/CAE. Painéis de cisalhamento são elementos importantes nos sistemas LSF, pois são responsáveis pela transferência do carregamento horizontal aplicado à estrutura para suas fundações, além de enrijecê-la contra os deslocamentos laterais excessivos. O deslocamento lateral em um painel de cisalhamento é principalmente devido a: (i) flexão do painel, (ii) tombamento do painel, (iii) cisalhamento no painel, e (iv) deformação local na região de ligação entre a placa de fechamento e os perfis metálicos. Estudos recentes mostraram que a deformação local na região de ligação placa-perfil e, conseqüentemente, a rigidez da ligação apresentam um comportamento altamente não linear. Portanto, os modelos desenvolvidos neste trabalho consideraram não só as não linearidades geométrica e dos materiais como também simulou a deformação local na região da ligação placa-perfil. Um modelo simplificado, baseado em diagonais equivalentes, para a utilização prática, também é apresentado e consiste em permitir a modelagem de painéis de cisalhamento utilizando apenas elementos unifilares de barra. Este modelo simplificado pode se valer de resultados obtidos pela metodologia da AISI S213 (AISII, 2007) ou do próprio modelo de elementos finitos. Com este estudo, foi possível concluir que o modelo de elementos finitos proposto apresentou resultados coerentes comparados aos trabalhos experimentais e que a modelagem adequada das ligações é importante para o sucesso na simulação desses painéis. Além disso, o modelo de diagonais equivalentes permite a consideração da resistência e rigidez de painéis de cisalhamento de maneira simplificada e eficiente, evitando a modelagem completa do painel.

Palavras-chave: Perfis de Aço Formados a Frio. *Light-Steel Framing*. Painéis de Cisalhamento.

ABSTRACT

Due to the increasing cost of construction labor and the housing deficit in Brazil, Light-Steel Framing (LSF) systems has been shown, as in many countries, to be a more rational and industrialized option for the construction of short and mid-rise buildings. Conventional design methods not properly consider the diaphragm effect, obtained by the confinement of the studs through the sheathing board, which are usually plasterboard, OSB, plywood or cement board. In this context, this work presents a numerical study on the behavior and resistance of LSF shear walls by the Finite Element (FE) method, using the Abaqus/CAE software. Shear walls are important components of LSF systems since they are responsible for transferring the lateral loading applied to the structural system to its foundation and stiffening the structural system against excessive lateral displacement. The lateral displacement in a shear wall is mainly due to: (i) panel bending, (ii) panel overturning, (iii) panel shearing, and (iv) local deformation at the stud-to-sheathing connection region. Recent studies have shown that the local deformation at stud-to-sheathing connection region and, therefore, connection stiffness has a highly non-linear behavior. Thus, the FE models developed in this paper not only considers material and geometric non-linearity, but it also simulates the local deformation at the stud-to-sheathing connection region. A simplified model based on equivalent diagonals, for practical use is also presented in order to allow modeling of the structure using only beam elements. This simplified model can make use of results obtained by the methodology of AISI S213 (AISI, 2007) or of the finite element model. With this study, it was concluded that the finite element model proposed showed consistent results compared to those obtained from experimental work and that the adequate modeling of the connections is important for the success on the simulation of these panels. In addition, the diagonals equivalent model allows the consideration of strength and stiffness of the shear walls in a simplified and efficient way, avoiding the complete modeling of the panel.

Keywords: Cold-Formed Steel Studs. Light-Steel Framing. Shear Walls.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Modelo de uma residência em <i>Light-Steel Framing</i>	24
Figura 2.2	Elementos que compõem um painel de LSF com abertura	25
Figura 2.3	Distribuição das forças horizontais	26
Figura 2.4	Contraventamento com fitas metálicas em x	27
Figura 2.5	Conector de ancoragem com barra roscada “hold-down”	28
Figura 2.6	Tipos de pontas dos parafusos auto brocantes	29
Figura 2.7	Tipos de cabeças de parafusos auto brocantes	29
Figura 3.1	Modelo esquemático com contraventamento do montante pela placa de fechamento	31
Figura 3.2	Ensaios propostos para obtenção da rigidez lateral de mola (kx)	32
Figura 3.3	Modelagem da casa com a consideração dos painéis de fechamento	34
Figura 3.4	Ensaio em escala real de um painel apenas com tiras de OSB	35
Figura 3.5	Comparação entre as curvas de carga <i>versus</i> deslocamento de diferentes tipos de painéis	36
Figura 3.6	Painel estrutural comumente utilizado, com abertura para porta e janela e com contraventamento em “X”	37
Figura 3.7	Painel estrutural proposto com abertura para porta e janela	38
Figura 3.8	Painel estrutural sugerido	38
Figura 3.9	Painéis ensaiados pelo AISI (1997)	40
Figura 3.10	Curvas força <i>versus</i> deslocamento lateral dos painéis	41
Figura 3.11	Esquema dos tipos de painéis ensaiados por Tian et al. (2004)	43
Figura 3.12	Montagem do ensaio de Tian et al. (2004)	44
Figura 3.13	Curvas força <i>versus</i> deslocamento	45
Figura 3.14	Modos de falha nos parafusos do painel de LSF com placa OSB submetidos à carga horizontal	46
Figura 3.15	Validação do modelo mostrando a distribuição de tensões e ruptura em ensaio para painel com placa de gesso em ambos os lados do perfil	47
Figura 3.16	Detalhes das configurações utilizadas para os ensaios	49
Figura 3.17	Montagem do ensaio e detalhes do corpo de prova	50
Figura 3.18	Detalhe do sistema de suporte fora do plano	51
Figura 3.19	Representação esquemática do ensaio com o corpo de prova	51

Figura 3.20	Curva força <i>versus</i> deslocamento lateral do painel 1c	52
Figura 3.21	Modelo do painel: (a) perfis; (b) fechamento; (c) parafusos; (d) malha	53
Figura 3.22	Montagem do ensaio de um painel com fechamento de OSB em uma face e sem fechamento na outra	54
Figura 3.23	Orientação das molas que representam a interação entre o perfil e a placa. (a) molas translacionais, (b) molas rotacionais	55
Figura 3.24	Detalhes do corpo de prova: (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) vista superior; (d) fotografia do ensaio	56
Figura 3.25	Detalhes para determinação da força e deslocamento por parafuso: (a) força aplicada; (b) reação na placa; (c) distribuição em cada parafuso; (d) deformada; (e) modelo com molas paralelas	57
Figura 3.26	Determinação do coeficiente de mola (k) em duas curvas obtidas	57
Figura 3.27	Modelo de diagonal equivalente para painéis de cisalhamento do Tipo A com espaçamento entre perfis de 600 mm e 400 mm	59
Figura 3.28	Modelo de diagonal equivalente para painéis de cisalhamento do Tipo B com espaçamento entre perfis de 600 mm e 400 mm	60
Figura 3.29	Modelo 3D da edificação onde os painéis em que aparecem as placas de fechamento são os que foram considerados resistentes aos esforços laterais	61
Figura 3.30	Modelo utilizado para as <i>shear walls</i> onde as diagonais são consideradas com comportamento não linear	62
Figura 4.1	Modelo dos efeitos que contribuem para o deslocamento lateral	65
Figura 4.2	Nomenclatura dos elementos finitos utilizados	66
Figura 4.3	Relações tensão - deformação dos aços estruturais à temperatura θ , conforme o CEN EN 1993-1-2:2005	66
Figura 4.4	Relações tensão - deformação para um aço com f_y igual a 250 MPa para diversas temperaturas	67
Figura 4.5	Relação constitutiva empregada para o aço	67
Figura 4.6	Relação constitutiva empregada para as placas de gesso e para o OSB	68
Figura 4.7	Resultado de ensaio para o gesso	68
Figura 4.8	Resultado de ensaio para o OSB	69
Figura 4.9	Vista das ligações como molas em planta	70

Figura 4.10	Deformada dos perfis e da placa de fechamento com destaque para o deslocamento dos parafusos	71
Figura 4.11	Modelo de comportamento translacional em x e y considerado para ligação do OSB aos perfis metálicos	71
Figura 4.12	Exemplo de comportamento translacional em x e y da ligação do OSB aos perfis metálicos, obtido experimentalmente	72
Figura 4.13	Modelo de comportamento translacional em x e y considerado para ligação da placa de gesso aos perfis metálicos	73
Figura 4.14	Exemplos de comportamento translacional em x e y da ligação da placa de gesso aos perfis metálicos, obtidos experimentalmente	73
Figura 4.15	Vista frontal e traseira do modelo computacional da <i>wall</i> 1 do ensaio do AISI (1997)	75
Figura 4.16	Perspectiva da <i>wall</i> 1 (AISI, 1997) com indicação das condições de contorno adotadas no modelo	76
Figura 4.17	Resultados <i>wall</i> 1: experimental x modelo numérico	77
Figura 4.18	Deformada da <i>wall</i> 1 aumentada 5 vezes com as tensões de von Mises	78
Figura 4.19	Modelo do painel 1c ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2012)	80
Figura 4.20	Resultados do painel 1c: experimental x modelo numérico	82
Figura 4.21	Deformada do painel 1c aumentada 5 vezes com as tensões de von Mises	83
Figura 5.1	Modelo não linear EPP considerado para painéis de cisalhamento	84
Figura 5.2	Modelo Elasto-Plástico de Energia Equivalente (EEEP)	85
Figura 5.3	Aproximação para pequenos deslocamentos no painel simplificado	87
Figura 5.4	Esforços normais no painel simplificado	88
Figura 5.5	Resultados <i>wall</i> 1: experimental x modelo numérico x modelo simplificado	91
Figura 5.6	Resultados painel 1c: experimental x modelo numérico x modelo simplificado	92
Figura A.1	Modelagem do Painel 1	102
Figura A.2	Modelagem do Painel 2	103
Figura A.3	Modelagem do Painel 3	104
Figura A.4	Modelagem do Painel 4	105
Figura A.5	Modelagem do Painel 5	106

Figura A.6	Comparativo entre os painéis modelados	107
Figura B.1	Comparação de resultados do Painel 1	112
Figura C.1	Modelo proposto por Von Kármán para simplificar a distribuição não uniforme de tensões nas placas constituintes de um perfil	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Lista dos parafusos para madeira utilizados em LSF	30
Tabela 3.1	Propriedades mecânicas dos Materiais	31
Tabela 3.2	Resultados dos ensaios de Tian et al. (2004)	45
	Comparação das cargas de ruptura baseados no método proposto e pelo	
Tabela 3.3	Método dos Elementos Finitos para diversos espaçamentos entre parafusos	48
Tabela 4.1	Coeficientes de mola das ligações placa – perfil	77
Tabela 4.2	Propriedades mecânicas consideradas para o aço	80
Tabela 4.3	Coeficientes de mola das ligações OSB – perfil	81
Tabela A.1	Modelos desenvolvidos de painéis de cisalhamento	101
Tabela B.1	Resistência nominal ao cisalhamento (r_n) para carregamentos de vento e outros atuantes no plano de painéis de cisalhamento ^{1,4,6,7,8} - (kN/m)	109
Tabela C.1	Tipos de Aços mais utilizados	114
Tabela C.2	Revestimento mínimo de bobinas de aço	115
Tabela C.3	Chapas Finas de Aço com f_y e f_u	116

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

LSF	Light-Steel Framing	19
PPF	Perfil Formado a Frio	19
OSB	Oriented Strand Board	20
AISI	American Iron and Steel Institute	20
MEF	Método dos Elementos Finitos	21
ELU	Estado Limite Último	32
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas	33
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais	58
EPP	Elástico Perfeitamente Plástico (comportamento)	61
EEEP	Equivalent Energy Elastic Plastic	85
ELS	Estado Limite de Serviço	118
MLE	Método da Largura Efetiva	120
MSE	Método da Seção Efetiva	120
MRD	Método da Resistência Direta	125

LISTA DE SÍMBOLOS

U_e	Perfil tipo U enrijecido	23
k_x	Coefficiente de mola translacional da ligação perfil-placa na direção x	32
E	Módulo de Elasticidade	34
f_y	Resistência ao escoamento do aço	34
f_u	Resistência à ruptura do aço na tração	34
b	Largura em geral	42
\emptyset	Diâmetro	42
Δ_i	Deslocamento inicial de cada parafuso isolado no ensaio de ligação	56
k	Rigidez inicial ou coeficiente de mola de cada parafuso isolado no ensaio de ligação	56
P_i	Força por parafuso no ensaio de ligação	56
$P_{m\acute{a}x}$	Capacidade de carga do conjunto no ensaio de ligação ou carga última da ligação	57
E_s	Módulo de Elasticidade do aço	58
$\sigma_{m\acute{a}x}$	Tensão máxima de um material	68
k_y	Coefficiente de mola translacional da ligação perfil-placa na direção y	70
k_z	Coefficiente de mola translacional da ligação perfil-placa na direção z	70
$k_{\emptyset x}$	Coefficiente de mola rotacional da ligação perfil-placa na direção x	70
$k_{\emptyset y}$	Coefficiente de mola rotacional da ligação perfil-placa na direção y	70
$k_{\emptyset z}$	Coefficiente de mola rotacional da ligação perfil-placa na direção z	70
$\delta_{Pm\acute{a}x}$	Deslocamento relativo para carga máxima da ligação	70
ν	Coefficiente de Poisson	76
E_{OSB}	Módulo de elasticidade do OSB	76
G_{OSB}	Módulo de elasticidade transversal do OSB	76
E_{gesso}	Módulo de elasticidade do gesso	76
G_{gesso}	Módulo de elasticidade transversal do gesso	76
ϵ_u	Deformação para a carga última do aço	80
V	Força de cisalhamento aplicada ao painel	84
V_n	Limite de resistência do painel simplificado	84
δ	Deslocamento lateral do painel	84
$\delta(V_n)$	Deslocamento lateral do painel correspondente à força aplicada V_n	84

R_n	Resistência lateral do painel	85
θ	Ângulo entre as diagonais equivalentes e a horizontal	86
ε	Deformação	87
A	Área bruta da seção transversal do perfil	87
σ	Tensão atuante	88
F	Esforço normal atuante nas diagonais equivalentes	88
r_n	Resistência nominal unitária ao cisalhamento	108
Φ	Fator de resistência para determinar a resistência de projeto (LRFD)	109
Ω	Fator de segurança para se obter a carga admissível (ASD)	109
A_c	Área bruta da seção transversal do montante de bordo	111
s	Espaçamento entre parafusos	111
t_p	Espessura nominal da placa de fechamento	111
t_s	Espessura dos perfis	111
v	Cisalhamento unitário	111
δ_v	Deslocamento vertical da ancoragem	111
G	Módulo de Elasticidade Transversal	111
β	Coefficiente de dilatação térmica	111
ρ	Massa específica	111
t_n	Espessura nominal de chapa de aço	115
$N_{t,Sd}$	Força normal de tração solicitante de projeto	118
$N_{t,Rd}$	Força normal de tração resistente de projeto	118
γ	Fator de segurança	118
A_{n0}	Área líquida da seção transversal da barra fora da região da ligação	119
C_t	Coefficiente de redução da área líquida	119
A_n	Área líquida da seção transversal da barra na região de ligação	119
$N_{c,Sd}$	Força normal de compressão solicitante de projeto	119
$N_{c,Rd}$	Força normal de compressão resistente de projeto	119
A_{ef}	Área Efetiva da seção transversal do perfil	119
χ	Fator de redução da força de compressão resistente	119
N_{ex}	Força axial de flambagem global elástica por flexão em torno de x	119
N_{ey}	Força axial de flambagem global elástica por flexão em torno de y	119
N_{ez}	Força axial de flambagem global elástica por torção	119

χ_{dist}	Fator de redução da força de compressão resistente ou do momento fletor resistente associado à flambagem distorcional	120
N_{dist}	Força axial de flambagem distorcional elástica	120
M_{Sd}	Momento fletor solicitante de projeto	120
M_{Rd}	Momento fletor resistente de projeto	120
V_{Sd}	Força cortante solicitante de projeto	120
V_{Rd}	Força cortante resistente de projeto	120
W_{ef}	Módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema que atinge o escoamento	121
χ_{FLT}	Fator de redução do momento fletor resistente associado à flambagem lateral com torção	121
$W_{\text{c,ef}}$	Módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema comprimida	121
W	Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento	121
h	Largura da alma ou altura da parte plana da alma do perfil; representa altura em geral	122
t	Espessura em geral	122
K_v	Coefficiente de flambagem local por cisalhamento	122
$\delta_{\text{máx}}$	Deslocamento, flecha máxima	122
δ_{lim}	Flecha limite estabelecida pela norma	122
I_{ef}	Momento de inércia efetivo da seção	123
$M_{x,\text{Sd}}$	Momento fletor solicitante de projeto em torno do eixo x	123
$M_{x,\text{Rd}}$	Momento fletor resistente de projeto em torno do eixo x	123
$M_{y,\text{Sd}}$	Momento fletor solicitante de projeto em torno do eixo y	123
$M_{y,\text{Rd}}$	Momento fletor resistente de projeto em torno do eixo y	123
b_{ef}	Largura efetiva de um elemento do perfil	124
k_1	Coefficiente de flambagem local do perfil como um todo	126

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 JUSTIFICATIVA E CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	20
1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO.....	21
2 SISTEMA LIGHT-STEEL FRAMING	23
2.1 PARAFUSOS	28
2.2 INTERAÇÃO DOS PERFIS COM OS PAINÉIS DE FECHAMENTO	30
3 REVISÃO DA LITERATURA	31
3.1 ESTUDOS SOBRE O CONTRAVENTAMENTO DOS PAINÉIS.....	31
3.1.1 Histórico	31
3.1.2 Corrêa (2009)	33
3.1.3 Vieira Jr e Schafer (2012)	35
3.1.4 Silva (2013)	36
3.2 TRABALHOS EXPERIMENTAIS DE PAINÉIS DE CISALHAMENTO.....	39
3.2.1 AISI (1997)	39
3.2.2 Tian et al. (2004)	42
3.2.3 Telue e Mahendran (2004).....	47
3.2.4 Baran e Alica (2012)	48
3.2.5 Liu, Peterman e Schafer (2012).....	50
3.2.6 Niari et al. (2012)	52
3.3 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES	54
3.3.1 Vieira Jr (2011)	54
3.3.2 Peterman e Schafer (2013).....	55
3.3.3 Peterman et al. (2014).....	58
3.4 MODELOS SIMPLIFICADOS PARA PAINÉIS DE CISALHAMENTO.....	58
3.4.1 Vitor (2012)	58
3.4.2 Leng et al (2012).....	60
4 SIMULAÇÃO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	63
4.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS.....	65
4.2 CONSIDERAÇÕES PARA OS MATERIAIS	66
4.3 INTERAÇÃO ENTRE OS ELEMENTOS.....	69
4.4 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL	74
4.4.1 Painei ensaiado pelo AISI (1997).....	74

4.4.2 Painel ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2012)	79
5 MODELO SIMPLIFICADO DE PAINEL DE CISALHAMENTO.....	84
5.1 RESULTADOS OBTIDOS COM OS MODELOS SIMPLIFICADOS	89
5.1.1 Painel ensaiado pelo AISI (1997).....	90
5.1.2 Painel ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2012)	91
6 CONCLUSÃO	93
7 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	95
REFERÊNCIAS	96
APÊNDICE A - RESULTADOS DE MODELOS COMPUTACIONAIS	101
APÊNDICE B - PREVISÕES SEGUNDO AISI S213 (AISII, 2007)	108
B.1 RESISTÊNCIA LATERAL.....	108
B.2 DESLOCAMENTO LATERAL.....	110
B.3 EXEMPLO DE APLICAÇÃO A UM PAINEL DE CISALHAMENTO	111
APÊNDICE C - CONCEITOS BÁSICOS RELACIONADOS AOS PERFIS FORMADOS A FRIO	114
C.1 PROPRIEDADES DO MATERIAL AÇO.....	114
C.2 TIPOS DE PERFIS.....	116
C.3 METODOLOGIA DE CÁLCULO E PROJETO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS POR PERFIS FORMADOS A FRIO	117
C.3.1 Barras submetidas à força axial de tração	118
C.3.2 Barras submetidas à força axial de compressão	119
C.3.3 Barras submetidas à flexão	120
C.3.4 Barras submetidas à flexão composta.....	123
C.3.5 Método da largura efetiva.....	123
C.3.6 Método da resistência direta.....	125
C.3.7 Método da seção efetiva.....	125

1 INTRODUÇÃO

O cenário em que se insere a construção civil no Brasil ainda é o de sistemas construtivos demasiadamente artesanais, onde há dependência da qualidade e da produtividade da mão de obra, que cada vez é mais escassa e onerosa. A consequência disso são os altos níveis de perda de material, o que acaba gerando desperdício e produção de resíduos; e também o prolongamento dos prazos para a conclusão da obra, devido à falta de compatibilidade nos processos construtivos.

A fim de se obter maior produtividade e minimização do desperdício tornam-se importantes a industrialização e a racionalização dos processos construtivos (SANTIAGO, FREITAS e CRASTO, 2012). A industrialização se caracteriza pela aplicação da tecnologia nos meios de produção e a racionalização se dá pela produção com o mínimo possível de perdas, tempo e esforço para cada atividade. Vale salientar que é necessário combinar estes dois aspectos para garantir uma maior vantagem frente ao modelo tradicionalmente empregado nas obras de construção civil brasileiras.

Diante disso, o sistema construtivo em *Light-Steel Framing* (LSF) se diferencia pelo funcionamento em conjunto de seus subsistemas (estrutural, de isolamento, de acabamentos e de instalações), além de apresentar uma concepção racional para fabricação e montagem industrializada e em grande escala (RODRIGUES, 2006).

A expressão *Light-Steel Framing* pode ser definida como processo construtivo pelo qual resulta em uma estrutura aperticada, composta por perfis metálicos leves, ou perfis formados a frio (PFFs) (RODRIGUES, 2006).

O conceito de *framing* tem início com as habitações em madeira construídas pelos colonizadores do território americano a partir do século XIX, mais especificamente, com início em 1.810, quando os Estados Unidos iniciaram a conquista de território até 1.860, com a chegada da imigração pela costa do Oceano Pacífico. Durante este período a população se multiplicou por 10 e para solucionar o problema de habitação se recorreu à madeira pela sua disponibilidade na época e a conceitos de produtividade originados na revolução industrial (CONSULSTEEL, 2002).

Um protótipo de residência com uso de perfis de aço em substituição à madeira, lançado na Feira Mundial de Chicago, em 1933, foi a primeira residência em LSF construída graças ao desenvolvimento da indústria do aço nos Estados Unidos. Contudo, somente após a segunda guerra mundial o sistema LSF passou a ser utilizado em maior escala (SANTIAGO, FREITAS e CRASTO, 2012).

Nos Estados Unidos, fatores como a evolução nos processos de fabricação dos PFFs, a eficiência estrutural, a capacidade da estrutura para resistir a catástrofes naturais e as flutuações no preço e qualidade da madeira de construção contribuíram para a consolidação do LSF, enquanto no Japão, imposições do governo para promover construções não inflamáveis e a proteção dos recursos florestais para a reconstrução de 4 milhões de casas destruídas por bombardeios foram meios pelos quais o LSF se difundiu (SANTIAGO, FREITAS e CRASTO, 2012).

Segundo Rodrigues (2006) as vantagens do LSF, tanto em relação à construção convencional em alvenaria quanto em relação à construção em madeira são: a redução do prazo de execução, material estrutural mais leve em aço e com maior resistência à corrosão, durabilidade, maior precisão de montagem de paredes e pisos, menor índice de perda de material, redução de custos, material reciclável e incombustível, e garantia de qualidade do aço por parte das siderúrgicas.

Além destas vantagens, o Brasil é um dos maiores produtores de aço do mundo, mas, no entanto, Santiago, Freitas e Crasto (2012) observam que a sua utilização em estruturas é de pouca expressividade comparado ao potencial do parque industrial brasileiro.

Deste modo, o sistema em *Light-Steel Framing* (LSF) se apresenta como uma alternativa importante para atender às demandas de mercado, por apresentar as qualidades já citadas, tendendo a se tornar bastante competitivo diante da tendência que o cenário da indústria da construção civil brasileira apresenta para os próximos anos, mas, para tanto, o estudo e a informação a respeito do seu comportamento estrutural é de suma importância, procurando otimizar o aproveitamento dos materiais e garantir o nível de segurança adequado para o projeto.

1.1 JUSTIFICATIVA E CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

A respeito dos métodos de projeto, atualmente há um grande desenvolvimento no cálculo dos perfis isolados, como montantes e vigas, mas, na sua aplicação prática, as paredes do sistema *Light-Steel Framing* são confinadas geralmente por uma placa de gesso, voltada para ambientes internos, e outra placa cimentícia, de plywood ou de OSB (Oriented Strand Board), voltada para ambientes externos. Ensaio realizados pela AISI (American Iron and Steel Institute) com montantes isolados e paredes inteiras, ambos em escala real e com o confinamento obtido pelas placas de revestimento, demonstraram que os métodos

convencionais de cálculo resultaram em uma previsão conservadora da carga de ruptura desses perfis (VIEIRA JR, 2011).

O trabalho justifica-se pelo fato de que ainda não se tem um método de previsão adequado do comportamento conjunto dos materiais que compõem uma parede do sistema *Light-Steel Framing* sujeita à esforços solicitantes devido ao carregamento horizontal no seu plano, sem que se recorra a resultados de ensaios.

Além disso, tendo em vista que os métodos convencionais de cálculo para o sistema *Light-Steel Framing* se apresentam conservadores para esta situação, a consideração da resistência lateral do painel pode resultar em economia de material, diminuir o tempo em obra e reduzir impactos ambientais.

Para se analisar o comportamento de uma estrutura pode-se realizar ensaios experimentais, mas devido a elevada demanda de tempo e recursos as simulações numéricas vêm ganhando cada vez mais campo e confiabilidade pelos resultados satisfatórios que apresentam combinados às diversas vantagens de um modelo bem calibrado, como a rápida alteração de parâmetros e características para as simulações de cenários diversos.

Contudo, a modelagem completa de uma edificação pelo método dos elementos finitos do sistema de *Light-Steel Framing* considerando a simulação completa dos painéis ainda demanda elevada quantidade de tempo e recursos para a aplicação no dia a dia de um escritório de projeto estrutural. Deste modo, um modelo simplificado equivalente para painéis de cisalhamento se torna importante para a utilização prática.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

O presente trabalho tem por objetivo apresentar uma metodologia para simulação de painéis de cisalhamento (*shear walls*) através de modelagem pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando como ferramenta o software Abaqus/CAE (Simulia Corp.).

Para tanto foi necessário analisar a influência das placas de fechamento na resistência de uma estrutura em *Light-Steel Framing* e a forma como ocorre a interação entre os materiais, através das ligações parafusadas.

Visando a aplicação prática, o trabalho apresenta um modelo com uso de barras diagonais fictícias representando a contribuição das placas de fechamento aos painéis de cisalhamento, artifício que permite a modelagem de um edifício utilizando elementos unifilares de barra, mais adequado ao cotidiano de escritórios de projetos estruturais, devido à rapidez de modelagem e processamento.

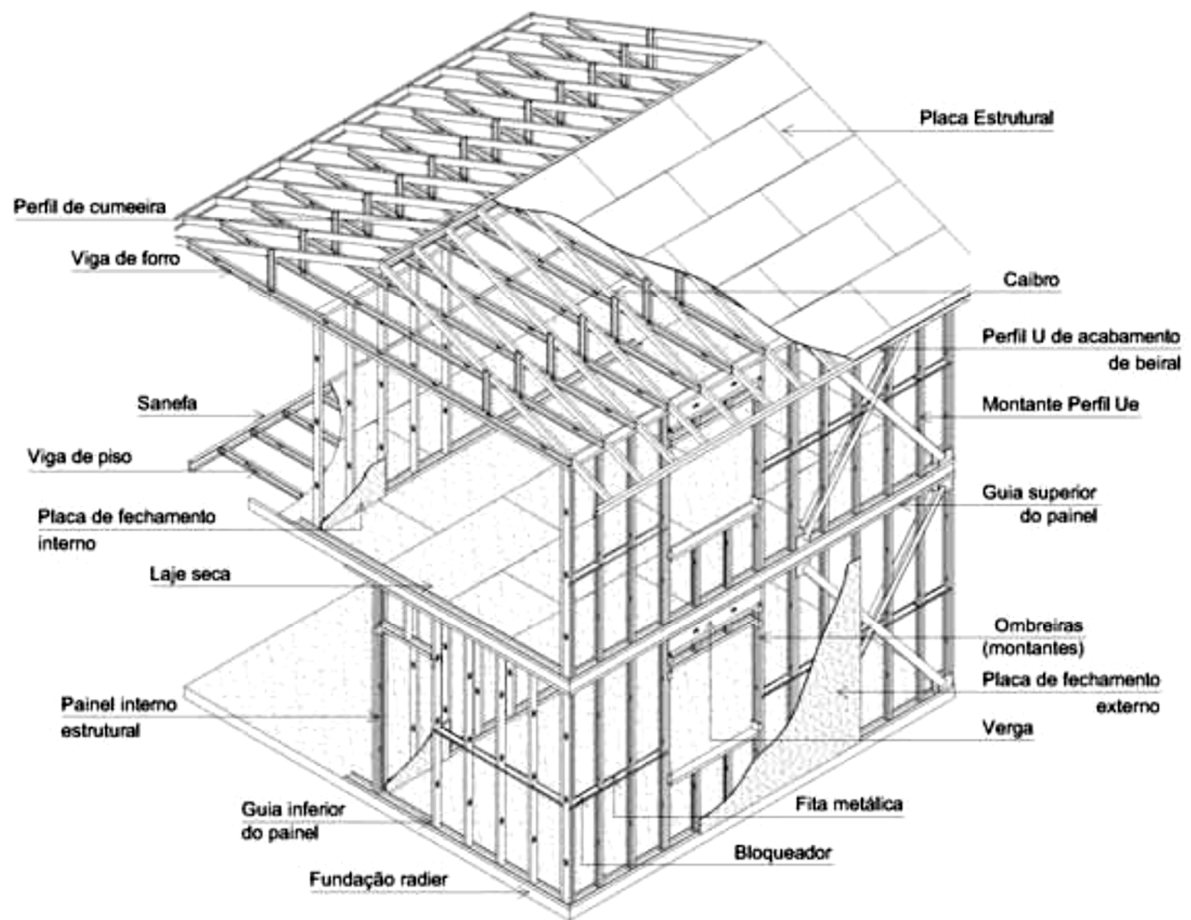
O modelo simplificado parte de dados obtidos pelo modelo de elementos finitos (conforme apresentado neste estudo), ou de resultados obtidos conforme o método semi-empírico disponível na norma AISI S213 (AISI, 2007) o qual é descrito de maneira sintética no apêndice A.

2 SISTEMA LIGHT-STEEL FRAMING

Segundo Rodrigues (2006) o conceito de Frame seria o esqueleto estrutural composto pelos perfis leves formados a frio e o termo Framing é designado para definir o processo pelo qual se unem e se vinculam esses elementos.

O sistema consiste na utilização de perfis do tipo “U” enrijecido (U_e) equidistantes de 40 ou 60 cm para as composições das paredes (estruturais ou não), lajes e estruturas dos telhados. Esta estrutura fica embutida no interior de placas de fechamento, que podem ser de gesso acartonado para paredes internas e OSB, um painel estrutural feito de tiras de madeira orientadas perpendicularmente em camadas (Oriented Strand Board); *plywood*, que consiste em finas camadas ou “pilhas” de madeira coladas de modo que as orientações das fibras fiquem giradas em 90° umas das outras; ou placa cimentícia, para o uso nas faces externas da edificação, (ver Figura 2.1). Como revestimento externo é possível a aplicação de argamassa projetada ou o “*siding* vinílico” (RODRIGUES, 2006).

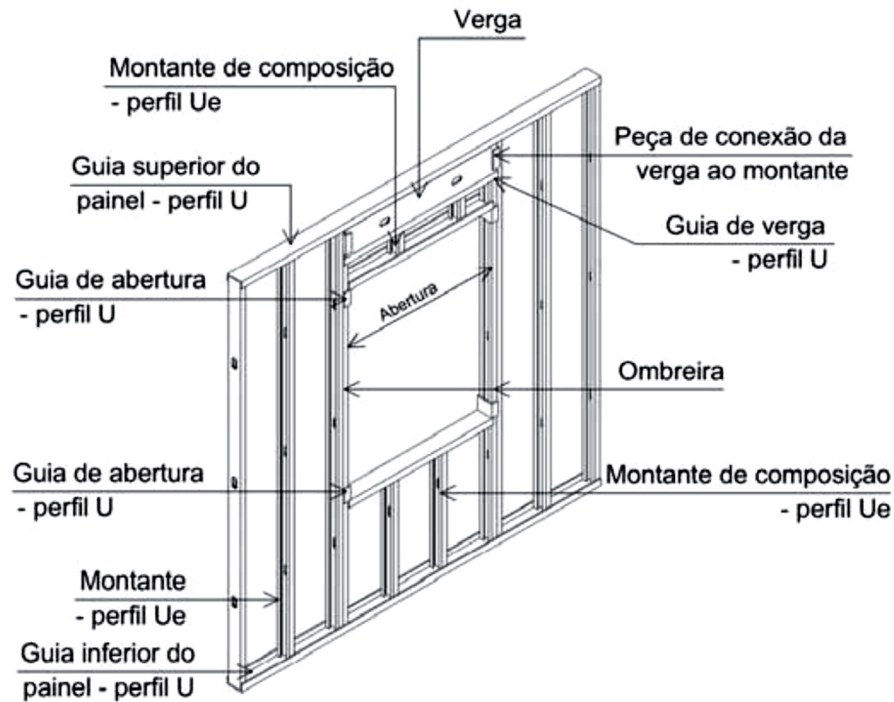
Figura 2.1 – Modelo de uma residência em *Light-Steel Framing*



Fonte: Santiago, Freitas e Crasto, (2012)

Santiago Freitas e Crasto (2012) salientam que as seções de perfis mais utilizadas nas construções em LSF são as do tipo “C” ou “U” enrijecido (Ue) para montantes e vigas, ao passo que as do tipo “U” são utilizadas como guia na base e no topo dos painéis. A Figura 2.2 apresenta os elementos que compõem um painel de LSF com abertura.

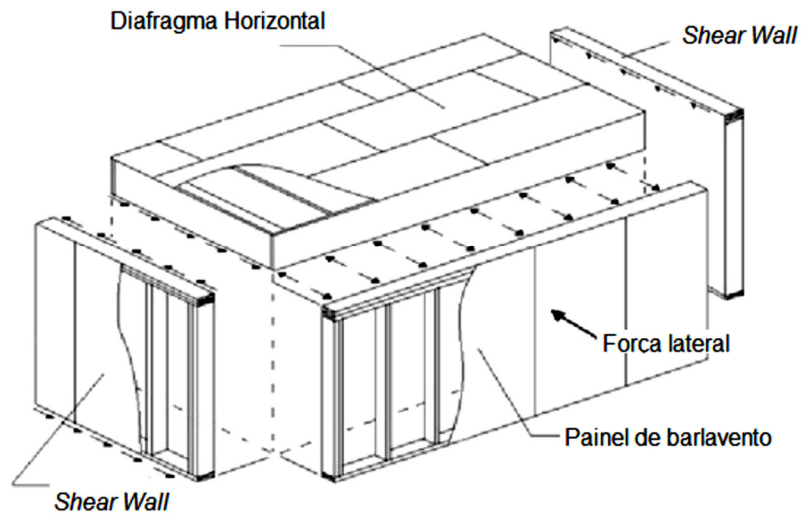
Figura 2.2 – Elementos que compõem um painel de LSF com abertura



Fonte: Santiago, Freitas e Crasto, (2012)

Os painéis de cisalhamento dão a rigidez à estrutura de LSF quando submetida a esforços laterais. De acordo com Faherty e Williamson (1998 apud Vitor, 2012) o vento que incide sobre o painel de barlavento gera esforços que são transmitidos à laje, a qual funciona como diafragma rígido e, posteriormente, distribuídos para os painéis de cisalhamento, conforme mostrado na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Distribuição das forças horizontais



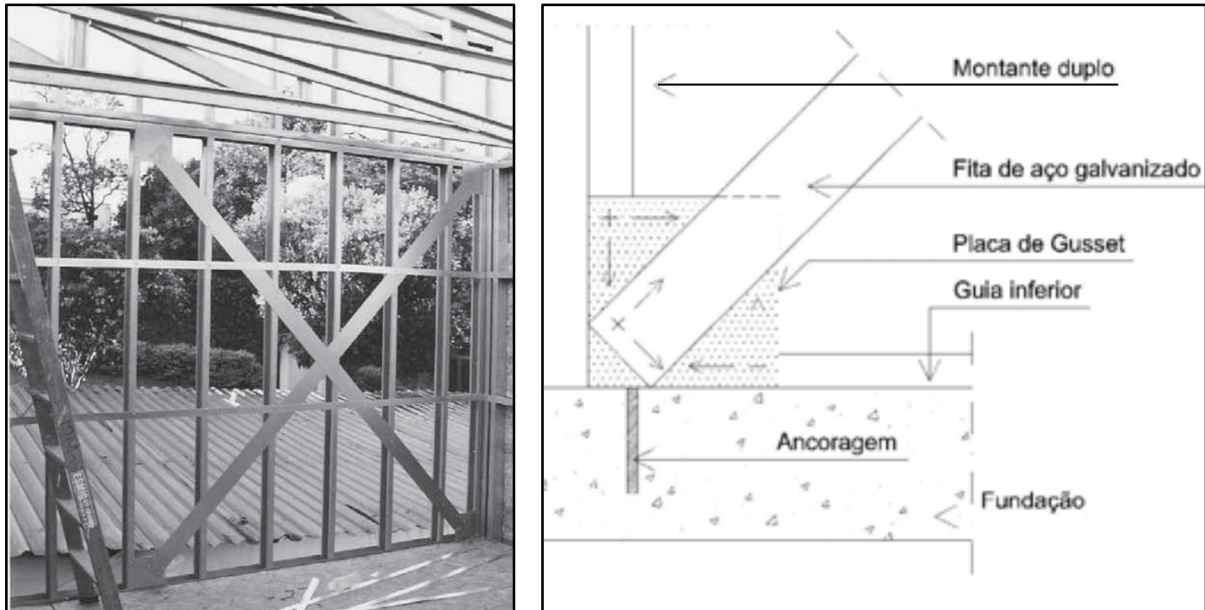
Fonte: Vitor (2012)

Como as ligações dos montantes às guias não garantem ao painel de cisalhamento rigidez suficiente para esforços horizontais no seu plano, torna-se necessário o emprego de algum dispositivo para este fim, que segundo Santiago, Freitas e Crasto (2012) podem ser de dois tipos: contraventamentos ou o efeito diafragma rígido obtido pelos materiais de fechamento.

