

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO
CIVIL

ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA LIGAÇÃO MISTA VIGA-PILAR COM CHAPA
PASSANTE

Tiago José dos Santos

São Carlos
2014

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO
CIVIL

ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA LIGAÇÃO MISTA VIGA-PILAR COM CHAPA
PASSANTE

Tiago José dos Santos

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Estruturas e Construção Civil

Área de Concentração: Sistemas Construtivos

Orientadora: Profa. Dra. Silvana De Nardin

São Carlos
2014

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

S237an

Santos, Tiago José dos.

Análise numérica de uma ligação mista viga-pilar com chapa passante / Tiago José dos Santos. -- São Carlos : UFSCar, 2014.

159 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2014.

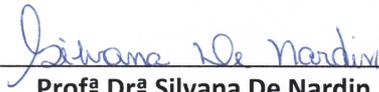
1. Construção civil. 2. Modelagem numérica. 3. Análise paramétrica. 4. Ligação com chapa passante. I. Título.

CDD: 690 (20^a)

TIAGO JOSÉ DOS SANTOS

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 14 de abril de 2014.

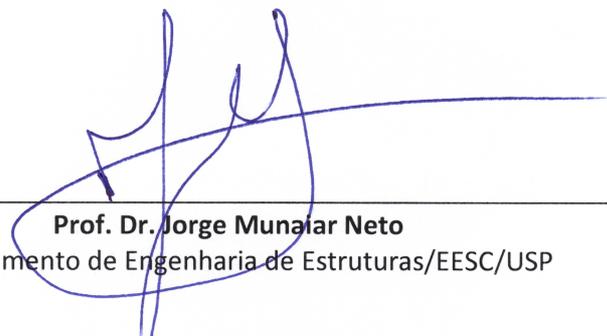
Banca Examinadora constituída pelos membros:



Prof.ª Dr.ª Silvana De Nardin

Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar

Orientadora



Prof. Dr. Jorge Munari Neto

Departamento de Engenharia de Estruturas/EESC/USP



Prof. Dr. Wanderson Fernando Maia

Departamento de Engenharia Civil/UFSCar

“Eu, a sabedoria, habito com a prudência, e acho o conhecimento dos conselhos”

(Provérbios 8:12)

Aos meus pais, Gabriel e Maria, e à minha querida esposa Cibele.

AGRADECIMENTOS

A Deus pela dádiva maior, minha vida. Por todas as bênçãos concedidas, por guiar os meus passos à luz da sua palavra e por me permitir alcançar mais este objetivo.

Aos meus pais Gabriel e Maria, meus exemplos de vida, perseverança, sinceridade, lealdade e altruísmo. Pelas orações, conselhos e amor irrestrito e incondicional dedicado aos meus irmãos e a mim.

À minha querida esposa Cibele pelo amor, dedicação, incentivo e paciência.

Aos meus queridos irmãos e sobrinhos pelos momentos incríveis que passamos em família.

À minha orientadora Prof. Dra. Silvana De Nardin pela amizade, orientação, confiança e apoio dado a mim durante todo o período de desenvolvimento do trabalho.

Ao Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto pelas sugestões e contribuições na fase de qualificação deste trabalho.

Aos amigos de longa data: Carolina, Fernando, Luís Augusto, Luiz Eduardo e Matheus.

Aos amigos Carlos e Sander pelas informações compartilhadas durante o desenvolvimento do trabalho.

À empresa EGT Engenharia por me permitir fazer parte do programa de pós-graduação em estruturas e construção civil da Universidade Federal de São Carlos e pela oportunidade do conhecimento obtido ao longo dos anos de trabalho.

SANTOS, T. J. **Análise numérica do comportamento de uma ligação mista viga-pilar com chapa passante.** 2014. 159f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2014.

Dentre os sistemas estruturais existentes destaca-se aquele formado por elementos mistos de aço e concreto. Este sistema utiliza as vantagens dos materiais estruturais mais utilizados na construção civil, o aço e o concreto, agrupando-os em um único elemento estrutural. Diferentemente do sistema em concreto armado moldado *in loco*, o sistema misto de aço e concreto não é monolítico e, portanto, o comportamento global da estrutura está principalmente atrelado ao comportamento das ligações. Atualmente as ligações viga-pilar têm sido alvo de estudos teórico-experimentais visando melhor compreender seu comportamento estrutural. No Brasil esta preocupação tornou-se ainda maior com a introdução de prescrições sobre ligações mistas de aço e concreto na norma brasileira ABNT NBR 8800:2008. Visando contribuir neste sentido, no presente trabalho é estudado, via modelagem numérica, um detalhe de ligação mista viga-pilar com chapa passante. A análise numérica realizada no pacote computacional ANSYS® foi dividida em duas etapas: validação do modelo numérico a partir de resultados experimentais com posterior análises paramétricas. Apesar das simplificações adotadas na simulação numérica, os resultados foram considerados satisfatórios e representativos do comportamento experimental, sobretudo da curva Força vs. Deslocamento na extremidade da viga. Uma vez validado o modelo numérico, o estudo paramétrico foi realizado com vistas a avaliar a influência de alguns parâmetros na capacidade resistente da ligação. Os parâmetros avaliados foram: taxa de armadura da laje de concreto, altura da laje e altura do perfil de aço da viga mista. Os resultados da análise paramétrica mostraram que a variação da altura da laje foi o parâmetro que mais influenciou na capacidade resistente da ligação mista com chapa passante.

Palavras-chave: ligação mista; ligação viga-pilar; modelagem numérica; análise paramétrica; ligação com chapa passante.

SANTOS, T. J. **Numerical analysis of the behavior of a composite beam-column connection with shear plate.** 2014. 159p. Dissertation (Master in Structural and Civil Construction) – Federal University of São Carlos, São Carlos, 2014.

Among all of the existing structural systems, the steel-concrete composite elements outstands because it takes advantage of the properties of both materials in the same element. Unlike the system in reinforced concrete cast in situ, the steel-concrete composite system is not monolithic, and therefore the global behavior of the structure is mainly linked to the behavior of the connections. Currently, the beam-column connections have been the subject of theoretical and experimental studies to better understand their structural behavior. This concern has become even bigger with the introduction of requirements on steel-concrete composite connections in the Brazilian standard ABNT NBR 8800:2008. In order to contribute to this subject, in this work is studied by numerical modeling, a detail of a composite beam-column connection with shear plate using numerical models. The numerical analysis performed in the computer package ANSYS® was divided in two phases: validation of the numerical model from experimental results and subsequent parametric analysis. Despite of the simplifications adopted in the numerical simulation, the results were satisfactory and representative of the experimental behavior, especially for Force vs. Displacement at the end of the beam. Once validated the numerical model, a parametric study was conducted in order to evaluate the influence of some parameters on the bearing capacity of connections, such as the concrete slab reinforcement ratio, the slab thickness and the steel beam depth. The results of the parametric analysis showed that the variation of the slab thickness was the parameter with more influence on the bearing capacity of the composite connection with shear plate.

Keywords: Composite connection; beam-column connections; numerical modeling; parametrical analysis; connection with shear plate.

Figura 1.1 – Seções usuais de pilares mistos preenchidos.....	21
Figura 1.2 – Seções usuais de pilares mistos parcial ou totalmente revestidos	21
Figura 1.3 – Etapas de pré-fabricação dos pilares mistos parcialmente revestidos.....	22
Figura 1.4 – Exemplo de vigas mistas.....	23
Figura 1.5 – Exemplo de laje com fôrma de aço incorporada	25
Figura 1.6 – Seção transversal de uma fôrma reentrante	26
Figura 1.7 – Curva Momento vs. Rotação e classificação das ligações.....	28
Figura 1.8 – Ligação viga-pilar com chapa passante	29
Figura 1.9 – Detalhe do modelo de ligação e da geometria da laje.....	29
Figura 1.10 – Viga com conectores tipo pino com cabeça	31
Figura 1.11 – Arranjo das armaduras na laje de concreto.....	32
Figura 1.12 – Ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade.....	34
Figura 1.13 – Ligação mista viga-viga com cantoneiras parafusadas na alma (duas por viga) e na mesa inferior da viga apoiada	35
Figura 1.14 – Ligação mista viga-viga com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada	35
Figura 1.15 – Esquema da ligação mista viga-pilar com chapa passante.....	37
Figura 2.1 – Detalhes das ligações estudadas por Azizinamini e Prakash (1993)	42
Figura 2.2 – Ligação com chapa de extremidade e parafusos passantes.....	44
Figura 2.3 – Um dos detalhes de ligação estudados por Xiao <i>et al.</i> (1996)	46
Figura 2.4 – Detalhe de ligação estudado por Li <i>et al.</i> (1996).....	47
Figura 2.5 – Arranjo de cargas testados por Li <i>et al.</i> (1996)	48
Figura 2.6 – Detalhe de ligação estudado por Ahmed e Nethercot (1997).....	50
Figura 2.7 – Ligações mistas analisadas por Anderson <i>et al.</i> (2000).....	51
Figura 2.8 – Modelo de ligação ensaiado por Gardner e Goldsworthy (2005) .	52
Figura 2.9 – Detalhe de dois tipos de ligação estudados por Gardner e Goldsworthy (2005).....	53
Figura 2.10 – Esquema dos detalhes de ligação mista viga-pilar.....	56
Figura 2.11 – Modelos numéricos feitos por Figueiredo (2004)	57

Figura 2.12 – Restrições e acoplamentos do modelo numérico de Figueiredo (2004).....	58
Figura 2.13 – Dimensões e detalhes dos pilares mistos	59
Figura 2.14 – Detalhes e dimensões da viga e da chapa de extremidade	60
Figura 2.15 – Detalhe da ligação viga-pilar misto preenchido	60
Figura 2.16 – Detalhes da laje de concreto armado.....	61
Figura 2.17 – Esquema de ensaio.....	62
Figura 2.18 – Modelo numérico da ligação mista	63
Figura 2.19 – Modelo isolado de ligação viga mista-pilar de centro	64
Figura 2.20 – Ligação viga mista-pilar de borda (tipo “T”).....	64
Figura 2.21 – Vista em planta do pavimento tipo	65
Figura 2.22 – Elevação lateral (corte AA) do pavimento tipo	65
Figura 2.23 – Elevação frontal (corte BB) do pavimento tipo	66
Figura 2.24 – Perspectiva do detalhe de ligação do protótipo isolado tipo “T” .	67
Figura 2.25 – Dimensões e detalhes da ligação soldada	68
Figura 2.26 – Dimensões e detalhes da ligação parafusada.....	69
Figura 2.27 – Visão geral dos modelos numéricos dos detalhes de ligação	70
Figura 2.28 – Elementos que compõe os detalhes de ligações. (Unid. mm)....	72
Figura 2.29 – Elementos que compõe os detalhes de ligações (em mm)	73
Figura 2.30 – Dimensões do modelo piloto (em mm).....	74
Figura 2.31 – Dimensões dos modelos com laje (em mm)	74
Figura 2.32 – Representação dos modelos numéricos: Kataoka (2011).....	75
Figura 2.33 – Esquema da ligação viga-pilar	77
Figura 2.34 – Modelo numérico da ligação viga-pilar	78
Figura 2.35 – Detalhe da modelagem numérica das armaduras e dos perfis de aço	78
Figura 3.1 – Disposição dos extensômetros no detalhe de ligação.....	82
Figura 3.2 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento	83
Figura 3.3 – Disposição dos transdutores e inclinômetros no modelo de ligação	84
Figura 3.4 – Esquema de ensaio e de aplicação dos carregamentos.....	85
Figura 3.5 – Comportamento Momento vs. Rotação da Ligação	86
Figura 3.6 – Classificação das ligações ensaiadas quanto à rigidez, segundo norma ABNT NBR 8800:2008	87