De acordo com Santiago Freitas e Crasto (2012) o contraventamento a partir de fitas metálicas fixadas nos cantos do painel de cisalhamento é o método mais utilizado e pode ser observado na Figura 2.4.

As fitas metálicas devem ser dimensionadas para resistir ao esforço de tração oriundo do contraventamento e transmiti-lo à fundação do painel. Segundo recomendações da ConsulSteel (2002), sua inclinação deve formar um ângulo com a horizontal compreendido entre 30° e 60° a fim de garantir o melhor desempenho e eficiência do sistema.

Figura 2.4 – Contraventamento com fitas metálicas em x



(a) Exemplo Prático

(b) Detalhe da Ligação com o Perfil

Fonte: Adaptado de Santiago, Freitas e Crasto, (2012)

Outro aspecto que pode garantir a rigidez lateral necessária ao painel é o efeito diafragma rígido, o qual é obtido pelo uso de placas estruturais no fechamento dos painéis de cisalhamento. De acordo com Santiago, Freitas e Crasto (2012) as placas de OSB (Oriented Strand Board) podem funcionar como diafragmas rígidos verticais e horizontais em edifícios de pequena altura. Outros materiais de fechamento, como placas metálicas, de gesso ou cimentícias também contribuem para o ganho de rigidez no plano, de acordo com as características de cada uma.

Ao se referir a painéis de aço, Pereira Jr (2004) observa que o desempenho estrutural do diafragma rígido depende da configuração dos painéis, inclusive da presença de aberturas, das conexões da placa aos perfis, da resistência e espessura do material utilizado e dimensões dos painéis. O grande número de variáveis torna as análises complexas e atualmente são realizadas via ensaios experimentais ou através de modelagem numérica por elementos finitos.

Um painel de cisalhamento, independente do método de contraventamento, deve ser ancorado às fundações para evitar o tombamento e translação, por dispositivo denominado de *hold-down*. Segundo Santiago Freitas e Crasto (2012) a ancoragem química com barra roscada (Figura 2.5) e a expansível com parabolts são os tipos mais utilizados.

Figura 2.5 – Conector de ancoragem com barra roscada “hold-down”



Fonte: Santiago, Freitas e Crasto, (2012)

A ancoragem química com barra roscada consiste na fixação desta barra ao concreto da fundação por meio de perfuração preenchida com resina química, e posteriormente conectada por arruela e porca à guia inferior e a um conector em aço cuja função é ancorar o montante, que geralmente é duplo, através de parafusos (SANTIAGO, FREITAS E CRASTO, 2012).

2.1 PARAFUSOS

O tipo de parafuso mais utilizado no sistema LSF são os denominados auto brocantes ou auto atarraxantes, que executam em uma só operação o furo e a fixação desejada (RODRIGUES, 2006).

Dois tipos de ponta são utilizados dependendo da espessura da chapa de aço a ser perfurada, conforme a Figura 2.6. Chapas de espessuras até 0,84 mm podem utilizar parafusos com ponta agulha, principalmente em perfis de aço não estrutural como os utilizados em “drywall”. Espessuras maiores do que 0,84 mm utilizam parafusos com ponta broca,

recomendado para conexões de várias camadas de materiais e ligações de perfis estruturais (SANTIAGO, FREITAS e CRASTO, 2012).

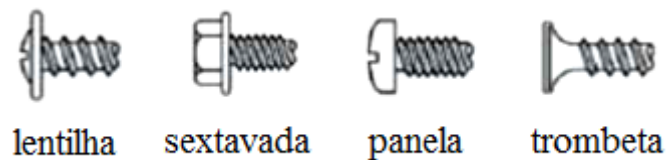
Figura 2.6 – Tipos de pontas dos parafusos auto brocantes



Fonte: Santiago, Freitas e Crasto, (2012)

O tipo de cabeça do parafuso é definido pelo material a ser fixado. Ligações entre elementos metálicos como perfis, por exemplo, utilizam parafusos com cabeça do tipo lentilha, sextavada e panela, enquanto as ligações das placas de fechamento aos perfis metálicos, geralmente se valem dos parafusos com cabeça tipo trombeta, ver Figura 2.7 (SANTIAGO, FREITAS e CRASTO, 2012).

Figura 2.7 – Tipos de cabeças de parafusos auto brocantes



Fonte: Santiago, Freitas e Crasto (2012)

Os parafusos estão disponíveis em uma série de tamanhos que vão do # 6 ao # 14 conforme apresentado na Tabela 2.1 com respectivos diâmetros em mm e comprimentos em pol. (in) e mm.

Tabela 2.1 – Lista dos parafusos para madeira utilizados em LSF

Tamanho Número	Diâmetro parte externa da rosca		
	mm aproximado	pol. decimal	pol. fração aproximada
6	3,5	0,138	9/64
8	4,2	0,164	5/32
10	4,8	0,190	3/16
12	5,5	0,216	7/32
14	6,2	0,242	1/4
16	6,8	0,268	17/64

Fonte: Bolt Depot, 2015

2.2 INTERAÇÃO DOS PERFIS COM OS PAINÉIS DE FECHAMENTO

Conforme mencionado no Capítulo 1, o cálculo de perfis formados a frio é bastante desenvolvido em se tratando de perfis isolados, mas nem tanto quando se trata do conjunto de perfis confinados por placas de fechamento. É recente a consideração da influência dos painéis no comportamento dos perfis conforme abordado em Vieira Jr. (2011). No entanto, a prática mais utilizada em projetos de *Light-Steel Framing* é a de se considerar os perfis de forma isolada. Eventualmente o comprimento de flambagem de alguns perfis é reduzido, como uma forma de simplificar a consideração da contribuição das placas na resistência dos perfis.

De acordo com o site da empresa de materiais para construção civil LP Building Products, “As placas LP OSB Home contraventam a estrutura de paredes, coberturas, mezaninos, lajes secas, plataforma de pisos e forros”. O fornecedor afirma que estas placas de fechamento dispensam o uso de fitas e barras de resistência para esforços de ventos e abalos sísmicos (LP BUILDING PRODUCTS, 2014).

Para considerar a contribuição na resistência do painel, obtido pelas placas de fechamento, é necessário quantificar este efeito de travamento, e rigidez aos esforços laterais.

Portanto, este trabalho propõe uma metodologia para análise e consideração da contribuição das placas de fechamento na rigidez lateral dos painéis, quando submetidos a um carregamento horizontal como, por exemplo, o vento.

3 REVISÃO DA LITERATURA

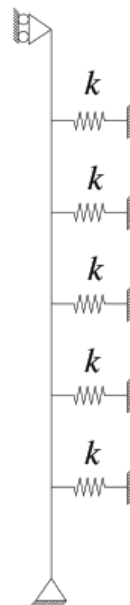
Neste capítulo são apresentados trabalhos relacionados ao tema do sistema *Light-Steel Framing* e dos Perfis Formados a Frio, organizados em itens que indicam o assunto ao qual trouxeram maior influência para o desenvolvimento do presente trabalho.

3.1 ESTUDOS SOBRE O CONTRAVENTAMENTO DOS PAINÉIS

3.1.1 Histórico

George Winter em 1947, juntamente com Green e Cuykendall, seus alunos, foram os primeiros a formalizar o ganho de resistência em montantes comprimidos devido à sua ligação com as placas de fechamento, em perfis de aço formados a frio. Winter (1960) expandiu o método de projeto, o qual foi incorporado às especificações do AISI em 1962. O método, conhecido como método local ou método de Winter, baseia-se em uma mínima rigidez da ligação placa-perfil, determinada experimentalmente e incorporada a um modelo simples de flambagem por flexão do montante, conforme a Figura 3.1 (VIEIRA JR, 2011).

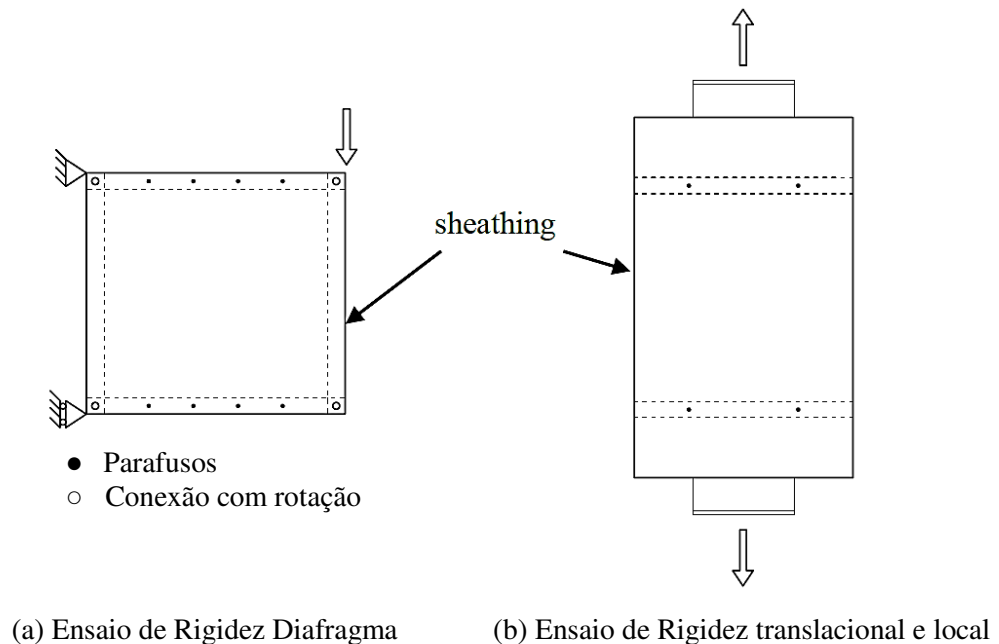
Figura 3.1 – Modelo esquemático com contraventamento do montante pela placa de fechamento



Fonte: Adaptada de Vieira Jr (2011)

O método consiste em garantir que a rigidez das ligações e seu espaçamento impeçam a ocorrência de flambagem em torno do eixo de menor inércia, fazendo com que o Estado Limite Último (ELU) ocorra no eixo de maior inércia devido ao contraventamento obtido pela placa de fechamento. Mas existem limitações como a utilização de um mesmo material de fechamento em ambos os lados do montante, além de apresentar verificações arbitrárias como a consideração do comprimento de flambagem igual a duas vezes o espaçamento dos parafusos e não se aplicar à flambagem lateral com torção, comum em perfis de seção U enrijecido (U_e) (VIEIRA JR, 2011).

Figura 3.2 – Ensaio propostos para obtenção da rigidez lateral de mola (k_x)



Fonte: Adaptada de Vieira Jr (2011)

O AISI, em 1980, adotou um método alternativo desenvolvido por Simaan e Peköz (1976), que investigaram a rigidez de mola através de ensaios de diafragma, em vez do ensaio translacional utilizado por Winter (ver Figura 3.2). Apesar disso, as diferenças entre as rigidezes de mola em cada tipo de ensaio foram relativamente pequenas, pelo fato de que a maior contribuição da rigidez diafragma na maioria das configurações típicas é devido às deformações locais em torno das ligações parafusadas, o que era contemplado satisfatoriamente pelos ensaios locais simples de Winter. Em 2004, o método de Simaan e Peköz (1976) foi substituído por uma versão simplificada do anterior método de Winter nas especificações do AISI (VIEIRA JR, 2011).

Atualmente, especificações do AISI, como a AISI S211 (AISI, 2007), que dá diretrizes para o projeto de painéis do sistema LSF, apresentam limitações na consideração do contraventamento obtido pelas placas de fechamento como, por exemplo, a determinação de se considerar o tipo de revestimento mais fraco em ambos os lados do painel, quando se tem materiais diferentes em cada face do mesmo.

Para o projeto destes painéis sujeitos ao esforço lateral, a AISI S213 (AISI, 2007) apresenta, além desta, diversas outras limitações na consideração do efeito diafragma obtido pelas placas, devido à natureza empírica do seu método, como pode ser observado no Apêndice B.

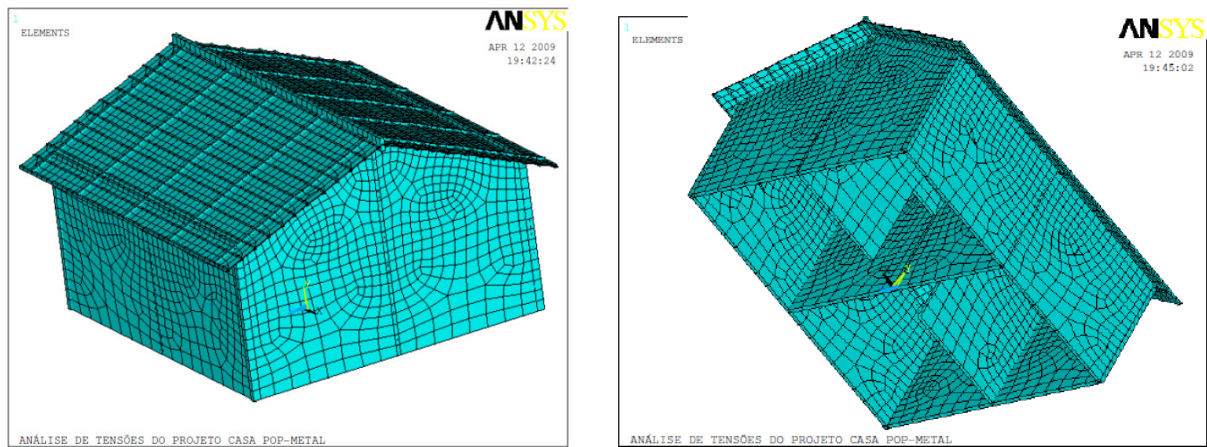
No entanto, pesquisadores ao redor do mundo vêm contribuindo com trabalhos desenvolvidos para ampliar o entendimento do comportamento desses painéis, dentre os quais, se encontram as referências deste trabalho.

3.1.2 Corrêa (2009)

Corrêa (2009) realizou um estudo no qual propõe uma redução no custo de produção de uma casa popular através da avaliação de seu comportamento estrutural baseada no método dos elementos finitos (mais refinado) em vez do procedimento da ABNT NBR 14762:2010. As simulações numéricas foram realizadas a partir de um padrão de casas do Projeto Usiteto para habitação de interesse social da siderúrgica Usiminas e se trata de uma residência térrea com 42 m².

O autor propôs um modelo no qual foi considerada a contribuição dos painéis de parede e telhado à resistência da estrutura conforme a Figura 3.3 que também mostra a malha de elementos finitos adotada, obtida após análise de convergência.

Figura 3.3 – Modelagem da casa com a consideração dos painéis de fechamento



Fonte: Corrêa (2009)

Para a simulação no software Ansys, Corrêa (2009) utilizou elementos de viga BEAM4 para modelar os perfis metálicos e elementos de placa SHELL63 para modelar as paredes e o telhado. As propriedades mecânicas dos materiais estão apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas dos Materiais

Material	Módulo de Elasticidade E (GPa)	Limite de Escoamento f_y (MPa)	Limite de Resistência f_u (MPa)	Coefficiente de Poisson	Massa Específica (kg/m ³)
Aço A-36	210	250	400	0,29	7800
Alvenaria	7	-	4,5	0,25	1200

Fonte: Corrêa (2009)

Corrêa (2009) também realizou a simulação de uma estrutura proposta, na qual se reduziu as espessuras dos perfis, mantendo as dimensões do projeto original e obteve como resultados um aumento em aproximadamente 18% nos valores de tensões equivalentes máximas de von Mises e de deslocamentos máximos, com redução do fator de segurança ao escoamento em 16%. A metodologia se restringe à análise de escoamento do aço e deslocamentos máximos, não abordando outros modos de falha, logo, considerando apenas os aspectos apresentados, os resultados ainda se mantiveram compatíveis com as condições exigidas pelas normas pertinentes.

3.1.3 Vieira Jr e Schafer (2012)

Em seu trabalho, Vieira Jr e Schafer (2012) realizaram um estudo a partir de ensaios de pilares curtos, ensaios em escala real e simulações através do Método dos Elementos Finitos, no qual se teve por objetivo avaliar a rigidez de painéis de LSF compostos por Perfis Formados a Frio confinados pelas placas de fechamento.

Neste estudo, Vieira Jr e Schafer (2012) observaram que a estabilidade dos perfis, obtida através da grande rigidez dos painéis no seu plano se concentra nos pontos onde as placas estão parafusadas no perfil. Além disso, o trabalho divide esta rigidez em duas partes que estão atreladas ao efeito diafragma propriamente dito e à resistência da ligação parafusada entre o perfil e a placa de fechamento em que o parafuso pode sofrer rotação de corpo rígido, flexão e/ou translação.

Ensaio em escala real foram realizados por Vieira Jr e Schafer (2009) e foram utilizados neste trabalho de Vieira Jr e Schafer (2012). A Figura 3.4 ilustra a execução do ensaio em um corpo de prova cujo objetivo foi obter a parcela de resistência oriunda da ligação, sem levar em conta o efeito diafragma.

Figura 3.4 – Ensaio em escala real de um painel apenas com tiras de OSB

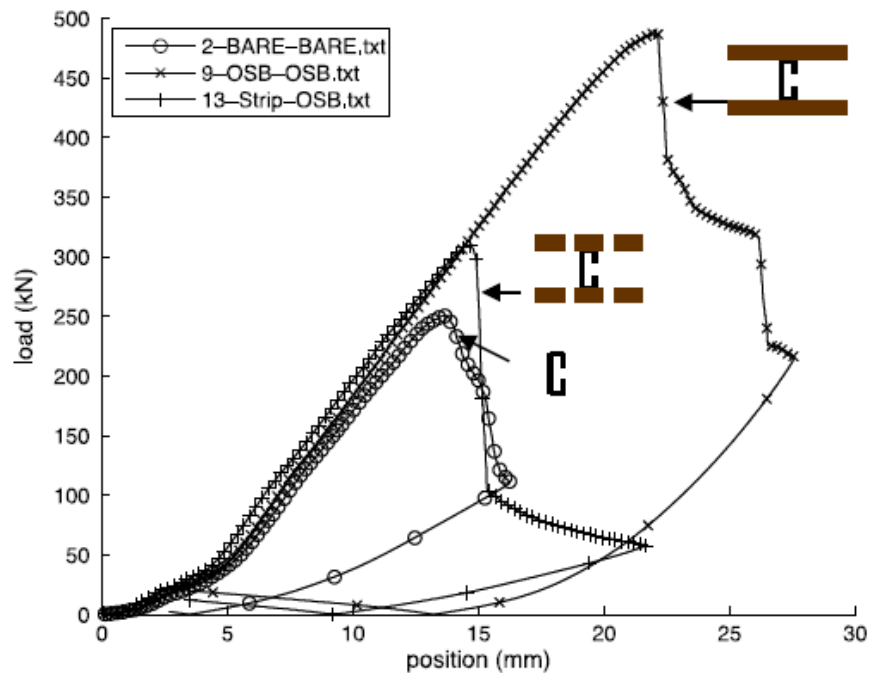


Fonte: Vieira Jr e Schafer (2012)

Vieira Jr e Schafer (2012) concluem que os resultados obtidos conforme o gráfico da Figura 3.5 comprovam a existência de duas parcelas de rigidez lateral que provém do

confinamento dos perfis pelas placas de fechamento, chamadas de resistência local e diafragma. Para modelar este comportamento, os autores propõem a atribuição destas duas parcelas de contraventamento como duas molas em série, que travam o perfil nos pontos onde há parafusos.

Figura 3.5 – Comparação entre as curvas de carga *versus* deslocamento de diferentes tipos de painéis.



Fonte: Vieira Jr e Schafer (2012)

3.1.4 Silva (2013)

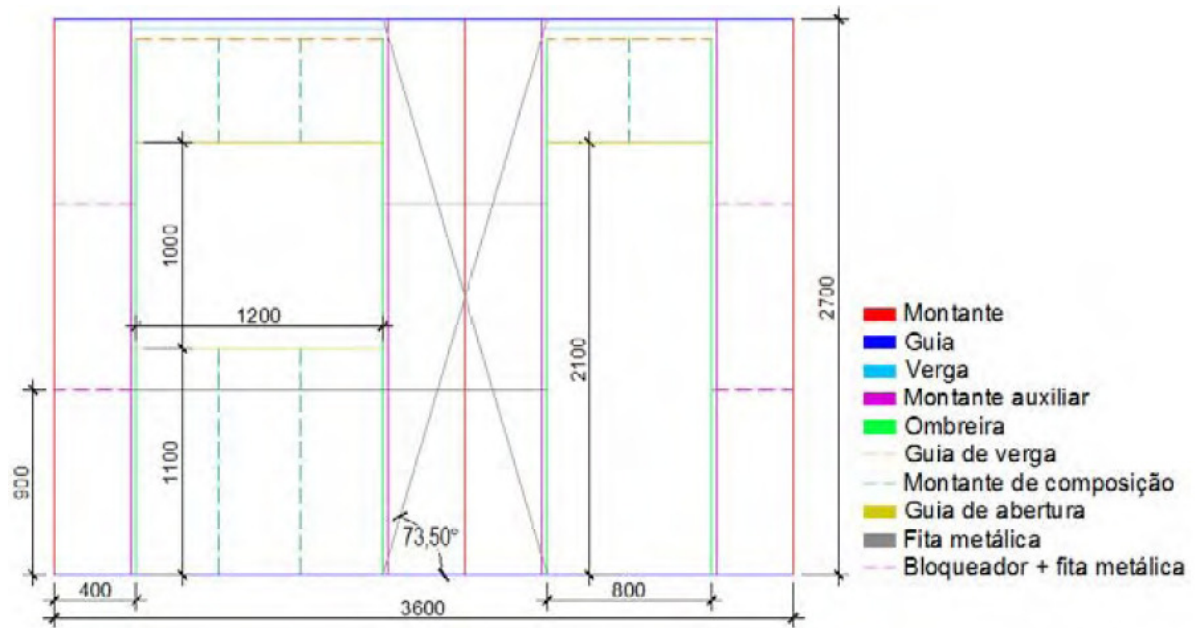
Silva (2013) propõe novas configurações de painéis estruturais em LSF e estuda a viabilidade de sua utilização através de simulações computacionais para avaliar a instabilidade global, deslocamentos horizontais de topo e os esforços resistentes dos perfis.

As simulações pelo Método dos Elementos Finitos foram realizadas por Silva (2013) no software SAP 2000, no qual se realizou análises lineares, não lineares e de instabilidade global dos painéis. Quanto à verificação dos perfis segundo a ABNT NBR 14762:2010, foi utilizado o programa mCalcPerfis oferecido pela Stabile Engenharia Ltda.

Silva (2013) avaliou diversas configurações de painéis estruturais, os quais, ora continham abertura para janela, ou porta, ora sem abertura; seja com contraventamento em “X” ou “V”, seja sem contraventamento. Dentre estes, foi subdividido em três grupos, que

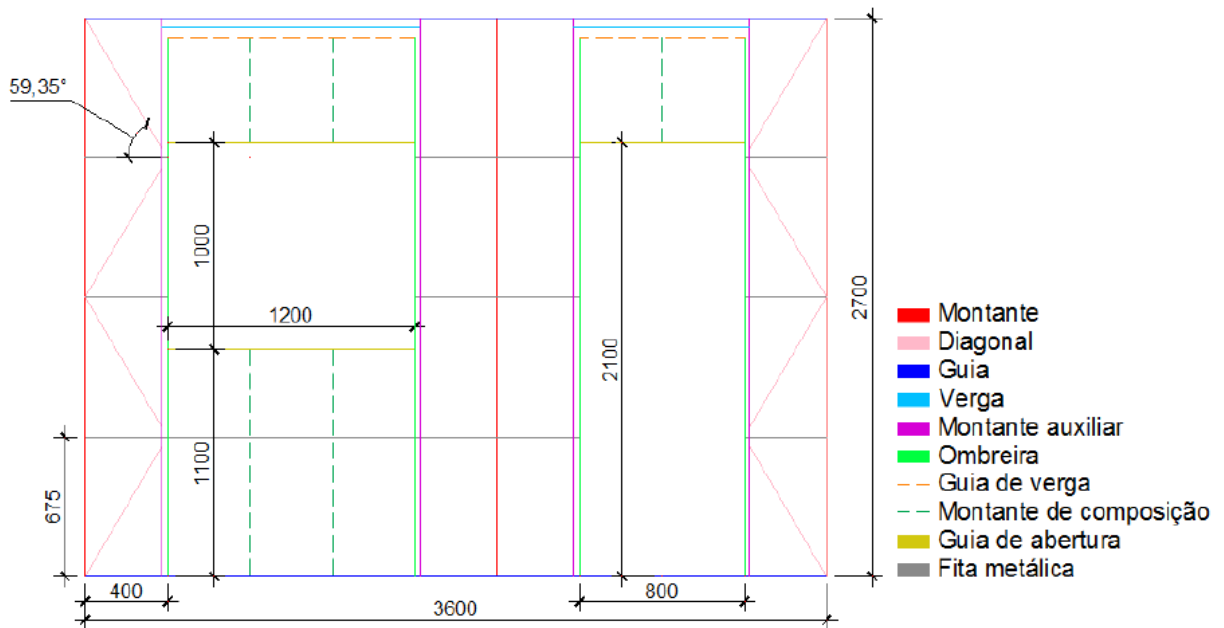
são: os painéis comumente utilizados, com fitas diagonais e horizontais de contraventamento (Figura 3.6); os painéis propostos, que apresentam extremos treliçados em vez das fitas diagonais convencionais (Figura 3.7); e um painel sugerido, que além dos extremos treliçados utiliza apenas bloqueadores em perfil U em substituição às fitas horizontais (Figura 3.8).

Figura 3.6 – Painel estrutural comumente utilizado, com abertura para porta e janela e com contraventamento em “X”.



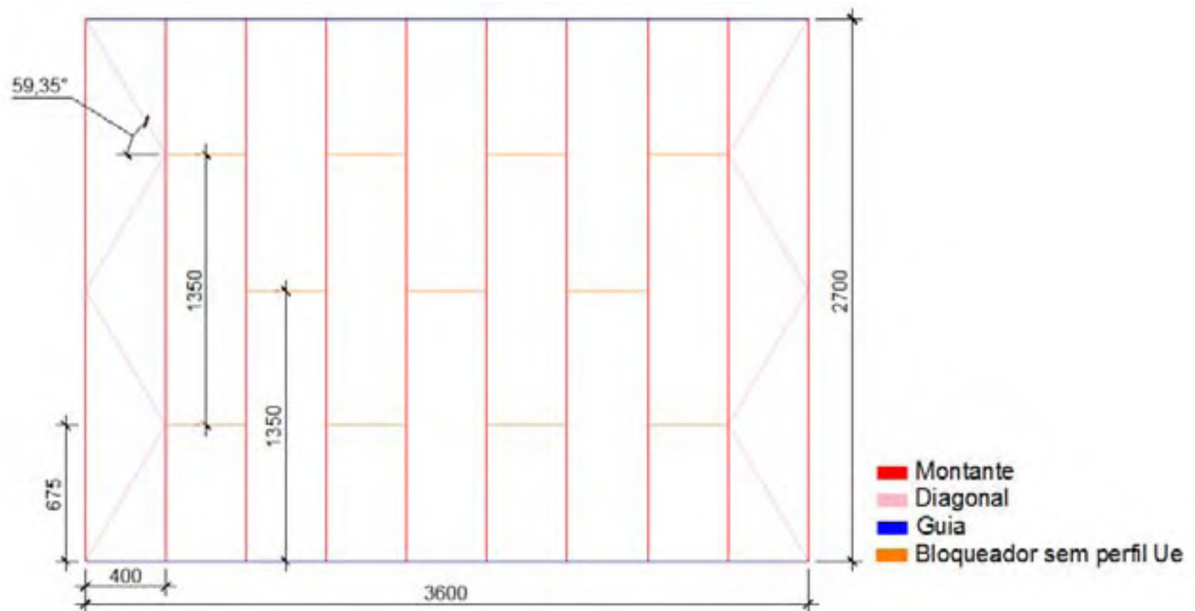
Fonte: Silva (2013)

Figura 3.7 – Painel estrutural proposto com abertura para porta e janela



Fonte: Silva (2013)

Figura 3.8 – Painel estrutural sugerido.



Fonte: Silva (2013)

Em um estudo preliminar, onde foram realizadas análises estáticas lineares e de flambagem global com aplicação de carregamentos unitários verticais, Silva (2013) verificou um desempenho inferior do Painel Sugerido em relação ao Painel Proposto, razão pela qual se

dispensou o Painel Sugerido na continuidade das análises, mantendo o foco apenas nos Painéis Proposto e Comumente Utilizados. Estas análises consistiram na aplicação de carregamentos reais e de vento, consideração da não linearidade geométrica, da presença de aberturas e de fitas de contraventamento em “X” e cálculo dos perfis conforme a NBR 14762 (ABNT, 2010).

Feitas as verificações propostas nos Painéis Comumente Utilizados e nos Painéis Propostos, Silva (2013) conclui que os Painéis Propostos, constituídos de perfis de 0,95 mm de espessura, em estudo, apresentaram bom desempenho estrutural e vantagens econômicas, devido à redução de peso de 2 a 7 kg por painel.

Segundo a autora, a utilização de perfis com 0,5 mm de espessura foi inviável tecnicamente para qualquer tipo de painel.

Também se observou que as fitas diagonais de contraventamento exigem atenção especial no momento da montagem, sendo importante certificar-se de que estejam tensionadas para que não haja deformação excessiva no painel até que as mesmas sejam solicitadas. Além disso, as aberturas dificultam o emprego destas fitas (SILVA, 2013).

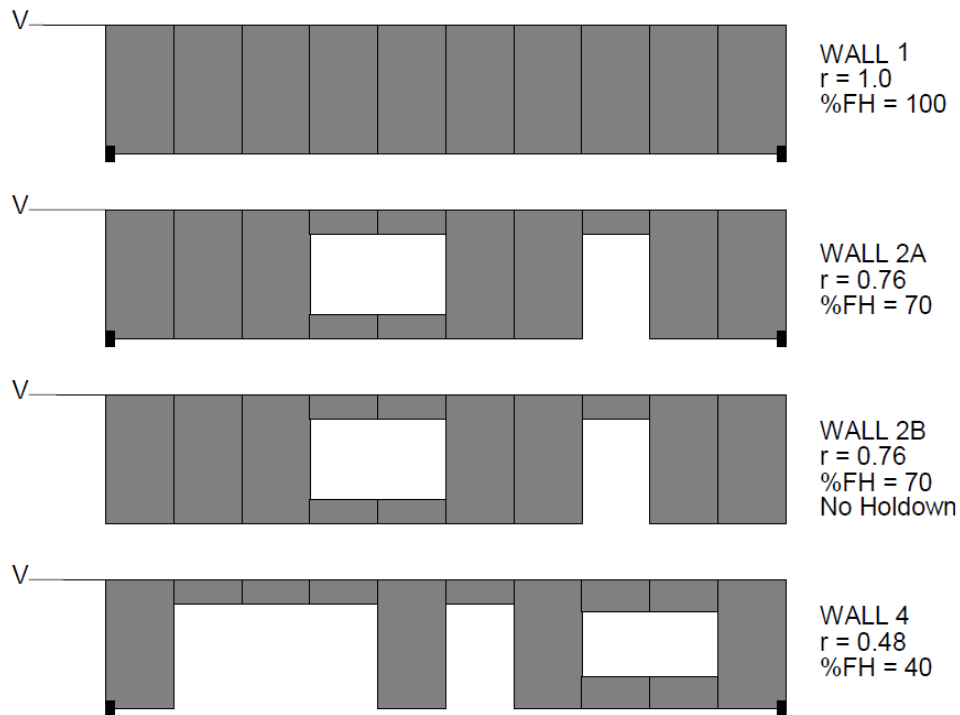
No entanto, Silva (2013) salienta que os painéis comumente utilizados também demonstraram bom comportamento estrutural, no que se refere à estabilidade e à capacidade resistente, deste modo, não devem ter sua utilização descontinuada. O que se obteve com o trabalho foi uma alternativa para os painéis de LSF, onde devem ser avaliadas suas particularidades de montagem e interferências com as aberturas e necessidades arquitetônicas, cada qual com suas vantagens e desvantagens.

3.2 TRABALHOS EXPERIMENTAIS DE PAINÉIS DE CISALHAMENTO

3.2.1 AISI (1997)

O American Iron and Steel Institute (AISI, 1997) apresentou um trabalho contendo resultados de ensaios em escala real de painéis de cisalhamento em *Light-Steel Framing* para avaliar o desempenho destas estruturas e a eficiência dos métodos de cálculo. O estudo avaliou a influência da presença de aberturas tais como portas e janelas, além da contribuição do sistema de ancoragem das extremidades da guia inferior chamado “*hold-down*”. Para tanto, foram ensaiados 4 painéis conforme mostra a Figura 3.9, em que “r” indica a taxa de área revestida pelas placas de fechamento e %FH corresponde à porcentagem de placas inteiras utilizadas no painel.

Figura 3.9 – Painéis ensaiados pelo AISI (1997)



Fonte: AISI (1997)

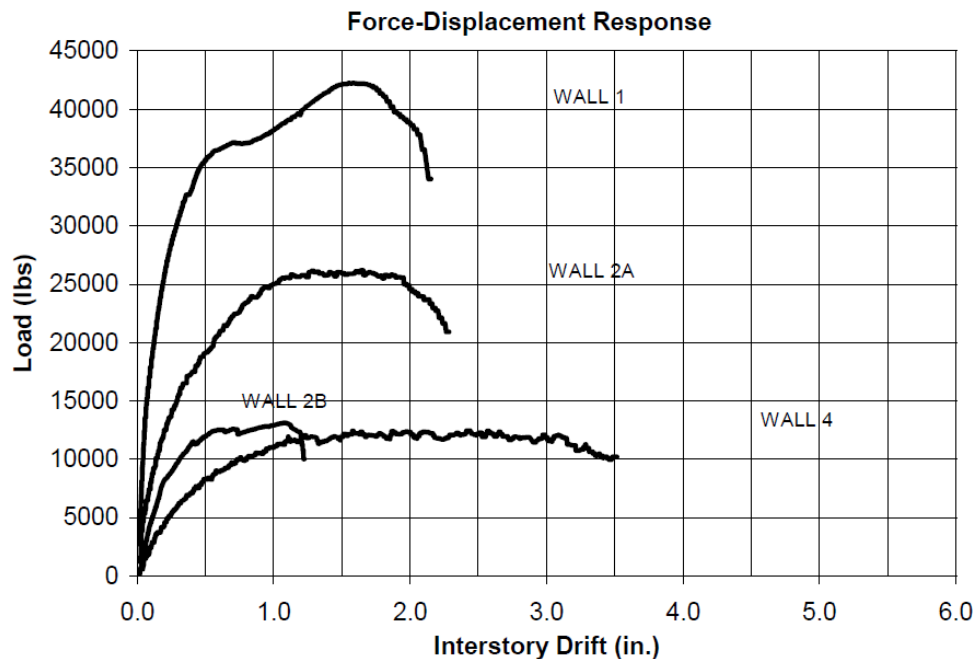
Os painéis de cisalhamento possuem largura de 12,19 m e altura de 2,44 m (8 ft. x 40 ft.)¹, revestidos externamente por OSB com espessura 11,11 mm e internamente por placas de gesso com espessura 12,7 mm (AISI, 1997).

Foram ensaiados na horizontal a partir de um macaco hidráulico posicionado no canto superior direito dos painéis, o qual aplicou o carregamento a uma viga de distribuição acoplada à guia superior. Um sistema com roldanas impediu os deslocamentos fora do plano, sem, contudo, restringir o deslocamento lateral que se desejou avaliar (AISI, 1997).

A resposta dos painéis de cisalhamento ao ensaio monotônico pode ser observada na Figura 3.10 que contém o gráfico com as curvas força versus deslocamento lateral para cada painel, no qual o eixo vertical indica força em lbf e o eixo horizontal indica deslocamento em pol. (1 lbf \approx 4,45 N; 1 pol = 25,4 mm).

¹ 1 ft \approx 0,3048 m

Figura 3.10 – Curvas força versus deslocamento lateral dos painéis



Fonte: AISI (1997)

Foi observado que o trecho inicial das curvas é linear apresentando grande rigidez e que, quanto maior a área de revestimento do painel, maior a sua capacidade de dissipação de energia (AISI, 1997).

Durante o carregamento inicial no ensaio alguns parafusos da face interna, no gesso, começaram a afundar na placa, reduzindo moderadamente a rigidez do painel e quando a força aplicada se aproxima da capacidade máxima resistida o OSB rompe no perímetro dos parafusos, normalmente causando arrancamento nas ligações com a guia superior. A combinação destes modos de falha resultou na redução na capacidade de carga do painel e, conseqüentemente, sua ruptura (AISI,1997).

Após o ensaio do painel sem ancoragem nas extremidades da guia inferior ou “*hold-downs*” o OSB se manteve intacto, exceto no local do primeiro parafuso de ancoragem do painel onde a ruptura ocorreu por flexão na guia inferior devido à impossibilidade de o painel distribuir os esforços de levantamento que seriam conduzidos pelos “*hold-downs*” (AISI, 1997).

O trabalho concluiu que a ruptura dos painéis fixados com os *hold-downs* ocorre nas conexões das bordas do OSB, causando o esgotamento de sua capacidade de carga, ou seja, os *hold-downs* reduzem o efeito de levantamento e aumentam a resistência dos painéis aos

esforços horizontais por possibilitar a distribuição da força resistente para um maior número de parafusos de ligação entre OSB e perfis.