Figura 3.7 – Posição e nomenclatura dos parafusos	88
Figura 3.8 – Planta do detalhe de ligação e plano de simetria.....	89
Figura 3.9 – Esquema do detalhe utilizando a condição de simetria.....	90
Figura 3.10 – Elemento volumétrico SOLID65	91
Figura 3.11 – Elemento em casca SHELL181.....	93
Figura 3.12 – Elemento BEAM188.....	94
Figura 3.13 – Elementos finitos constituintes do detalhe de ligação	95
Figura 3.14 – Perspectiva do detalhe de ligação completo	96
Figura 3.15 – Condição de simetria - restrição dos graus de liberdade	96
Figura 3.16 – Restrições aplicadas no modelo numérico.....	97
Figura 3.17 – Acoplamento dos nós da mesa superior da viga e nós correspondentes na face inferior laje	98
Figura 3.18 – Refinamento da malha de elementos finitos	99
Figura 3.19 – Aplicação dos carregamentos	101
Figura 3.20 – Modelo constitutivo para o aço das armaduras.....	103
Figura 3.21 – Exemplo de modelo constitutivo para o aço dos perfis e chapa passante.....	104
Figura 3.22 – Modelo constitutivo adotado para os parafusos	105
Figura 3.23 – Modelo constitutivo para o concreto na compressão	109
Figura 4.1 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga para o modelo experimental.....	112
Figura 4.2 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga para o modelo numérico	112
Figura 4.3 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical na extremidade da viga	113
Figura 4.4 – Curvas Momento vs. Deslocamento vertical na extremidade da viga.....	113
Figura 4.5 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga no ponto 2-7 ..	114
Figura 4.6 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga no ponto 3-6 ..	115
Figura 4.7 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga no ponto 4-5 ..	115
Figura 4.8 – Evolução percentual dos deslocamentos verticais na extremidade da viga.....	116
Figura 4.9 – Deformação nas barras de armadura negativa da laje: pontos a 225mm do eixo de simetria	118

Figura 4.10 – Deformação das barras de armadura negativa da laje: eixo de simetria.....	118
Figura 4.11 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 1	119
Figura 4.12 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 2	119
Figura 4.13 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 3	120
Figura 4.14 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 7	121
Figura 4.15 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 8	121
Figura 4.16 – Comportamento Momento vs. Rotação da ligação.....	123
Figura 4.17 – Curvas Momento vs. Rotação da ligação.....	123
Figura 5.1 – Influência da taxa de armadura nas curvas Força vs. Deslocamento	129
Figura 5.2 – Comparação quanto ao deslocamento vertical na extremidade da viga e força vertical máxima aplicada.	130
Figura 5.3 – Relação percentual entre Força máxima nas vigas e Taxa de armadura da laje de concreto.....	132
Figura 5.4 – Influência da altura da laje nas curvas Força vs. Deslocamento	134
Figura 5.5 – Comparação quanto ao deslocamento vertical na extremidade da viga e força máxima aplicada.....	135
Figura 5.6 – Relação percentual entre Força máxima nas vigas e Altura da laje de concreto	136
Figura 5.7 – Influência da altura do perfil da viga nas curvas Força vs. Deslocamento	138
Figura 5.8 – Comparação quanto ao deslocamento vertical na extremidade da viga e força máxima aplicada.....	139
Figura 5.9 – Relação percentual entre Força resistente máxima e Altura do perfil das vigas	140
Figura 5.10 – Relação percentual entre Força resistente máxima e parâmetros avaliados.....	141

Tabela 2-1 – Resumo dos trabalhos sobre ligações mistas desenvolvidos no Brasil	54
Tabela 2-2 – Resumo das características dos modelos experimentais de Kataoka (2011).....	72
Tabela 3-1 – Propriedade dos materiais que constituem os elementos ensaiados:.....	85
Tabela 3-2 – Valor da rigidez inicial, momento e rotação da ligação.	87
Tabela 3-3 – Valores de capacidade resistente das vigas mistas para classificação quanto à resistência.....	88
Tabela 3-4 – Propriedade dos materiais adotados para o modelo numérico .	102
Tabela 3-5 – Pontos da curva Tensão vs. Deformação para os perfis e chapa passante.....	105
Tabela 3-6 – Pontos da curva Tensão vs. Deformação para os parafusos....	106
Tabela 3-7 – Parâmetros do modelo <i>Concrete</i> do Ansys.....	107
Tabela 4-1 – Evolução dos deslocamentos verticais na extremidade da viga: comparação entre experimentais (Exp.) e numéricos (Num.)	116
Tabela 5-1 – Configurações e taxas de armadura da laje para a análise paramétrica	128
Tabela 5-2 – Influência da taxa de armadura nos valores de Força máxima e Momento Resistente	131
Tabela 5-3 – Influência da altura da laje nos valores de Força máxima e Momento Resistente	135
Tabela 5-4 – Propriedades geométricas dos perfis analisados.....	137
Tabela 5-5 – Valores máximos de Força e Momento Resistentes para os modelos numéricos com diferentes alturas de perfil	139

LISTA DE SÍMBOLOS

A_b	–	área do parafuso ao cisalhamento;
A_{co}	–	área do conector de cisalhamento;
A_{gt}	–	área bruta sujeita a tração;
A_{gv}	–	área bruta sujeita a cisalhamento;
A_{nt}	–	área líquida sujeita a tração;
A_{nv}	–	área líquida sujeita a cisalhamento;
A_r	–	área total de aço das barras longitudinais negativas;
A_{vb}	–	área da alma da viga para verificação do cisalhamento em bloco;
A_{vc}	–	área da cantoneira para verificação do cisalhamento em bloco;
b_f	–	largura da mesa do perfil da viga;
d	–	altura total do perfil de aço da viga;
D_{b1}	–	distância entre a mesa inferior da viga e a linha do parafuso mais próximo;
D_{b2}	–	distância entre a mesa inferior da viga e a linha do parafuso intermediário;
D_{b3}	–	distância entre a mesa inferior da viga e a linha do parafuso mais distante;
d_f	–	diâmetro do furo;
d_p	–	diâmetro do parafuso;
D_r	–	distância da linha média da mesa inferior ao centro de gravidade da armadura superior da laje;
E_c	–	módulo de deformação secante do concreto;
F_b	–	força máxima por parafuso;
F_{bt}	–	força total nos parafusos;
F_{b1}	–	força no parafuso mais próximo da mesa inferior da viga;
F_{b2}	–	força no parafuso intermediário;

- F_{b3} – força no parafuso mais distante da mesa inferior da viga;
- f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto;
- F_{rb} – força na armadura;
- f_{uc} – resistência última da cantoneira de alma à tração;
- f_{uco} – resistência última do conector de cisalhamento;
- f_{up} – resistência última dos parafusos à tração;
- f_{ur} – resistência última da barras de armadura longitudinais negativas;
- f_{uv} – resistência última da viga;
- F_v – capacidade resistente ao cisalhamento da ligação;
- F_{v1} – capacidade resistente ao cisalhamento – tensões na alma da viga;
- F_{v2} – capacidade resistente ao cisalhamento – equilíbrio de forças;
- f_{yv} – resistência ao escoamento da viga;
- f_{yw} – resistência ao escoamento da alma da viga;
- I – momento de inércia da seção mista fissurada;
- ℓ_c – menor distância entre o furo e borda e entre furos consecutivos, para a alma da viga ou chapa passante;
- ℓ_{cla} – distância horizontal da linha de furos até a face da viga;
- ℓ_{clb} – distância vertical da mesa superior da viga até o furo mais próximo;
- ℓ_{clc} e ℓ_{cld} – distância vertical entre furos consecutivos na alma da viga;
- ℓ_{cle} – distância vertical da mesa inferior da viga até o furo mais próximo;
- n – número de parafusos que conectam a cantoneira à alma da viga;
- n_c – número de conectores de cisalhamento;
- n_f – número de furos na cantoneira de alma;
- q_{Rd} – resistência de um conector de cisalhamento;
- R_{nv} – capacidade resistente ao cisalhamento da ligação mista devido à sua geometria;

- R_{nv1} – resistência ao cisalhamento do grupo de parafusos;
- R_{nv2} – resistência devido à pressão de contato nos furos;
- R_{nv3} – resistência ao cisalhamento em bloco para a alma da viga;
- t_c – espessura da cantoneira de alma;
- t_f – espessura da mesa do perfil de aço da viga;
- t_w – espessura da alma do perfil de aço da viga;
- x – braço de alavanca (distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação da força vertical na viga);
- x_1 – distância da linha de centro dos parafusos na alma até a mesa do pilar;
- y – posição da linha neutra.

1. INTRODUÇÃO	18
1.1 ELEMENTOS MISTOS	19
1.1.1 PILARES MISTOS.....	20
1.1.2 VIGAS MISTAS	22
1.1.3 LAJES MISTAS	24
1.1.4 LIGAÇÕES MISTAS.....	26
1.2 OBJETO DE ESTUDO	28
1.3 JUSTIFICATIVA	33
1.4 OBJETIVOS	36
1.5 METODOLOGIA	38
1.6 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	38
2. LIGAÇÕES MISTAS DE AÇO E CONCRETO	40
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	40
2.2 MODELAGENS NUMÉRICAS DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR DESENVOLVIDAS NO BRASIL	55
2.2.1 FIGUEIREDO (2004)	56
2.2.2 FARIAS (2008)	58
2.2.3 BESSA (2009)	63
2.2.4 BARROS (2011)	68
2.2.5 KATAOKA (2011)	71
2.2.6 CONCEIÇÃO (2011).....	77
3. SIMULAÇÃO NUMÉRICA	82
3.1 DETALHES DO MODELO EXPERIMENTAL	82
3.1.1 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS QUE COMPÕEM O DETALHE DE LIGAÇÃO	85
3.1.2 DETALHE DE LIGAÇÃO: RESULTADOS EXPERIMENTAIS	86
3.2 DETALHES DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA	89

3.3	ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS	91
3.3.1	CONCRETO	91
3.3.2	AÇO	92
3.3.3	PARAFUSOS E ARMADURA DA LAJE	93
3.3.4	INTERAÇÃO VIGA-LAJE: COMPORTAMENTO CONJUNTO	94
3.4	MALHA E CONDIÇÕES DE CONTORNO	95
3.5	APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO.....	100
3.6	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS: MODELO NUMÉRICO	101
3.7	RELAÇÕES CONSTITUTIVAS PARA OS MATERIAIS AÇO E CONCRETO	102
3.7.1	ANÁLISE NÃO-LINEAR: PONTOS IMPORTANTES.....	109
4.	<i>PRINCIPAIS RESULTADOS E VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO.....</i>	111
4.1	VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	111
4.1.1	DESLOCAMENTO VERTICAL DA VIGA.....	111
4.1.2	DEFORMAÇÃO AXIAL NAS ARMADURAS.....	117
4.1.3	ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO	122
5.	<i>ANÁLISE PARAMÉTRICA.....</i>	125
5.1	TAXA DE ARMADURA DA LAJE	128
5.2	ALTURA DA LAJE	133
5.3	ALTURA DO PERFIL DE AÇO DA VIGA MISTA.....	137
6.	<i>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</i>	142
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	145
	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</i>	147
	<i>BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....</i>	151
	<i>APÊNDICE A - Cálculo da capacidade resistente da ligação.....</i>	152
	<i>APÊNDICE B - Altura do perfil da viga: análise paramétrica.....</i>	159

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, a indústria da construção civil procura soluções que aliem durabilidade, qualidade, menor tempo de execução, menor custo e redução do desperdício de materiais, sem esquecer do adequado desempenho estrutural e dos requisitos de segurança.

Dentre os sistemas estruturais existentes estão os formados por elementos mistos de aço e concreto, que buscam explorar as vantagens proporcionadas pelos materiais estruturais mais utilizados na construção civil (aço e concreto), agrupando-os num só elemento estrutural e conferindo, ao elemento resultante, maior rigidez e capacidade resistente. Em suma, a rigidez do concreto frente às forças horizontais e sua adequabilidade de formas são associadas à precisão dimensional, à capacidade de vencer grandes vãos e à leveza apresentadas pelos elementos de aço.

Por definição, os elementos mistos de aço e concreto são formados pela associação de perfis de aço ao concreto estrutural, de modo que os dois materiais trabalhem em conjunto, no mesmo elemento, resistindo aos esforços solicitantes.

Historicamente, as primeiras utilizações de elementos mistos datam do fim do século XIX. Nesta época, os perfis de aço que compunham as vigas eram revestidos com concreto. A princípio, a ideia de revestir os perfis de aço com concreto era apenas para assegurar sua proteção contra a corrosão e o fogo, ou seja, a contribuição do concreto para o aumento da capacidade resistente destes elementos era desconsiderada.

Tal desconsideração perdurou até meados da década de 1930, quando o *New York City Building Code* apresentou o primeiro registro de normatização para vigas mistas e, a partir de então, a contribuição do concreto para o aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais passou a ser computada nas verificações, constituindo, de fato o elemento misto de aço e concreto. Em 1944, este assunto foi adicionado às normas da AASHTO.

As primeiras construções mistas de aço e concreto registradas no Brasil datam das décadas de 1950 e 1960, limitando-se a alguns edifícios e

pequenas pontes, ambos localizados na região Sudeste do país. Em 1986, a publicação da norma ABNT NBR 8800:1986 – *Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios* trouxe apenas a normatização de vigas mistas de aço e concreto e, com isso, a utilização de elementos mistos se limitava às vigas mistas biapoiadas.

Com o passar dos anos houve um aumento na produção de aço estrutural no Brasil, bem como uma intensificação na busca por novas soluções arquitetônicas e estruturais; assim, nas duas últimas décadas, vários são os edifícios construídos e que utilizam elementos mistos de aço e concreto. Outro destaque que impulsiona a expansão da utilização dos elementos mistos é que a versão de 2008 da norma ABNT NBR 8800:2008 passou a contemplar, em seus anexos, recomendações de projeto para lajes, vigas, pilares e ligações mistas.

Do que foi exposto até o momento, percebe-se que a utilização de elementos mistos está em processo de difusão e tende a ganhar novos espaços no Brasil, sobretudo com eventos esportivos já agendados como a Copa do Mundo em 2014 e as Olimpíadas em 2016; eventos estes que requerem a construção, em ritmo acelerado, de várias edificações.

A fim de facilitar a compreensão do sistema misto de aço e concreto este será dividido em elementos, a saber: pilares, vigas, lajes e ligações mistas, assuntos estes dos próximos itens.

1.1 ELEMENTOS MISTOS

Até então, os elementos mistos são utilizados em estruturas de pequeno porte, edifícios de múltiplos pavimentos, pontes, quadras esportivas cobertas, pavilhões, galpões de armazenagem, terminais rodoviários, etc.

No Brasil, por exemplo, é comum o uso de sistemas estruturados em aço (vigas e pilares) associados à laje mista com fôrma de aço incorporada.

Independente da configuração do elemento misto de aço e concreto, ele sempre se caracteriza pelo comportamento conjunto entre um

elemento de aço, na forma de perfil, e o concreto de qualidade estrutural, que pode ser simples ou armado.

1.1.1 PILARES MISTOS

Os pilares mistos de aço e concreto podem ser definidos como sendo elementos estruturais constituídos de um ou mais perfis de aço, preenchidos ou revestidos de concreto e sujeitos, predominantemente, a esforços de compressão.

Assim como as primeiras vigas mistas, os primeiros pilares mistos utilizavam concreto de baixa resistência, uma vez que sua função era proteger o componente de aço da corrosão e do fogo. Vale lembrar que o aumento da capacidade resistente do elemento, proveniente da inserção do concreto, era desprezado nos cálculos.

Percebeu-se, no entanto, que a presença do concreto aumentava significativamente a capacidade resistente dos elementos e contribuía para a estabilidade do edifício frente às forças horizontais. A partir daí a contribuição do concreto passou a ser contabilizada nos cálculos.

Quanto à sua utilização, a opção por pilares mistos torna-se interessante quando se deseja elementos com elevada capacidade resistente e seções transversais esbeltas, ou mesmo elementos com proteção do perfil de aço contra corrosão, incêndio e impacto de veículos. No entanto, a utilização do concreto apenas como material de proteção ficou em segundo plano, pois surgiram materiais mais eficientes para tal finalidade e que não implicam no aumento da seção transversal.

A classificação dos pilares mistos se dá em função da disposição do concreto na seção mista. Sendo assim, podem ser classificados em: pilares preenchidos, revestidos e parcialmente revestidos.

Os pilares mistos preenchidos são constituídos de perfis de aço, comumente de seções quadradas, retangulares ou circulares preenchidos com concreto, que pode ser simples ou armado. Para este tipo de pilar não há a necessidade da utilização de fôrmas, sendo esta sua principal vantagem frente aos demais tipos de pilares mistos.

Também não é obrigatória a utilização de armaduras na forma de barras; estas podem ser dispensadas nas verificações à temperatura ambiente, podendo ser necessárias em elevada temperatura. A Figura 1.1 apresenta as seções mais usuais de pilares mistos preenchidos.

Figura 1.1 – Seções usuais de pilares mistos preenchidos



Por outro lado, os pilares mistos revestidos são constituídos de perfis de aço de seção I e concreto, sendo que este último reveste toda a seção transversal de aço (FIGURA 1.2a). Já os pilares mistos parcialmente revestidos são caracterizados pelo envolvimento parcial da seção de aço com o concreto ou seja, somente a região entre as mesas do perfil de aço é preenchida com concreto. Em ambos os casos é obrigatória a utilização de armaduras na forma de barras longitudinais e estribos.

A Figura 1.2b apresenta uma seção transversal típica de um pilar misto parcialmente revestido, cujo concreto preenche apenas a região entre as mesas do perfil de aço.

Figura 1.2 – Seções usuais de pilares mistos parcial ou totalmente revestidos



a) Pilar revestido

b) Parcialmente revestido

As principais desvantagens do pilar misto revestido (FIGURA 1.2a) são a necessidade de fôrmas para a concretagem e de armaduras longitudinais e estribos, além da dificuldade em realizar a ligação deste com os demais

elementos estruturais. Já os pilares mistos parcialmente revestidos (FIGURA 1.2b) podem ou não dispensar o uso de fôrmas para a concretagem, dependendo do processo construtivo adotado. Caso seja feita a opção pela pré-fabricação, esta dispensa a utilização de fôrmas e a concretagem deve ser executada em duas fases, com o perfil de aço na posição horizontal (FIGURA 1.3).

Figura 1.3 – Etapas de pré-fabricação dos pilares mistos parcialmente revestidos



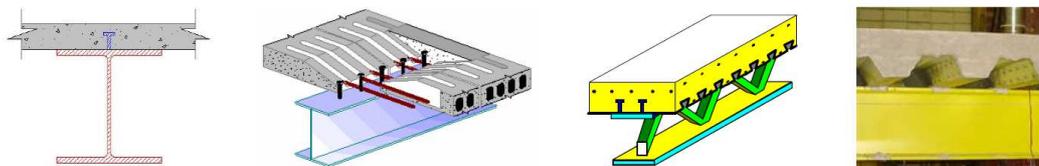
Para os pilares mistos parcialmente revestidos (FIGURA 1.3b) pode-se notar que, apesar de o concreto preencher a região entre as mesas do perfil de aço e, conseqüentemente, aumentar sua capacidade resistente, não protege totalmente o perfil contra a corrosão e o fogo, podendo ser necessário lançar mão de outros dispositivos de proteção para tais finalidades. Estes dispositivos adicionais de proteção também podem ser necessários nos outros tipos de pilares mistos.

1.1.2 VIGAS MISTAS

A viga mista de aço e concreto pode ser definida como fruto da associação de um perfil de aço solidarizado por meio de conectores de cisalhamento a uma laje, podendo esta ser: maciça de concreto moldado no local, mista com fôrma de aço incorporada, com vigotas pré-moldadas, etc.