3.2.2 Tian et al. (2004)

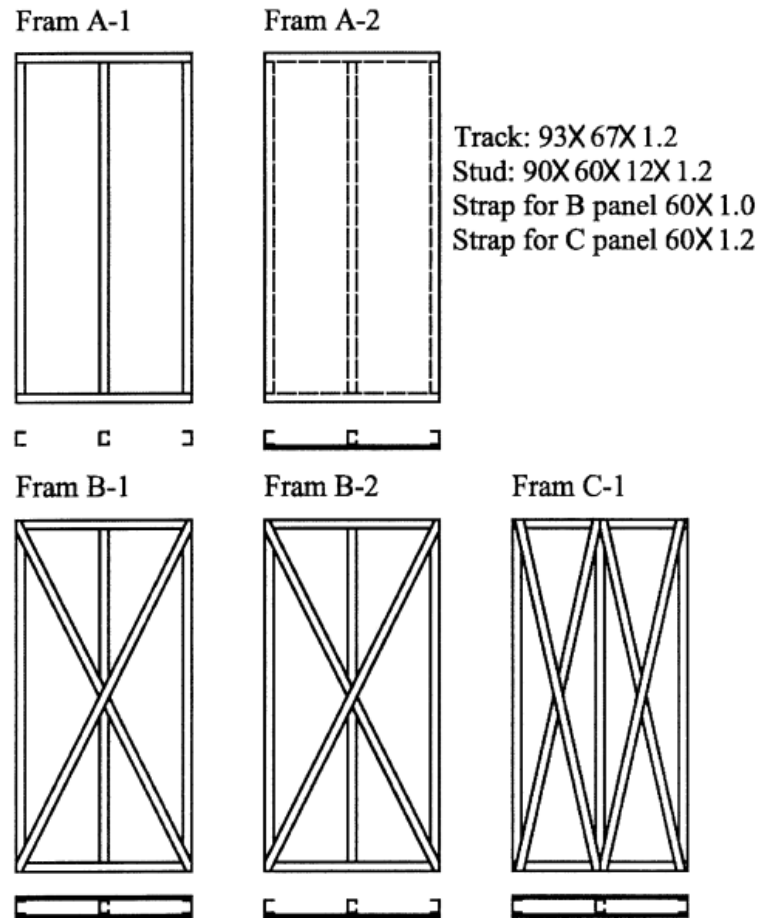
Tian et al. (2012) realizaram um estudo experimental e teórico sobre a resistência lateral de painéis de LSF com diversas configurações, dentre as quais, com fechamento em OSB (Corpo de Prova A-2); fechamento em placa cimentícia; contraventamento em X em um ou dos dois lados e sem nenhum tipo de contraventamento.

Os painéis possuíam altura (h) igual a 2.450 mm e largura (b) igual a 1.250 mm, e foram constituídos por guias superiores e inferiores em perfil U com largura da alma 93 mm, largura da mesa 67 mm e montantes em perfil U enrijecido (U_e) com largura da alma 90 mm, largura da mesa 60 mm e enrijecimento de 12 mm, ambos em chapa dobrada com espessura 1,2 mm, de acordo com a Figura 3.11.

O aço utilizado nos perfis foi o Z35 com tensão de escoamento igual a 350 MPa. O OSB possui características ortotrópicas e o que foi utilizado por Tian et al. (2004) possui módulo de elasticidade no plano igual a 3.500 MPa e igual a 1.400 MPa fora do plano; com módulo de ruptura no plano de 22 MPa e fora do plano de 11 MPa.

Dois rebites de diâmetro (\emptyset) 5 mm foram utilizados para cada ligação entre montante e guia. Na ligação da placa OSB ao reticulado metálico foram utilizados parafusos \emptyset 5 mm espaçados de 300 mm.

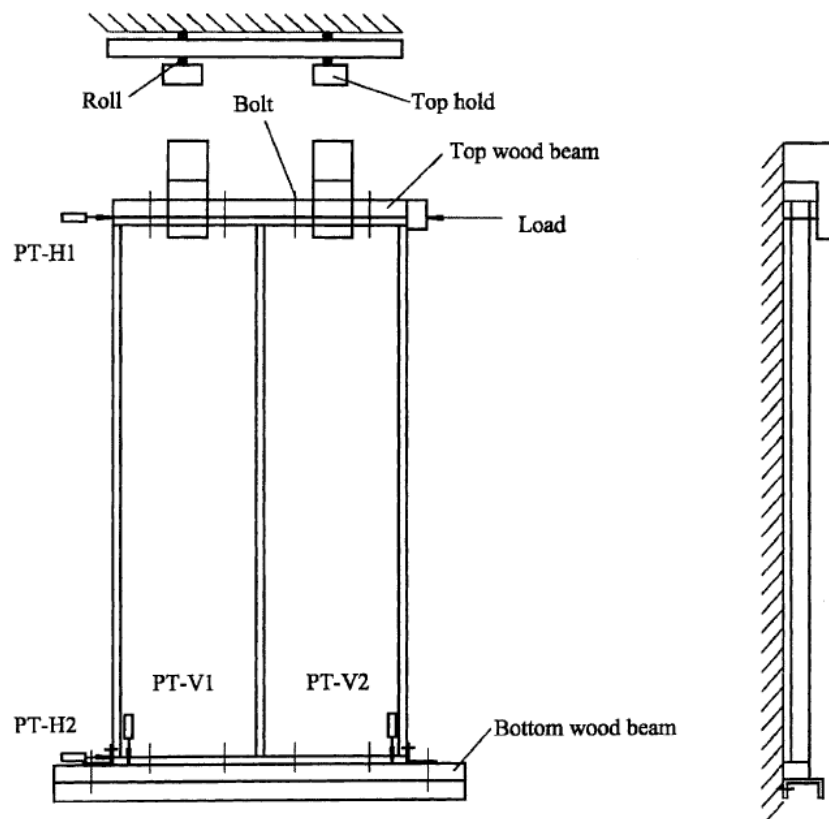
Figura 3.11 – Esquema dos tipos de painéis ensaiados por Tian et al. (2004)



Fonte: Tian et al. (2004)

Como metodologia para o ensaio de cisalhamento dos painéis, Tian et al. (2004) se basearam em procedimentos para estruturas de madeira, tendo em vista a ausência de uma norma específica para o caso. Tal procedimento consistiu em se fixar a guia inferior do painel sobre uma viga de madeira por meio de parafusos e cantoneiras metálicas a fim de se eliminar o deslocamento lateral e a rotação no apoio inferior. A guia superior também foi acoplada a uma viga de madeira (93 x 93 mm) que tinha a função de transmitir a carga lateral uniformemente ao longo da guia superior e também restringir os deslocamentos fora do plano naquele local. Ver Figura 3.12.

Figura 3.12 – Montagem do ensaio de Tian et al. (2004)



Fonte: Tian et al. (2004)

Dois métodos de carregamento foram utilizados no trabalho de Tian et al. (2004), em que, no primeiro, a carga foi aplicada constantemente até a ruptura do painel. No segundo método, o carregamento foi realizado em três etapas para obter a curva carga x deslocamento lateral. Após a aplicação de uma carga de estabilização, o atuador hidráulico aplica um carregamento incremental até 40% da carga de ruptura estimada (obtida através do ensaio previamente realizado pelo método de etapa única) e por fim, após o descarregamento do painel, a carga é novamente aplicada até atingir a ruptura.

Os resultados obtidos pelos ensaios de Tian et al. (2004) podem ser observados na Tabela 3.2 e o comportamento conforme as curvas força cisalhante x deslocamento lateral para diferentes tipos de painéis são apresentados na Figura 3.13.

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios de Tian et al. (2004)

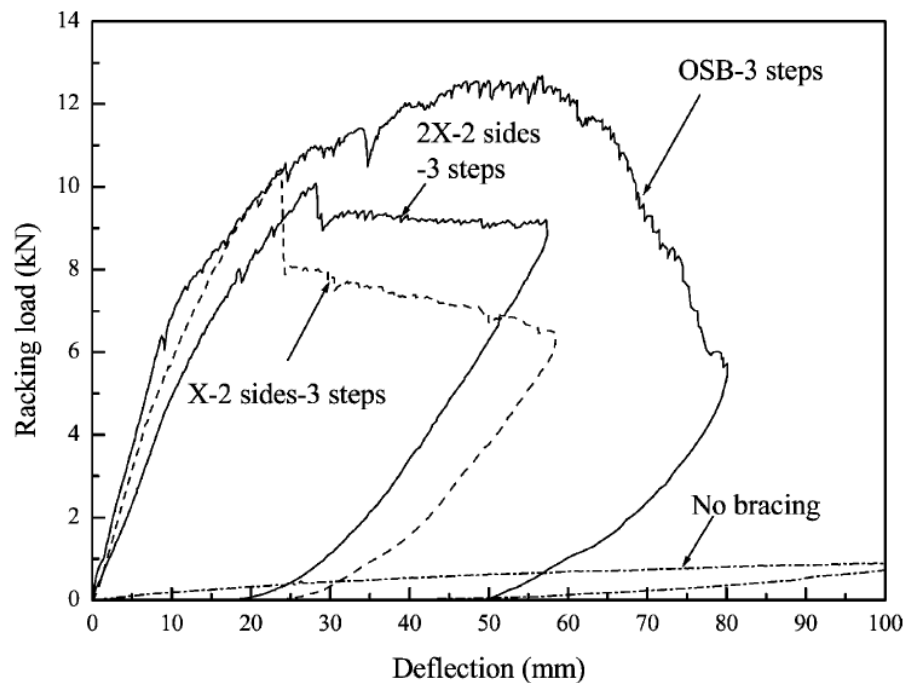
Table 2
Racking test results

Frame type	Bracing type	Loading steps	Racking stiffness (kN/mm)	Damage load (kN)	Maximum load (kN)	Failure mode
A-1	No bracing	1			0.903	Plastic deformation around corners
A-2	OSB-1 sides	1		10.0	16.0 ^a	Screws
A-2	OSB-1 side	3	0.526	10.3	12.7	Screws
A-2	CPB-1 side	1		9.8	11.6	Screws
A-2	CPB-1 side	3	0.603	9.9	14.6	Screws
B-1	1X-2 sides	1		10.7	10.7	Top-left rivets
B-1	1X-2 sides	3	0.534	10.3	10.3	Left track
B-2	1X-1 side	1		5.2	5.2	Bottom-right rivets
C-1	2X-2 sides	1		10.7	10.7	Left track
C-1	2X-2 sides	3	0.464	10.1	10.1	Left track

^a The value is not very reliable (see main text).

Fonte: Tian et al. (2004)

Figura 3.13 – Curvas Força versus Deslocamento



Fonte: Tian et al. (2004)

De acordo com Tian et al. (2004) o ensaio do corpo de prova A-2 com carregamento em etapa única resultou em uma resistência que não condiz com a realidade pelo fato de que,

no decorrer do ensaio, a borda inferior da placa OSB encostou na viga de apoio, criando uma rigidez irreal e, portanto, a segunda linha da Tabela 3.2 deve ser interpretada levando em consideração este fato ocorrido.

Contudo, a respeito do painel contraventado por OSB, ensaiado pelo segundo método, de três etapas, Tian et al. (2004) observaram que na terceira etapa de carregamento (curva força x deslocamento mostrada na Figura 3.13), quando a força cisalhante ultrapassou 5 kN, surgiram significantes flambagens locais no montante esquerdo próximo do topo e no montante da direita próximo da base. Ao atingir aproximadamente 10 kN de carga aplicada, pôde-se ouvir um barulho oriundo da placa OSB, no momento em que ocorreram grandes deformações no entorno dos parafusos, este foi então o valor da capacidade de carga lateral deste painel, cujo deslocamento medido foi próximo de 40 mm. Até o deslocamento de 55 mm Tian et al. (2004) salienta que a força ainda aumentava lentamente e a partir daí com o aumento do deslocamento a força diminuía, esgotando toda a resistência do painel.

Tian et al. (2004) ainda observa que o painel se danifica gradualmente, acompanhado das deformações consideráveis. Ao final do ensaio, a placa estava completamente desconectada dos montantes laterais (Figura 3.14) e com isso o carregamento caiu bruscamente, no entanto, no montante central as ligações se mantiveram intactas.

Figura 3.14 – Modos de falha nos parafusos do painel de LSF com placa OSB submetidos à carga horizontal



Fonte: Modificada de Tian et al. (2004)

Ao final do ensaio quando se descarregou totalmente o painel, pôde-se medir um deslocamento residual de 50 mm e após a remoção da placa OSB, os autores

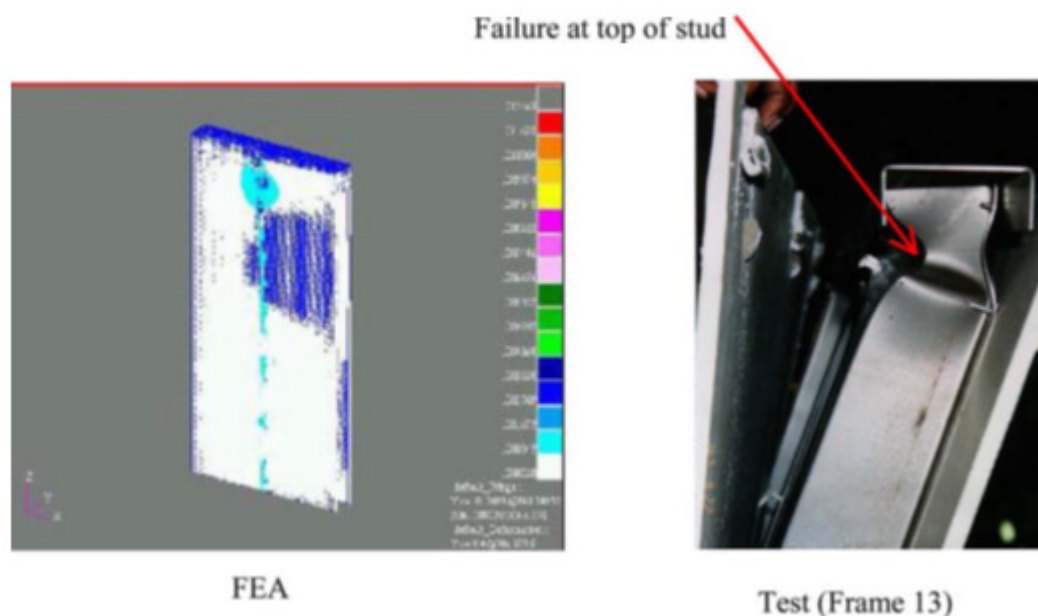
examinaram os perfis e constataram que as flambagens locais haviam se recuperado e não haviam danos aos perfis utilizados nas guias e montantes, a não ser em pequenas regiões próximas aos furos dos parafusos.

3.2.3 Telue e Mahendran (2004)

Segundo Telue e Mahendran (2004), o projeto de paredes de *Light-Steel Framing* não aproveita toda a resistência do conjunto, devido à desconsideração da contribuição das placas de gesso acartonado. No entanto, ensaios experimentais mostram que a resistência destes painéis aumenta significativamente quando possuem uma placa que pode ser de gesso, em um ou em ambos os lados.

Tendo isto em vista, Telue e Mahendran (2004) propuseram um modelo por elementos finitos em que se analisou o comportamento do painel sujeito a carga gravitacional e validou-se com resultados experimentais (Figura 3.15). Em seguida, o trabalho apresentou um método de projeto baseado em Fatores de Comprimento Efetivo (Effective Length Factors – ELFs) dos montantes, o qual é baseado no espaçamento entre parafusos e nas disposições da norma australiana/ nova zelandesa (AUSTRALIAN/ NEW ZELAND STANDARD AS/NZS 4600, 1996).

Figura 3.15 – Validação do modelo mostrando a distribuição de tensões e ruptura em ensaio para painel com placa de gesso em ambos os lados do perfil



Fonte: Telue e Mahendran (2004)

A metodologia de projeto proposta por Telue e Mahendran (2004) atingiu resultados relativamente próximos aos obtidos pelo Método dos Elementos Finitos, conforme a Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Comparação das cargas de ruptura baseados no método proposto e pelo Método dos Elementos Finitos para diversos espaçamentos entre parafusos

Stud size (mm and grade)	FEA or Pred.	Ultimate load (kN) of both sides lined frames at fastener spacings (S_f) of:		
		142 mm	220 mm	285 mm
75 × 30 G2	FEA	17.9	17.5	17.0
	Pred.	18.4	18.0	17.5
	Pred/FEA	1.03	1.02	1.03
75 × 30 G500	FEA	34.4	34.4	31.7
	Pred.	33.7	31.8	28.9
	Pred/FEA	0.98	0.92	0.91
200 × 35G2 ^a	FEA	22.7	21.9	21.0
	Pred.	22.2	21.5	20.8
	Pred/FEA	0.98	0.98	0.99
200 × 35G500 ^a	FEA	39.4	34.5	32.0
	Pred.	44.4	40.5	36.6
	Pred/FEA	1.13	1.17	1.14

^a For the 200 mm studs the fastener spacings were 140 mm, 220 mm and 280 mm.

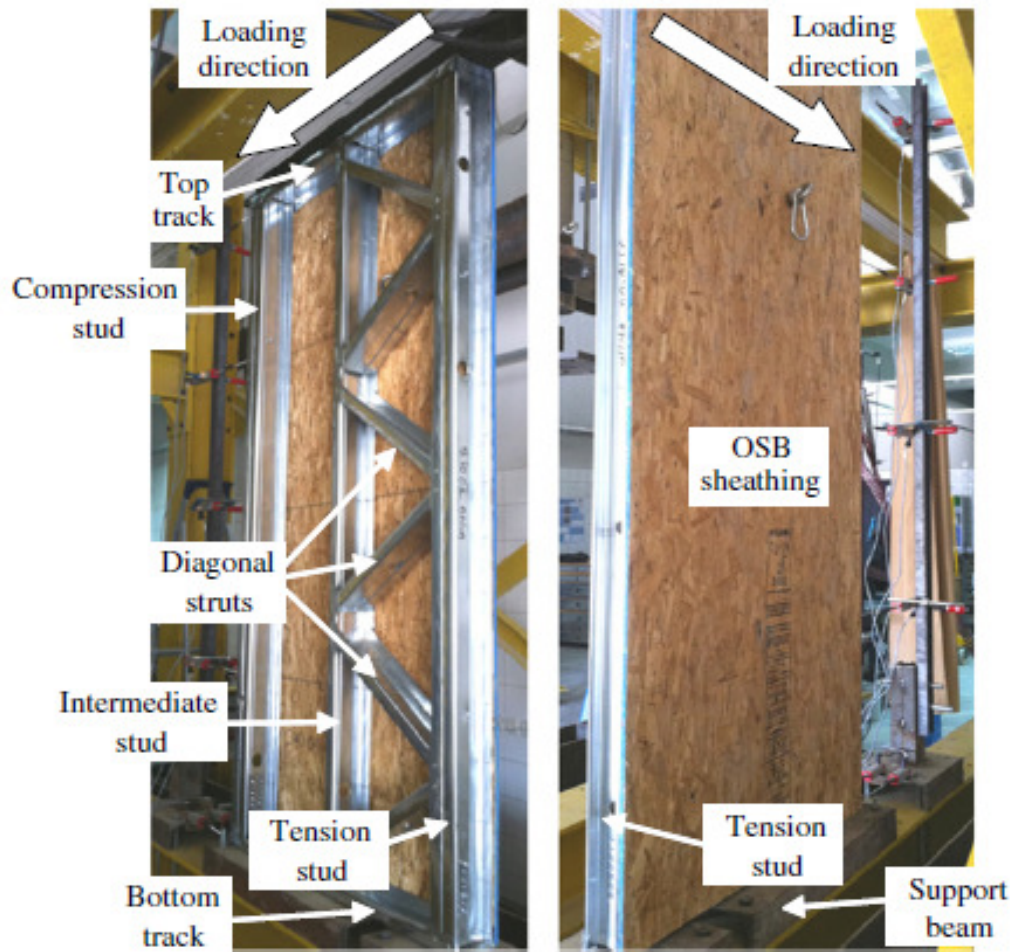
Fonte: Telue e Mahendran (2004)

3.2.4 Baran e Alica (2012)

Baran e Alica (2012) realizaram um trabalho experimental em 13 painéis de LSF que utilizavam os detalhes construtivos mais comuns na Turquia, os quais foram submetidos à aplicação de uma carga lateral estática.

Os ensaios com cargas laterais foram realizados com diferentes tipos de painéis, onde se variou a espessura das placas OSB, seção dos perfis, espaçamento dos parafusos, além da influência do uso de placas duplas e uma região treliçada no interior do painel, conforme a Figura 3.16.

Figura 3.16 – Detalhes das configurações utilizadas para os ensaios



Fonte: Baran e Alica (2012)

Baran e Alica (2012) concluem que o painel sem nenhuma placa de fechamento apresentou instabilidade local nos montantes intermediários. Nos painéis confinados por placas OSB, o dano surgiu na guia inferior e na ligação inferior. Também ocorreu a inclinação dos parafusos de conexão entre os perfis com as placas de ligação.

Também foi observado por Baran e Alica (2012) que o uso de placa OSB mais espessa não influenciou significativamente na resistência lateral para o caso onde se adotou uma região treliçada no painel e o espaçamento entre parafusos, adotado 300 mm em vez de 150 mm reduz a capacidade de carga e de deformação do painel, mas sem afetar a rigidez inicial do mesmo.

3.2.5 Liu, Peterman e Schafer (2012)

Boa parte de ensaios em painéis de cisalhamento estão incorporados na norma americana AISI S213 (AISII, 2007), porém, neste trabalho, Liu, Peterman e Schafer (2012) apresentam um estudo experimental que busca incluir detalhes adicionais presentes nos painéis da atualidade, os quais não estão contemplados na AISI S213 (AISII, 2007), como a presença de um perfil U na parte superior da face interior do painel, por exemplo.

Foram conduzidos ensaios monotônicos e cíclicos controlados por deslocamento. Na Figura 3.17 é possível observar algumas características dos ensaios realizados por Liu, Peterman e Schafer (2012).

Figura 3.17 – Montagem do ensaio e detalhes do corpo de prova



(a) Visão Frontal

(b) Vista Traseira

Fonte: Liu, Peterman e Schafer (2012)

Como pode ser visto em detalhe na Figura 3.18, o sistema de suporte da guia superior utiliza roldanas, de modo que somente os deslocamentos fora do plano sejam impedidos.

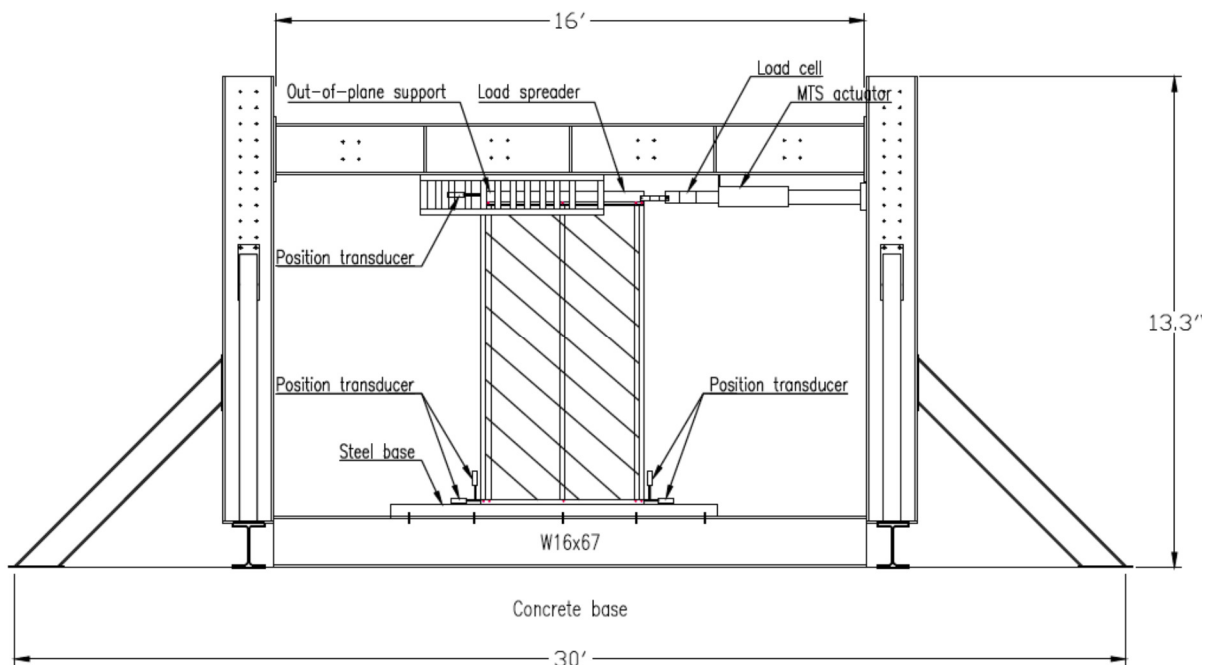
Figura 3.18 – Detalhe do sistema de suporte fora do plano



Fonte: Liu, Peterman e Schafer (2012)

Na Figura 3.19 é mostrado o ensaio de painéis de cisalhamento de maneira esquemática, da forma como foi conduzido por Liu, Peterman e Schafer (2012).

Figura 3.19 – Representação esquemática do ensaio com o corpo de prova

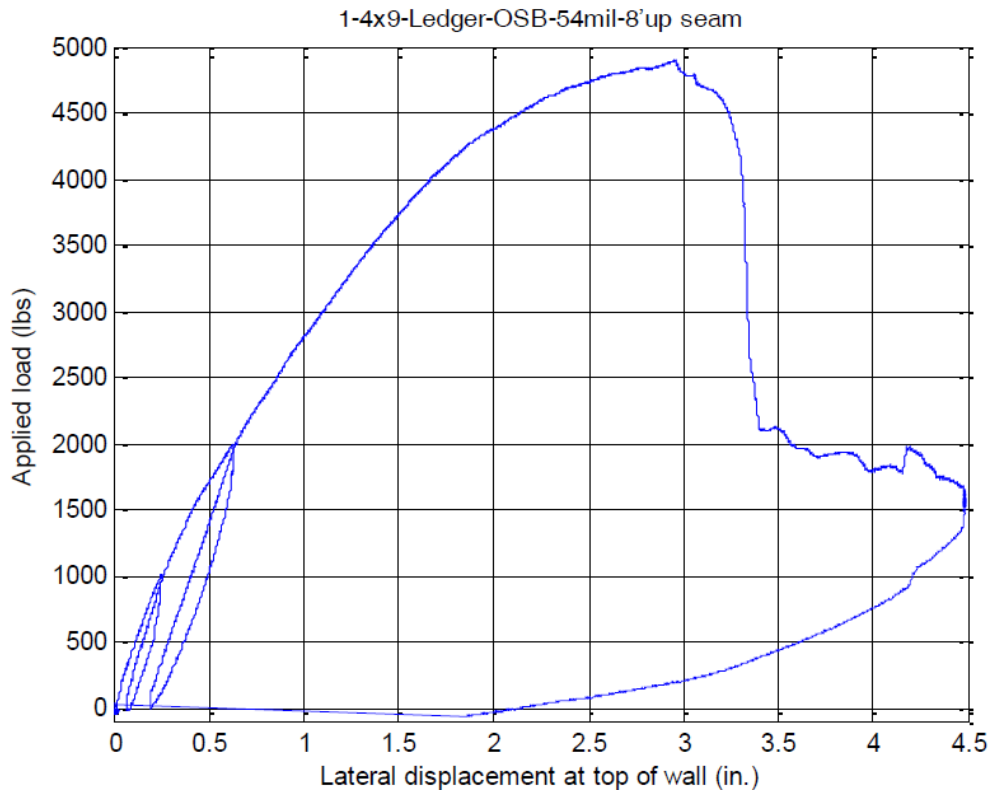


Fonte: Liu, Peterman e Schafer (2012)

Dentre os ensaios realizados, a Figura 3.20 contém a curva força versus deslocamento lateral resultante do ensaio monotônico do painel 1c, cujas dimensões são 1,22 m x 2,75 m, na

qual o eixo vertical indica força em lbf e o eixo horizontal indica deslocamento em pol. (1 lbf \approx 4,45 N; 1 pol = 25,4 mm).

Figura 3.20 – Curva força versus deslocamento lateral do painel 1c



Fonte: Liu, Peterman e Schafer (2012)

Liu, Peterman e Schafer (2012) concluem que a resistência do painel é sensível aos detalhes estudados (apresentando até 30% de influência). Entre eles estão: a desconsideração de uma espessura menor nos perfis intermediários, presença do fechamento interno em gesso, juntas ou emendas nas placas OSB (verticais e horizontais) e a presença do perfil U na parte superior da face interna do painel.

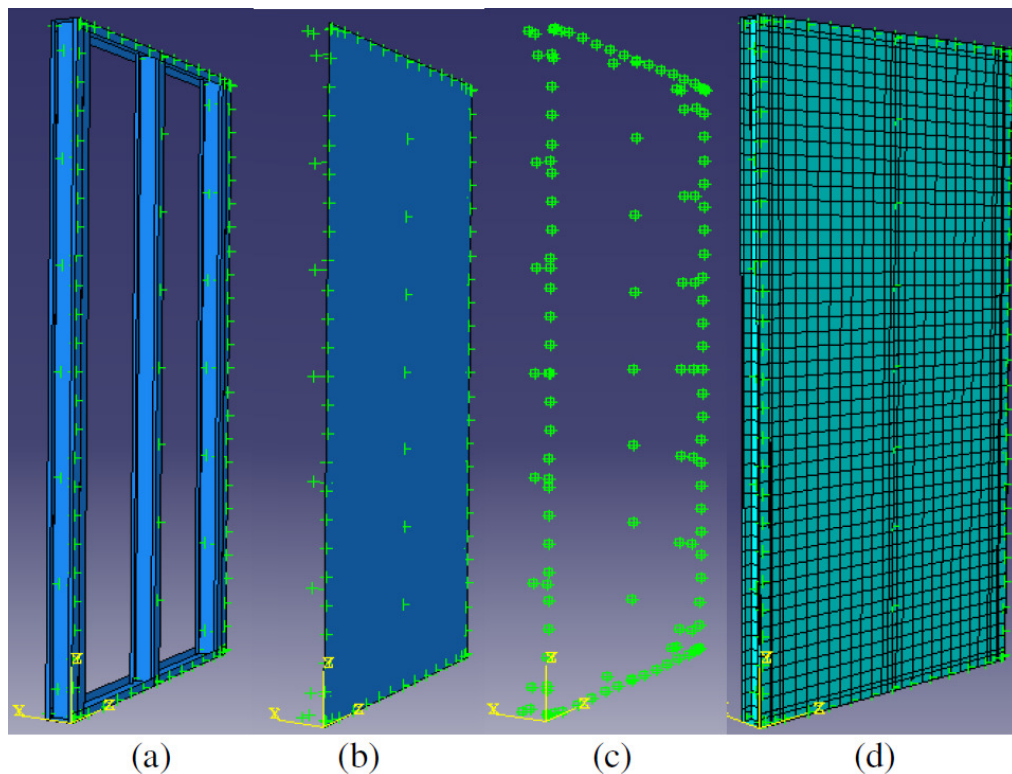
3.2.6 Niari et al. (2012)

Niari et al. (2012) realizaram um estudo a respeito dos painéis de cisalhamento (*Shear Wall Panel*) com fechamento metálico sujeitos à carga lateral através de simulações via Método dos Elementos Finitos (MEF).

Para tanto, os autores utilizaram o *software* Abaqus/CAE (Simulia Corp.), considerando as não linearidades geométrica e do material.

A discretização do modelo utilizou elementos de casca do tipo S4R, disponível no *software*, o qual utiliza os seis graus de liberdade em cada nó. O apoio da guia inferior consistiu na restrição dos deslocamentos em x , y e z e rotações em torno de y e z , enquanto a guia superior teve os deslocamentos e rotações fora do plano restritas, tendo livres a rotação em torno do eixo x e a translação em z . A interação dos perfis com a placa de fechamento foi realizada através de parafusos simulados através do recurso *Point Based Fasteners* do Abaqus (ver Figura 3.21).

Figura 3.21 – Modelo do painel: (a) Perfis; (b) Fechamento; (c) Parafusos; (d) Malha



Fonte: Niari et al. (2012)

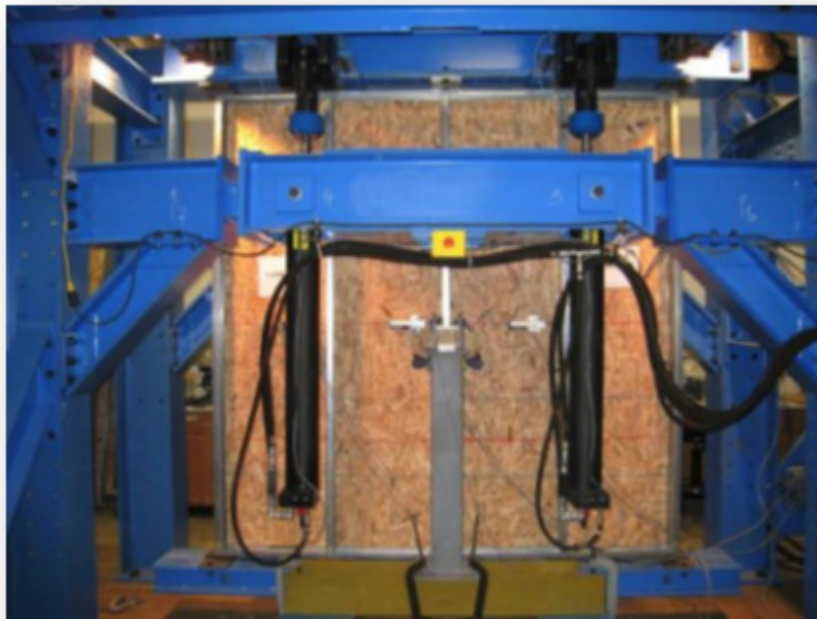
Niari et al. (2012) então, realizaram um estudo paramétrico através das simulações via Abaqus/CAE (Simulia Corp.) e observaram que a flambagem do fechamento metálico, distorção da mesa dos montantes das laterais e a ruptura dos parafusos da placa são os principais modos de falha das *Shear Walls* revestidas com placa metálica. As análises indicaram que espessuras maiores não aumentaram efetivamente a resistência lateral dos painéis, ao passo que a redução do espaçamento entre parafusos no perímetro dos painéis contribuiu satisfatoriamente para a resistência dos painéis de cisalhamento.

3.3 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES

3.3.1 Vieira Jr (2011)

O grupo de pesquisadores liderados pelo Prof. Ben Shafer na Johns Hopkins University em Baltimore (EUA) desenvolveram diversos trabalhos a respeito do *Light-Steel Framing*, dentre os quais, Vieira Jr. (2011) apresenta um estudo a respeito do comportamento de paredes de perfis formados a frio confinados pelas placas de fechamento sujeitos à compressão. Para tanto foram realizados ensaios em escala real em diversas configurações de parede (Figura 3.22), nas quais se variou o tipo de fechamento em cada uma das faces do painel (sendo, ou sem fechamento; ou com placa de gesso; ou com placa OSB), o que possibilitou diversas considerações para o entendimento do comportamento conjunto dos elementos que compõem o painel.

Figura 3.22 – Montagem do ensaio de um painel com fechamento de OSB em uma face e sem fechamento na outra



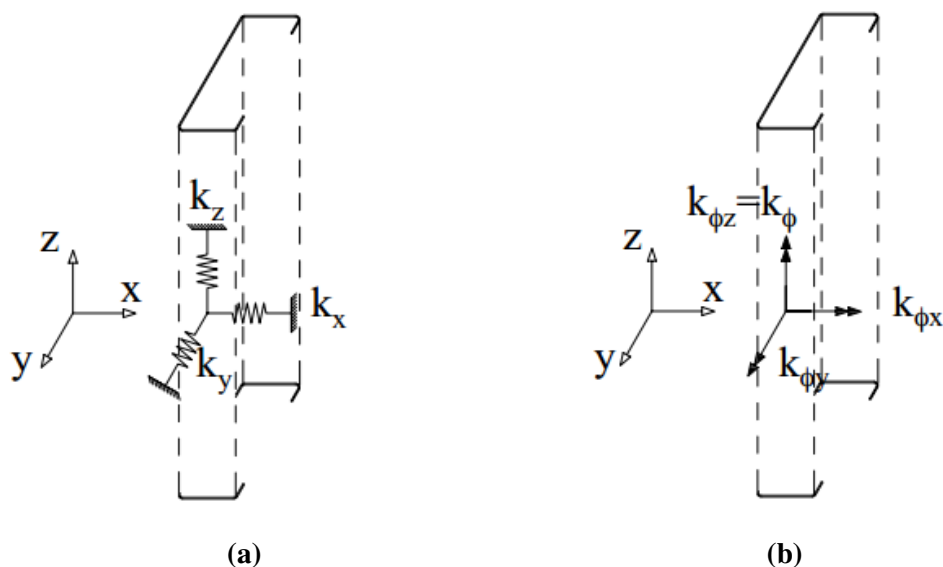
Fonte: Vieira Jr (2011)

Vieira Jr. (2011) também apresenta em sua pesquisa, um estudo sobre o comportamento das ligações entre as placas de fechamento e os perfis metálicos através de análises, ensaios em escala real e ensaios realizados em pilares curtos. Com isto, o autor propõe a utilização de coeficientes de mola para a representação mais real das ligações e

contraventamentos dos perfis no conjunto com as placas. O trabalho ainda propõe um método de projeto para dimensionamento dos perfis confinados.

Estes coeficientes de mola podem ser adotados para representar o efeito da conexão e do confinamento para o caso do cálculo como um perfil isolado, ou representando apenas a ligação com a placa, caso se opte por modelar o painel completo. A Figura 3.23 apresenta as direções das molas no ponto da conexão entre os elementos.

Figura 3.23 – Orientação das Molas que Representam a Interação entre o Perfil e a Placa. (a) Molas Translacionais, (b) molas Rotacionais



Fonte: Vieira Jr (2011)

Vieira Jr. (2011) conclui que o material de fechamento garante um impacto significativo na resistência dos perfis do painel de *Light-Steel Framing* e o efeito diafragma deve ser considerado nos pontos onde são parafusados. Tal efeito diafragma provém do efeito diafragma global, propriamente dito, e da conexão local. Também se observou a resistência superior obtida com painéis de OSB em relação ao gesso através dos ensaios de rigidez local das ligações parafusadas em ambos os materiais.