Dentre os perfis de aço disponíveis no mercado o do tipo “I” é o mais utilizado na composição da viga mista, principalmente para edifícios. A Figura 1.4 apresenta alguns exemplos de vigas mistas com diferentes tipos de laje.

Figura 1.4 – Exemplo de vigas mistas



Fonte: De Nardin *et al.* (2008)

O comportamento das vigas mistas é fundamentado na ação conjunta entre o perfil de aço e a laje de concreto, desta forma, é necessário que se desenvolvam forças longitudinais de cisalhamento na interface aço-concreto.

Como a aderência natural entre laje e o perfil de aço não é suficiente para gerar a resistência necessária na interface, torna-se imprescindível o uso de elementos adicionais capazes de transmitir o cisalhamento na interface laje-viga. Estes referidos elementos são chamados conectores de cisalhamento. Vale lembrar que a normatização brasileira abrange apenas os conectores tipo pino com cabeça e os perfis “U” (Laminado e perfis formados a frio).

Em suma, para obter uma viga mista, basta acrescentar conectores de cisalhamento na interface perfil-laje de um sistema estruturado em aço, de forma que, com os mesmos elementos (perfil de aço e laje), é possível aumentar sensivelmente a capacidade resistente do elemento resultante, a viga mista.

Cabe salientar que a largura colaborante da laje tem influência direta na capacidade resistente da viga mista. No presente trabalho, no entanto, não houve variação na largura da laje, ou seja, a largura colaborante se manteve constante.

Uma das vantagens apresentadas pelo uso de vigas mistas é o aumento da capacidade resistente e da rigidez do elemento misto em comparação com os perfis de aço. Isto possibilita a redução da altura da seção da viga, portanto, evidencia uma das principais vantagens do sistema misto frente ao sistema em aço que é a redução do consumo de aço que, por consequência, pode ser traduzido em menor custo do elemento estrutural final.

Naturalmente, na análise do custo final da viga mista, deve ser levado em conta o custo dos conectores de cisalhamento e de sua instalação.

Outra vantagem apresentada pela viga mista é que, na associação com lajes com fôrma de aço incorporada, pode-se optar pelo não escoramento da laje, sempre que possível, aumentando a velocidade de construção. No entanto, Vasconcellos (2006) comenta que o escoramento da laje pode ser apropriado nos casos em que se queira limitar os deslocamentos verticais do perfil de aço na fase construtiva.

As verificações da viga mista envolvem duas fases: a fase construtiva e a fase de utilização e o processo construtivo empregado (com ou sem escoramento) tem influência direta nestas verificações.

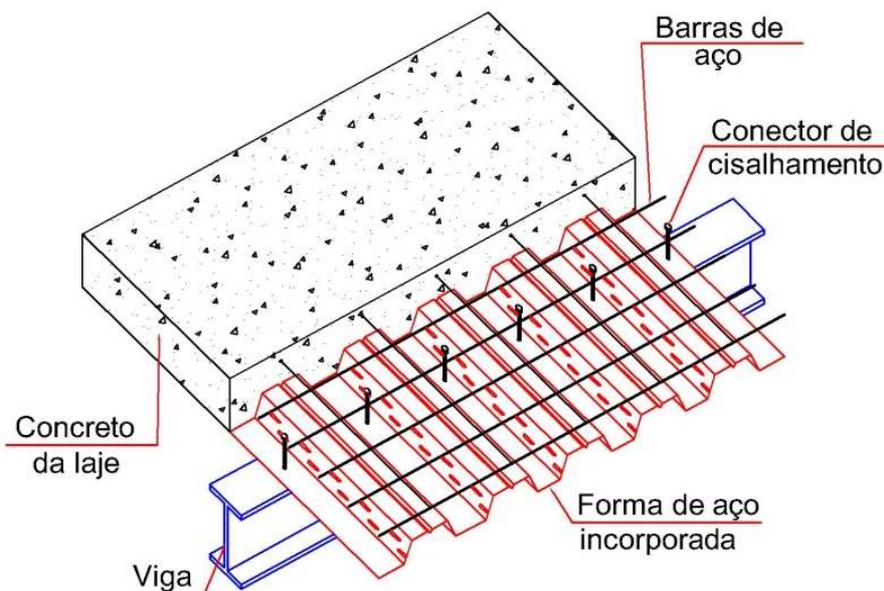
Como citado anteriormente, a laje é um elemento necessário na composição das vigas mistas. Dada a sua importância dentro deste contexto, o próximo tópico tratará de um tipo específico de laje, as lajes mistas de aço e concreto com fôrma de aço incorporada.

1.1.3 LAJES MISTAS

A laje mista, também denominada laje mista com fôrma de aço incorporada, consiste na utilização de uma fôrma permanente nervurada de aço que, na fase construtiva, funciona como único elemento resistente para o concreto em estado fresco (antes da cura), desta maneira, deve suportar isoladamente às ações de peso próprio e decorrentes da referida fase (processos de lançamento, adensamento e cura do concreto).

Após a cura do concreto, os dois componentes, concreto e fôrma de aço solidarizam-se estruturalmente, e a laje passa a ser mista ou apresentar comportamento misto. Nesta tipologia de laje a fôrma de aço pode substituir parcial ou integralmente a armadura inferior (armadura positiva) da laje. Isto porque a armadura inferior da laje na fôrma de barras pode e deve ser utilizada somente quando o aço da fôrma não for suficiente para resistir aos esforços atuantes.

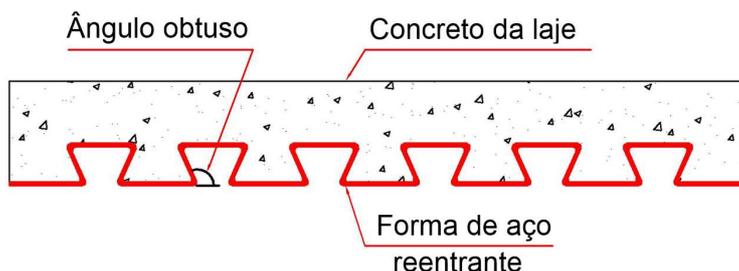
A Figura 1.5 apresenta uma laje mista com fôrma de aço incorporada do tipo trapezoidal.

Figura 1.5 – Exemplo de laje com fôrma de aço incorporada

A transmissão de esforços cisalhantes na interface aço-concreto pode ocorrer via solidarização mecânica, aderência ou por atrito. Na solidarização mecânica são utilizadas as saliências e reentrâncias presentes na face superior da fôrma. A ligação por aderência é adquirida por meio da ação química entre a pasta (cimento + água) e a fôrma de aço. Já a solidarização por atrito leva em consideração o confinamento do concreto em fôrmas reentrantes (FIGURA 1.6).

No caso dos elementos mistos, dado o nível das solicitações aplicadas, a aderência química é uma parcela que comumente é desprezada nos cálculos, devido à sua ordem de grandeza frente às demais parcelas de solidarização.

As fôrmas reentrantes possuem ângulo de inclinação entre a alma e o plano horizontal maior que 90° . São capazes de restringir a tendência de separação entre a fôrma de aço e o concreto, garantindo a aderência dos dois materiais por meio do atrito. A Figura 1.6 apresenta a seção transversal de uma fôrma de aço reentrante. Vale destacar que este tipo de fôrma não se encontra disponível, atualmente, no mercado brasileiro.

Figura 1.6 – Seção transversal de uma fôrma reentrante

Uma das funções da fôrma de aço é contraventar horizontalmente a estrutura na fase construtiva, desempenhando o papel de “diafragma horizontal”. Além disso, as fôrmas de aço auxiliam na distribuição das deformações por retração, limitando a abertura de fissuras do concreto. O uso dessa forma, inclusive, possibilita a redução ou até mesmo a dispensa do escoramento da laje, além de facilitar a passagem de dutos e instalações (VASCONCELLOS, 2006).

Feita a caracterização dos elementos pertencentes ao sistema misto (pilares mistos, vigas mistas e lajes mistas) passa-se para a abordagem dos componentes necessários à junção destes referidos elementos, as ligações viga-viga e viga-pilar, assunto do próximo tópico e que merece atenção especial, pois constitui o objeto de estudo do presente trabalho.

1.1.4 LIGAÇÕES MISTAS

1.1.4.1 DEFINIÇÃO

Uma ligação é denominada mista quando a laje participa da transmissão do momento fletor de uma viga mista para um pilar ou mesmo entre vigas mistas. Quando não houver a contribuição da laje na transmissão de esforços, a ligação é denominada ligação de aço isolado ou simplesmente ligação.

Algumas características apresentadas pelas ligações mistas em relação às ligações em aço merecem destaque: maior capacidade resistente e rigidez quando comparadas às ligações em aço (sem a contribuição da laje) com capacidade rotacional compatível; melhor desempenho em serviço, somado à

redução de fissuras junto aos pilares, considerando a presença da armadura na laje (BESSA e GONÇALVES, 2006).

Em termos econômicos, o uso de ligações mistas possibilita a redução da altura e peso próprio dos perfis de aço utilizados nas vigas, o que implica em menor consumo de aço estrutural. Soma-se a esta redução de custos locais, para os elementos, os custos globais de um edifício com a redução do custo da ligação, redução das dimensões das vigas, além do alívio de cargas nas fundações. Ou seja, o efeito da redução no consumo de aço se estende a todo o sistema estrutural.

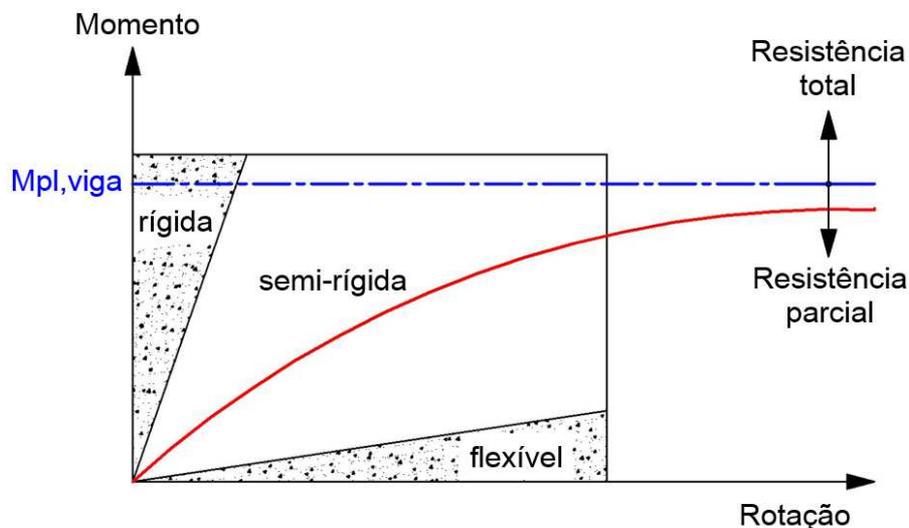
1.1.4.2 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES MISTAS

De acordo com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 as ligações mistas são classificadas em função de sua capacidade resistente, rigidez e capacidade de rotação.