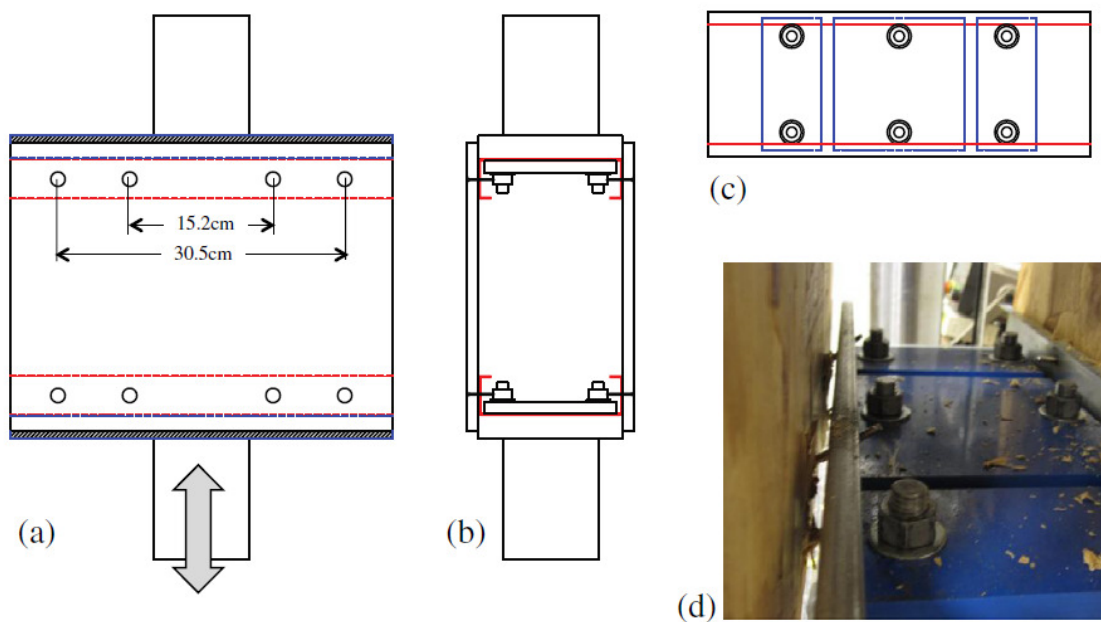
3.3.2 Peterman e Schafer (2013)

Peterman e Schafer (2013) desenvolveram um trabalho experimental a respeito do comportamento das conexões parafusadas entre a placa de fechamento e perfil em painéis de LSF. Os ensaios tiveram por objetivo caracterizar este tipo de ligação para possibilitar

modelagens computacionais dos painéis de cisalhamento a partir das informações obtidas. O trabalho contribui para um objetivo em longo prazo que se trata do desenvolvimento de um método puramente baseado nos conceitos de mecânica para prever a resposta lateral de painéis do sistema LSF em qualquer situação, seja como efeito diafragma, seja como painel de cisalhamento, para situações em que os testes experimentais são inviáveis ou impraticáveis.

Para tanto, Peterman e Schafer (2013) conceberam corpos de prova, conforme a Figura 3.24, nos quais foram aplicados carregamentos monotônicos e cíclicos a fim de avaliar a resposta das ligações entre a placa (que ora de OSB, ora de gesso) e o perfil.

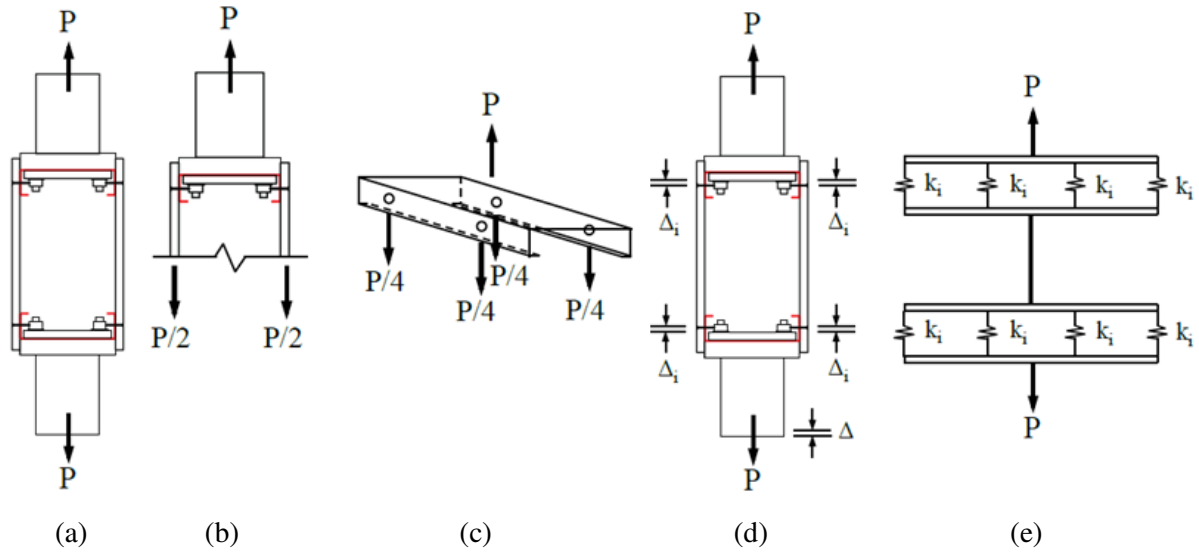
Figura 3.24 – Detalhes do corpo de prova: (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) vista superior; (d) fotografia do ensaio



Fonte: Peterman e Schafer (2013)

Como os resultados são medidos para o conjunto, seus valores de deslocamento e rigidez inicial, para cada parafuso isolado (Δ_i e k , respectivamente), deve ser dividido por dois, enquanto a força por parafuso (P_i) equivale à força aplicada ao conjunto dividido por 4, de acordo com Vieira Jr e Schafer (2009) e esquematizado na Figura 3.25.

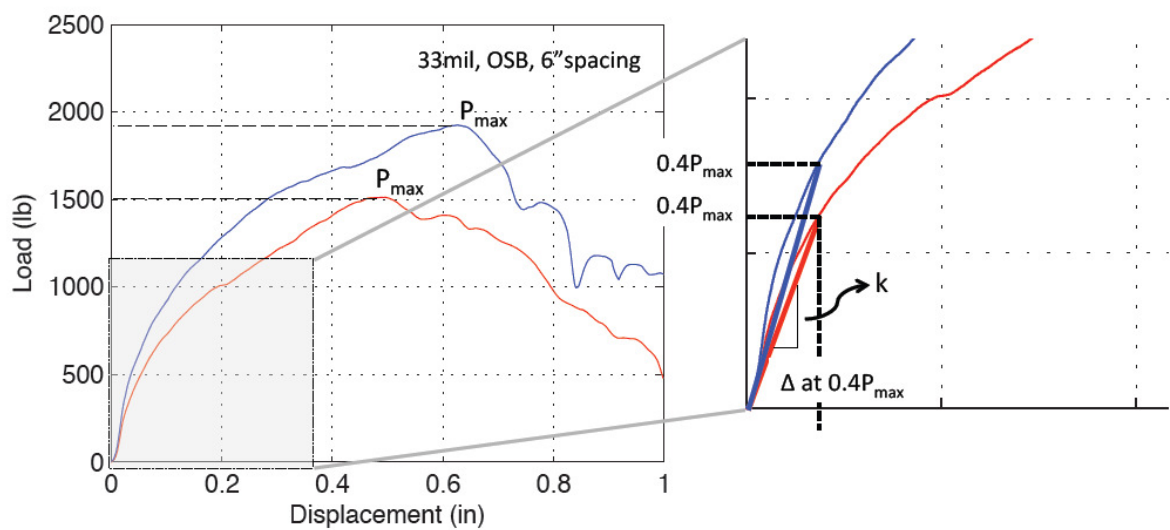
Figura 3.25 – Detalhes para determinação da força e deslocamento por parafuso: (a) força aplicada; (b) reação na placa; (c) distribuição em cada parafuso; (d) deformada; (e) modelo com molas paralelas



Fonte: Modificada de Peterman e Schafer (2013)

A Figura 3.26 indica como foram determinados os coeficientes de mola ou rigidez inicial (k) nos ensaios monotônicos realizados por Peterman e Schafer (2013), através da reta secante até o ponto da curva correspondente à força de 40% da capacidade de carga do sistema ($0,4 P_{\text{máx}}$) para dois exemplos de resultados obtidos nos ensaios.

Figura 3.26 – Determinação do coeficiente de mola (k) em duas curvas obtidas



Fonte: Peterman e Schafer (2013)

3.3.3 Peterman et al. (2014)

Ao observar a limitação quanto à caracterização do comportamento das conexões das placas de fechamento aos perfis metálicos no sistema LSF, Peterman et al. (2014) apresentam um trabalho experimental com ensaios monotônicos e com a aplicação carregamentos cíclicos a fim de avaliar a resposta das ligações entre a placa (ora de OSB, ora de gesso) e o perfil.

Os autores observaram que a espessura do aço influencia tanto na resistência ao cisalhamento e na rigidez como no modo de falha, variando de um comportamento altamente dúctil até a ocorrência de cisalhamento no parafuso (comportamento frágil). Quanto ao tipo de fechamento, nas placas de gesso ocorre com mais frequência a translação do parafuso em relação à placa, enquanto para placas de OSB prevalece o efeito chamado de *pull-through*, o qual se trata da ruptura da placa naquele local após a flexão do parafuso. Quanto ao espaçamento entre parafusos, não se verificou influência significativa para valores de 15,2 cm ou 30,5 cm neste trabalho.

O trabalho desenvolvido por Peterman et al. (2014) visa ampliar o entendimento das ligações, principalmente para avançar nos projetos de painéis sujeitos a esforços sísmicos, mas também contribui para o estudo dos mecanismos resistentes aos esforços laterais em geral para estas estruturas.

3.4 MODELOS SIMPLIFICADOS PARA PAINÉIS DE CISALHAMENTO

3.4.1 Vitor (2012)

Vitor (2012) apresenta um estudo sobre a estabilidade estrutural de painéis de cisalhamento (*Shear Walls*) do sistema *Light-Steel Framing* (LSF), no qual, um modelo numérico com base no Método dos Elementos Finitos (MEF) foi desenvolvido no *software* Abaqus para simular o comportamento de diversas configurações de painéis obtendo-se a rigidez de cada modelo. Em seguida, se propõe um modelo analítico da diagonal equivalente através do Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV).

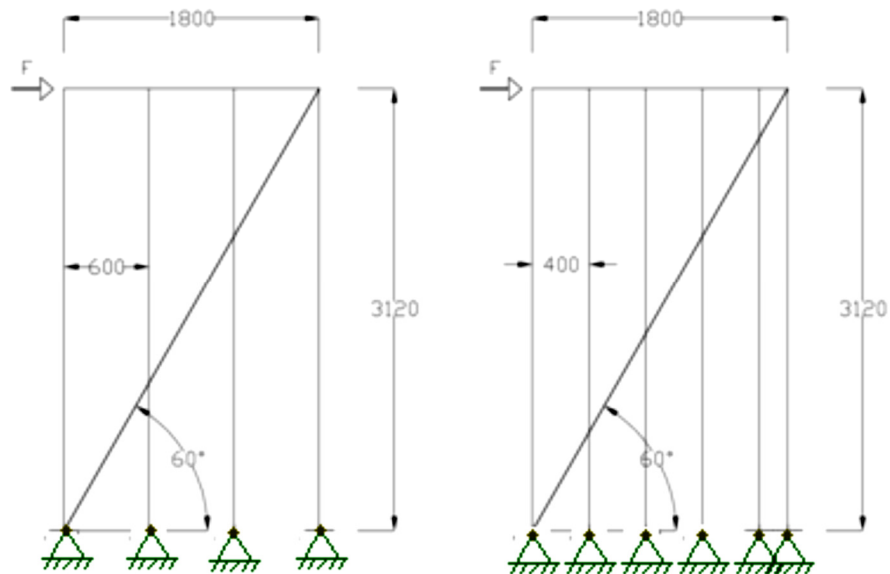
O modelo proposto consiste na substituição da placa estrutural de fechamento por uma barra diagonal equivalente tracionada, de seção circular, com módulo de elasticidade longitudinal igual ao do aço (E_s) e diâmetro obtido pelo PTV a partir da resposta do modelo do Abaqus, visando obter rigidezes iguais para os dois casos (VITOR, 2012).

Foram analisados por Vitor (2012) dois grupos de painéis em função de suas dimensões, sendo:

- Tipo A: largura (b) 1,80 m e altura (h) 3,12 m;
- Tipo B: largura (b) 4,80 m e altura (h) 2,80 m.

A Figura 3.27 apresenta dois modelos de diagonal equivalente do Tipo A e a Figura 3.28 do Tipo B, nos quais se utilizou o SAP2000 para as análises.

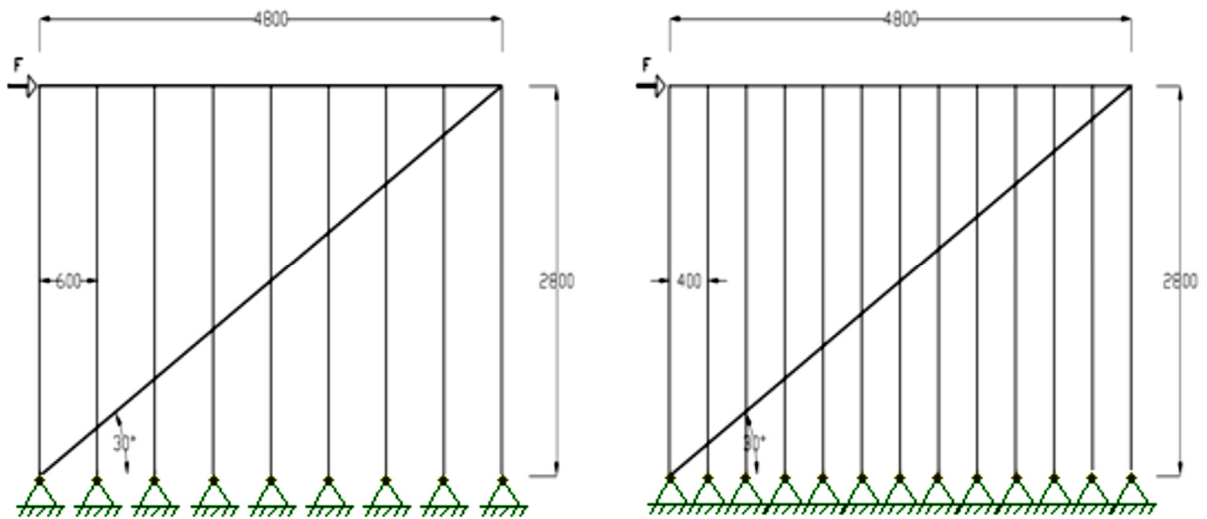
Figura 3.27 – Modelo de Diagonal Equivalente para painéis de cisalhamento do Tipo A com espaçamento entre perfis de 600 mm e 400 mm



Fonte: Vitor (2012)

Após avaliar a resposta para diversos painéis dos dois grupos em que se variou a espessura da placa OSB, espaçamento entre montantes, espaçamento entre parafusos, força máxima cisalhante obtida pelo Abaqus, deslocamento horizontal obtido pelo SAP2000 e diâmetro da diagonal equivalente obtido pelo PTV, Vitor (2012) propõe uma equação para o diâmetro da diagonal equivalente para cada grupo de painéis e outra equação geral, através do software estatístico *Minitab*, baseado no método da regressão não linear multivariada.

Figura 3.28 – Modelo de Diagonal Equivalente para painéis de cisalhamento do Tipo B com espaçamento entre perfis de 600 mm e 400 mm



Fonte: Vitor (2012)

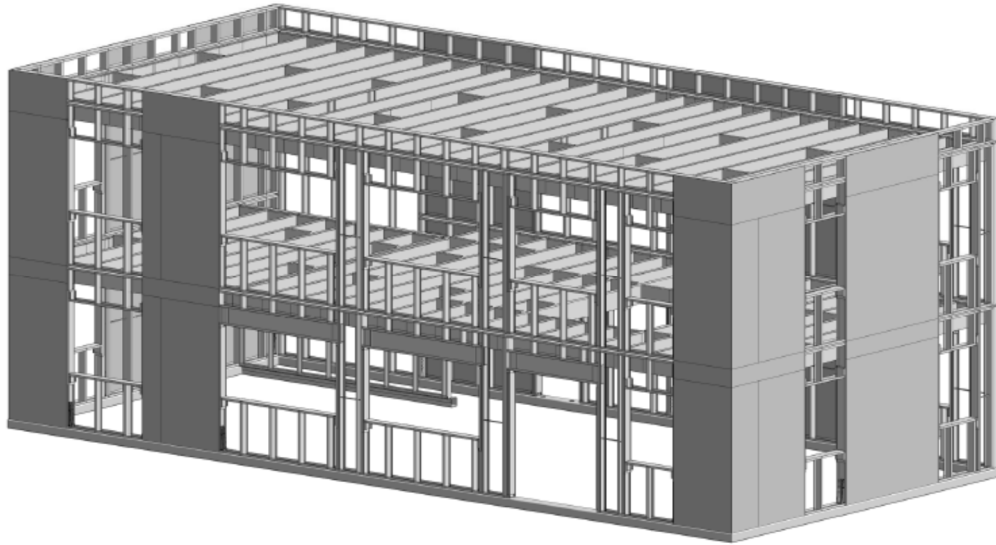
O autor conclui que o modelo simplificado obtido diretamente ou em função das equações propostas para o cálculo do diâmetro da diagonal equivalente apresenta erro relativo máximo da ordem de 10 a 18% e que um estudo com análise experimental e estatística pode convergir ainda mais os resultados entre o modelo de diagonal equivalente e o que é contraventado por OSB.

3.4.2 Leng et al (2012)

Leng; Schafer e Buonopane (2012) apresentam em seu trabalho, modelagens computacionais de uma construção em *Light-Steel Framing* submetida a esforços de abalos sísmicos.

Para resistir aos esforços horizontais, apenas as regiões sem abertura foram consideradas. A Figura 3.29 mostra o esquema tridimensional da edificação estudada, onde os painéis nos quais aparecem as placas de fechamento são aqueles considerados como resistentes aos esforços laterais.

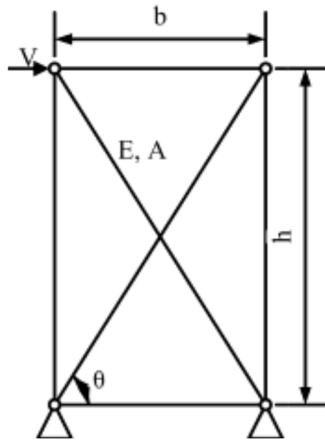
Figura 3.29 – Modelo 3D da edificação onde os painéis em que aparecem as placas de fechamento são os que foram considerados resistentes aos esforços laterais



Fonte: Leng et al (2012)

As paredes que resistem aos esforços horizontais, chamadas *shear walls* foram modeladas por Leng, Schafer e Buonopane (2012) de duas maneiras: (a) como um modelo Elástico Perfeitamente Plástico (EPP), conforme a prática e também de acordo com a norma do American Iron and Steel Institute AISI S213 (AISI, 2007) ou (b) como um modelo multilinear considerando a permanência das tensões residuais (degradação) por esforços cíclicos a partir dos dados de comportamento de painéis obtidos de ensaios monotônicos e cíclicos realizados especificamente para o estudo desta edificação. A Figura 3.30 demonstra a geometria esquemática do modelo simplificado para as *shear walls*. Todas as barras, exceto as diagonais, foram consideradas rígidas na modelagem.

Figura 3.30 – Modelo utilizado para as *shear walls* onde as diagonais são consideradas com comportamento não linear.



Fonte: Leng et al (2012)

Para tanto, Leng et al (2012) criaram modelos bi e tridimensionais capazes de simular a vibração causada pelos abalos sísmicos com análise linear e não linear pelo OpenSees que trata-se de um software baseado em elementos finitos de barra (frame), o qual inclui uma vasta biblioteca de modelos de materiais não lineares. Este software é capaz de simular a resposta da estrutura sujeita a sismos.

Os autores concluíram que o objetivo principal foi obter a resposta não linear das paredes e, para isso, os modelos tradicionais que incorporam uma idealização de comportamento Elástico Perfeitamente Plástico (EPP) mostraram-se inadequados em caso de sismos em comparação aos modelos mais avançados com uma discretização mais fina da estrutura como um todo e considerando a influencia do *pinching* e outros tipos de degradação simulados no OpenSees.

Os modelos bidimensionais geralmente são adequados se a estrutura apresenta diafragma flexível entre os pisos, no entanto, são inadequados quando o diafragma é rígido. Na estrutura em questão, que apresenta uma distribuição assimétrica das *shear walls*, o centro de massa não coincide com o centro de rigidez, deste modo, apenas um modelo tridimensional que considere o diafragma rígido de forma satisfatória é apropriado para estas simulações (LENG et al, 2012).

Também para Leng et al (2012), nos casos em que o nível de esforço causado pelos abalos sísmicos é muito alto a rigidez do diafragma não apresenta tanta influência, principalmente nos picos de cisalhamento na base.

4 SIMULAÇÃO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Realizou-se neste trabalho uma modelagem por elementos finitos dos perfis e das placas de fechamento, bem como as ligações da placa nos montantes e guias, ou seja, um painel de *Light-Steel Framing*, o qual foi submetido a esforço horizontal no seu plano. Para tanto foi utilizado o *software* Abaqus/CAE (Simulia Corp., 2012).

Os modelos concebidos receberam carregamento incremental controlado por deslocamento e considerou-se as não linearidades física e geométrica da estrutura nas análises. Os problemas não lineares, por definição, não apresentam uma relação proporcional entre incremento de carga e de deslocamento e no caso em estudo, após determinado nível de carga, pequena variação na força aplicada pode resultar em incrementos consideráveis de deslocamento, razão pela qual se optou pelo controle da variável deslocamento nas análises deste trabalho. Situações como esta também estão relacionadas às instabilidades que ocorrem ao atingir um ponto limite de carregamento aplicado podendo, inclusive, haver perda de rigidez efetiva e conseqüentemente redução na carga atuante.

Segundo Lopes (2003) os problemas não-lineares podem apresentar mais de uma solução para um dado parâmetro de controle, como por exemplo, estruturas que apresentem não-linearidade física e geométrica podem apresentar mais de uma configuração de equilíbrio para um dado nível de carregamento ou um dado valor de deslocamento. Assim, ao longo de um caminho de equilíbrio, em virtude da multiplicidade de soluções, pode-se ter mudanças qualitativas no comportamento do sistema, ou seja, perda de estabilidade.

Apesar da natureza dinâmica do problema, é possível obter o caminho de equilíbrio (curva força *versus* deslocamento) através de análise estática por meio de incrementos controlados, de carga ou de deslocamento. O procedimento adotado pelo Abaqus/CAE consiste em realizar uma iteração na tentativa de encontrar a solução de equilíbrio para o incremento utilizado e caso não a encontre, são feitas novas iterações até que o modelo esteja em equilíbrio ou até que o processo de iteração possa divergir, neste caso, o Abaqus/CAE reduz o tamanho do incremento e repete o procedimento, até um limite de tamanho mínimo de incremento em que, caso ainda não seja obtida a resposta de equilíbrio, a análise é finalizada.

Para evitar problemas de convergência que surgem quando há um ponto limite de instabilidade em determinado nível de deslocamento podem ser utilizados algoritmos de continuação, como o Método de Riks Modificado, utilizado neste trabalho. Este método permite obter soluções para problemas complexos onde a resposta carga *versus* deslocamento possui diversos pontos limites (ou pontos críticos) (LOPES, 2003).

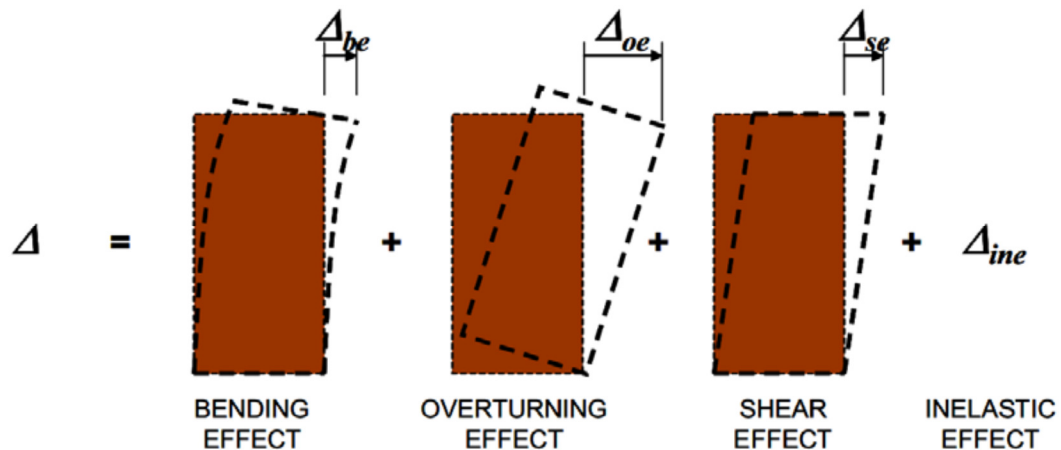
De acordo com o manual Abaqus 6.12 Documentation (2012), os problemas não lineares podem ter influência de instabilidades em que a relação carga - deslocamento apresenta rigidez negativa de modo que a estrutura precisa liberar energia de deformação para manter o equilíbrio. O método de Riks modificado permite que o equilíbrio estático possa ser encontrado durante a fase instável da resposta da estrutura, podendo reduzir o incremento de carga enquanto o deslocamento aumenta.

A estratégia adotada tem por objetivo simular a resposta obtida experimentalmente em ensaios de cisalhamento de painéis de LSF com aplicação de carga monotônica, ou seja, aquela que não é cíclica. Para validação do método comparou-se os resultados da simulação computacional com os de ensaios experimentais conduzidos por Liu, Peterman e Schafer (2012) e pelo AISI (1997).

Um painel de LSF, quando submetido ao esforço lateral pode apresentar quatro parcelas que contribuem para o deslocamento resultante, que são: os efeitos da flexão, de tombamento, do cisalhamento e da resposta não linear das ligações, conforme a Figura 4.1 (SERRETTE e CHAU, 2003). Como os ensaios experimentais utilizados impedem a parcela de tombamento do painel, o modelo numérico deve responder à aplicação da força horizontal conforme o somatório das outras três parcelas de deslocamento.

Um modelo numérico que simule satisfatoriamente ensaios de painéis do sistema *Light-Steel Framing* ao cisalhamento pode auxiliar em diversas pesquisas relacionadas ao tema, primeiramente por necessitar de menos tempo e recursos para as simulações do que um ensaio experimental, mas também devido à possibilidade de variação de parâmetros e características em um painel de modo a permitir comparações observando seu impacto nos resultados. Estes parâmetros podem ser, por exemplo: o espaçamento entre parafusos, características de materiais e dimensões dos elementos ou do conjunto.

Figura 4.1 – Modelo dos efeitos que contribuem para o deslocamento lateral



Fonte: Serrete e Chau (2003)

4.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

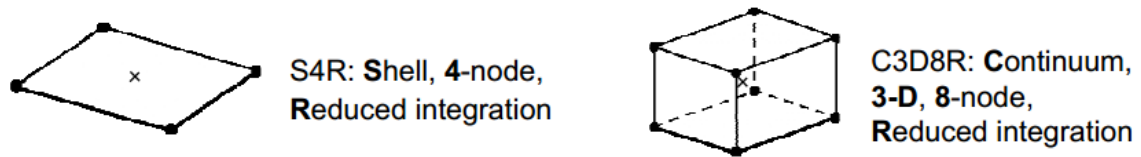
Os perfis metálicos e a placa de OSB foram discretizados por elementos finitos do tipo casca, disponíveis na biblioteca do Abaqus/CAE como *Shell S4R*. Tais elementos são quadriláteros com dupla curvatura e, portanto, possuem 4 nós com 6 graus de liberdade cada. Este elemento apresenta transmissão de tensão e deslocamento convencional e regra de integração reduzida, com formulação disponível para grandes deformações tanto para chapas delgadas como espessas, de acordo com o *Abaqus 6.12 Documentation* (2012).

Também foi utilizado o elemento sólido C3D8R para a discretização da viga de transmissão de carga, acoplada à guia superior nos ensaios experimentais. Este elemento trata-se de um hexaedro, portanto com 8 nós, e apresenta transmissão de tensão e deslocamento contínua, tridimensional, e com regra de integração reduzida.

Esta viga tem o objetivo de transmitir uniformemente o carregamento aplicado em sua extremidade à alma da guia superior e foi adotada nos ensaios experimentais tomados como referência por este trabalho, como, por exemplo, a que foi utilizada nos ensaios de Tian et al. (2004), conforme modelo da Figura 3.12, ou também conforme indicado na Figura 3.19, referente aos ensaios de Liu, Peterman e Schafer (2012).

A nomenclatura dos elementos finitos adotada pelo Abaqus/CAE identifica suas características primárias, conforme a Figura 4.2.

Figura 4.2 – Nomenclatura dos elementos finitos utilizados



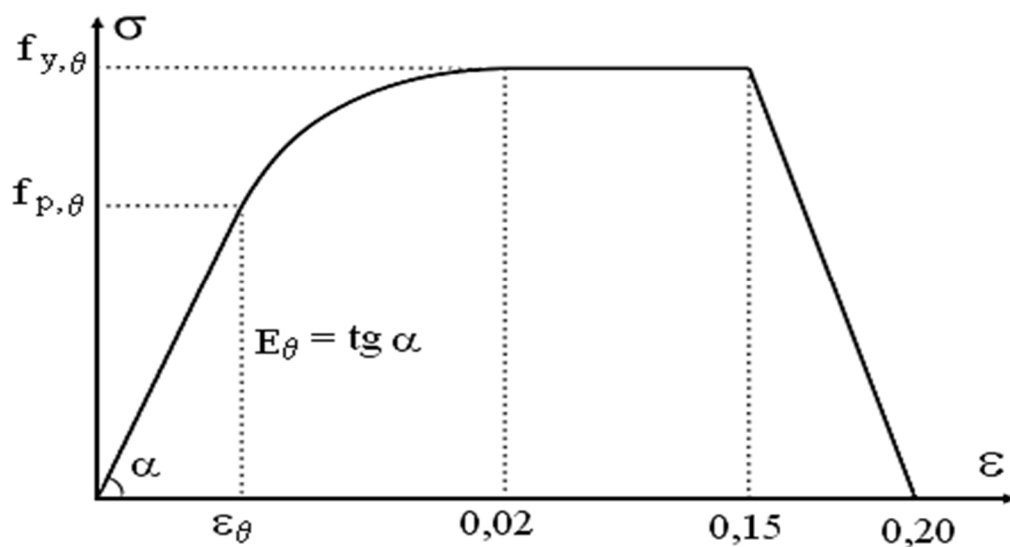
Fonte: Abaqus/Explicit: Advanced Topics (2005)

4.2 CONSIDERAÇÕES PARA OS MATERIAIS

Conforme o CEN EN 1993-1-1 (CEN, 2005), a relação bilinear entre tensão e deformação pode ser aplicada para diversos tipos de aço estruturais especificados pela mesma norma.

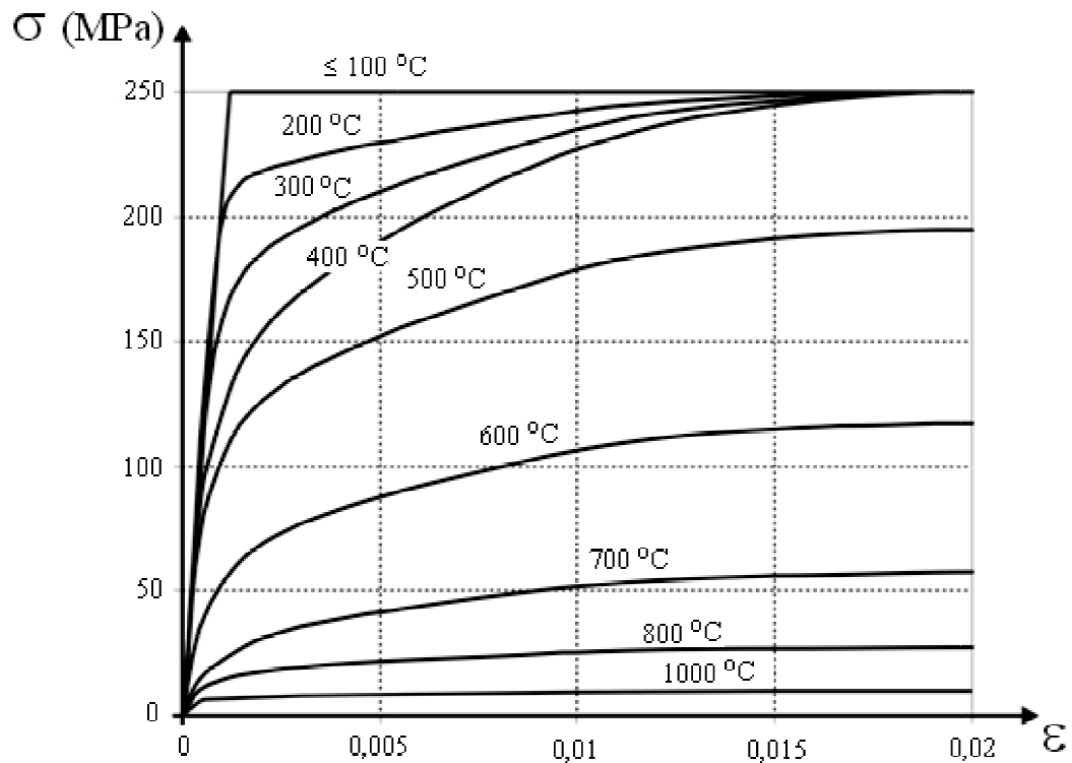
Rigobello (2011), com base no CEN EN 1993-1-2 (CEN, 2005), apresenta relações tensão *versus* deformação (cujo esquema geral é ilustrado na Figura 4.3) para um aço com tensão de escoamento igual a 250 MPa, no intervalo até 2% de deformação, considerando diversas temperaturas, conforme a Figura 4.4. Nessa Figura 4.4 pode-se observar a relação bilinear obtida em temperaturas inferiores a 100 °C.

Figura 4.3 – Relações tensão - deformação dos aços estruturais à temperatura θ , conforme o CEN EN 1993-1-2:2005



Fonte: Rigobello (2011)

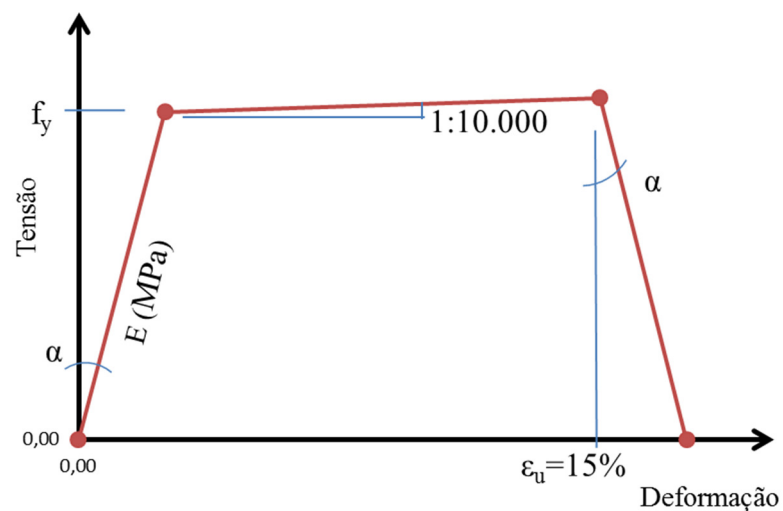
Figura 4.4 – Relações tensão - deformação para um aço com f_y igual a 250 MPa para diversas temperaturas



Fonte: Rigobello (2011)

Diante do exposto, as simulações conduzidas neste trabalho adotaram um comportamento com base no modelo ilustrado pela Figura 4.5, de acordo com as recomendações do CEN EN 1993-1-1 (CEN, 2005) e CEN EN 1993-1-2 (CEN, 2005), desprezando-se o aumento da resistência devido ao encruamento.

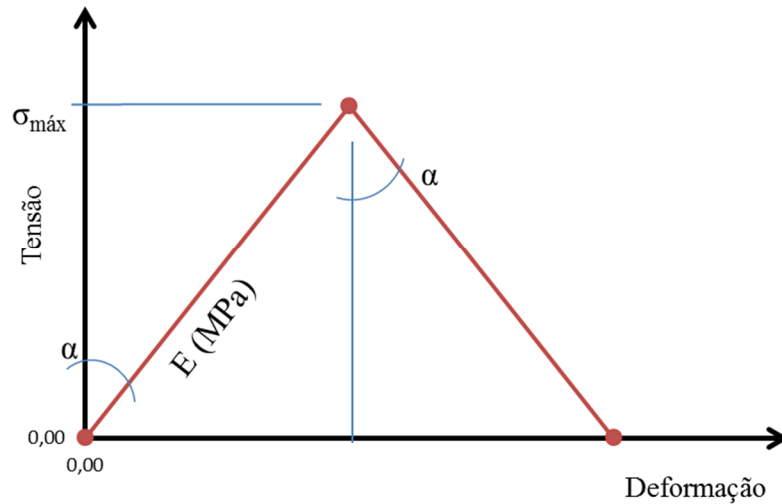
Figura 4.5 – Relação constitutiva empregada para o aço



Fonte: do Autor

A respeito dos materiais de fechamento que são as placas de gesso e OSB, o modelo de relação tensão - deformação considerado é ilustrado pela Figura 4.6.

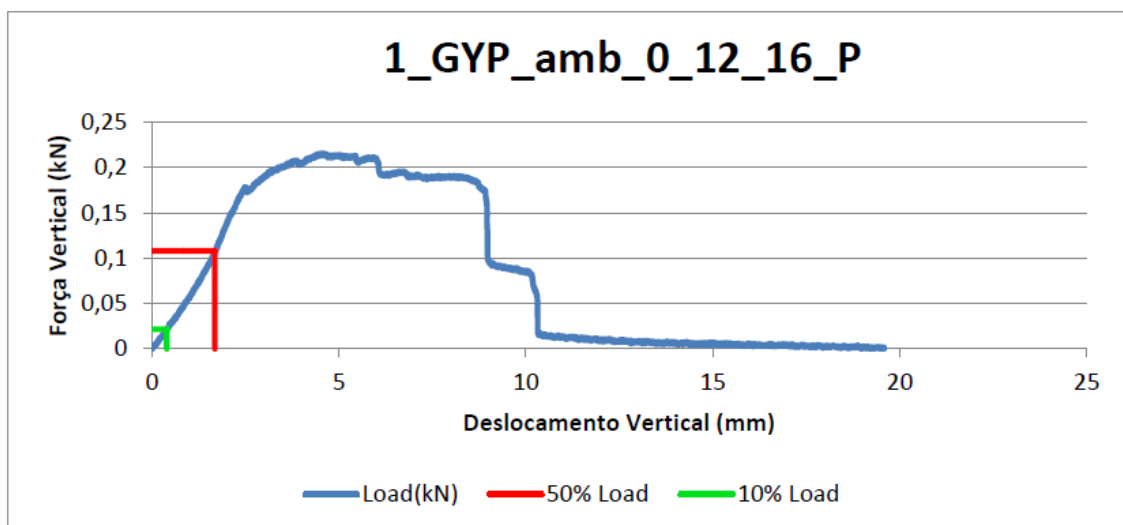
Figura 4.6 – Relação constitutiva empregada para as placas de gesso e para o OSB



Fonte: do Autor

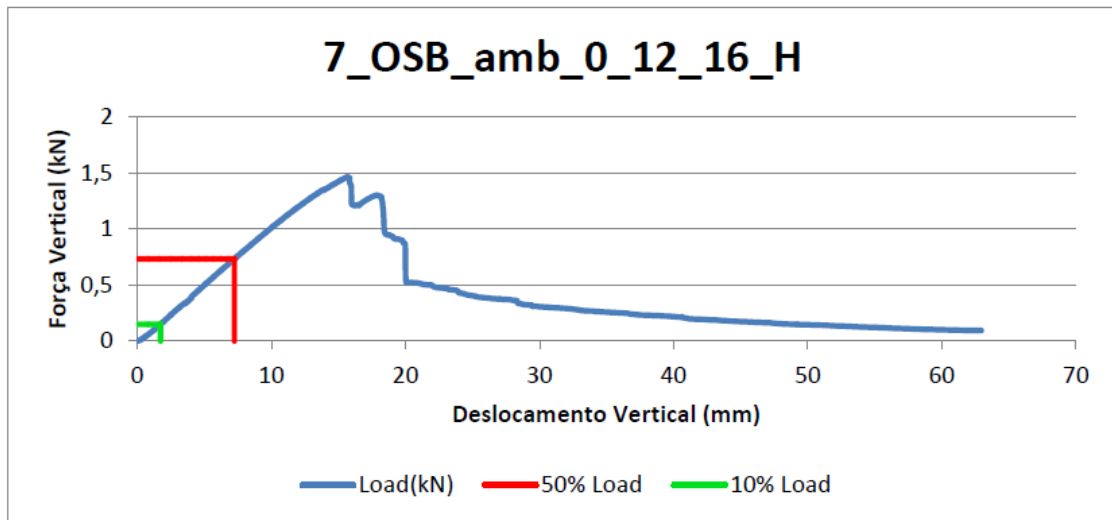
A idealização apresentada na Figura 4.6 foi utilizada como simplificação para o comportamento real dos materiais, tendo como base os resultados obtidos em ensaios de flexão conduzidos por Rivera-Gutierrez (2014) em placas de gesso e OSB. A título de ilustração, apresenta-se na Figura 4.7 um dos resultados de ensaio para o gesso e na Figura 4.8 um dos resultados de ensaio para o OSB.

Figura 4.7 – Resultado de ensaio para o gesso.



Fonte: Rivera-Gutierrez (2014)

Figura 4.8 – Resultado de ensaio para o OSB



Fonte: Rivera-Gutierrez (2014)

4.3 INTERAÇÃO ENTRE OS ELEMENTOS

A partir da análise de seus resultados experimentais, Tian et al. (2004) concluiu que a placa de fechamento é responsável por, em média, 96% da resistência ao cisalhamento do painel. Entretanto, a força horizontal atuando no plano da placa, como a devido ao vento, por exemplo, é transmitida para as placas de fechamento através das ligações parafusadas com os perfis. Logo, pode-se inferir que as considerações feitas para estas ligações (placas - perfis) possui grande impacto na resposta final do painel simulado.

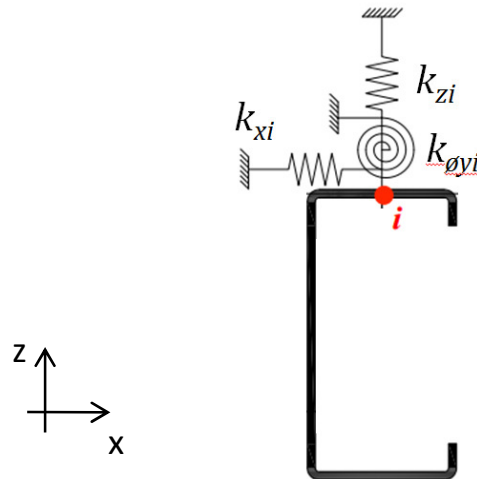
Tendo isso em vista, Vieira Jr (2011), ao estudar painéis sujeitos a compressão, fez uso de molas de relação linear elásticas para cada grau de liberdade em cada conexão da placa no perfil.

Em relação aos painéis sujeitos à carregamento horizontal, Nithyadharan e Kalyanaraman (2011) afirmam que a não linearidade da relação força - deslocamento em um painel submetido ao cisalhamento no seu plano é devido, em sua maior parte, ao comportamento não linear das conexões entre os perfis e as placas de fechamento. Também Buonopane, Tun e Schafer (2014) observaram que os efeitos individuais de comportamento local de cada parafuso de ligação da placa ao perfil, combinados, são responsáveis pelo efeito não linear da relação entre carga e deslocamento do painel de cisalhamento, como um todo.

Os modelos desenvolvidos neste trabalho simularam a ligação da placa ao perfil, também por meio de molas, conforme elucidado nos parágrafos seguintes, utilizando a convenção de eixos da Figura 4.9, na qual é mostrado o perfil em planta com a representação

da mola translacional na direção x , na direção z e da mola rotacional em torno do eixo y , todas no ponto i . Vale salientar que as molas representando o comportamento de translação no plano da placa foram consideradas com comportamento não linear, devido à sua influência nos painéis de cisalhamento.

Figura 4.9 – Vista das ligações como molas em planta



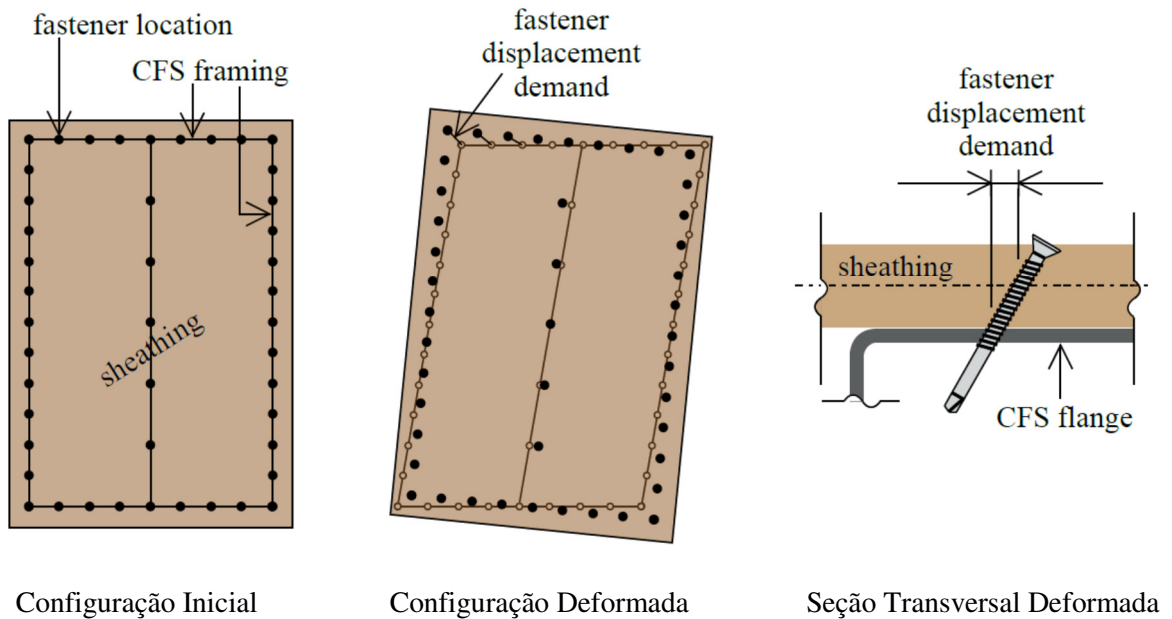
Fonte: Adaptado de Vieira Jr (2011)

Conforme observa Vieira Jr (2011), quando se considera o confinamento, pode-se ignorar a rigidez da mola fora do plano (k_z) para as análises, portanto neste trabalho, a ligação do perfil com a placa OSB foi modelada como rígida nesta direção.

Para as molas rotacionais, foi considerado que não há resistência ao giro em torno do eixo dos parafusos, ou seja, $k_{\phi z} = 0$. Já o giro em torno de x e y é restringido pela flexão do parafuso em conjunto com a placa de fechamento e o contato desta placa com a mesa do perfil, mas representa pouca influência na resistência à carga horizontal do painel, razão pela qual, se considerou uma conexão rígida também para $k_{\phi x}$ e $k_{\phi y}$.

Quanto ao comportamento translacional das ligações nas direções x e y , contidas no plano do painel, que é ilustrado pela Figura 4.10, foi necessário utilizar dados de ensaios experimentais. Sendo indispensável ter como informação, além do coeficiente de mola ($k_x = k_y$), a carga última da ligação ($P_{m\acute{a}x}$) e o deslocamento para esta carga ($\delta_{P_{m\acute{a}x}}$).

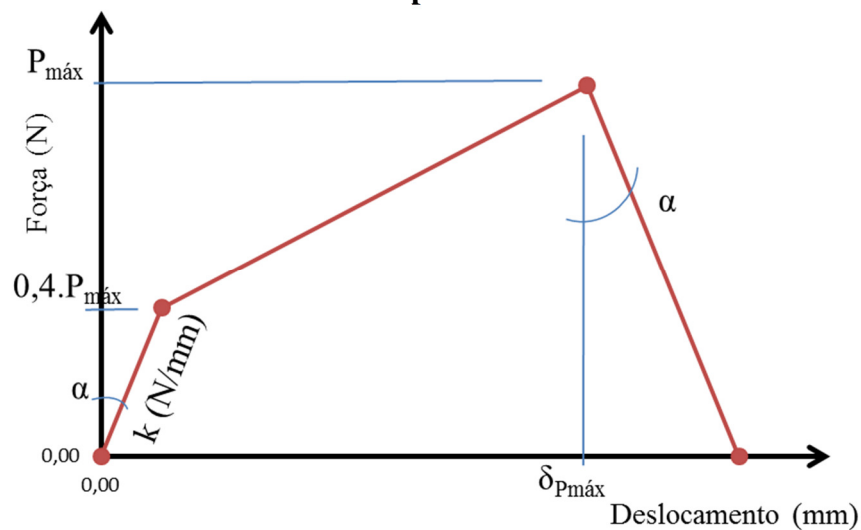
Figura 4.10 – Deformada dos perfis e da placa de fechamento com destaque para o deslocamento dos parafusos



Fonte: Buonopane, Tun e Schafer (2014)

A estratégia adotada para ligação com OSB consistiu em considerar uma curva na qual o trecho inicial apresenta comportamento linear elástico até 40% da carga máxima resistida pela ligação ($0,4.P_{\text{máx}}$), cuja rigidez é o valor de k da mola, seguido de um trecho plástico até a carga máxima e seu respectivo deslocamento, onde ocorre a ruptura de acordo com a Figura 4.11.

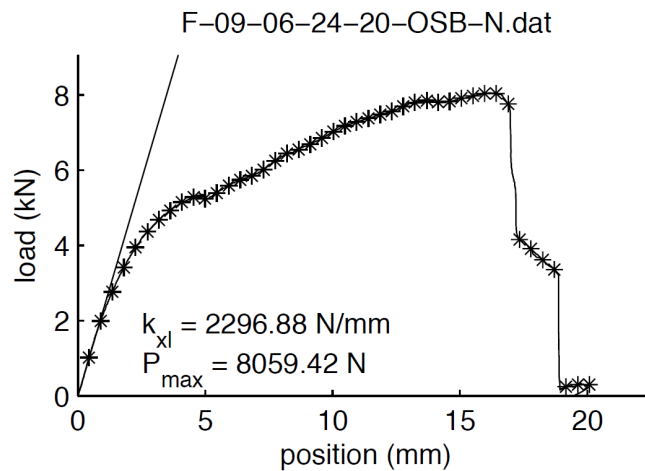
Figura 4.11 – Modelo de comportamento translacional em x e y considerado para ligação do OSB aos perfis metálicos



Fonte: do Autor

O modelo do comportamento de ligação apresentado na Figura 4.11 foi idealizada com base nos resultados de Vieira Jr (2011). A Figura 4.12 ilustra o comportamento obtido como resultado de um de seus ensaios em um corpo de prova com OSB como fechamento, sob condições normais de humidade.

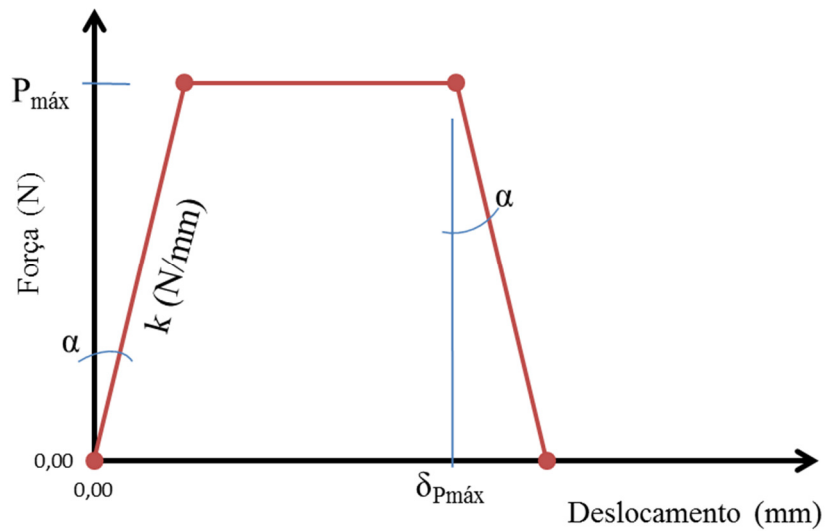
Figura 4.12 – Exemplo de comportamento translacional em x e y da ligação do OSB aos perfis metálicos, obtido experimentalmente



Fonte: Vieira Jr (2011)

Com relação às ligações com o gesso, foi considerado que o trecho inicial de rigidez k segue até a carga última da ligação, em seguida, há um patamar até o deslocamento da carga máxima ($\delta_{P_{máx}}$) e posterior ruptura (ver Figura 4.13).

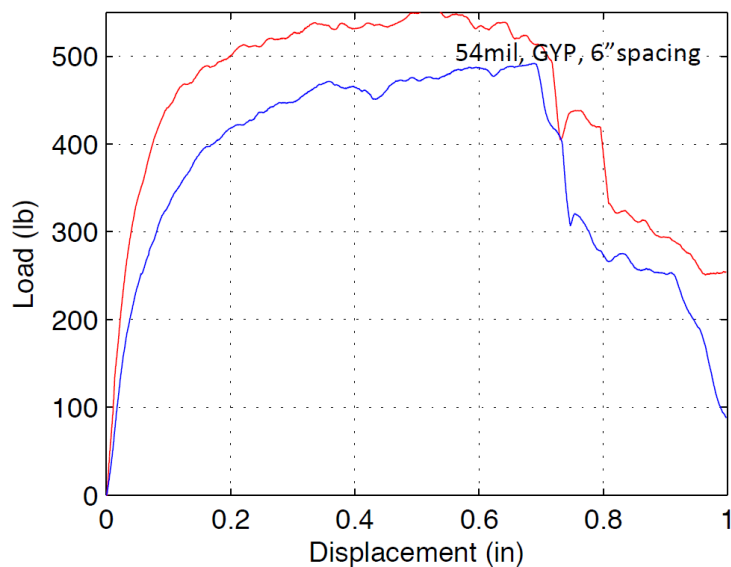
Figura 4.13 – Modelo de comportamento translacional em x e y considerado para ligação da placa de gesso aos perfis metálicos



Fonte: do Autor

Essa simplificação apresentada na Figura 4.13 tem por base o comportamento observado em resultados de ensaios experimentais de ligação com gesso, como aqueles conduzidos por Peterman e Schafer (2013) e cujo exemplo de comportamento obtido para dois ensaios é apresentado na Figura 4.14.

Figura 4.14 – Exemplos de comportamento translacional em x e y da ligação da placa de gesso aos perfis metálicos, obtidos experimentalmente



Fonte: Peterman e Schafer (2013)

No encontro das extremidades dos montantes com a alma das guias não há consideração de contato, de modo que estes elementos são conectados através dos parafusos que ligam suas mesas (ou flanges), os quais foram simulados como um acoplamento rígido dos pontos (*Multi-Point Constraint*). Todos os parafusos do painel foram modelados pelo Abaqus/CAE utilizando-se o recurso *Point-Based Fasteners*, com as características supracitadas.

4.4 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL

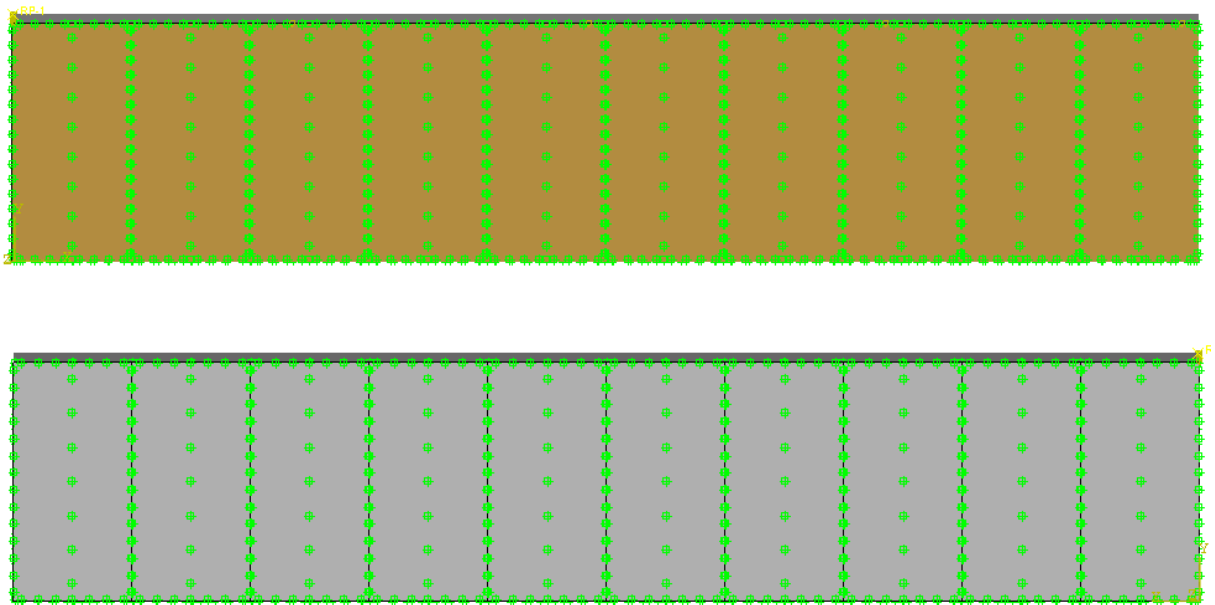
Optou-se, para as simulações desenvolvidas neste trabalho, pela utilização de dois painéis ora ensaiados experimentalmente por seus autores, cujas características permitiram a consideração dos dados de ensaios de ligação disponíveis na literatura.

4.4.1 Painel ensaiado pelo AISI (1997)

O estudo publicado pelo AISI (1997) realizou ensaios experimentais em diversos painéis com e sem abertura, conforme visto em 3.2.1. O presente trabalho realizou uma modelagem do painel chamado *wall 1* sem aberturas, o qual possui dimensões 12,20 m x 2,44 m; espaçamento entre parafusos de 150 mm nas bordas e 300 mm nos montantes intermediários; possui as guias inferior e superior em perfil U 92x32x0,84 mm e montantes em perfil U_e 90x41x12,7x0,84 mm; a espessura do OSB é 11,11 mm, da placa de gesso é de 12,7 mm e há uma viga rígida acima do painel para distribuir uniformemente a carga aplicada em sua face para a guia superior, reproduzindo o ensaio do AISI (1997).

Na Figura 4.15 pode-se observar uma vista de cada face do painel completo com os materiais diferenciados pela cor (OSB é marrom, gesso é cinza e o aço em cinza mais escuro) e o posicionamento dos Point-Based Fasteners (em verde). A discretização do modelo utilizou elementos de tamanho aproximadamente 40 mm para as placas e 20 mm para os perfis.

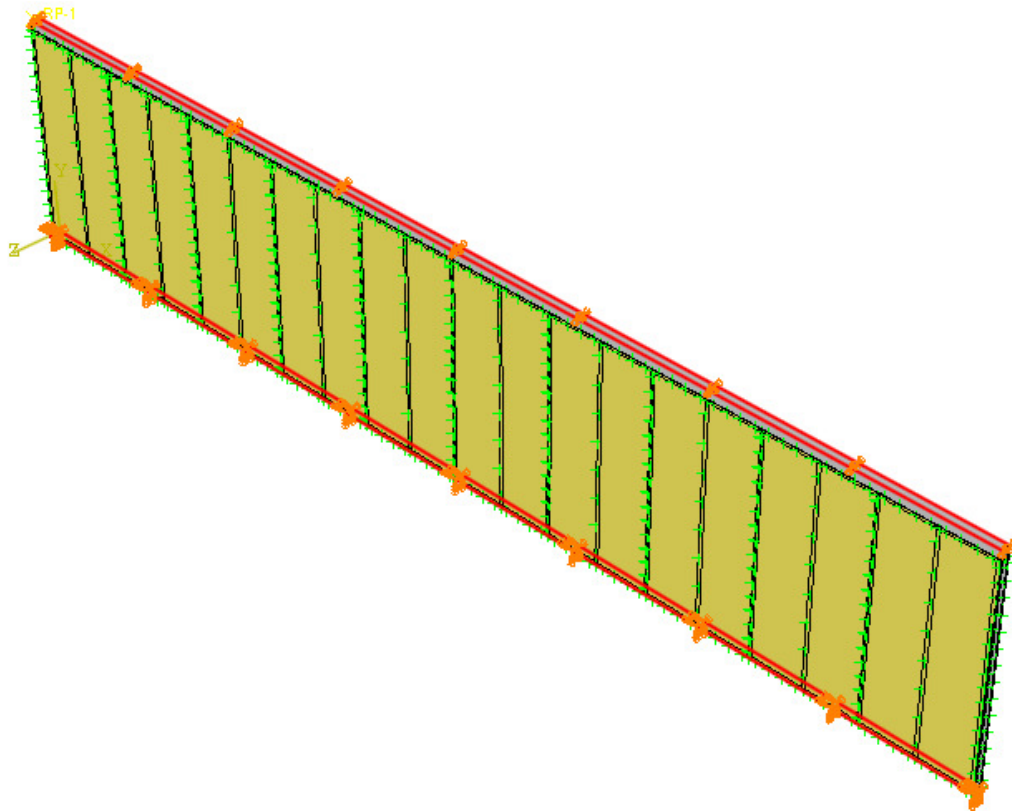
Figura 4.15 – Vista frontal e traseira do modelo computacional da *wall 1* do ensaio do AISI (1997)



Fonte: do Autor

Na superfície da alma da guia inferior foram restringidos os deslocamentos em todas as direções e as rotações em torno de x e y , enquanto na viga de transmissão de carga, acoplada à guia superior, somente os deslocamentos fora do plano e na direção y foram restringidos, como mostra a Figura 4.16.

Figura 4.16 – Perspectiva da *wall 1* (AISI, 1997) com indicação das condições de contorno adotadas no modelo



Fonte: do Autor

O aço utilizado possui tensão de escoamento (f_y) igual a 360 MPa, Modulo de Elasticidade (E_s) igual a 200 GPa e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3 (AISI, 1997). Os materiais de fechamento utilizados pelo AISI (1997) foram o OSB 7/16" em uma das faces do painel e o gesso acartonado 1/2" na outra, cujas propriedades mecânicas consideradas no modelo foram baseadas em Vieira Jr (2011). O OSB possui módulo de elasticidade (E_{OSB}) igual a 6.426 MPa, módulo de elasticidade transversal (G_{OSB}) de 1.310 MPa e o módulo de ruptura foi considerado igual a 35 MPa. Para o gesso considerou-se módulo de elasticidade (E_{gesso}) igual a 993 MPa, módulo de elasticidade transversal (G_{gesso}) de 552 MPa e módulo de ruptura igual a 5,2 MPa. Considerando o comportamento ortotrópico, foi adotado um coeficiente de Poisson (ν), no plano das placas (entre os eixos x e y), igual a 0,3 para o gesso acartonado e o OSB (VIEIRA JR, 2011).

Os coeficientes de mola adotados nas ligações entre as placas e os perfis metálicos para o modelo estão mostrados na Tabela 4.1 em MPa. Os valores de k_x e k_y foram baseados em ensaios de Vieira Jr (2011), e se referem ao comportamento local das ligações, tendo em

vista que a parcela do efeito diafragma já é considerada em razão da modelagem completa do painel, da forma como desenvolvida neste trabalho.

Tabela 4.1 – Coeficientes de mola das ligações placa – perfil

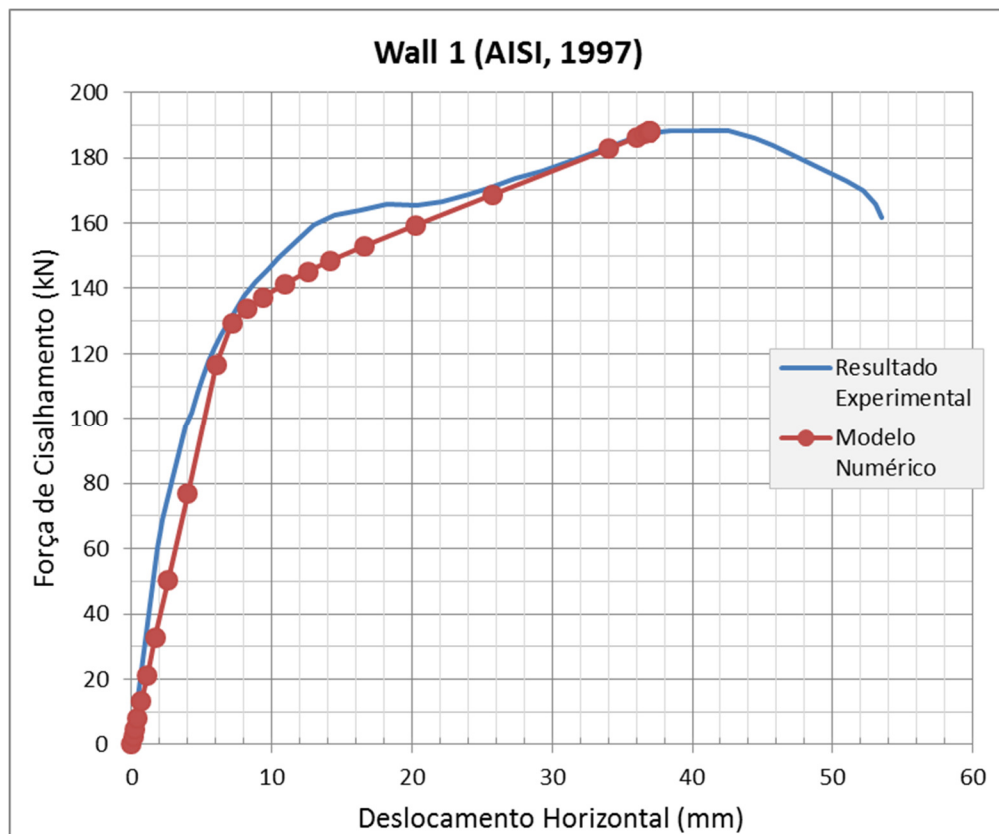
PLACA	k_x (N/mm)	k_y (N/mm)	k_z (N/mm)	$k_{\theta x}$ (N/mm)	$k_{\theta y}$ (N/mm)	$k_{\theta z}$ (N/mm)
OSB	1.241,0	1.241,0	RÍGIDO	RÍGIDO	RÍGIDO	0
Gesso	426,0	426,0	RÍGIDO	RÍGIDO	RÍGIDO	0

Fonte: do Autor

A carga última da ligação com OSB ($P_{m\acute{a}x}$) e o deslocamento para esta carga ($\delta_{P_{m\acute{a}x}}$) para translação em x e y valem respectivamente 2.572 N e 15,72 mm; na ligação com o gesso valem 382 N e 8,7 mm, com base nos ensaios de Vieira Jr (2011).

Os resultados experimentais da *wall* 1 são apresentados em comparação com os obtidos por simulação em Abaqus/CAE no gráfico da Figura 4.17.

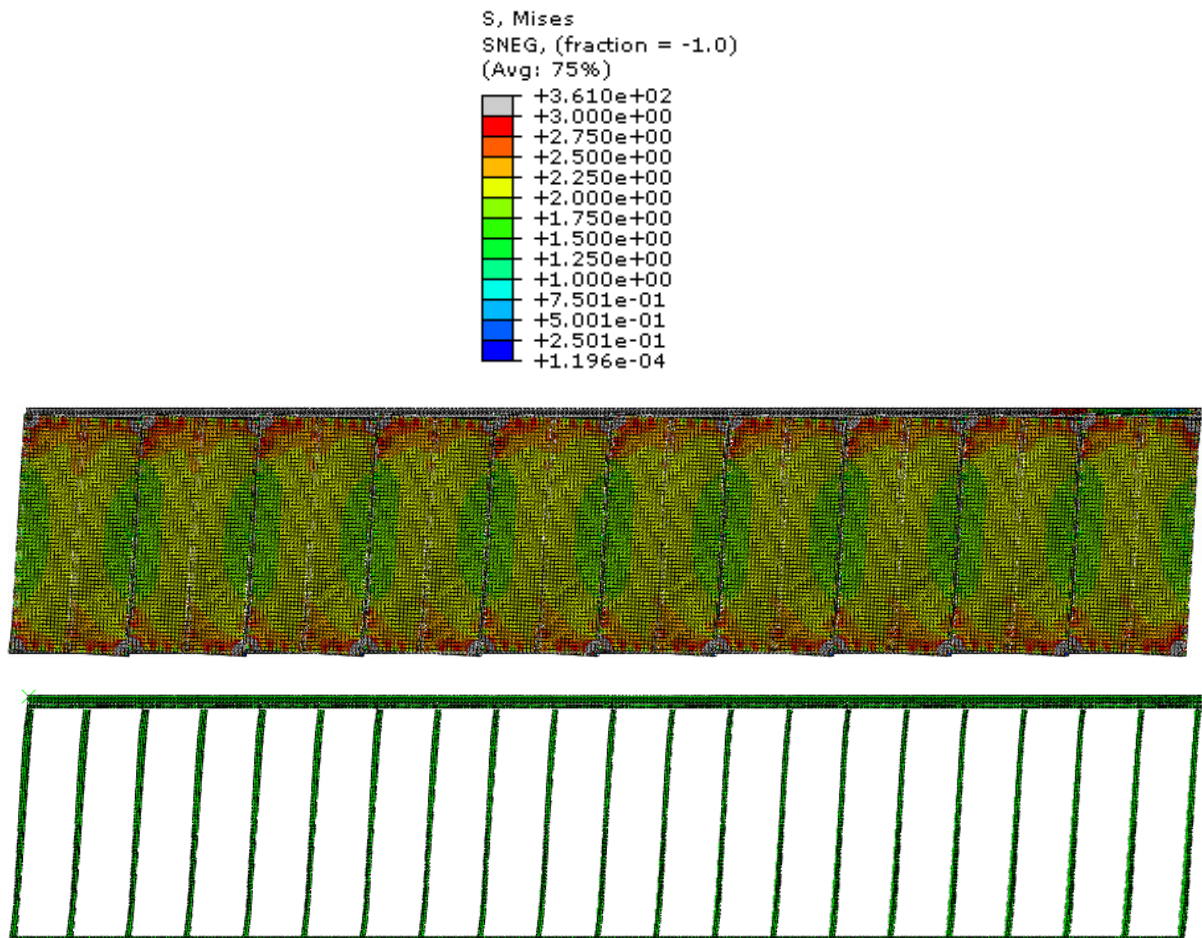
Figura 4.17 – Resultados *wall* 1: experimental x modelo numérico



Fonte: do Autor

A estrutura completa na posição deformada, contendo as tensões de von Mises atuantes nas placas OSB, pode ser visualizada na Figura 4.18, cuja representação dos deslocamentos possui fator de escala aumentado em 5 vezes, seguido por outra ilustração da estrutura, na mesma posição, mostrando apenas os perfis metálicos que a compõem.

Figura 4.18 – Deformada da *wall 1* aumentada 5 vezes com as tensões de von Mises e deformada somente dos perfis metálicos



Fonte: do Autor

Conforme esperado, se constatou a defasagem de deslocamentos que ocorre entre as placas de fechamento (que apresentam determinado giro) e o pórtico metálico (que mantém suas linhas horizontais), da forma como visto no item 4.3, especificamente na Figura 4.10.

4.4.2 Painel ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2012)

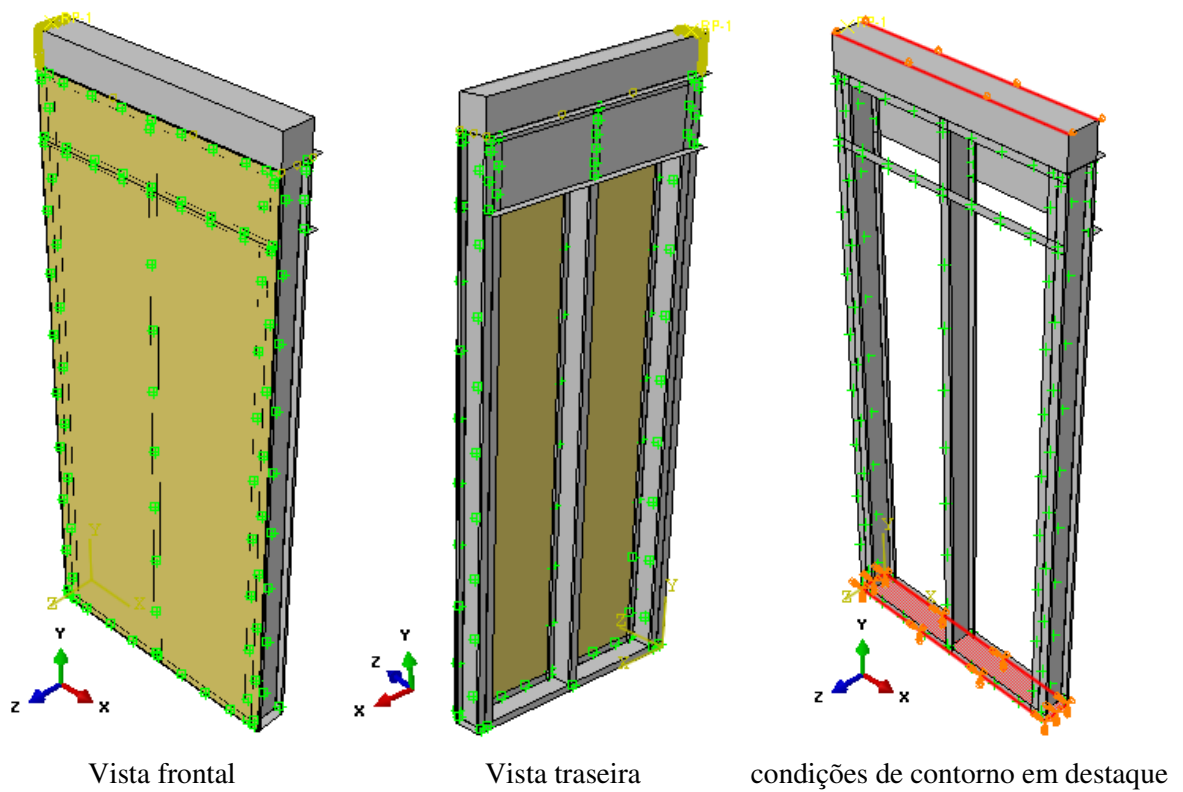
Liu Peterman e Schafer (2012) realizaram diversos ensaios experimentais em painéis sujeitos ao cisalhamento de acordo com os modelos apresentados no item 3.2.5. O presente trabalho realizou uma modelagem do painel 1c cujas dimensões são: 1,22 m x 2,74 m; com guias inferior e superior em perfil U 152,4x38,1x1,45 mm e montantes em perfil U_e 152,4x41,27x12,7x1,45 mm. Possui uma tira metálica com largura 38,1 mm e espessura 1,45 mm na emenda das placas OSB e uma viga acoplada na parte superior em perfil U 305x50,8x2,57 mm.

Os montantes laterais consistem em um conjunto com dois perfis parafusados a cada 305 mm. As conexões com o OSB apresentam espaçamento entre parafusos de 300 mm no montante central e 150 mm nas guias e tira de emenda. Quanto aos montantes laterais o espaçamento resultante é de 150 mm de maneira alternada, ou seja, ora ligado em um perfil ora em outro.

A espessura da placa OSB é de 11,11 mm. Novamente a carga aplicada é distribuída para a face superior da guia através de uma viga rígida, conforme dispositivo utilizado no ensaio.

Na Figura 4.19 pode-se observar uma vista de cada face do painel completo onde os materiais são diferenciados pela cor (OSB marrom; aço na cor cinza) e os Point-Based Fasteners (em verde), bem como uma perspectiva com as condições de contorno em destaque na cor vermelha. Foram restringidos os deslocamentos em todas as direções e as rotações em torno de x e y na alma da guia inferior, bem como os deslocamentos fora do plano (direção z) nas bordas da viga de transmissão de carga. A discretização do modelo utilizou elementos de tamanho aproximadamente 10 mm.

Figura 4.19 – Modelo do painel 1c ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2012)



Fonte: do Autor

O aço utilizado possui Modulo de Elasticidade (E_s) igual a 200 GPa e demais propriedades determinadas via ensaios de caracterização realizados por Liu Peterman e Schafer (2012), conforme Tabela 4.2. O OSB apresenta as mesmas características do painel anterior (item 4.4.1).

Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas consideradas para o aço

Elemento	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_u (%)
Montantes	386,8	543,3	14,9
Guias	443,35	499,2	16,5
Viga do Pavimento	313,0	424,0	30,5
Tira de Emenda	345,0	-	15,0

Fonte: Modificada de Liu Peterman e Schafer (2012)

Nota: as propriedades da tira de emenda estão conforme o tipo do aço (50 ksi).