Quanto à capacidade resistente, as ligações mistas podem ser de resistência total, quando apresentam capacidade resistente maior que a dos elementos conectados nas tipologias de ligações viga-viga ou viga-pilar, e de resistência parcial quando apresentam capacidade resistente inferior à dos elementos conectados.

Em relação à rigidez, as ligações podem ser do tipo rígida, semirrígida e flexível. A ligação mista será classificada como rígida quando o ângulo entre os elementos conectados, viga e pilar por exemplo, praticamente não se alterar com as solicitações aplicadas. Em termos numéricos, a ligação é considerada rígida quando a rotação relativa entre os elementos estiver abaixo de 10% da rotação de uma rótula perfeita.

A ligação mista é dita semirrígida quando a rotação relativa entre elementos estiver entre 10% e 80% da correspondente à rótula perfeita. Por fim, é considerada flexível quando há transmissão de força normal, cortante e quando a rotação relativa entre elementos conectados for maior que 80% da rotação de uma “rótula perfeita”. A Figura 1.7 apresenta a curva Momento vs. Rotação e ilustra a classificação da ligação mista em função da resistência e da rigidez.

Figura 1.7 – Curva Momento vs. Rotação e classificação das ligações

Quanto à ductilidade, as ligações mistas são classificadas pela sua capacidade de rotação, ou seja, quanto menor a capacidade de rotação da referida ligação menor ductilidade ela terá para transferir os esforços. Neste caso, não há uma classificação específica como nos casos anteriores, mas há valores mínimos de capacidade de rotação que devem ser respeitados.

Aqui vale lembrar que a norma ABNT NBR 8800:2008 traz alguns detalhes de ligação mista que já foram previamente ensaiados e para os quais foram determinadas formulações para estimar a rigidez, capacidade resistente e capacidade de rotação. Estas ligações são denominadas “ligações pré-qualificadas”. Para detalhes diferentes dos constantes na norma ABNT NBR 8800:2008 é necessário lançar mão de modelos experimentais e/ou simulações numéricas para obter tais parâmetros.

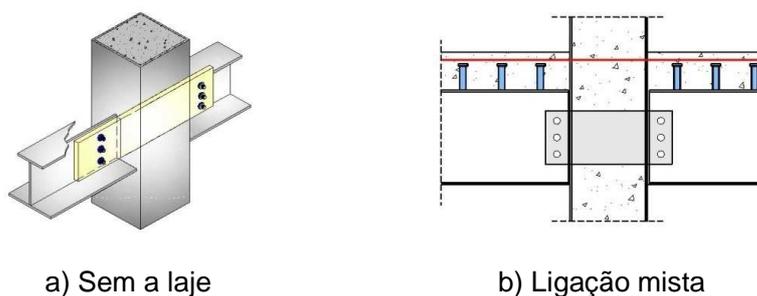
A seguir, é descrito o detalhe de ligação que será investigado, via simulação numérica, no presente estudo.

1.2 OBJETO DE ESTUDO

O objeto do presente estudo se refere à ligação mista com chapa passante previamente analisada experimentalmente por De Nardin (2007). De acordo com a autora, este detalhe de ligação se assemelha às ligações mistas

com chapa de alma estudadas por Xiao *et al.* (1994). O detalhe de ligação proposto por Xiao *et al.* (1994) e por Malaska (2000) foi então adaptado visando determinar o momento resistente das ligações mistas, detalhe este constituído por pilar misto preenchido com concreto, chapa passante, viga mista e laje maciça de concreto armado. A Figura 1.8 apresenta o esquema da referida ligação doravante denominada ligação com chapa passante.

Figura 1.8 – Ligação viga-pilar com chapa passante

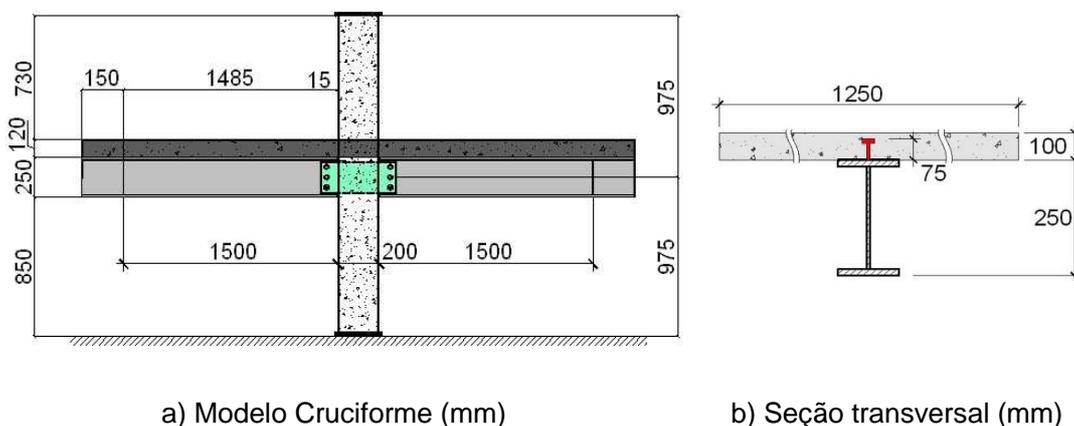


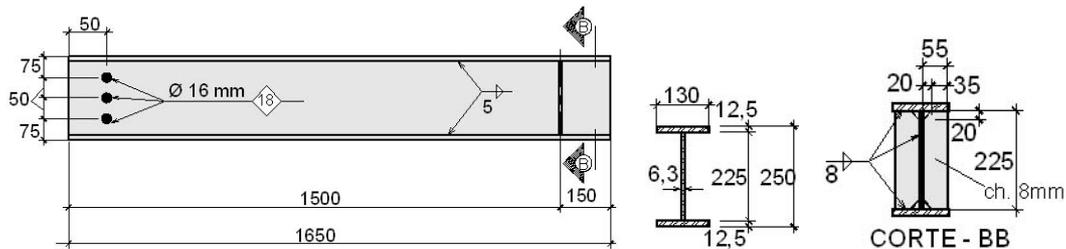
Fonte: De Nardin (2007)

Dentre as ligações analisadas por De Nardin (2007), será aqui estudada a ligação descrita como ligação mista com laje maciça de concreto armado. A laje possui 125cm de largura e 10cm de altura.

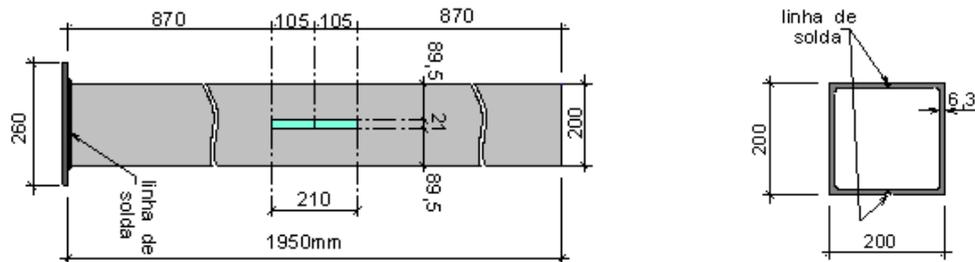
Os detalhes desse modelo de ligação, bem como da geometria da laje de concreto são apresentados na Figura 1.9.

Figura 1.9 – Detalhe do modelo de ligação e da geometria da laje

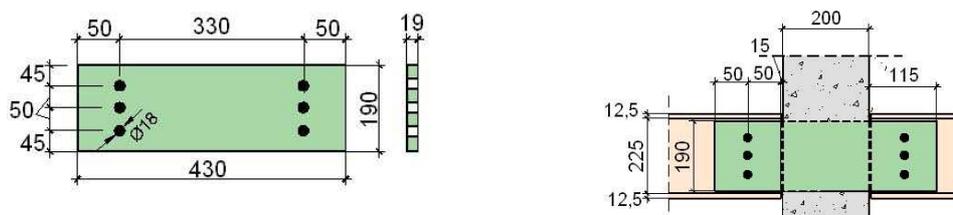




c) Viga I (mm)



d) Pilar preenchido (mm)



e) Chapa passante (mm)

Fonte: De Nardin (2007)

A largura efetiva da laje (FIGURA 1.9b) foi estimada por De Nardin (2007) imaginando uma viga com vão livre entre apoios de, aproximadamente, 6m.

Já o comprimento da viga foi escolhido por três motivos: em todos os ensaios do modelo sem laje realizados em etapa anterior a este estudo experimental as vigas possuíam o mesmo comprimento (FIGURA 1.10); em função da capacidade dos equipamentos de ensaio, uma vez que, quanto menor o vão maior o momento resistente da ligação, além de que, em seu estudo, De Nardin (2007) pretendia analisar uma tipologia de ligação em que predominasse o momento fletor na ligação viga-pilar.

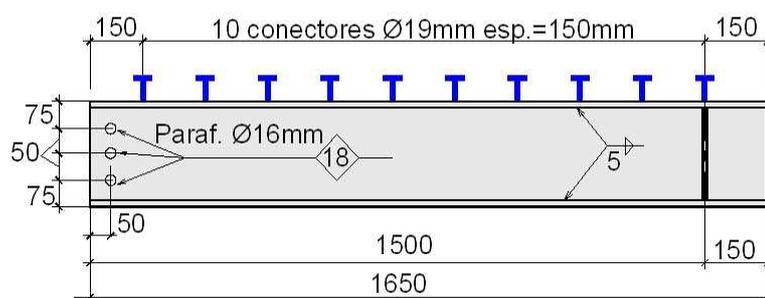
Em cada perfil de aço da viga, cujo aço utilizado foi o tipo ASTM-A36 foram dispostos 10 conectores do tipo pino com cabeça espaçados a cada 15 cm. Os referidos conectores possuíam 75mm de altura e eram constituídos de aço com resistência à ruptura de 415MPa.

O concreto utilizado na laje possuía resistência característica à compressão de 62MPa e as taxas de armadura da laje foram de 1% para a armadura longitudinal superior e de 0,15% para a armadura longitudinal inferior.

Os aços utilizados no perfil do pilar e na chapa foram, respectivamente, tipo SAE-1020 e tipo ASTM-A36.