Os coeficientes de mola adotados nas ligações entre a placa OSB e os perfis metálicos para o modelo estão mostrados na Tabela 4.3 em MPa. Os valores de k_x e k_y foram baseados nos ensaios estáticos com carregamento monotônico de Peterman e Schafer (2013), e se referem ao comportamento local das ligações, tendo em vista que o efeito diafragma já está inserido nos modelos de elementos finitos desenvolvidos neste trabalho.

Tabela 4.3 – Coeficientes de mola das ligações OSB – perfil

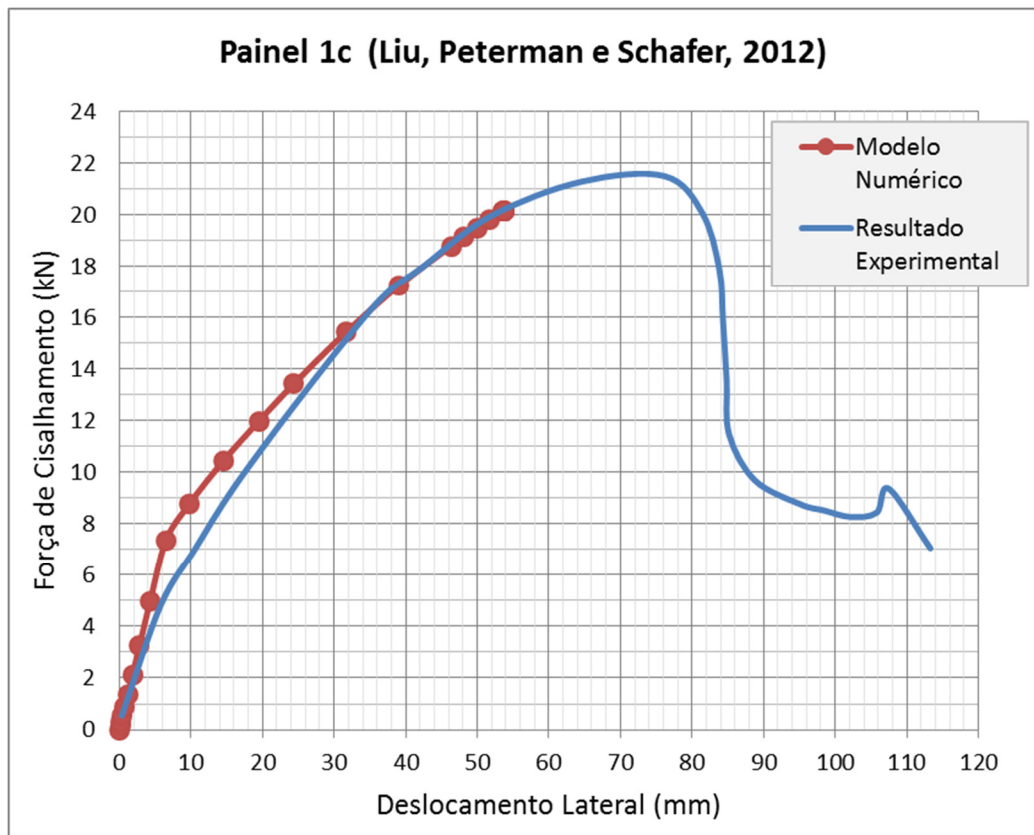
PLACA	k_x (N/mm)	k_y (N/mm)	k_z (N/mm)	$k_{\theta x}$ (N/mm)	$k_{\theta y}$ (N/mm)	$k_{\theta z}$ (N/mm)
OSB	1.525,0	1.525,0	RÍGIDO	RÍGIDO	RÍGIDO	0

Fonte: do Autor

A carga última da ligação ($P_{m\acute{a}x}$) e o deslocamento para esta carga ($\delta_{Pm\acute{a}x}$) para translação em x e y valem respectivamente 2.113 N e 6,73 mm com base nos ensaios de Peterman e Schafer (2013).

Os resultados experimentais do painel 1c são apresentados em comparação com os obtidos por simulação em Abaqus/CAE no gráfico da Figura 4.20.

Figura 4.20 – Resultados do painel 1c: experimental x modelo numérico

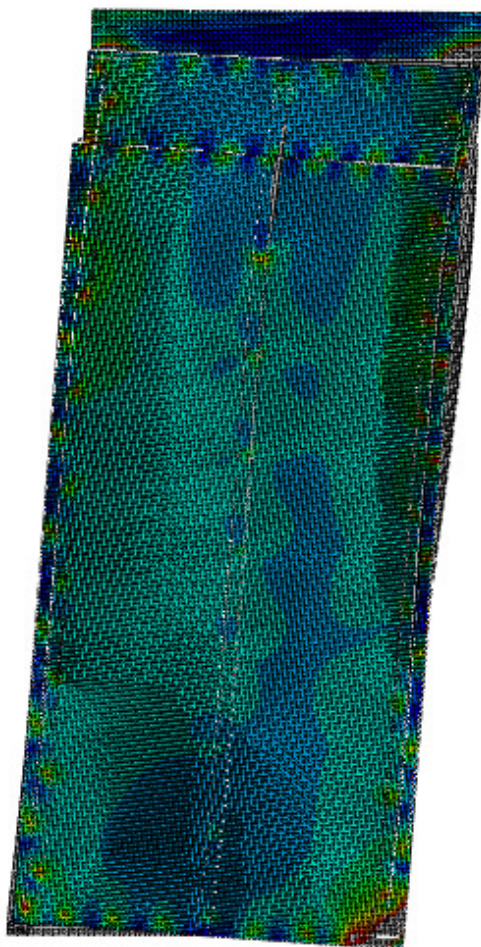


Fonte: do Autor

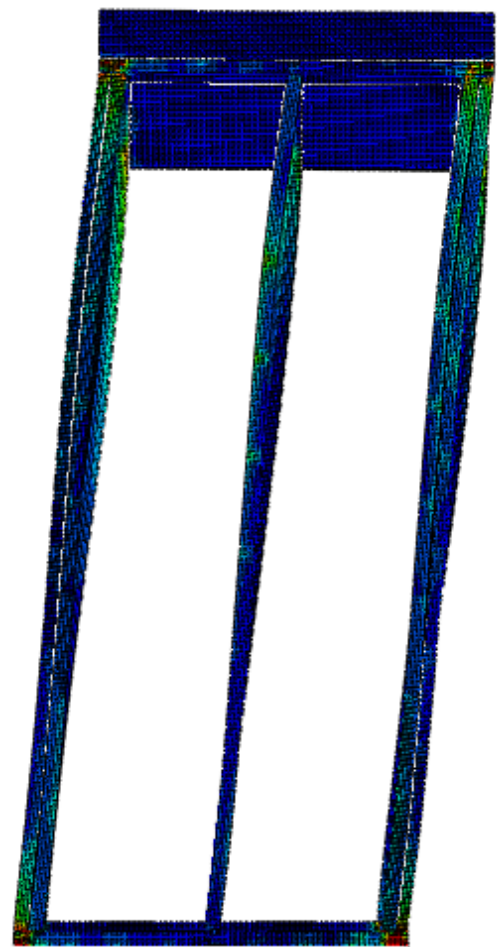
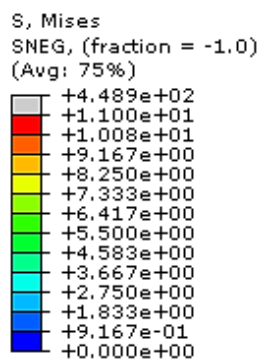
A estrutura completa na posição deformada, contendo as tensões de von Mises atuantes nas placas OSB, pode ser visualizada na Figura 4.21, cuja representação dos deslocamentos possui fator de escala aumentado em 5 vezes, seguido por outra ilustração da estrutura, na mesma posição, mostrando apenas os perfis metálicos que a compõem.

Da mesma forma como ocorreu no modelo da *wall 1* (AISI, 1997), apresentado no item 4.4.1, também neste caso, em que se analisa o painel 1c (LIU, PETERMAN e SCHAFER, 2012), é possível observar a diferença de deslocamentos que ocorrem na placa de fechamento (apresentando giro) e no pórtico metálico (mantendo suas linhas horizontais), o que é um comportamento esperado, previsto no item 4.3, Figura 4.10.

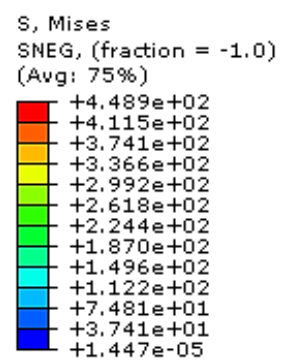
Figura 4.21 – Deformada do painel 1c aumentada 5 vezes com as tensões de von Mises



Painel completo



Apenas os perfis metálicos



Fonte: do Autor

5 MODELO SIMPLIFICADO DE PAINEL DE CISALHAMENTO

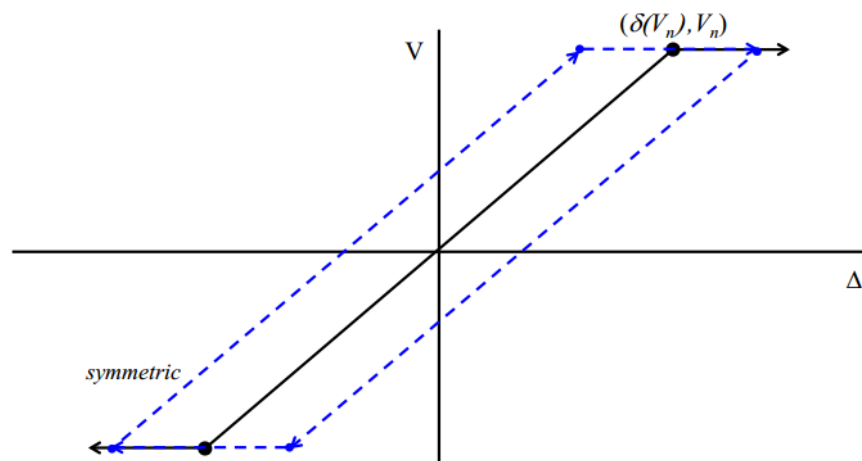
A utilização de modelo simplificado que represente adequadamente a rigidez dos painéis de cisalhamento é de interesse para fins práticos de análise e projeto.

Leng et al. (2012) apresentam um modelo simplificado de paredes de cisalhamento para análises sísmicas. Esse modelo é complementar ao proposto por Shamim e Rogers (2012) e representa um painel de cisalhamento por meio de barras rígidas articuladas e apenas diagonais sujeitas a deformação, sendo as únicas responsáveis pelo comportamento lateral do painel. Esses autores exploram dois tipos de comportamento para as diagonais do modelo: um com comportamento Elástico Perfeitamente Plástico (EPP) e outro com comportamento multilinear a partir do cálculo do deslocamento lateral (δ) resultante para três valores de força cisalhante (V), considerando também a degradação (*pinching*), já que o trabalho trata de esforços sísmicos.

Como o presente trabalho não considera ação sísmica, considera-se, para definição do comportamento das diagonais, o modelo EPP, conforme apresentado em Leng et al. (2012) com base na norma AISI S213 (2007).

Segundo esses mesmos autores, o modelo EPP conforme Figura 5.1 é o modelo mais simples que melhor caracteriza o corrente estado da prática: definindo a resistência V do painel como V_n calculado por meio da norma AISI S213 (AISII, 2007) e a deflexão δ (por conseguinte, a rigidez) como sendo a deflexão normativa $\delta(V_n)$, que é obtida a partir da força aplicada V_n .

Figura 5.1 – Modelo EPP considerado para painéis de cisalhamento



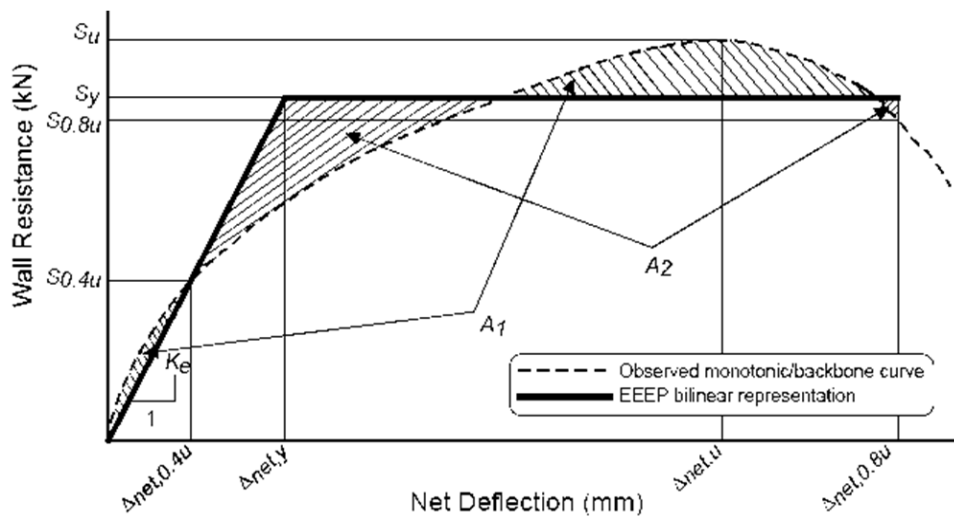
Fonte: Leng et al. (2012)

Com base nos modelos numéricos e resultados obtidos, propõe-se a definição do modelo EPP por meio de uma aproximação, considerando a resposta $V-\delta$ da simulação numérica ou ensaio experimental, assumindo a inclinação inicial com base no ponto de coordenadas $(\delta (0,4 R_n); 0,4 R_n)$ e a resistência máxima V_n , como sendo aquela que confira ao modelo simplificado a mesma energia de deformação absorvida pela estrutura no ensaio de cisalhamento, ou no modelo numérico utilizado como base, ou seja, o trabalho realizado pela força atuante deve ser equivalente em ambas as situações.

Para que esta hipótese seja verdadeira, as áreas abaixo das curvas obtidas pelo modelo simplificado (EPP) e pelo ensaio de cisalhamento do painel ou modelo numérico, que é o caso deste trabalho, devem ser iguais.

Tal proposição tem por inspiração o modelo bilinear denominado EEEP (Modelo Elasto-Plástico de Energia Equivalente) apresentado no anexo C da norma AISI S213 (AISI, 2007) e definido com base em resultados experimentais, conforme ilustrado pela figura 5.2.

Figura 5.2 – Modelo Elasto-Plástico de Energia Equivalente (EEEEP)



Fonte: AISI S213 (2007)

Para se igualar a energia de deformação (U) resultante do modelo simplificado à da curva obtida com as simulações computacionais pelo método dos elementos finitos deve-se obter força resistente limite (V_n) adequada. Para tanto, é necessário partir da relação de igualdade entre as energias de deformação da estrutura original (obtida pela área abaixo da curva oriunda do modelo de elementos finitos ou do ensaio experimental) e do modelo simplificado (obtido pela área do trapézio formado pelo gráfico resultante do modelo simplificado), conforme a Equação 5.1, onde δ_f é o deslocamento final, cuja recomendação é

de se tomar o valor correspondente à força de 80% da resistência última do painel ($0,8 R_n$) no trecho descendente da curva original.

$$U = \frac{\delta_f + (\delta_f - \delta(V_n))}{2} \times V_n \quad (5.1)$$

O deslocamento para a força V_n aplicada, chamado $\delta(V_n)$, pode ser calculado utilizando a relação trigonométrica a partir da tangente do ângulo de inclinação da reta inicial do gráfico, de acordo com a Equação 5.2.

$$\delta(V_n) = \frac{V_n}{tg(\theta)} \quad (5.2)$$

Como a inclinação inicial é obtida a partir do ponto da curva original em que a força cisalhante aplicada é igual a 40% da resistência última do painel de cisalhamento, cujas coordenadas são $(\delta(0,4 R_n); 0,4 R_n)$, então a $tg(\theta)$ é dada pela Equação 5.3.

$$tg(\theta) = \frac{0,4 R_n}{\delta(0,4 R_n)} \quad (5.3)$$

Substituindo 5.3 em 5.2, e depois em 5.1, é possível obter a Equação 5.4 do segundo grau, com a qual se calcula o valor de V_n , que resulta em uma energia de deformação equivalente, sendo conhecidos a resistência última do painel (R_n), o deslocamento final (δ_f), o ponto de coordenadas $(\delta(0,4 R_n); 0,4 R_n)$ e a energia de deformação (U) obtida pela medida da área do gráfico resultante das simulações computacionais (ou ensaio experimental, se for o caso).

$$\frac{V_n^2}{2 \left(\frac{0,4 R_n}{\delta(0,4 R_n)} \right)} - \delta_f V_n + U = 0 \quad (5.4)$$

Com a definição do comportamento V - δ do painel, para se obter as propriedades das diagonais equivalentes, apresenta-se aqui uma adaptação do modelo simplificado apresentado

em Leng et al (2012) considerando-se apenas a barra superior rígida (sem deformação axial, por flexão ou cisalhamento).

Para utilização do modelo simplificado é necessário conhecer as propriedades destas diagonais para que resultem em uma resposta adequada do painel com a placa de fechamento.

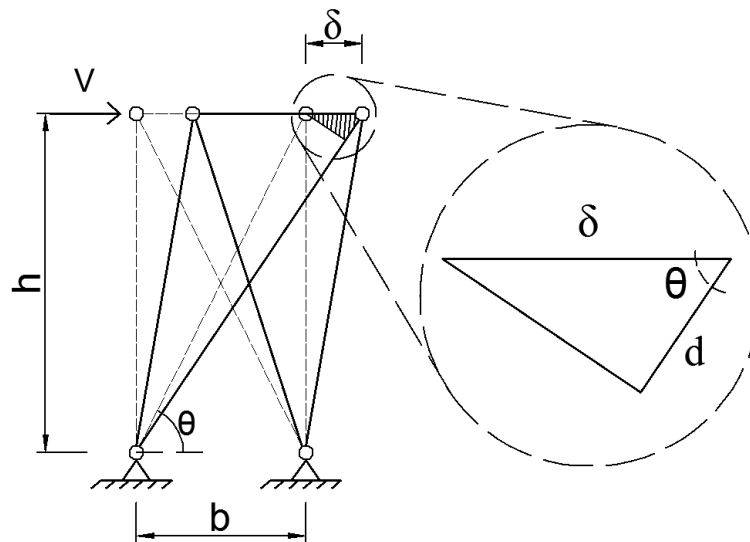
Estas propriedades são: o Módulo de Elasticidade (E) e a Área da seção transversal (A). Em que, uma é arbitrada e a outra é calculada pelas equações da resistência dos materiais.

Arbitrando-se a Área (A) da seção, resta o cálculo de E , que segue a relação exposta na Equação 5.5.

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (5.5)$$

Em que ε é a deformação axial da diagonal, a qual pode ser obtida considerando aproximação para o caso de pequenos deslocamentos exposto na Figura 5.3.

Figura 5.3 – Aproximação para pequenos deslocamentos no painel simplificado



Fonte: do Autor

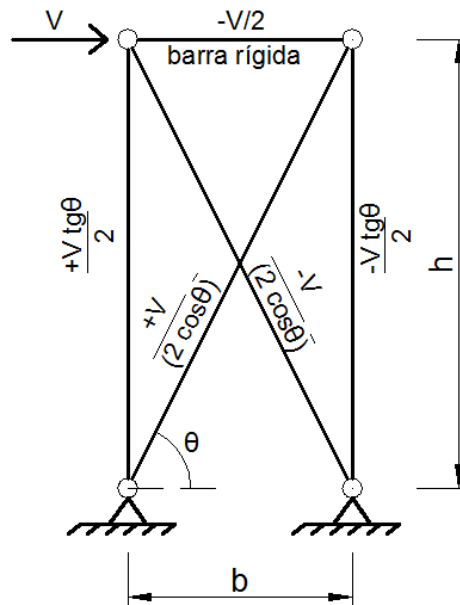
Deste modo, com a Equação 5.6, se obtém a deformação axial da diagonal (ε), onde b é a largura do painel, h é a altura, l é o comprimento da diagonal, d é o alongamento da diagonal, θ é o ângulo entre as diagonais e a horizontal, e δ é o deslocamento lateral do painel, o qual pode ser obtido: (a) numericamente, com a aplicação do método previsto pela AISI

S213 (AISI, 2007) (Apêndice A), para os casos onde o painel se enquadra nas limitações do método, (b) através do modelo de elementos finitos, conforme os resultados apresentados neste capítulo (item 5.1), ou (c) através de ensaio experimental.

$$\varepsilon = \frac{d}{l} = \frac{\delta \cos\theta}{\sqrt{b^2 + h^2}} \quad (5.6)$$

A tensão axial nas diagonais (σ) é a razão entre o esforço normal (F) nas diagonais e a área arbitrada (A). Este esforço normal pode ser obtido resolvendo-se a estrutura hiperestática da Figura 5.4, que difere de modelos disponíveis na literatura, por considerar apenas a barra superior rígida e por não utilizar a barra inferior do quadro. A barra rígida superior pode ser interpretada como o efeito diafragma rígido conferido pelas lajes, o qual pode também ser representado pelo acoplamento dos deslocamentos horizontais dos nós superiores da estrutura. Como hipótese para o cálculo dos esforços nas diagonais assume-se que as duas barras verticais são idênticas.

Figura 5.4 – Esforços normais no painel simplificado



Fonte: do Autor

Com as forças normais apresentadas na Figura 5.4, a tensão nas diagonais (σ) é dada pela Equação 5.7, resultado idêntico ao de Leng et al. (2012)

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{\frac{V}{2 \cos \theta}}{A} = \frac{V}{2 A \cos \theta} \quad (5.7)$$

Dessa maneira, para o modelo EPP, o cálculo do módulo de elasticidade (E) das diagonais equivalentes do modelo simplificado pode ser efetuado, arbitrando-se uma área (A) convenientemente, e introduzindo as Equações 5.6 e 5.7 em 5.5, o que resulta na Equação 5.8.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\frac{V}{2 A \cos \theta}}{\frac{\delta \cos \theta}{\sqrt{b^2 + h^2}}} = \frac{V \sqrt{b^2 + h^2}}{2 A \delta \cos^2 \theta} \quad (5.8)$$

Assim, com base nas equações anteriores é possível descrever qualquer relação $V \times \delta$ de um painel de cisalhamento como uma relação unidimensional $\sigma \times \varepsilon$ para o material das diagonais, consistindo em um modelo computacional simplificado, composto apenas por elementos de barra.

Como observa Leng et al (2012), as propriedades dos montantes não influem significativamente na resposta lateral do painel, desde que os mesmos sejam articulados em suas extremidades. Neste caso, podem ser consideradas as propriedades reais da seção dos montantes para os modelos, inclusive se forem diferentes entre si, havendo pequena influência oriunda de pequenas deformações axiais nos mesmos, considerando também a presença dos montantes intermediários.

Deste modo, esta metodologia de modelagem dos painéis permite a consideração da combinação de cargas gravitacionais com a ação do vento, por exemplo, até mesmo em pórticos de múltiplos pavimentos.

5.1 RESULTADOS OBTIDOS COM OS MODELOS SIMPLIFICADOS

A aplicação do modelo simplificado proposto, neste trabalho, partiu dos resultados obtidos via simulações numéricas pelo método dos elementos finitos desenvolvidas no capítulo 4. O valor de δ_f foi tomado igual ao δ (R_n) pelo fato do modelo de elementos finitos não prever o trecho descendente da curva $V - \delta$, ou resistência pós-colapso.

5.1.1 Painei ensaiado pelo AISI (1997)

O presente trabalho realizou uma modelagem simplificada do painei chamado *wall 1*, cujas características podem ser observadas em 3.2.1 e 4.4.1.

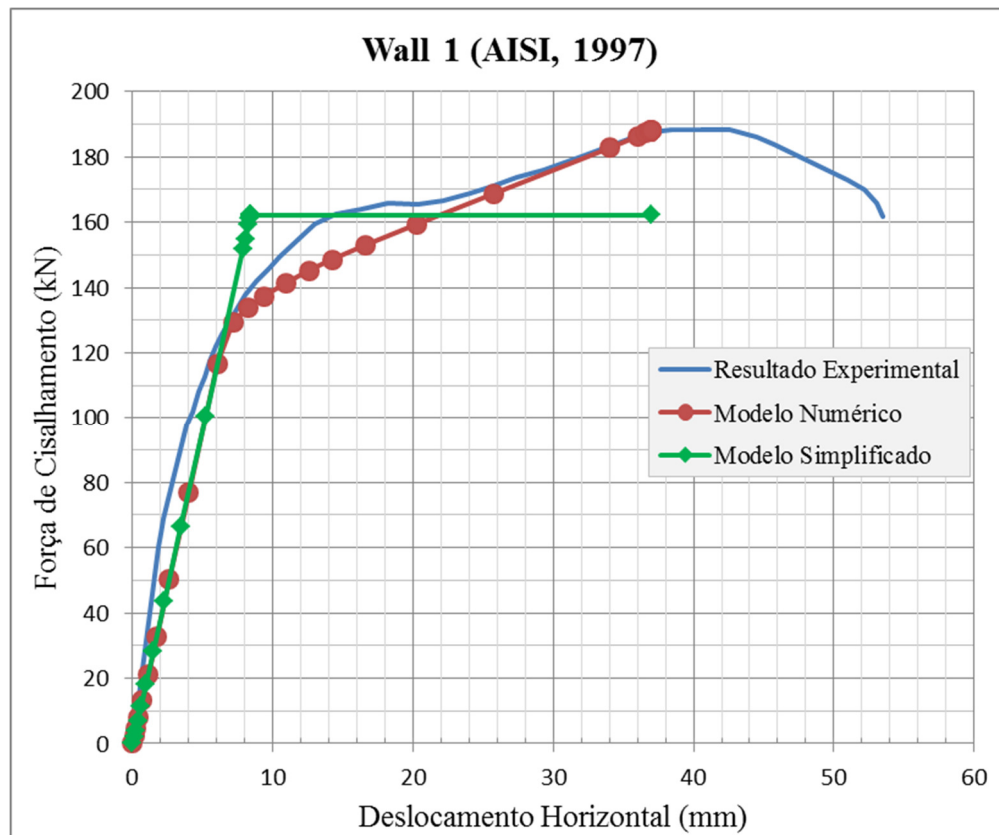
O modelo simplificado tem o objetivo de simular o efeito de contraventamento dado pelas placas de fechamento dada a rigidez quando o painei é submetido a esforços horizontais no seu plano.

Para a aplicação do método apresentado, partiu-se dos dados obtidos da simulação computacional realizada no capítulo 4 em que se obteve a carga última do painei (R_n) igual a 187,96 kN e, portanto, o ponto de coordenadas (δ ($0,4 R_n$); $0,4 R_n$) é igual a (3,89 mm; 75,18 kN). A energia de deformação encontrada pela curva resultante do modelo de elementos finitos desenvolvido foi de 5.307,47 J, à qual se igualou a partir de uma força máxima do modelo simplificado (V_n) igual a 162,03 kN que equivale a aproximadamente $0,86 R_n$.

A partir destes dados, se aplicou a estratégia apresentada anteriormente para definição das propriedades das diagonais equivalentes, o que resultou em um módulo de elasticidade (E) igual a 63.581 MPa, para uma área da seção transversal (A) arbitrada em 1.963 mm², resultado de uma seção circular com 50 mm de diâmetro. A tensão máxima resistente da diagonal ($\sigma_{(V_n)}$), que atua quando a força horizontal V_n é aplicada no topo do painei, resultou em 42,18 MPa.

A Figura 5.5 demonstra um comparativo entre as respostas obtidas para o painei *wall 1*, onde se apresenta o resultado do ensaio apresentado pelo AISI (1997), o resultado da simulação computacional via elementos finitos, e o resultado do modelo simplificado, também obtido computacionalmente.

Figura 5.5 – Resultados *wall 1*: experimental x modelo numérico x modelo simplificado



Fonte: do Autor

5.1.2 Painel ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2012)

O painel 1c ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2012) possui dimensões: 1,22 m x 2,74 m e pode ser visto com detalhe nos itens 3.2.5 e 4.4.2.

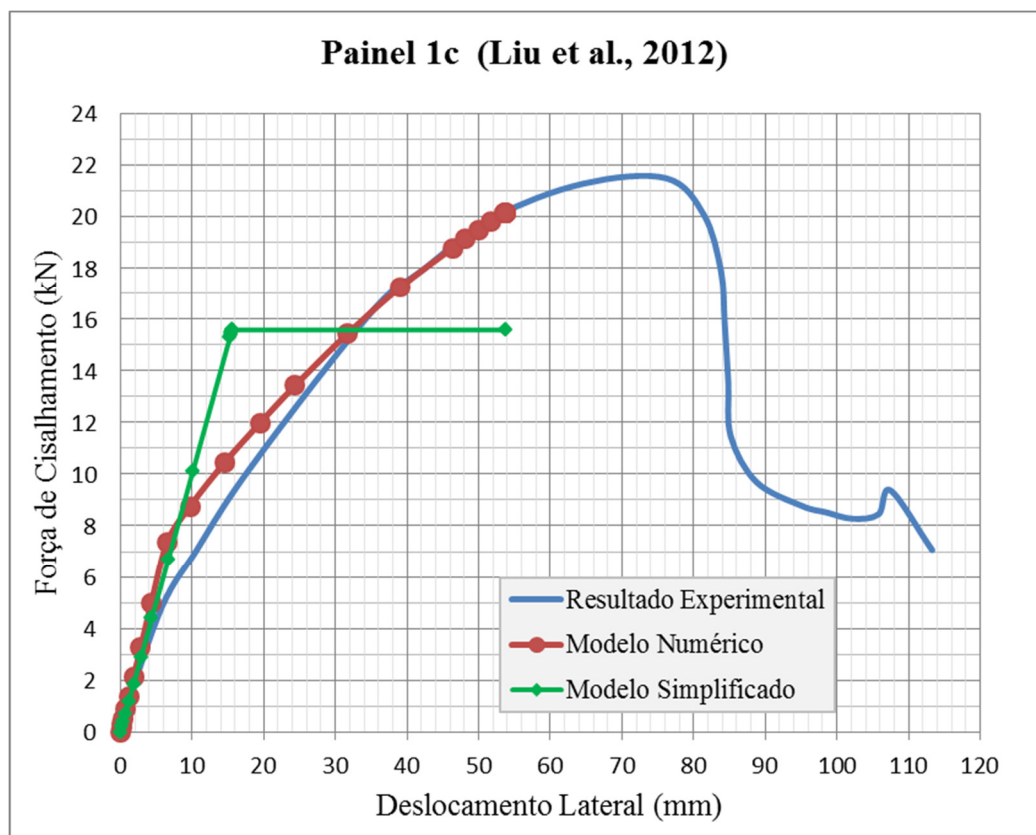
Para a aplicação do método, novamente partiu-se dos dados obtidos da simulação computacional apresentada no capítulo 4 em que se obteve a carga última do painel (R_n) igual a 20,17 kN e, portanto, o ponto de coordenadas $(\delta (0,4 R_n); 0,4 R_n)$ é igual a (8,12 mm; 8,07 kN). Desta vez, a energia de deformação obtida da resposta do modelo de elementos finitos desenvolvido foi de 716,53 J, à qual se igualou a partir de uma força máxima do modelo simplificado (V_n) igual a 15,60 kN que equivale a aproximadamente 0,77 R_n .

A partir destes dados, se aplicou a mesma estratégia para definição das propriedades das diagonais equivalentes, o que resultou em um módulo de elasticidade (E) igual a 4.629 MPa, para uma área da seção transversal (A) arbitrada em 1.963 mm², resultado de uma seção

circular com 50 mm de diâmetro. A tensão máxima resistente da diagonal ($\sigma_{(V_n)}$), que atua quando a força horizontal V_n é aplicada no topo do painel, resultou em 9,78 MPa.

A Figura 5.6 apresenta outro comparativo entre as respostas obtidas para o painel 1c, onde se apresentam o ensaio desenvolvido por Liu, Peterman e Schafer (2012), o resultado da simulação computacional via elementos finitos, e o resultado modelo simplificado para este painel.

Figura 5.6 – Resultados painel 1c: experimental x modelo numérico x modelo simplificado



Fonte: do Autor

6 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi desenvolvida uma proposta de metodologia para a modelagem por elementos finitos de um painel de *Light-Steel Framing*, considerando o confinamento pelas placas de fechamento, com o objetivo de avaliar o seu comportamento sob a ação de esforços horizontais. Diante da previsão da curva força *versus* deslocamento e, conseqüentemente, os valores de força máxima resistente e deslocamento resultante em um painel desejado, o trabalho apresentou um modelo estrutural simplificado com elementos de barra, baseado em diagonais fictícias equivalentes, para utilização prática em projetos de estruturas deste tipo, no qual se considera a rigidez das placas de fechamento aos esforços solicitantes no seu plano.

Ou seja, a partir do modelo completo de elementos finitos é possível desenvolver um modelo simplificado utilizando apenas elementos unifilares de barra, mediante a equivalência de energia de deformação, obtida pela área do gráfico força *versus* deslocamento. Além disso, o modelo estudado possibilita a combinação de carregamentos, inclusive gravitacionais e horizontais, em estruturas de múltiplos pavimentos.

Durante este processo observou-se que, para uma força horizontal aplicada no topo do painel, o seu comportamento é majoritariamente comandado pelas ligações da placa ao reticulado metálico. Tendo em vista que o esforço é aplicado na guia superior, mas o elemento resistente é a placa de fechamento, pode-se afirmar que a correta consideração do comportamento não linear das ligações parafusadas entre as placas de fechamento e os perfis metálicos é de suma importância para o sucesso na modelagem dos painéis.

Diante do exposto, pode-se concluir que a metodologia de simulação adotada é satisfatória e conduziu a resultados próximos aos obtidos via ensaios experimentais, sendo que o aprimoramento na estratégia para considerar o *softening* (resistência pós-colapso) é algo desejado e pode ser objeto de trabalhos futuros.

O modelo simplificado de diagonais equivalentes se mostrou viável para aplicação no cálculo de estruturas de LSF por representar de maneira adequada o ganho de rigidez obtido pela consideração das placas de fechamento na resposta dos painéis de cisalhamento. A modelagem do comportamento de edificações de múltiplos pavimentos em LSF com uso das diagonais equivalentes também pode ser objeto de trabalhos futuros.

Portanto, a metodologia proposta para definição de modelo simplificado apresentada é satisfatória e pode conduzir a resultados coerentes para aplicação na prática. A utilização de elementos unifilares de barra conferem ao modelo menor esforço computacional e facilidade de lançamento da estrutura em softwares de análise estrutural.

Vale salientar que a fim de aproveitar a produtividade do modelo simplificado de diagonais equivalentes, em vez de se partir da resposta de um modelo completo de elementos finitos para obter a energia de deformação e a inclinação do trecho linear inicial, pode ser utilizado o método baseado em dados experimentais, proposto pelo AISI S213 (AISI, 2007) - apêndice A - desde que o tipo e detalhes presentes no painel em estudo se enquadrem dentro dos limites de abrangência do método determinados conforme a disponibilidade de dados de ensaios por ocasião do desenvolvimento do mesmo pelos seus autores.

7 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Diante dos trabalhos realizados e dos desafios encontrados, sugere-se como objeto de pesquisas futuras os seguintes assuntos no que se refere aos painéis de cisalhamento (*shear walls*):

- Um estudo visando compreender o comportamento e propor diferentes ferramentas de se obter a resposta da ligação entre o perfil metálico e as placas de fechamento (seja OSB, *plywood*, gesso, metálica ou cimentícia), tendo em vista que os modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho partiram de resultados de ensaios experimentais para considerar este comportamento;
- O aprimoramento da estratégia apresentada para modelagem de painéis considerando o efeito de *softening* (resistência pós-colapso), possivelmente, através de uma simulação dinâmica explícita.
- Simulação numérica de maior diversidade de painéis, comparando com dados experimentais e, posteriormente, variando-se os diversos parâmetros a fim de visualizar o grau de influência sobre sua resistência lateral;
- Aplicação dos modelos simplificados a maior diversidade de painéis, principalmente aos que possibilitem a utilização da metodologia de cálculo da AISI S213 (AISII, 2007) e validação com dados experimentais;
- Aplicação dos modelos simplificados para painéis de cisalhamento em pórticos de múltiplos pavimentos, inclusive, demonstrando sua utilização em um projeto de edificação, verificando os efeitos da consideração das placas de fechamento como elementos resistentes aos esforços laterais aplicados como, por exemplo, o vento;

REFERÊNCIAS

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. **AISI - Monotonic tests of cold-formed steel shear walls with openings**. Specifications for the design of cold-formed steel structural members. Paper 65. RP97-1, 1997.

_____. **AISI AISI S213**: North American standard for cold formed steel framing - lateral design. Washington, DC, 2007.

_____. **AISI AISI S211**: North American standard for cold formed steel framing – wall stud design. Washington, DC, 2007.

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

_____. **ABNT NBR 14762**: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **ABNT NBR 15253**: Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações - requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2005.

ABAQUS 6.12 Online Documentation, Dassault Systèmes, 2012.

ABAQUS/Explicit: Advanced Topics, **Lecture 2: Elements**, 2005.

BARAN, Eray; ALICA, Cagatay. **Behavior of Cold-Formed Steel Wall Panels Under Monotonic Horizontal Loading**. Journal of Constructional Steel Research 79. p. 1-8, 2012.

BASÁGLIA, Climar D. **Sobre o Comportamento Estrutural de Terças de Aço Considerando a Interação com as Telhas**, São Carlos: Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 117 p, 2004.

BOLT DEPOT: fastener shopping, **Fastener Information: Wood Screw Diameters**, North Weymouth, EUA, 2015. Disponível em <<https://www.boltdepot.com/fastener-information/Wood-Screws/Wood-Screw-Diameter.aspx>>. Acesso em: 30 jul. 2015.

BUONOPANE, S. G.; TUN T. H.; SCHAFER B. W. **Fastener-Based Computational Models for Prediction of Seismic Behavior of CFS Shear Walls**. 10° NCEE, Anchorage, Alaska, 2014.

CARVALHO, P. R. M.; GRIGOLETTI, G.; BARBOSA, G. D. **Curso Básico de Perfis de Aço Formados a Frio**. 3.ed. Porto Alegre: [s. n.], 2014.

CFS-NEES, **Research Activities**, Baltimore, EUA, 2014. Disponível em <<http://www.ce.jhu.edu/cfsnees/research.php>>. Acesso em: 07 ago. 2014.

CONSULSTEEL. Construcción con acero liviano: **Manual de Procedimiento – construcción com steel framing**. Buenos Aires, 2002

CORRÊA, Francisco de A. **Contribuição à Análise Estrutural de Casas Populares com Estrutura Metálica Através do Método dos Elementos Finitos**, Rio de Janeiro: Dissertação (Mestrado), Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca – CEFET/RJ, 77 p, 2009.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – CEN (2005). **EN 1993-1-1:2005** Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – CEN (2005). **EN 1993-1-2:2005** Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-2: General rules – Structural Fire Design. Brussels, 2005.

FAHERTY, K. F; WILLIAMSON, T.G. **Wood Engineering and Construction Handbook**. 3rd Edition, McGraw-Hill, New York, 1997.

TECGRAF/PUC-RIO. **Ftool Versão Educacional 3.00 – Versão Lisboa**, 2012. Disponível em: <<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>>. Acesso em: 17 jun. 2015.

GREEN, G. G; WINTER, G; CUYKENDALL, T. R. **Light Gage Steel Columns in Wall-braced Panels**. Cornell University Engineering Experiment Station, 35, p. 1-50, 1947

HANCOCK, G. J; KWON, Y. B; BERNARD, E. S. **Strenght Design Curves for Thin-Walled Sections Undergoing Distortional Buckling**. Journal of Constructional Steel Research. Elsevier, v.31 p. 169-186, 1994.

INOUE, Hisashi. **Sistemas Diafragma com Painéis de Chapa Fina, Aplicados a Edificações Estruturadas em Aço**, Rio de Janeiro: Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, 104 p, 2004.

ITURRIOZ, Ignácio; GRIGOLETTI, Gladimir C. **Projeto de perfis de Aço Formados a Frio pelo Método da Resistência Direta**, Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Grupo de Mecânica Aplicada – GMAp, Internal Report, 2005.

LENG, J.; SCHAFER, B. W.; BUONOPANE, S. G. **Seismic Computational Analysis of CFS-NEES Building**, 2012. Disponível em: <<http://www.ce.jhu.edu/cfsnees/publications.php>>. Acesso em: 07 ago. 2014.

LIU, P.; PETERMAN, K. D.; SCHAFER, B. W. **Test Report on Cold-Formed Steel Shear Walls**. CFS-NEES, Research Report – RR03, 2012.

LOPES, Stefane, R. X. **Comportamento Não-linear e Instabilidade de Membranas e Cascas Hiperelásticas**, Rio de Janeiro: Tese (Doutorado), Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, 180 p, 2003

LP BUILDING PRODUCTS. **Steel Frame**. Curitiba. Disponível em: <<http://www.lpbrasil.com.br/sistemas/steel-frame.html>>. Acesso em: 05 set. 2014.

NIARI, S. E.; RAFEZI B.; ABEDI, K. **Numerical Modeling and Finite Element Analysis of Steel Sheathed Cold-Formed Steel Shear Walls**. 15 WCEE, Lisboa, 2012.

NITHYADHARAN, M.; KALYANARAMAN, V. **Experimental study of screw connections in CFS–calcium silicate board wall panels**. Thin-Walled Structures, Research and Development. Elsevier, p. 724-731, 2011.

PEREIRA JUNIOR, Cleber José. **Edifícios de Pequeno Porte Contraventados com Perfis de Chapa Fina de Aço**, Rio de Janeiro: Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, 141 p, 2004.

PETERMAN, K. D.; SCHAFER, B. W. **Hysteretic shear response of fasteners connecting sheathing to cold-formed steel studs**. CFS-NEES, Research Report – RR04, 2013.

PETERMAN, K. D; NAKATA, N; SCHAFER, B. W. **Hysteretic characterization of cold-formed steel stud-to-sheathing connections**. Journal of Constructional Steel Research 101. p. 254-264, 2014.

PRUDÊNCIO, Marcus V. M. V. **Projeto e análise comparativa de custo de uma residência unifamiliar utilizando os sistemas construtivos convencional e Light Steel Framing**, Campo Mourão: Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 47 p, 2013.

RIGOBELLO, Ronaldo. **Desenvolvimento e aplicação de código computacional para análise de estruturas de aço aporticadas em situação de incêndio**, São Carlos: Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 272 p, 2011.

RIVERA-GUTIERREZ, Juan F. **Determinação das características mecânicas de placas de gesso e OSB sob altas temperaturas**, Campinas: Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação), Universidade Estadual de Campinas, 73p, 2014

RODRIGUES, Francisco C. **Série Manual da Construção em Aço - Steel Framing: Engenharia**, IBS/CBCA, Rio de Janeiro, 2006.

SANTIAGO, Alexandre. K; FREITAS, Arlene. M. S; CRASTO, Renata. C. M. **Série Manual da Construção em Aço - Steel Framing: Arquitetura**, IBS/CBCA, Rio de Janeiro, 2012.

SCHAFER, B. W; VIEIRA JR, L. C. M; SANGREE, R. H; GUAN, Y. **Rotational Restraint and Distortional Buckling in Cold-Formed Steel Framing Systems**. Revista SulAmericana de Engenharia Estrutural, 2010.

SCHAFER, B. W; PEKÖZ, T. **Direct Strenght Prediction of Cold-Formed Steel Members Using Numerical Elastic Buckling Solutions**. Thin-Walled Structures, Research and Development. Elsevier, p. 137-144, 1998.

SCHAFER, B. W. **CUFSM – Users manual and Tutorials**, 2001. Disponível em: <[http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/finite_strip_old/cufsmarchive.htm# Users Manual and Tutorials](http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/finite_strip_old/cufsmarchive.htm#UsersManualandTutorials)>. Acesso em: 04 set. 2014.

SERRETTE, R.; CHAU, K. **Estimating the Response of Cold-Formed Steel Frame Shear Walls**. AISI-Specifications for the design of cold-formed steel structural members. Paper 98. RP03-7, 2003.

SHAMIM, I; ROGERS, C. A. **Numerical Modelling and Calibration of CFS Framed Shear Walls under Dynamic Loading**. 21th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures - Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction, St. Louis, Missouri, EUA, 2012.

SILVA, Edson L; PIERIN, Igor; SILVA, Valdir P. **Manual da Construção em Aço – Estruturas Compostas por perfis Formados a Frio - dimensionamento pelo método das larguras efetivas e aplicação conforme ABNT NBR 14762:2010 e ABNT NBR 6355:2012**, Rio de Janeiro, 2014.

SILVA, Valdir P. **Dimensionamento de Estruturas de Aço**, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 150 p, 2012. (Apostila).

SILVA, Vanessa C. S. **Estudo da Estabilidade e da Capacidade Resistente de Painéis Estruturais do Sistema Construtivo Light Steel Framing**, Ilha Solteira: Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” – Faculdade de Engenharia, 206 p, 2013.

SIMAAN, A e PEKÖZ, T. B. **Diaphragm Braced Members and Design of Wall Studs**. ASCE Journal of the Structure Division, 102(1), p.77-92, 1976.

TELUE, Yaip; MAHENDRAN, Mahen. **Behavior and Design of Cold-Formed Steel Wall Frames Lined with Plasterboard on Both Sides**. Engineering Structures 26. p. 567-579, 2004.

TIAN, Y. S; WANG, J; LU, T. J. **Racking Strength and Stiffness of Cold-Formed Steel Wall Frames**. Journal of Constructional Steel Research. 1069-1093, 2004.

VIEIRA JUNIOR, L. C. M; SCHAFER, B. W. **Experimental Results for Translational Stiffness of Stud-to-Sheathing Assemblies**. AISI-COFS Supplemental Report, 2009.

VIEIRA JUNIOR, L. C. M. **Behavior and Design of Sheathed Cold-Formed Steel Stud Walls Under Compression**. Baltimore, Maryland, EUA: Tese (Doutorado), Johns Hopkins University, 239 p, 2011.

VIEIRA JUNIOR, L. C. M; SCHAFER; B. W. **Full-Scale Testing of Sheathed Cold-Formed Steel Wall Stud Systems in Axial Compression**. In: A supplemental report for AISI-COFS project on sheathing braced design of wall studs. Baltimore, Maryland, EUA: Johns Hopkins University, 2009.

VIEIRA JUNIOR, L. C. M; SCHAFER, B. W. **Lateral stiffness and strength of sheathing braced cold-formed steel stud walls**. Engineering Structures 37. p. 205-213, 2012.

VITOR, Rodrigo O. **Modelagem Numérica de Diagonais Equivalentes em Painéis de Cisalhamento do Sistema Light Steel Framing**, Belo Horizonte: Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Minas Gerais – Escola de Engenharia, 111 p, 2012.

VON KÁRMÁN, T; SECHLER, E. E; DONNELL, L. H. **The Strength of Thin Plates in Compression**. Transactions ASME, Vol. 54, APM 54-5, 1932.

WINTER, George. **Lateral Bracing of Beams and Columns.** Journal of the structural division, 1960.

WINTER, George. **Thin-Walled Structures - Theoretical Solutions and Test Results.** Preliminary Publications of the Eight Congress, IABSE, p. 101-112, 1968.

APÊNDICE A - RESULTADOS DE MODELOS COMPUTACIONAIS

A fim de verificar a influência de alguns parâmetros na resposta de um painel de cisalhamento, foram desenvolvidos 5 modelos de painéis fictícios, de acordo com a metodologia apresentada no capítulo 4, idealizados a partir das características presentes no painel *wall 1* (AISI, 1997, visto em 4.4.1), como dimensões dos perfis, placas de fechamento, condições de contorno, elementos finitos utilizados, propriedades dos materiais e das ligações.

Os parâmetros que foram variados são o espaçamento entre parafusos no montante central, o espaçamento entre montantes, a presença de placa de gesso como fechamento na face interna ou fechamento em OSB em ambas as faces do painel, conforme a Tabela A.1.

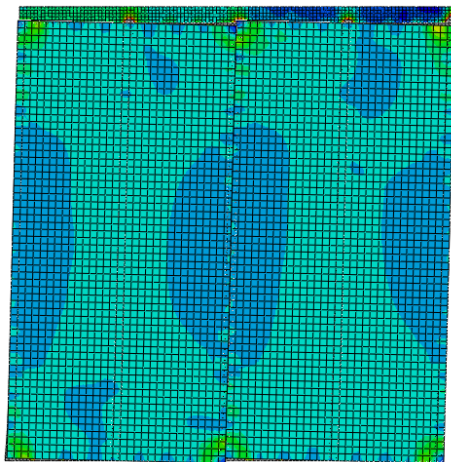
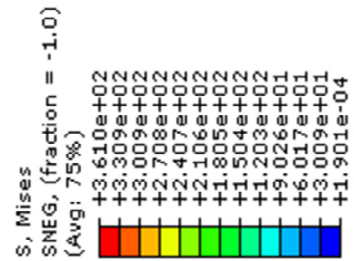
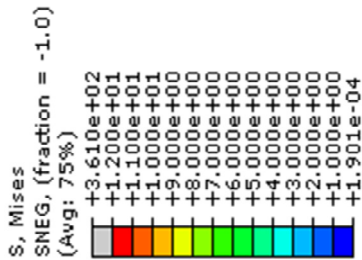
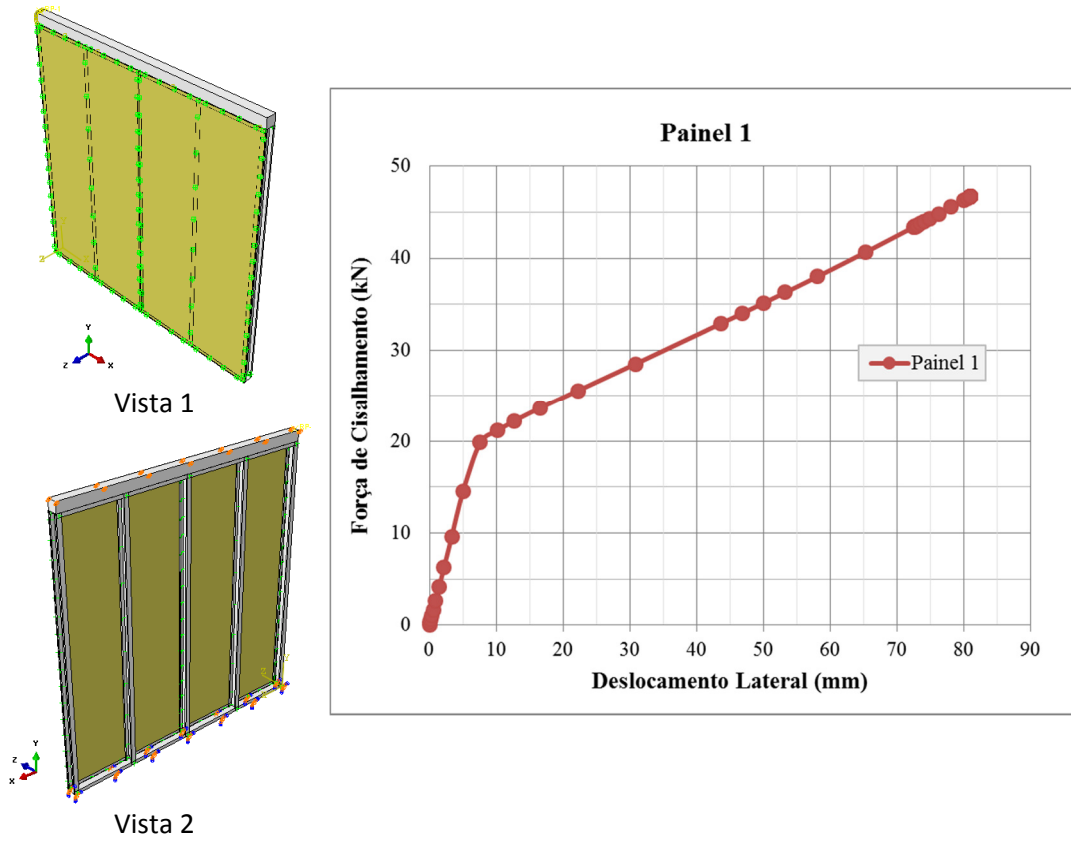
Tabela A.1 – Modelos desenvolvidos de painéis de cisalhamento

Painel	Largura (m)	Altura (m)	Face externa	Face interna	Esp. parafusos de borda (mm)	Esp. parafusos centrais (mm)	Esp. aprox. montantes (mm)
Painel 1	2,44	2,44	OSB	-	150	300	600
Painel 2	2,44	2,44	OSB	-	150	150	600
Painel 3	2,44	2,44	OSB	-	150	300	400
Painel 4	2,44	2,44	OSB	Gesso	150	300	600
Painel 5	2,44	2,44	OSB	OSB	150	300	600

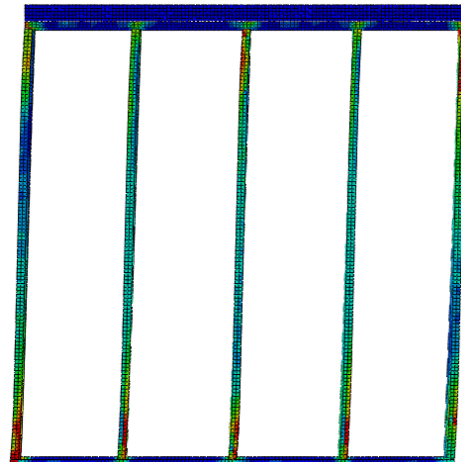
Fonte: do Autor

Os resultados obtidos estão apresentados nas Figuras A.1 a A.5, as quais ilustram uma vista frontal, traseira e superior do painel, bem como o gráfico força *versus* deslocamento lateral e a posição deformada da estrutura, contendo as tensões de von Mises, ora com o painel completo, ora com as placas de fechamento ocultadas, mostrando somente os perfis metálicos.

Figura A.1 – Modelagem do Painel 1



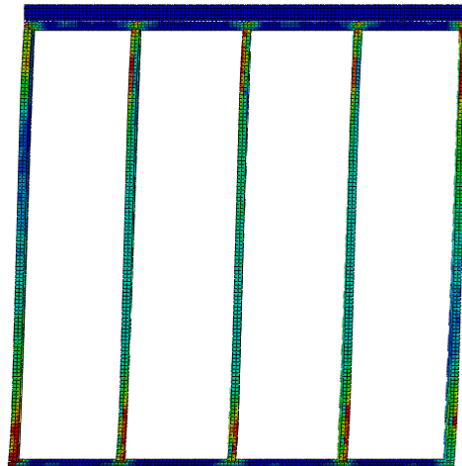
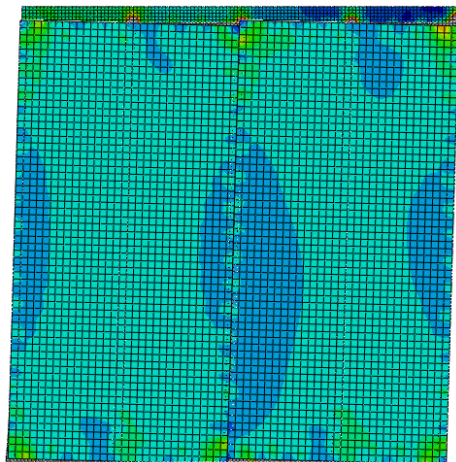
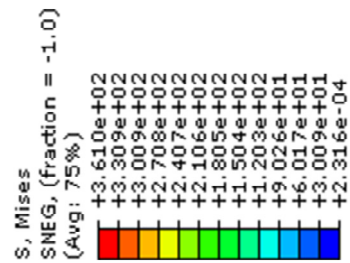
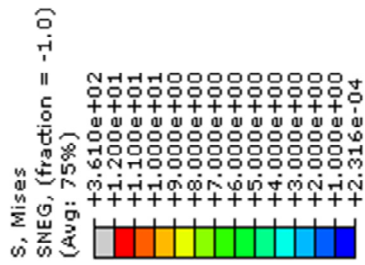
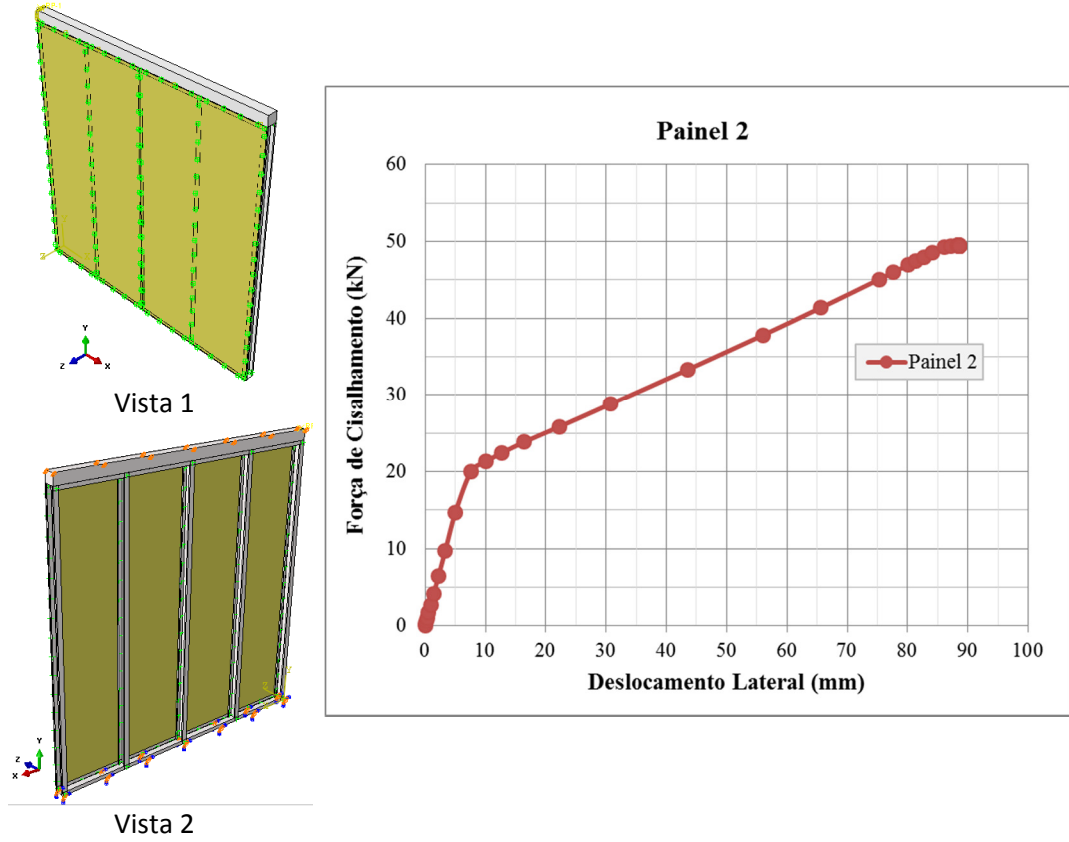
Deformada painel completo



Deformada somente perfis

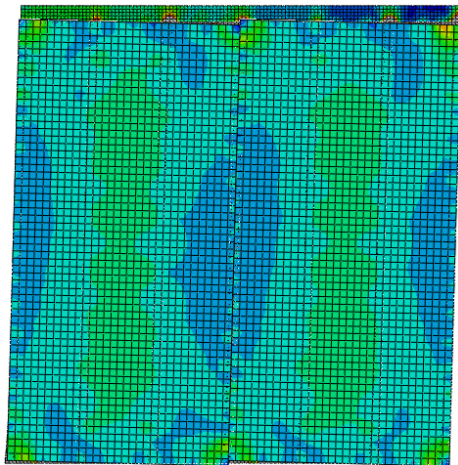
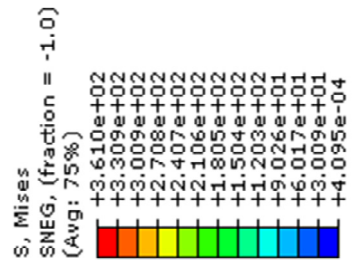
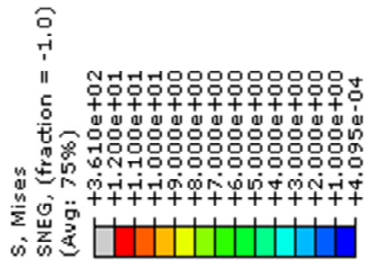
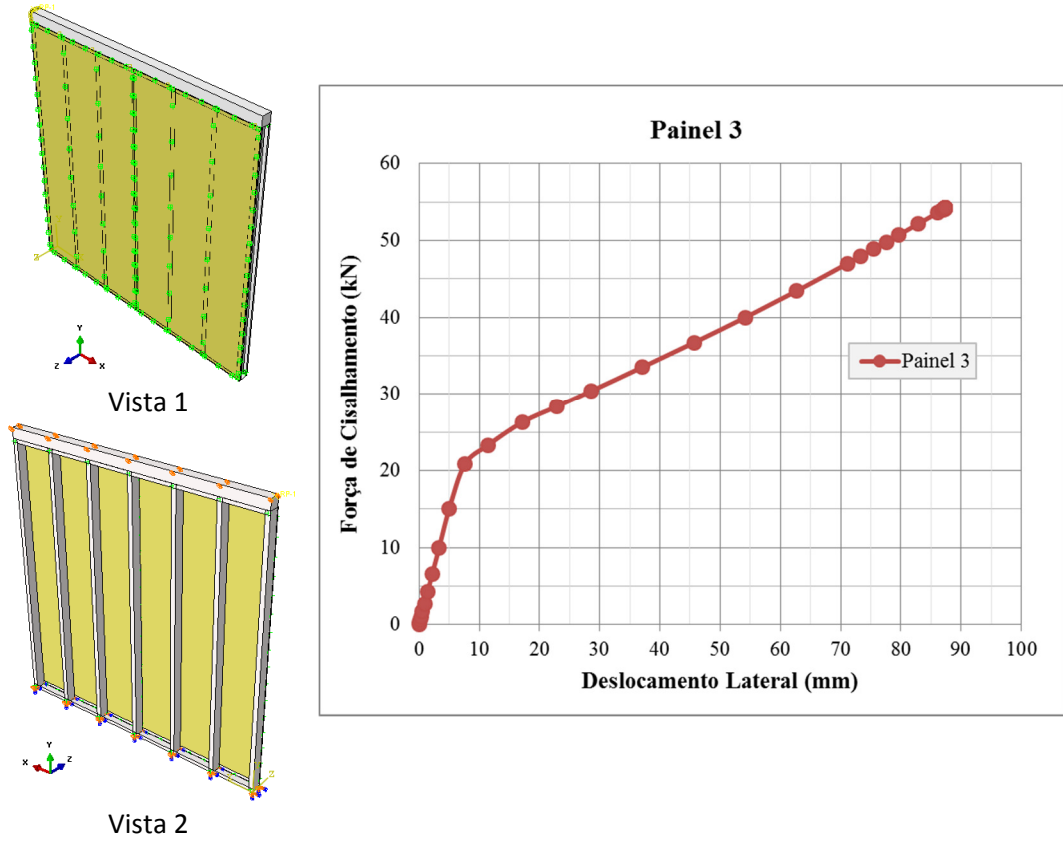
Fonte: do Autor

Figura A.2 – Modelagem do Painel 2

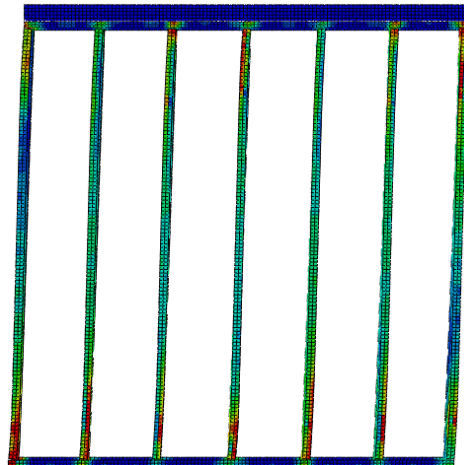


Fonte: do Autor

Figura A.3 – Modelagem do Painel 3



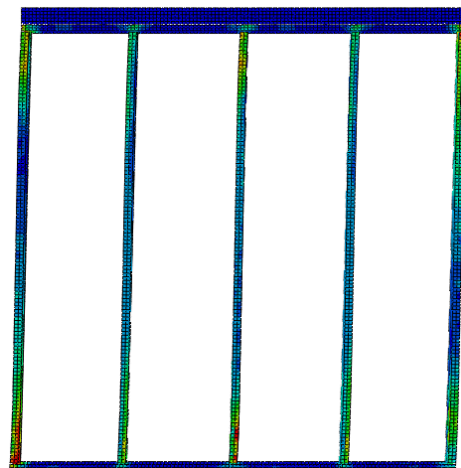
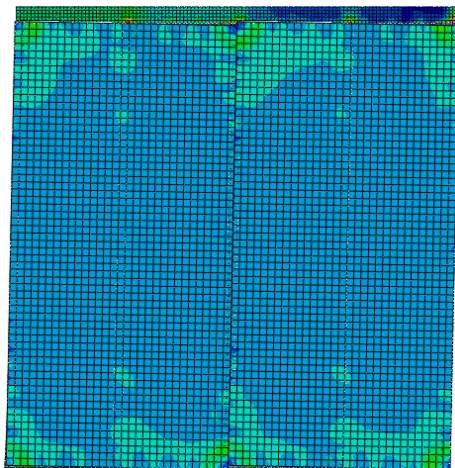
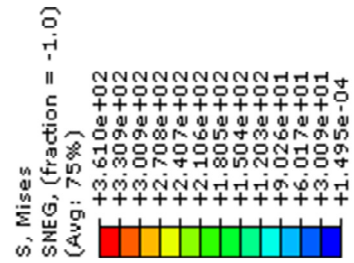
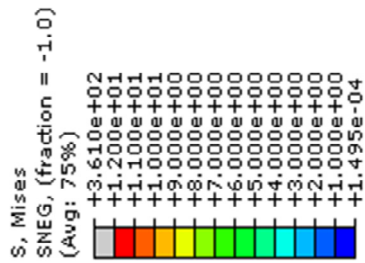
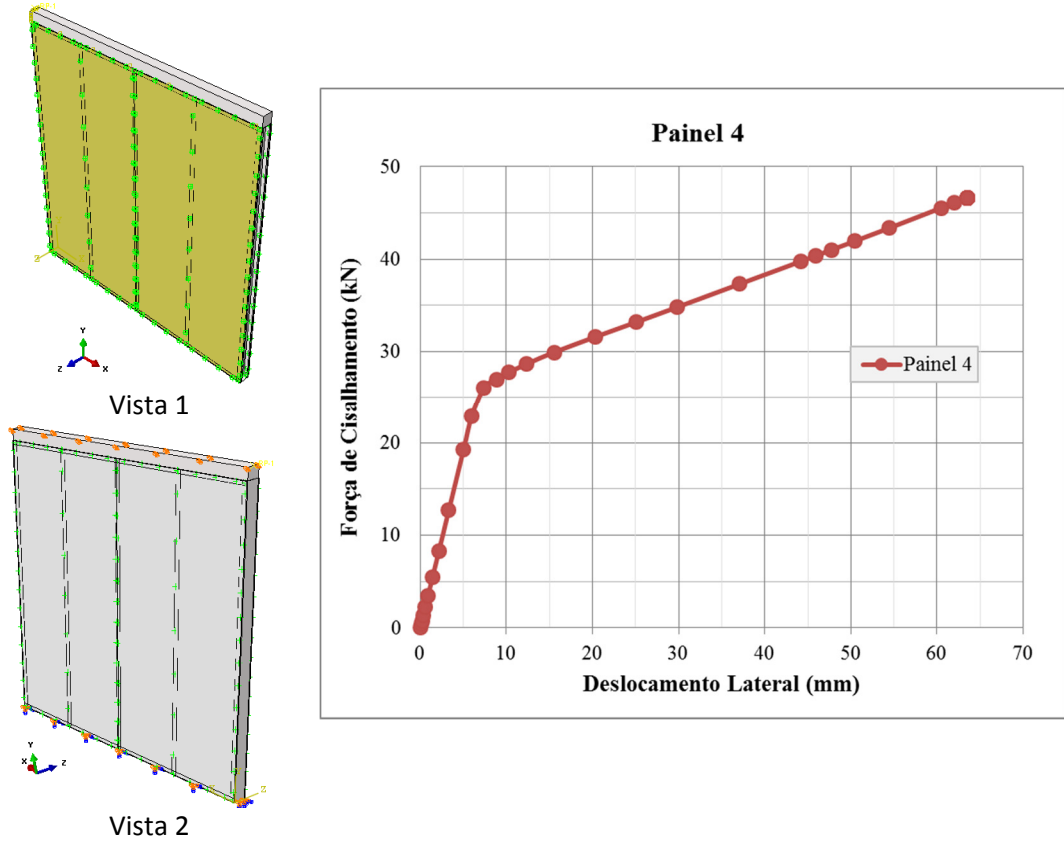
Deformada painel completo



Deformada somente perfis

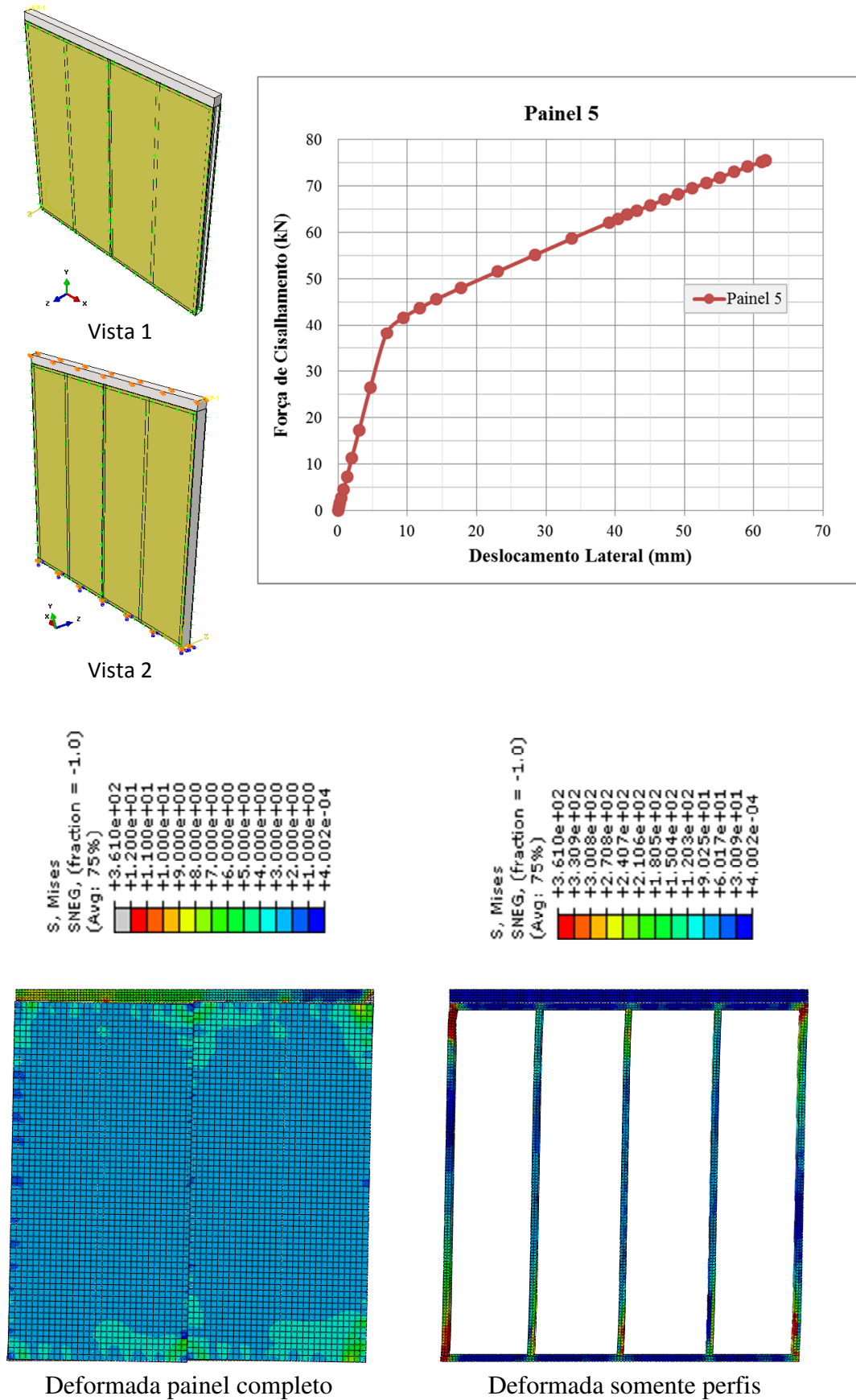
Fonte: do Autor

Figura A.4 – Modelagem do Painel 4



Fonte: do Autor

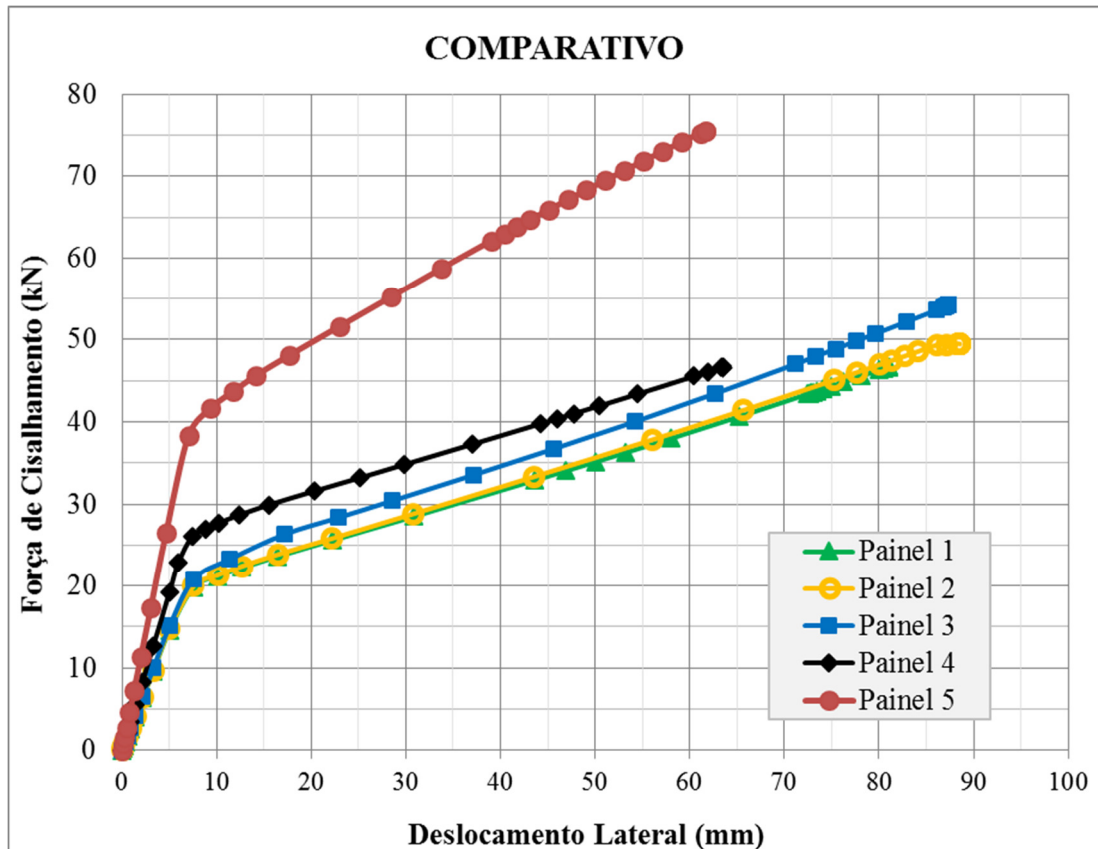
Figura A.5 – Modelagem do Painel 5



Fonte: do Autor

Ao incluir os resultados dos 5 painéis de cisalhamento no mesmo gráfico é possível comparar as respostas obtidas ao carregamento horizontal aplicado, conforme ilustrado pela Figura A.6, na qual se verifica os benefícios em desempenho, que surgem gradativamente do Painel 1 para o 5 à medida que são acrescentados os elementos resistentes.

Figura A.6 – Comparativo entre os painéis modelados



Vale destacar que a redução no espaçamento dos parafusos de ligação do OSB aos montantes centrais do Painel 2 resultou em pouca influência em seu desempenho lateral. Por outro lado, houve significativo ganho de rigidez devido à presença da placa de gesso na face interna, juntamente com o OSB na face externa, no Painel 4, ao passo que o Painel 5, com OSB em ambas as faces, apresentou a maior rigidez e resistência ao carregamento lateral.