Os parafusos, com diâmetro nominal de 16mm, utilizados para conectar a chapa passante às vigas eram constituídos de aço ASTM-A325. A Figura 1.10 ilustra alguns destes detalhes. Já a Figura 1.11 apresenta o arranjo das armaduras inferiores (positivas) e superiores (negativas) utilizadas na laje de concreto.

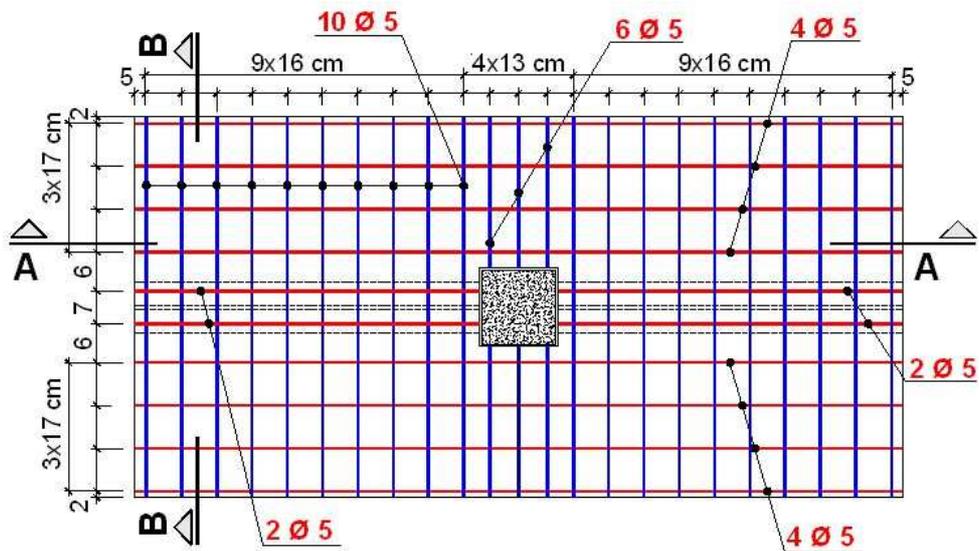
Figura 1.10 – Viga com conectores tipo pino com cabeça



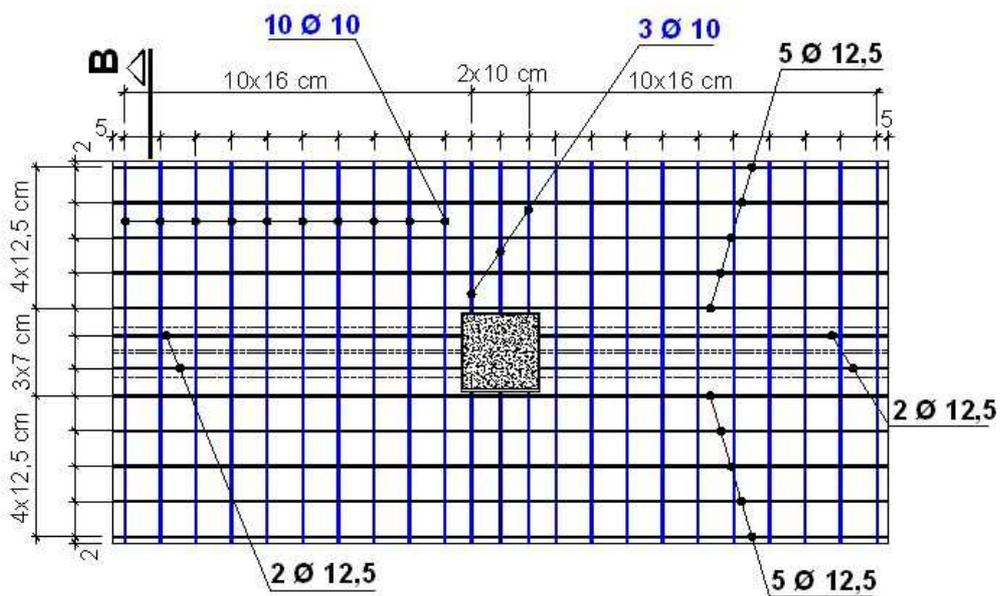
Dimensões em mm

Fonte: De Nardin (2007)

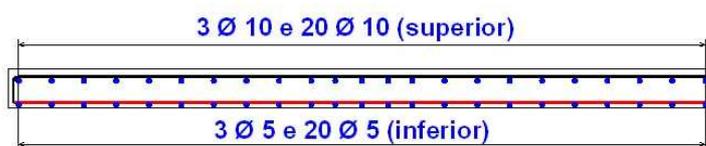
Figura 1.11 – Arranjo das armaduras na laje de concreto



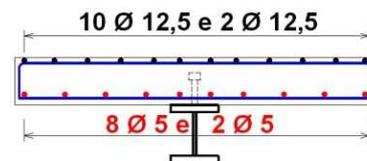
a) Armadura positiva (inferior)



b) Armadura negativa (superior)



c) Corte A-A



d) Corte B-B

Fonte: De Nardin (2007)

Cabe aqui salientar que as armaduras que são interrompidas no perfil de aço do pilar ($4\phi 5$, $6\phi 5$, $4\phi 12,5$ e $6\phi 10$) foram colocadas apenas por questão construtiva e para limitar a fissuração no concreto nas regiões dos conectores de cisalhamento. Estas barras não foram contabilizadas nas taxas de armadura supracitadas.

As deformações e deslocamentos dos componentes da ligação foram registrados, respectivamente, por extensômetros elétricos e transdutores. Os resultados experimentais mais relevantes serão apresentados posteriormente.

1.3 JUSTIFICATIVA

Apesar de os elementos mistos estarem em plena difusão e desenvolvimento no Brasil, estudos relacionados ao comportamento das ligações mistas ainda são incipientes e, portanto, necessários.

Por haver um grande número de parâmetros envolvidos e que afetam seu comportamento, o estabelecimento de uma metodologia geral para o projeto e dimensionamento das ligações mistas tem enfrentado dificuldade e requerido muito esforço dos pesquisadores. Estudos experimentais e numéricos, inclusive, têm indicado que o comportamento das ligações mistas é extremamente complexo.

Como a determinação do comportamento das ligações de aço já é por si só, bastante difícil, a preocupação em determinar o real comportamento das ligações mistas aumentou significativamente, devido à complexidade do sistema de ligação mista, cujo comportamento é influenciado pela contribuição da laje, além de que este tipo de ligação requer atenção especial na disposição das barras de armadura longitudinais superiores da laje de concreto.

Esta preocupação pode ser evidenciada pelo simples fato de que o conceito de semi-rigidez das ligações foi introduzido já na década de 1970 nos procedimentos da norma americana AISC – *American Institute of Steel Construction*, bem como nas recomendações de dimensionamento do Eurocode 3, tempos mais tarde.

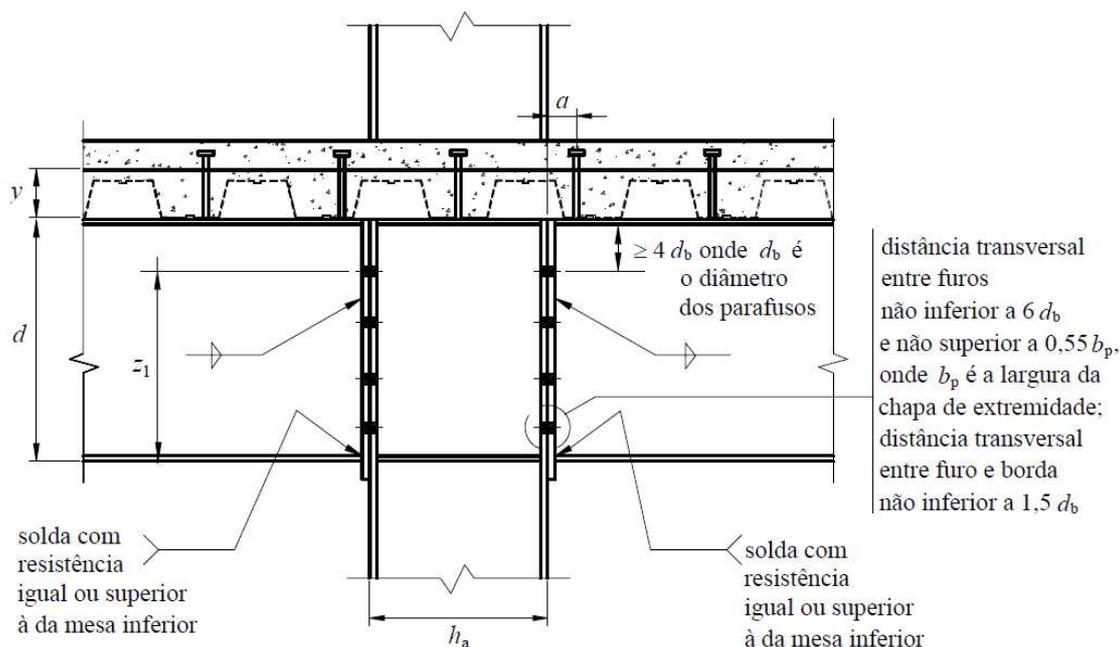
Com isso, tornou-se fato a necessidade de estudos para avaliar o comportamento das ligações mistas. Atualmente, ainda existem muitos questionamentos relacionados ao comportamento das ligações mistas e aos seus critérios de dimensionamento.

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 aborda e pré-qualifica algumas ligações mistas viga-viga ou viga-pilar compostas por vigas mistas semicontínuas sujeitas a momento negativo: as ligações com chapa de extremidade, ligações com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga apoiada e ligações com cantoneiras parafusadas na mesa inferior da viga apoiada.

A norma inclusive contempla alguns tipos de lajes na composição de vigas mistas, a saber: lajes maciças moldadas no local, mista com fôrma de aço incorporada e com pré-laje de concreto pré-moldada.

A Figura 1.12 apresenta o detalhe de ligação com chapa de extremidade pré-qualificado pela norma ABNT NBR 8800:2008.