APÊNDICE B - PREVISÕES SEGUNDO AISI S213 (AISII, 2007)

O uso de modelos simplificados é importante para avaliar os efeitos que a placa de fechamento como diafragma rígido atribui ao painel e viabilizar sua aplicação na realidade prática de um escritório de projeto. O modelo completo por elementos finitos tem a finalidade de investigar as respostas frente à variedade de casos, podendo contribuir para a criação de uma metodologia simplificada, mas ainda se considera inviável sua utilização diária em projeto estrutural. Desta forma, um modelo simplificado a partir dos resultados obtidos pela metodologia da AISI S213 (AISII, 2007) está melhor adaptado ao tempo disponível que os projetistas possuem para confecção de seus projetos, desde que sua aplicação seja possível, tendo em vista limitações impostas pela própria natureza empírica do método.

B.1 RESISTÊNCIA LATERAL

A AISI S213 (AISII, 2007) apresenta uma metodologia para o cálculo da resistência lateral dos painéis de LSF através de valores tabelados. Como estes valores são baseados em dados de ensaios, a norma apresenta, na seção C2.2 uma lista com as limitações para a utilização do método como, por exemplo, dimensões mínimas de perfis e parafusos, recomendações para detalhes construtivos e espaçamento entre montantes.

O painel desejado, estando de acordo com as características contempladas nos ensaios que originaram o método, pode ter sua resistência estimada com uso das tabelas C2.1-1, C2.1-2, C2.1-3, C2.1-4 ou C2.1-5, disponíveis na AISI S213 (AISII,2007), para cada situação.

Para o caso em estudo, em que a carga lateral a ser resistida pelo painel representa o esforço de vento, é possível utilizar a tabela C2.1-1, que informa o valor da resistência nominal unitária ao cisalhamento (r_n) em função do tipo e disposição da placa de revestimento, da relação entre a altura e largura do painel e do espaçamento entre parafusos nas bordas.

Como exemplo, a Tabela B.1 traz as informações contidas na tabela C2.1-1 da AISI S213 (AISII, 2007) com as unidades convertidas para o sistema internacional (SI) e traduzidas para o português.

Para se obter a resistência lateral do painel (R_n) é necessário multiplicar o valor de r_n pela largura da parede (b) conforme a Equação B.1.

$$R_n = r_n \times b \quad (\text{B.1})$$

**Tabela B.1 – Resistência nominal ao cisalhamento (r_n) para carregamentos de vento e outros atuantes no plano de painéis de cisalhamento^{1,4,6,7,8} - (kN/m)
Estados Unidos e México**

Descrição do conjunto	Máxima relação altura/largura (h/b)	Espaçamento entre parafusos nas bordas da placa ² (mm)			
		150	100	75	50
Placa <i>plywood</i> Estrutural 1 - 15/32" (4-ply), uma face	2:1	15,54 ³	-	-	-
OSB 7/16" painel classificado, uma face	2:1	13,28 ³	20,58	25,32	27,87
OSB 7/16" painel classificado, uma face orientada perpendicular aos montantes	2:1	14,89	-	-	-
OSB 7/16" painel classificado, uma face	2:1 ⁵	-	14,96	20,80	26,63
Placa metálica 0,018", uma face	2:1	7,08	-	-	-
Placa metálica 0,027", uma face	4:1	-	14,59	15,83	17,07

Fonte: Adaptada de AISI (2007)

Notas:

1. Resistências nominais devem ser multiplicadas pelo fator de resistência (Φ) para determinar a resistência de projeto ou dividida pelo fator de segurança (Ω) para determinar a carga admissível conforme estabelecido na seção C2.1 da AISI S213 (AISII,2007);
2. Parafusos intermediários podem ter espaçamento 305 mm, exceto se especificado o contrário;
3. Quando a face oposta for completamente coberta com placas de gesso, de acordo com a Tabela C2.1-2 com espaçamento entre parafusos de 178 mm tanto bordas como no centro do painel, a resistência nominal pode ser aumentada em 30%;
4. Ver seção C2.1 da AISI S213 (AISII,2007) sobre os requisitos para o revestimento aplicado em ambas as faces do painel;
5. A relação altura/largura (h/b) do painel entre 2:1 e 4:1 é permitida multiplicando-se o resultado da resistência nominal por 2b/h. Ver seção C2.1 da AISI S213 (AISII,2007);
6. Os valores de cisalhamento podem ser utilizados em projetos para esforços sísmicos onde o fator de modificação da resposta sísmica (R) é tomado igual ou inferior a 3, sujeito às limitações da seção C1.1;
7. Para painéis de cisalhamento revestidos com placas estruturais de madeira, valores tabelados de r_n são aplicáveis para cargas de curta duração (vento). Para outras cargas laterais no plano do painel de duração normal ou permanente, conforme definido pelo AF & PA NDS, os valores da tabela acima será multiplicado por 0,63 (normal) ou 0,56 (permanente);
8. 1" = 25,4 mm

O painel *wall* 1, ensaiado pelo AISI (1997), cujo modelo computacional foi desenvolvido em 4.4.1, possui fechamento em OSB em uma face e em placas de gesso na outra. A norma AISI S213 (AISI, 2007) alerta que para o caso de diferentes configurações de parafusos ou materiais de fechamento aplicados ao painel nem sempre são cumulativos. Quando dois materiais de fechamento são utilizados em cada face de um painel a resistência nominal ou é a que resulta da face de maior rigidez, ou é igual a duas vezes a resistência da face com fechamento em material menos rígido.

A *wall* 1 também não se enquadra na terceira nota de rodapé da Tabela B.1 porque as placas de gesso aplicadas não possuem espaçamento entre parafusos conforme exigido neste item.

No caso do painel 1c ensaiado por Liu, Peterman e Schafer (2012) foram utilizados detalhes que extrapolam a aplicabilidade do método da AISI S213 (AISI, 2007) como, por exemplo, a relação altura/largura h/b que é maior do que dois, e a presença de uma viga em perfil U acoplada à parte superior do painel.

Inclusive, dentre os objetivos de Liu, Peterman e Schafer (2012) está a exploração do impacto de diversos detalhes práticos na resistência de um painel de cisalhamento e concluem que estes detalhes causam uma variação de 30% na carga última, conforme visto em 3.2.5.

Tais características presentes na *wall* 1 e no painel 1c são a razão pela qual não foi possível aplicar o método da AISI S213 (AISI, 2007) aos mesmos. A escolha destes painéis para as deliberações realizadas neste trabalho (capítulos 4 e 5) se deu pelo fato de que resultados de ensaios das ligações parafusadas disponíveis na literatura puderam servir de base para as simulações, devido à convergência nas características presentes em ambos.

Vale ressaltar que estes valores obtidos pelas tabelas da AISI S213 (AISI, 2007) devem ser multiplicados pelo fator de resistência (Φ) para determinar a resistência de projeto caso se adote o método que utiliza fatores de carga e de resistência; ou divididos pelo fator de segurança (Ω) para se obter a carga admissível do método de projeto das tensões admissíveis.

B.2 DESLOCAMENTO LATERAL

Também se observa na AISI S213 (AISI, 2007) a Equação B.2 utilizada para o cálculo do deslocamento lateral (δ) resultante do esforço cisalhante aplicado, conforme a Equação C2.1-2 da referida norma.

$$\delta = \frac{2 v h^3}{3 E_s A_c b} + \omega_1 \omega_2 \frac{v h}{\rho G t_p} + \omega_1^{5/4} \omega_2 \omega_3 \omega_4 \left(\frac{v}{0,00290 \beta} \right)^2 + \frac{h}{b} \delta_v \quad (\text{B.2})$$

em que:

- A_c : Área bruta da seção transversal do montante de bordo em mm;
- b : Largura do painel em mm;
- E_s : Módulo de elasticidade do aço em MPa;
- G : Módulo de cisalhamento do material de fechamento em MPa;
- h : Altura da parede em mm;
- s : Espaçamento máximo entre parafusos nas bordas do painel em mm;
- t_p : Espessura nominal da placa de fechamento em mm;
- t_s : Espessura dos perfis em mm;
- v : Cisalhamento unitário em N/mm;
- V : Força de cisalhamento aplicada ao painel em N;
- β : Vale 810 para *plywood* e 660 para OSB ou $500 \cdot (t_p/0,457)$ para fechamento em aço (t_p em mm);
- δ : Deslocamento calculado em mm;
- δ_v : Deslocamento vertical da ancoragem em mm;
- ρ : Vale 1,85 para *plywood* e 1,05 para OSB ou $0,075 \cdot (t_p/0,457)$ para fechamento em aço (t_p em mm);
- ω_1 : Vale $s/152,4$ (para s em mm);
- ω_2 : Vale $0,838/t_s$ (para t_s em mm);
- ω_3 : Vale $((h/b)/2)^{1/2}$;
- ω_4 : Vale um para painéis com fechamento em madeira estrutural ou, caso utilize fechamento em aço, vale $(227,5/f_y)^{1/2}$ (f_y em MPa).

A AISI S2013 (2007) menciona que o primeiro termo se refere à contribuição dos montantes de bordo na flexão do conjunto, o segundo é referente ao cisalhamento na placa de revestimento, o terceiro termo trata-se de um ajuste empírico com base em dados experimentais e corresponde à maior parcela do resultado, enquanto o quarto termo considera a deformação nos apoios. Ou seja, os 4 efeitos apresentados no capítulo 4 e ilustrados pela Figura 4.1.

B.3 EXEMPLO DE APLICAÇÃO A UM PAINEL DE CISALHAMENTO

Foi possível aplicar esta metodologia do AISI S213 (AISII, 2007) ao Painel 1, o qual é apresentado no Apêndice A, Figura A1, onde se demonstra as características e resultados da modelagem via MEF realizada.

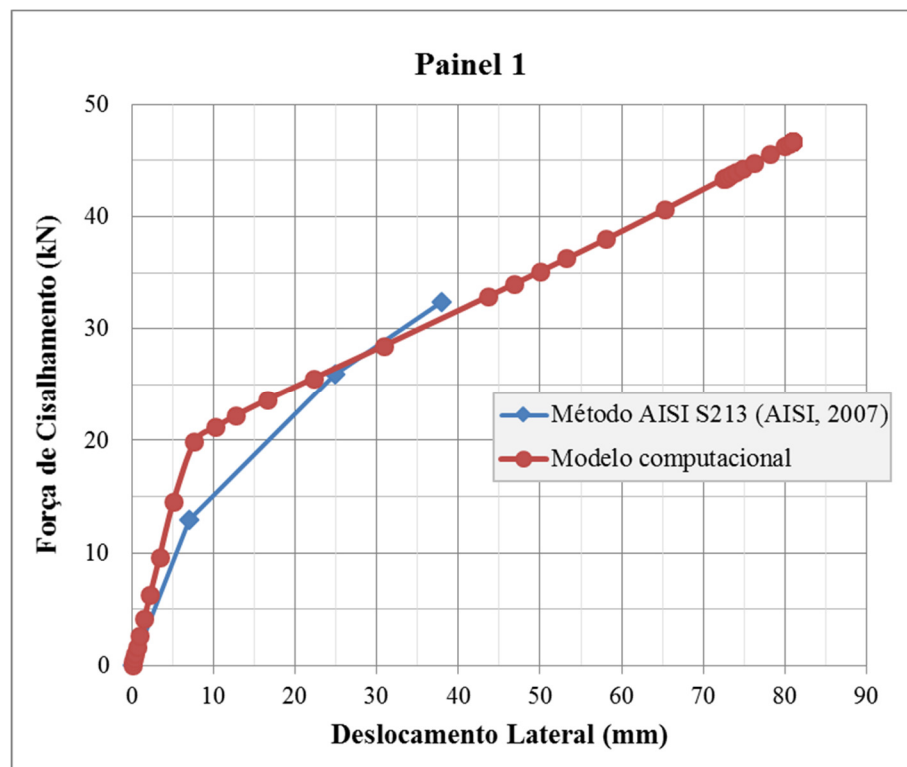
Com as características do Painel 1, foi encontrado, através da Tabela B.1, um r_n igual a 13,28 kN/m. Em seguida, a resistência ao esforço lateral (R_n) do painel é obtida a partir do produto de r_n pela largura do painel (b), o que resultou em um valor igual a 32,4 kN.

Dado a resistência última lateral do painel, procede-se com o cálculo do deslocamento (δ), a partir da Equação B.2. O primeiro termo da equação resultou em 1,59 mm, o segundo em 2,12 mm e o terceiro termo ficou igual a 34,18 mm, sendo que o quarto termo é igual a zero por não haver deslocamento nos apoios, totalizando 37,89 mm de deslocamento para a força lateral aplicada igual à resistência do Painel 1, que é de 32,4 kN, pelo método do AISI S213 (AISI, 2007).

O procedimento de cálculo do deslocamento lateral foi repetido para as forças aplicadas de $0,4 R_n$ (igual a 12,96 kN) e $0,8 R_n$ (igual a 25,92 kN), resultando em deslocamentos de 6,95 mm e 24,83 mm, respectivamente.

A fim de comparar o comportamento obtido com a metodologia do AISI S213 (AISI, 2007) com os resultados da modelagem apresentada na Figura A.1 (Apêndice A), foram incluídas as duas curvas força *versus* deslocamento lateral do Painel 1 no mesmo gráfico, conforme ilustrado na Figura B.1.

Figura B.1 – Comparação de resultados do Painel 1



Fonte: do Autor

O método do AISI S213 (AISI, 2007) previu uma resistência lateral aproximadamente 30% inferior à do modelo computacional, ao passo que a rigidez inicial do Painel 1 (correspondente à reta secante de zero até o ponto da curva correspondente à carga de $0,4 R_n$) foi de 1,86 kN/mm, ou seja, 29% menor do que a obtida pelo modelo computacional, que foi de 2,62 kN/mm.

APÊNDICE C - CONCEITOS BÁSICOS RELACIONADOS AOS PERFIS FORMADOS A FRIO

C.1 PROPRIEDADES DO MATERIAL AÇO

A ABNT NBR 14762:2010 recomenda, para efeito de cálculo, os seguintes valores para as propriedades mecânicas do aço:

- Módulo de Elasticidade, $E = 200.000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson, $\nu = 0,3$;
- Módulo de Elasticidade Transversal, $G = 77.000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de dilatação térmica, $\beta = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- Massa específica, $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Há diversas categorias de chapas de aço produzidas pelas usinas siderúrgicas e, dentre elas, as chapas laminadas a quente, chapas grossas e as chapas finas a frio. Contudo, para o campo da engenharia estrutural, as principais chapas de aço podem ser classificadas de acordo com a Tabela C.1 (CARVALHO et al., 2014).

Tabela C.1 – Tipos de Aços mais utilizados

Aço	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Espessuras disponíveis (mm)	Características
SAE 1010 ¹	180	330		Aço comercial
ASTM A36	250	400	2,0 a 150	Estrutural
ASTM A570 GR36	250	365	2,0 a 5,84	Estrutural
COS-AR-COR 400	250	380	2,0 a 100	Aço Patinável
COS-CIVIL 300	300	400	2,0 a 150	Estrutural Especial
USI-SAC-300	300	400	2,0 a 12,7	Aço Patinável
COS-AR-COR 400 E	300	380	2,0 a 12,7	Aço Patinável
CSN-COR 420	300	420	2,0 a 6,3	Aço Patinável
COS-CIVIL 350	350	490	2,0 a 50,8	Estrutural Especial
ASTM A570 GR50	345	450	2,0 a 5,84	Estrutural
USI-SAC-350	350	485	2,0 a 12,7	Aço Patinável
USI-LN 380	380	490	2,0 a 12,7	Estrutural Especial
COS-AR-COR 500	375	490	2,65 a 50,8	Aço Patinável

¹ Esse aço não tem qualidade estrutural. Entretanto seu emprego é tolerado desde que seja adotado o limite de escoamento f_y igual a 180 MPa.

No entanto, no caso específico do LSF, a matéria prima para a produção dos perfis consiste em bobinas de aço galvanizado, as quais tratam-se de aço revestido com zinco ou liga alumínio-zinco pelo processo contínuo de imersão a quente ou por eletrodeposição. Estes devem apresentar massa mínima de revestimento conforme a Tabela C.2 (ABNT NBR 15253:2005).

Tabela C.2 – Revestimento mínimo de bobinas de aço

Tipo de revestimento	Perfis estruturais		Perfis não estruturais	
	Massa mínima do revestimento ¹ g/m ²	Designação do revestimento conforme normas	Massa mínima do revestimento ¹ g/m ²	Designação do revestimento conforme normas
Zincado por imersão a quente	180	Z180 (NBR 7008)	100	Z 100 (NBR 7008)
Zincado por eletrodeposição	180	90/90 (NBR14964)	100	50/50 (NBR14964)
Alumínio-zinco por imersão a quente	150	AZ150 (NM 86)	100	AZ100 (NM 86)

¹ A massa mínima refere-se ao total nas duas faces (média do ensaio triplo) e sua determinação deve ser conforme a NM 278.

Fonte: ABNT NBR 15253:2005

Deste modo, na Tabela C.3, a ABNT NBR 14762:2010 relaciona os diversos tipos de aços constantes em Normas Brasileiras referentes a chapas finas para uso estrutural, apresentando os valores nominais mínimos de resistência ao escoamento (f_y) e de resistência à ruptura (f_u).

A ABNT NBR 15253:2005 também observa que as bobinas que constituem a matéria-prima para a fabricação dos perfis devem ter a espessura nominal (t_n) entre 0,80 mm e 3,0 mm, exceto para elementos sem função estrutural e terças, nos quais devem ser respeitados os requisitos mínimos de qualidade e segurança.

Enquanto Prudêncio (2013) alerta que, na prática, a escolha das espessuras deve considerar a disponibilidade da região e, tendo em vista que 0,95 mm e 1,25 mm são espessuras mais utilizadas, podem apresentar um custo mais atrativo devido à produção em maior escala.

Tabela C.3 – Chapas Finas de Aço com f_y e f_u ^a

Especificação	Grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ABNT NBR 6649 / ABNT NBR 6650 Chapas finas (a frio/a quente) de aço-carbono	CF-26	260/260	400/410
	CF-28	280/280	440/440
	CF-30	---/ 300	---/490
ABNT NBR 5004 Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica	F-32/Q32	310	410
	F-35/Q35	340	450
	Q-40	380	480
	Q-42	410	520
	Q-55	450	550
ABNT NBR 5920 / ABNT NBR 5921 Chapas finas e bobinas finas (a frio/a quente), de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica	CRF400	---/250	---/380
	CRF500	310/370	450/490
ABNT NBR 7008 / ABNT NBR 7013 / ABNT NBR 14964 Chapas finas e bobinas finas com revestimento metálico ^b	ZAR 250	250	360
	ZAR 280	280	380
	ZAR 320	320	390
	ZAR 345	345	430
	ZAR 400	400	450
^a A faixa de espessura disponível varia de acordo com o produtor de aço.			
^b Graus conforme ABNT NBR 7008.			

Fonte: ABNT NBR 14762:2010

C.2 TIPOS DE PERFIS

Existem vários tipos de perfis no mercado, mas três grandes grupos se destacam para o uso estrutural, que são: os perfis laminados, os perfis soldados e os perfis formados a frio (PFFs). Os dois primeiros são conhecidos como Perfis Pesados, cujos procedimentos de dimensionamento são estabelecidos pela ABNT NBR 8800:2008, enquanto o grupo dos PFFs, também chamados de perfis leves, tem como norma de dimensionamento a ABNT NBR 14762:2010 (CARVALHO et al., 2014).

O tipo de perfil metálico é caracterizado de acordo com o processo produtivo empregado. Por exemplo, os perfis laminados são obtidos diretamente dos laminadores das siderúrgicas, os perfis soldados através da soldagem de várias chapas e os perfis formados a frio podem ser produzidos em prensas dobradeiras ou em perfiladeiras.

A NBR 14762:2010 (p.3), define os perfis estruturais de aço formado a frio como sendo o:

perfil obtido por dobramento, em prensa dobradeira, de tiras cortadas de chapas ou bobinas, ou por conformação contínua em conjunto de matrizes rotativas, a partir de bobinas laminadas a frio ou a quente, revestidas ou não, sendo ambas as operações realizadas com o aço em temperatura ambiente.

A produção de perfis formados a frio em prensas dobradeiras é um método mais acessível por utilizar equipamentos simples. Assim, empresas produtoras de estruturas metálicas e construtoras produzem perfis que usualmente são de 6 m, ou 3 m de comprimento (CARVALHO et al., 2014).

Este processo de produção consiste em pressionar a chapa com um punção contra uma mesa que contém o formato final da dobra do perfil com sucessivos reposicionamentos. Pode ser utilizada uma prensa-guilhotina para o corte da chapa, o que aumenta o rendimento (CARVALHO et al., 2014).

A produção de perfis formados a frio em perfiladeiras é um processo industrializado, portanto, utilizado principalmente por empresas que comercializam perfis. Este processo consiste na passagem de uma tira de chapa de aço por uma série de cilindros que impõem as dobras determinadas até que a forma final do perfil seja obtida (CARVALHO et al., 2014).

C.3 METODOLOGIA DE CÁLCULO E PROJETO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS POR PERFIS FORMADOS A FRIO

A respeito dos esforços que podem atuar na estrutura, a ABNT NBR 14762:2010 menciona que “na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados-limites últimos e de serviço” (ELU e ELS). Com isso os perfis são verificados para resistir aos diversos esforços atuantes que podem ser de tração, compressão, flexão, flexão composta ou torção (SILVA, PIERIN e SILVA, 2014).

Com a atuação desses esforços nos perfis, o dimensionamento adequado deve garantir segurança contra os modos de falha que são: escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida (nas seções com furos de ligações) para elementos tracionados; tratando-se de compressão, somam-se as instabilidades, tais quais a flambagem local dos elementos constituintes da seção transversal, flambagem global (por flexão, torção ou flexo-torção) e flambagem por distorção; podendo ainda, dependendo dos esforços, serem necessárias verificações quanto ao cisalhamento e torção em conjunto com flexões simples e oblíquas (CARVALHO et al., 2014).

Nas barras utilizadas no sistema *Light-Steel Framing*, que são de seção transversal aberta e formadas por chapas finas de aço, os Estados Limites Últimos a serem considerados no dimensionamento estão associados à instabilidade local, distorcional ou global (SILVA, PIERIN e SILVA, 2014).

As barras de uma estrutura em LSF estão sujeitas aos esforços que são principalmente os axiais (tração e compressão) e a flexão, em que montantes geralmente trabalham à compressão ou flexo-compressão e as vigas de sustentação das lajes trabalham à flexão. Deste modo, nos itens seguintes é apresentado um breve resumo sobre as verificações a serem feitas para garantir segurança diante dos principais modos de falha de uma estrutura em LSF.

C.3.1 Barras submetidas à força axial de tração

A tração é o esforço que atua principalmente nos elementos de contraventamento e sua verificação depende da satisfação da condição observada na Equação C.1 (ABNT NBR 14762:2010).

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (C.1)$$

Onde $N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de projeto e $N_{t,Rd}$ é a força de tração resistente de projeto, a qual é tomada como o menor dentre três valores obtidos de acordo com a ABNT NBR 14762:2010, que representam a resistência ao escoamento da seção bruta, ruptura da seção líquida fora da região da ligação (por exemplo, decorrente de furos que não estejam associados à ligação da barra) e ruptura da seção líquida na região da ligação.

Nas estruturas comumente utilizadas em edifícios, não se considera como ELU o escoamento da seção líquida de peças com ligações parafusadas. Tal afirmação se justifica pela hipótese considerada na qual ocorre redistribuição plástica dos esforços, podendo-se atingir o carregamento correspondente à ruptura da seção líquida, exceto para os casos em que esta redistribuição não é possível, como em peças com furos muito alongados; quando se utiliza material que não possui comportamento dúctil ou onde possa haver problemas de fadiga (SILVA, 2012).

O primeiro caso, escoamento da seção bruta, pode ser calculado de acordo com a Equação C.2, em que A é a área bruta da seção transversal da barra, f_y é a resistência ao escoamento do aço e γ é o fator de segurança tomado, neste caso, como 1,10, de acordo com a ABNT NBR 14762:2010.

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma} \quad (C.2)$$

O segundo caso em que se avalia a ruptura da seção líquida fora da região da ligação é obtido de acordo com a Equação C.3, onde A_{n0} é a área líquida da seção transversal da barra levando em consideração os furos e suas prováveis linhas de ruptura e f_u é a resistência à ruptura do aço na tração. Para este caso $\gamma = 1,35$ (ABNT NBR 14762:2010).

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{n0} f_u}{\gamma} \quad (C.3)$$

Por fim, $N_{t,Rd}$, para seção líquida na região de ligação pode ser calculado pela Equação C.4, em que C_t é o coeficiente de redução da área líquida, obtido em função do tipo de ligação (fator que avalia a concentração de tensões de forma simplificada) e A_n é a área líquida da seção transversal da barra na região de ligação. Para este caso $\gamma = 1,65$ (ABNT NBR 14762:2010).

$$N_{t,Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma} \quad (C.4)$$

C.3.2 Barras submetidas à força axial de compressão

A ABNT NBR 14762:2010 estabelece que, no caso da compressão, deve ser atendida a condição em que o esforço normal de compressão solicitante de projeto ($N_{c,Sd}$) seja menor do que a força normal de compressão resistente de projeto ($N_{c,Rd}$), conforme a Equação C.5.

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (C.5)$$

A metodologia da ABNT NBR 14762:2010 para se calcular o $N_{c,Rd}$ consiste em aplicar uma redução nas propriedades geométricas da seção (no caso de compressão, a área efetiva – A_{ef}) que leva em conta o efeito da flambagem local do perfil, considerando a resistência pós-flambagem, atuando juntamente com outro fator de redução (χ) que está associado à flambagem global, onde são avaliadas a flambagem global por flexão em torno de x, y e por torção (N_{ex} , N_{ey} , N_{ez} , respectivamente), conforme Equação C.6, onde $\gamma = 1,20$.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} \quad (C.6)$$

O cálculo da A_{ef} pode ser realizado através do clássico Método da Largura Efetiva (MLE) ou pelo Método da Seção Efetiva (MSE). Estes métodos estão apresentados nos itens C.3.5 e C.3.6.

Quanto à flambagem distorcional a ABNT NBR 14762:2010, apresenta a Equação C.7, em que se utiliza a área bruta da seção transversal da barra (A) e um fator de redução da força de compressão resistente, associado à flambagem distorcional (χ_{dist}) em função da força axial de flambagem distorcional elástica (N_{dist}), o qual deve ser calculado com base na análise de estabilidade elástica, que pode ser feita com o auxílio de um software de elementos finitos ou de faixas finitas, conforme observa Carvalho et al. (2014).

Para este caso, a ABNT NBR 14762:2010 atribui $\gamma = 1,20$.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi_{dist} A f_y}{\gamma} \quad (C.7)$$

Desta forma $N_{c,Rd}$ deve ser tomado como o menor valor dentre os obtidos das Equações C.6 e C.7 (ABNT NBR 14762:2010).

C.3.3 Barras submetidas à flexão

De maneira semelhante, para as barras submetidas ao momento fletor, tais como as vigas de piso, a ABNT NBR 14762:2010 estabelece duas condições a serem atendidas, nas quais o momento fletor solicitante de projeto (M_{Sd}) deve ser menor ou igual ao momento fletor resistente de projeto (M_{Rd}) e a força cortante solicitante de projeto (V_{Sd}) deve ser menor ou igual à força cortante resistente de projeto (V_{Rd}) (Equações C.8 e C.9).

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (C.8)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (C.9)$$

A metodologia da ABNT NBR 14762:2010 para o cálculo de M_{Rd} , consiste em adotar o menor valor dentre os referentes aos três modos de falha considerados pela norma: início de escoamento da seção efetiva; flambagem lateral com torção; flambagem distorcional.

O momento fletor resistente de início de escoamento da seção efetiva pode ser obtido através da Equação C.10, na qual W_{ef} é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema, calculado pelo método da largura efetiva ou pelo método da seção efetiva e $\gamma = 1,10$ (ABNT NBR 14762:2010).

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} \quad (C.10)$$

Para calcular o momento fletor resistente de projeto referente à flambagem lateral com torção é utilizada a Equação C.11, em que χ_{FLT} é o fator de redução do momento fletor resistente associado a este fenômeno e $W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema comprimida, também obtido segundo o MLE ou o MSE e $\gamma = 1,10$ (ABNT NBR 14762:2010).

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} W_{c,ef} f_y}{\gamma} \quad (C.11)$$

No caso das barras sujeitas à flambagem distorcional, também deve-se verificar o momento fletor resistente de projeto, conforme a Equação C.12.

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{dist} W f_y}{\gamma} \quad (C.12)$$

Em que: χ_{dist} : fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem distorcional obtido através de análise de estabilidade elástica;
 W : módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema;
 f_y : resistência ao escoamento do aço;
 γ : fator de segurança tomado igual a 1,10 conforme ABNT NBR 14762:2010.

O cálculo da força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) é realizado em função da relação entre a largura da alma ou altura da parte plana da alma (h) e a espessura da alma (t), conforme as Equações C.13, C.14 e C.15 (ABNT NBR 14762:2010).

$$\text{Para: } h/t \leq 1,08 \left(\frac{E K_v}{f_y} \right)^{0,5} \quad V_{Rd} = \frac{0,6 f_y h t}{\gamma} \quad (\text{C.13})$$

$$\text{Para: } 1,08 \left(\frac{E K_v}{f_y} \right)^{0,5} < h/t \leq 1,4 \left(\frac{E K_v}{f_y} \right)^{0,5} \quad V_{Rd} = \frac{0,65 t^2 (K_v f_y E)^{0,5}}{\gamma} \quad (\text{C.14})$$

$$\text{Para: } h/t > 1,4 \left(\frac{E K_v}{f_y} \right)^{0,5} \quad V_{Rd} = \frac{\left(\frac{0,905 E K_v t^3}{h} \right)}{\gamma} \quad (\text{C.15})$$

Nessas equações E é o módulo de elasticidade e K_v é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, em função da utilização dos enrijecedores transversais.

Também é necessário verificar a interação entre o momento fletor e o cortante em uma mesma seção (ABNT NBR 14762:2010). Para barras sem enrijecedores de alma, deve ser satisfeita a condição de interação entre o momento fletor solicitante de projeto e a força cortante de projeto, por meio da Equação C.16, de acordo com a ABNT NBR 14762:2010.

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{C.16})$$

Quando são utilizados os enrijecedores transversais de alma e $M_{Sd}/M_{Rd} > 0,5$ e $V_{Sd}/V_{Rd} > 0,7$, então a Equação C.17 deve ser satisfeita, conforme a ABNT NBR 14762:2010.

$$0,6 \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \right) \leq 1,3 \quad (\text{C.17})$$

As barras submetidas a flexão também devem satisfazer as exigências quanto ao Estado Limite de Serviço (ELS) apresentando uma flecha máxima em serviço ($\delta_{m\acute{a}x}$) menor ou igual à flecha limite (δ_{lim}) dada pela norma, conforme a Equação C.18.

$$\delta_{max} \leq \delta_{lim} \quad (C.18)$$

Os valores de δ_{lim} , que foram obtidos de forma empírica e tabelados para as situações usuais, visam garantir a utilização da estrutura para a finalidade à qual foi projetada, limitando a valores aceitáveis os deslocamentos, a vibração e a percepção de desconforto. Em alguns casos, limites mais rigorosos deverão ser adotados a fim de garantir o funcionamento adequado de equipamentos e materiais adotados. (ABNT NBR 14762:2010).

Para o cálculo de $\delta_{máx}$ deve ser considerada a redução de rigidez associada à flambagem local. Isto é feito através do uso do momento de inércia efetivo da seção (I_{ef}), que é obtido com base no MLE ou MSE (ABNT NBR 14762:2010).

C.3.4 Barras submetidas à flexão composta

O efeito da flexão composta é avaliado pela ABNT NBR 14762:2010 através da Equação C.19 onde os esforços solicitantes são obtidos da análise estrutural conforme preconizado pela ABNT NBR 8800:2008, a qual estabelece parâmetros para classificar a estrutura quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais como sendo de pequena deslocabilidade, média deslocabilidade ou grande deslocabilidade. Dessa forma, são avaliados os limites para o uso da análise linear e a importância do efeito dos deslocamentos nos esforços internos solicitantes da estrutura.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (C.19)$$

Na Equação C.19 N_{sd} é a força axial solicitante de projeto de tração ou compressão, N_{Rd} a força axial resistente de projeto, $M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de projeto em relação aos eixos x e y , respectivamente, e $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de projeto também em relação a x e y , respectivamente.

C.3.5 Método da largura efetiva

No método da Largura Efetiva (MLE) a flambagem local é considerada de forma aproximada, por meio de propriedades geométricas efetivas (reduzidas) obtidas do cálculo das larguras efetivas dos elementos comprimidos (ABNT NBR 14762:2010). Este método

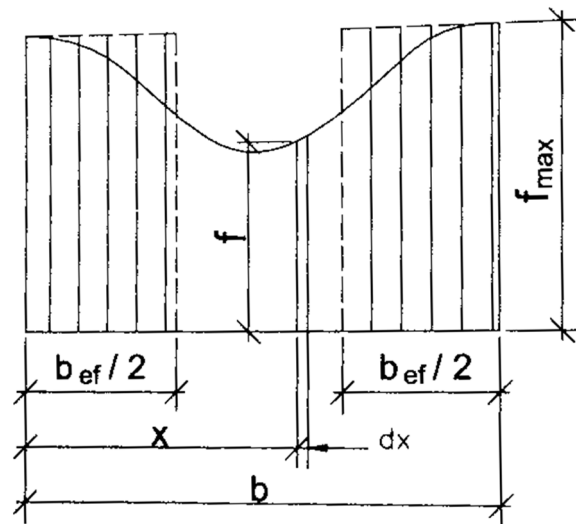
considera o perfil com sua seção transversal sendo formada por uma série de placas isoladas, porém, levando em conta as condições de vizinhança que determinam o tipo de vinculação entre placas componentes do perfil (CARVALHO et al., 2014).

Este é o método clássico para cálculo de chapas finas sob compressão e foi originalmente proposto por Von Kármán et al. (1932) e, posteriormente, dentre outros, Winter (1968) modificou e ajustou este método através de dados experimentais (ITURRIOZ e GRIGOLETTI, 2005).

As placas apoiadas lateralmente, resistem a acréscimos de carga mesmo depois de terem atingido a tensão crítica. Este fenômeno é chamado resistência pós-flambagem e, de acordo com Carvalho et al. (2014), é mais acentuado em placas cuja razão entre a largura e a espessura (b/t) é maior.

A resistência pós-flambagem resulta em uma distribuição não uniforme de tensões ao longo da chapa. A proposta do método é a de simplificar esta distribuição para tensões uniformes, divididas nos dois trechos de cada lado do elemento (Figura C.1). Desta forma o trecho central é desconsiderado (CARVALHO et al., 2014).

Figura C.1 – Modelo proposto por Von Kármán para simplificar a distribuição não uniforme de tensões nas placas constituintes de um perfil



Fonte: Carvalho et al. (2014)

Apesar do fato de que este método já é consagrado pelo seu uso, também por estar presente na ABNT NBR 14762:2010 e servir de base para normas clássicas de PFFs, ele apresenta algumas desvantagens como o esforço de cálculo, principalmente para seções mais

complexas, e dificuldade de incluir o modo de flambagem distorcional (CARVALHO et al., 2014).

Desta forma, a ABNT NBR 14762:2010 incluiu outras duas opções que são o Método da Resistência Direta (MRD) e o Método da Seção Efetiva (MSE), comentados nos itens que seguem.

C.3.6 Método da resistência direta

Proposto por Schafer e Peköz (1998), o Método da Resistência Direta (MRD) difere do clássico MLE, pois não há necessidade do cálculo das propriedades geométricas efetivas; os elementos constituintes da seção transversal são considerados em conjunto e a flambagem distorcional é considerada como modo de falha único.

O MRD consiste basicamente em obter os valores, de força ou momento, críticos de flambagem elástica do perfil como um todo. Isso, conforme a determinação da ABNT NBR 14762:2010, com uso de recursos de análise com base na teoria da estabilidade elástica. Posteriormente, o método aplica as mesmas curvas de resistência, ajustadas experimentalmente, utilizadas no MLE e modificadas por Schafer e Peköz (1998) e Hancock et al. (1994), para melhor adequação às situações de colapso a serem calculadas.

Este ajuste do resultado obtido pela análise teórica de estabilidade elástica, feito através das curvas de resistência empíricas é importante para considerar, dentre outros fatores, os efeitos das imperfeições geométricas, as tensões residuais atreladas ao dobramento a frio e a forma da seção transversal (CARVALHO et al., 2014).

Carvalho et al. (2014) observa que a análise de flambagem elástica pode ser realizada em diversos programas computacionais que possuem esta funcionalidade, como o ANSYS, Abaqus/CAE, PFF_Calc e o CUFISM, o qual foi desenvolvido por Schafer (2001) para este fim e é um *software* livre, baseado no método das faixas finitas.

O uso deste método, portanto, substitui algumas verificações apresentadas em C.3.2 e C.3.3, pois fornece de maneira direta os valores de $N_{c,Rd}$ e M_{Rd} , conforme o caso.

C.3.7 Método da seção efetiva

O Método da Seção Efetiva (MSE) considera a flambagem local através da seção efetiva, obtida diretamente e não mais pelo cálculo das larguras efetivas dos seus elementos, como no MLE.

A ABNT NBR 14762:2010 apresenta o MSE como uma alternativa para o dimensionamento dos perfis e trata-se de uma adaptação do MRD para o sistema de cálculo da norma brasileira. O método foi idealizado pelo Prof. Eduardo Batista da COPPE-UFRJ, o qual propôs uma parametrização em que foram escolhidos os perfis de uso mais comum e, para cada perfil, aplicado o MRD diversas vezes (CARVALHO et al., 2014).

Deste modo, variando-se as dimensões do perfil, foi possível traçar uma função que representa a relação entre as dimensões externas do perfil e os pontos de mínimo das curvas fator de carga versus comprimento de meia onda, que representam os modos de falha por flambagem, e assim se determina valores para o coeficiente de flambagem local do perfil (k_l) (CARVALHO et al., 2014).

O método utiliza o k_l , obtido por tabela ou fórmula, para o cálculo da força ou momento de flambagem elástica local, que no MRD demandaria a utilização de um *software* para a análise de estabilidade elástica, como visto em C.3.6.