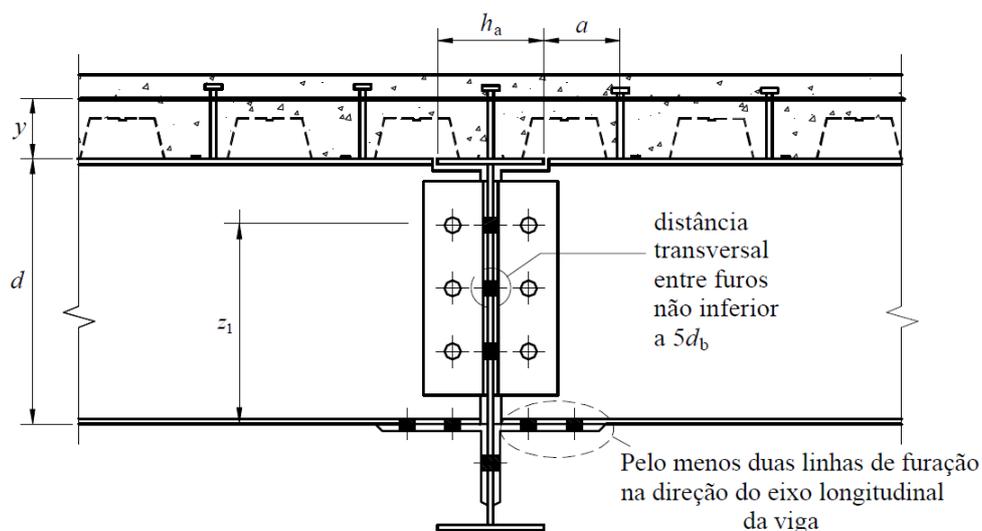
Figura 1.12 – Ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

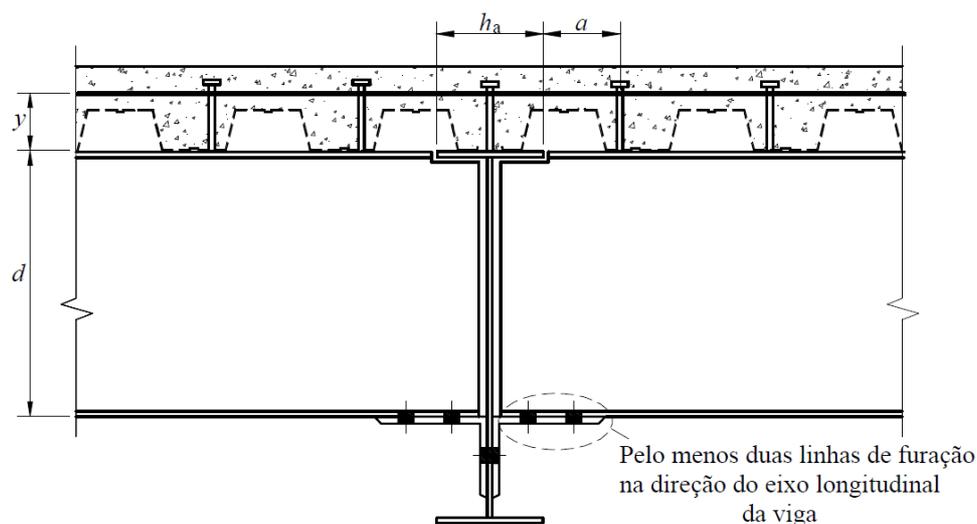
A Figura 1.13 apresenta o segundo tipo de ligação mista contemplada pela norma ABNT NBR 8800:2008, a ligação mista viga-viga com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga apoiada. Já a Figura 1.14 mostra o terceiro e último detalhe de ligação pré-qualificado, a ligação mista viga-viga com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada.

Figura 1.13 – Ligação mista viga-viga com cantoneiras parafusadas na alma (duas por viga) e na mesa inferior da viga apoiada



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Figura 1.14 – Ligação mista viga-viga com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Inicialmente, já é possível observar que a norma ABNT NBR 8800:2008 não contempla ou pré-qualifica, em seu Anexo R, detalhe de ligação semelhante ao que foi analisado no presente trabalho, ou seja, a ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante. Conclui-se que esta análise também será de grande valia para possível inserção de outras tipologias de ligações, bem como procedimentos de cálculo de detalhes de ligações ainda não contempladas pela norma vigente.

Embora uma gama razoável de estudos teóricos e experimentais tenham gerado resultados confiáveis para alguns detalhes de ligação viga-pilar, agora denominados de pré-qualificados, e com procedimentos teóricos para previsão da capacidade resistente bastante confiáveis, qualquer alteração na configuração da ligação requer novos estudos.

Esta necessidade de novos estudos é perfeitamente justificável, basta observar o grande número de limitações (Figura 1.12, Figura 1.13 e Figura 1.14) descritas no anexo R da norma ABNT NBR 8800:2008 para que a formulação lá descrita possa ser empregada; ou seja, há uma série de limitações para que os modelos incorporados à norma brasileira sejam válidos e aplicáveis com segurança. E isto não é uma limitação apenas da norma brasileira, limitações semelhantes são encontradas em normas estrangeiras como o Eurocode 4:2004, que serviu de base para a elaboração da nossa atual norma para verificação de ligações mistas de aço e concreto.

Por fim, mas não menos importante, percebe-se que todos os detalhes de ligação apresentados pela norma ABNT NBR 8800:2008, inclusive todas as limitações descritas em seu anexo R, não foram desenvolvidos para pilares mistos preenchidos.

Com base em tais informações expostas até o momento, justifica-se a proposta deste trabalho, cujos principais objetivos são descritos detalhadamente a seguir.

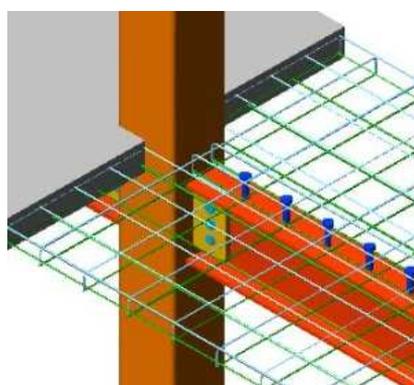
1.4 OBJETIVOS

O principal objetivo do presente estudo é desenvolver um modelo numérico simplificado que represente adequadamente o comportamento de uma

ligação viga-pilar com chapa passante, analisado experimentalmente por De Nardin (2007), utilizando o maior número possível de dados experimentais como base para validação do modelo numérico, tais como: curvas Momento vs. Rotação da ligação, Força vs. Deslocamento vertical das vigas, etc.

O detalhe de ligação em questão permite conectar uma viga mista ao pilar misto preenchido de seção quadrada. A Figura 1.15 mostra o referido detalhe de ligação.

Figura 1.15 – Esquema da ligação mista viga-pilar com chapa passante



Fonte: De Nardin (2007)

Uma vez desenvolvido um modelo numérico que represente adequadamente os modos de falha e o comportamento da ligação mista observados experimentalmente por De Nardin (2007), merecem destaque os seguintes objetivos específicos:

- 1) Desenvolver uma metodologia numérica que permita avaliar, de forma rápida e com baixo custo (se comparada à análise experimental), a influência de parâmetros não avaliados experimentalmente;
- 2) Analisar a influência de parâmetros geométricos dos componentes da ligação no comportamento e na capacidade resistente da ligação mista. Em relação aos parâmetros que serão avaliados, citam-se a taxa de armadura longitudinal negativa da laje, altura da laje e a altura do perfil de aço da viga.

3) Por fim, porém de grande importância, destaca-se que este trabalho é o início dos estudos numéricos das ligações mistas no PPGE Civ – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos.

A fim de atingir os objetivos aqui descritos será aplicada a metodologia descrita no próximo tópico.

1.5 METODOLOGIA

Para a construção da geometria do detalhe de ligação e processamento do modelo numérico foi utilizado o pacote computacional Ansys® versão 13, baseado no método dos elementos finitos. O modelo numérico foi validado com base nos resultados experimentais da análise feita por De Nardin (2007).

Validado o modelo numérico, passou-se para a análise paramétrica, etapa em que alguns parâmetros do detalhe de ligação (taxa de armadura da laje, a altura da laje e a altura do perfil da viga) foram alterados e avaliados separadamente de forma a verificar a influência destes no comportamento e na capacidade resistente da ligação.

1.6 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação foi organizada em seis capítulos, cujo conteúdo é descrito sucintamente a seguir.

No capítulo 1 foi apresentado, após um breve histórico sobre os elementos mistos, a proposta do presente estudo como: objeto de estudo, justificativas, objetivos e metodologia aplicada para atingir os objetivos propostos.

No capítulo 2 são apresentadas considerações sobre ligações mistas de aço e concreto, bem como alguns estudos desenvolvidos em nível nacional e internacional.

No capítulo 3 são apresentados, em maiores detalhes, o modelo experimental, bem como seus resultados; detalhes da simulação numérica

como: elementos finitos utilizados, refinamento da malha e condições de contorno, aplicação do carregamento, e relações constitutivas dos materiais aço e concreto.

O capítulo 4, por sua vez, trata dos principais resultados obtidos na simulação numérica, bem como sua validação com base nos resultados experimentais.

Já no capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos para a análise paramétrica e tecidas algumas considerações com relação aos mesmos.

Por fim, o capítulo 6 reúne as considerações finais do trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros.

Já nos demais itens são apresentadas as referências bibliográficas citadas, bem como os apêndices.

2. LIGAÇÕES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Sabe-se que a cultura de utilização de estruturas de concreto armado ainda é predominante no Brasil, mesmo nos dias atuais. As estruturas dos edifícios de múltiplos pavimentos no Brasil são, em sua maioria, de concreto armado ou protendido.

No entanto, com a tendência e a necessidade do setor construtivo aumentar o nível de industrialização, estudos verificaram a viabilidade do aço, bem como os benefícios que este confere ao sistema como um todo. Não recentemente, no Brasil, o aço passou a ser utilizado nas estruturas de edifícios e, desde então, atravessa um período de grande difusão e expansão. Atualmente, vários edifícios têm sido concebidos utilizando o sistema estrutural em aço, no entanto, esta utilização ainda se dá em menor frequência que o sistema estruturado em concreto armado.

Considerando a ideia de que os dois materiais estruturais mais utilizados na construção civil, o aço e o concreto, possuem características distintas que, por sua vez, podem proporcionar isoladamente benefícios à edificação, outro sistema estrutural passou a fazer parte da lista dos mais comumente empregados, o sistema misto de aço e concreto. Neste sistema, busca-se explorar as qualidades e vantagens dos materiais utilizados, agrupando-as em cada elemento.

Apesar da grande e rápida difusão do sistema estrutural misto no Brasil, atualmente ainda há certo desconhecimento quanto ao real comportamento de seus elementos (viga mista, pilar misto e laje mista), bem como das ligações viga-pilar e viga-viga. Estudos têm sido feitos com vistas a conhecer o comportamento estrutural das ligações mistas, assunto do próximo item.

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo De Nardin (2003), o custo das ligações em estruturas de aço pode representar até 50% do valor total da estrutura, sendo assim, pode-se compreender que este dispositivo não é apenas importante em termos de

funcionalidade, mas também econômicos. Portanto, torna-se imprescindível o conhecimento de seu real comportamento para que sejam desenvolvidos elementos de ligação não apenas estruturalmente eficientes, mas que também apresentem facilidade de montagem e baixo custo.

Estudos vêm sendo desenvolvidos na Europa e nos Estados Unidos para avaliar o comportamento das ligações mistas por meio de ensaios experimentais, métodos analíticos, bem como modelos numéricos. A seguir são apresentados alguns dos autores que se dedicaram ao estudo do comportamento de determinados tipos de ligação.

A princípio será citado um estudo abordando as ligações mistas (ZANDONINI, 1989) e dois estudos de ligações de aço, visto que estes foram pioneiros no conceito de semicontinuidade das ligações e em como se dá a transferência dos esforços da viga de aço para o núcleo de concreto do pilar misto.

Um dos primeiros estudos abordando as ligações mistas foi desenvolvido por Zandonini (1989) que, além de apresentar o conceito de semicontinuidade, realizou uma pesquisa bibliográfica sobre o referido tema. Estes primeiros trabalhos, representativos da década de 1980, foram classificados por Zandonini (1989) como estudos pilotos.

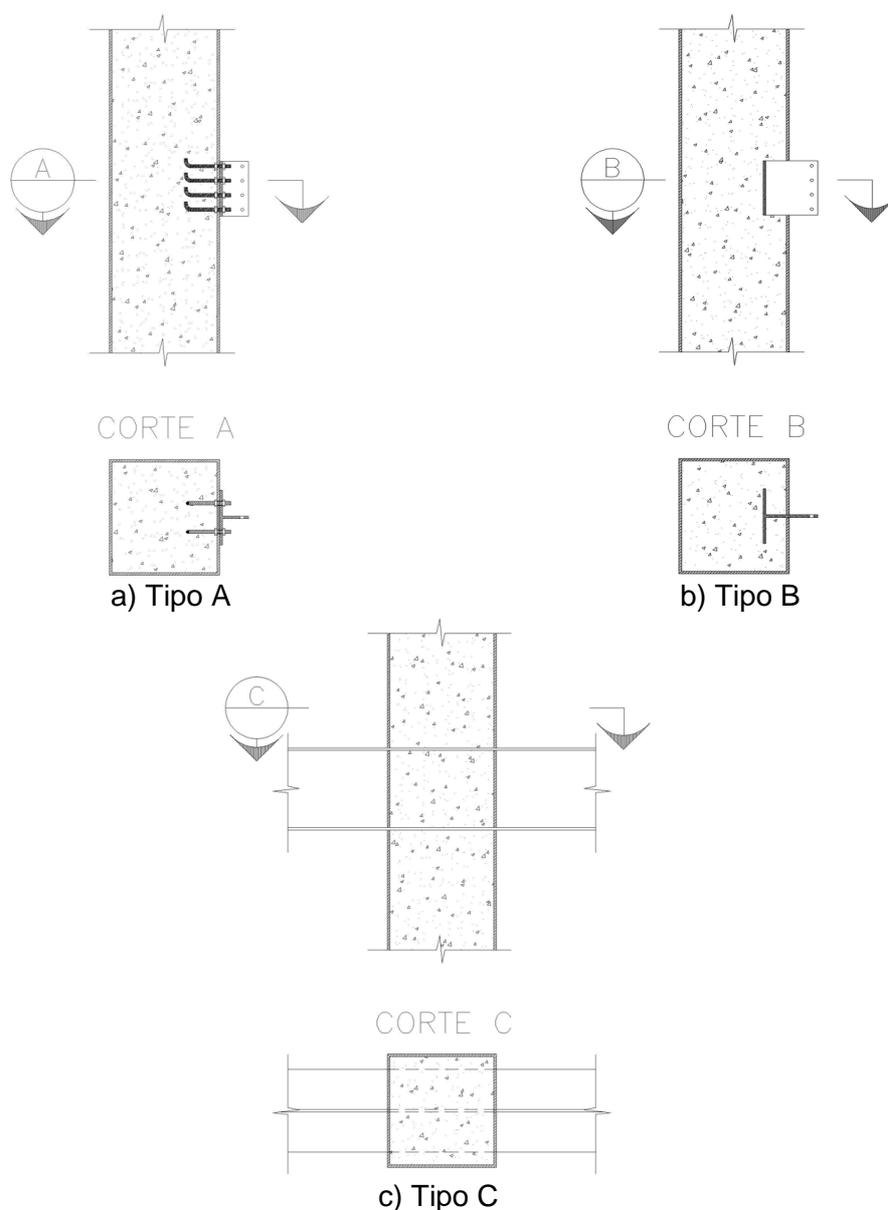
Na década de 1990, Azizinamini e Prakash (1993) foram dois dos primeiros pesquisadores a estudar um detalhe de ligação entre viga de aço e pilar misto preenchido.

O principal objetivo deste estudo de Azizinamini e Prakash (1993) foi apresentar detalhes de ligação em que parte dos esforços da viga de aço fosse transferida diretamente para o núcleo de concreto do pilar preenchido, ou seja, não houvesse unicamente a transferência direta dos esforços da viga para o perfil de aço do pilar. Por se tratar de um estudo de caráter exploratório, os autores apresentaram recomendações de projeto para algumas configurações de ligação que possivelmente pudessem transferir momento fletor da viga de aço para o pilar misto.

Com os objetivos definidos, Azizinamini e Prakash (1993) estudaram alguns detalhes de ligação, destacando três. No primeiro tipo (tipo A),

os esforços são transmitidos para o núcleo de concreto do pilar por intermédio de parafusos ancorados no mesmo. O segundo tipo (tipo B) consiste de chapas de aço ancoradas no concreto do pilar misto e ligadas às mesas e alma da viga de aço. Já no terceiro tipo (tipo C) a viga atravessa completamente a seção transversal do pilar. A Figura 2.1 apresenta detalhes esquemáticos das ligações estudadas por Azizinamini e Prakash (1993).

Figura 2.1 – Detalhes das ligações estudadas por Azizinamini e Prakash (1993)



Fonte: adaptado de Azizinamini e Prakash (1993)

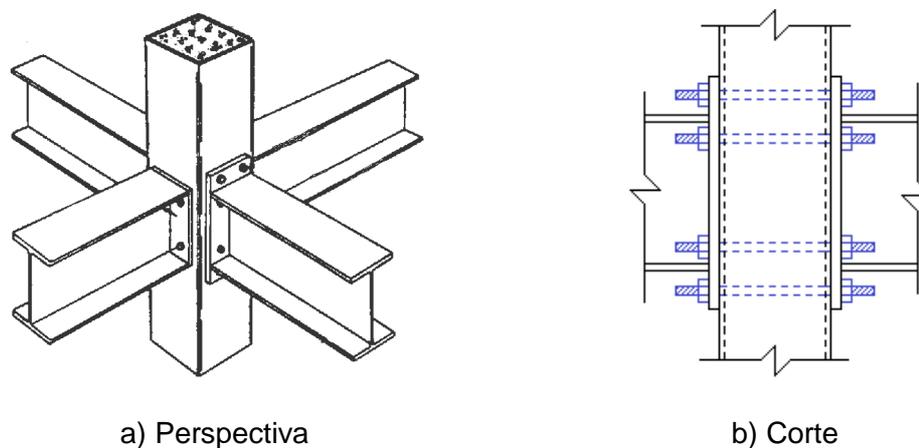
Por meio deste estudo, Azizinamini e Prakash (1993) observaram que as ligações que se utilizavam de soldagem direta da viga no pilar (Tipo C) apresentaram alguns problemas como a separação entre o perfil de aço e o concreto, podendo comprometer a eficiência do pilar misto; surgimento de tensões residuais relacionadas à soldagem do perfil de aço do pilar misto. O surgimento de tensões residuais provenientes da soldagem do perfil pode prejudicar o confinamento do concreto que, por sua vez, é fator importante para aumentar a capacidade resistente do pilar misto e/ou melhorar o comportamento do concreto do núcleo.

Esta observação, embora importante, deve ser analisada com cuidado, pois uma vez que não ocorram danos no perfil de aço do pilar misto, o confinamento não é comprometido.

Outro ponto interessante da ligação tipo C é a questão construtiva, pois apesar de esta tipologia de ligação permitir que o pilar seja fabricado com as vigas já conectadas, a inserção do concreto no interior do pilar poderá ser comprometida, permitindo a formação de vazios no núcleo do pilar preenchido.

Vale ainda destacar que o detalhe de ligação tipo C estudado por Azizinamini e Prakash (1993) foi escolhido para estudos mais aprofundados, envolvendo simulações numéricas e procedimentos experimentais, como pode ser visto em Azizinamini e Shekar (1995). Neste estudo, os autores inclusive propuseram um roteiro de cálculo para o seu dimensionamento/verificação.

Na mesma época, Prion e McLellan (1994) elaboraram um detalhe de ligação viga-pilar misto preenchido com chapa de extremidade e parafusos passantes. Nesta tipologia de ligação, quatro vigas de aço foram conectadas ao pilar misto por meio de parafusos longos passantes pós-tracionados, como mostra a Figura 2.2.

Figura 2.2 – Ligação com chapa de extremidade e parafusos passantes

Fonte: adaptado de Prion e McLellan (1994)

O estudo de Prion e McLellan (1994) buscou um detalhe de ligação eficiente na transmissão de esforços cortantes da viga para núcleo de concreto do pilar misto, sem que houvesse danos ao perfil tubular. Para tanto, foram considerados modelos nos quais foram representadas apenas as chapas de extremidade e os parafusos passantes, gerando uma ligação predominantemente solicitada por forças cortantes.

Este dispositivo de ligação foi dividido em duas categorias: ligações com e sem aderência. Na ligação com aderência os parafusos pós-tracionados foram colocados antes da inserção do concreto no perfil de aço do pilar. Já para a ligação sem aderência, no local dos parafusos passantes foram colocados tubos plásticos, passíveis de remoção após o endurecimento do concreto. Os parafusos foram então colocados nos espaços vazios deixados pelos tubos "eliminando" a aderência entre parafuso e concreto do núcleo.

O detalhe de ligação foi submetido a um carregamento vertical aplicado diretamente nas chapas de extremidade, de forma que os parafusos estivessem submetidos a esforços cisalhantes.

Por meio deste estudo, Prion e McLellan (1994) verificaram que para a ligação sem aderência, quando aplicado o carregamento no núcleo de concreto do pilar foi observado escorregamento repentino entre o núcleo de

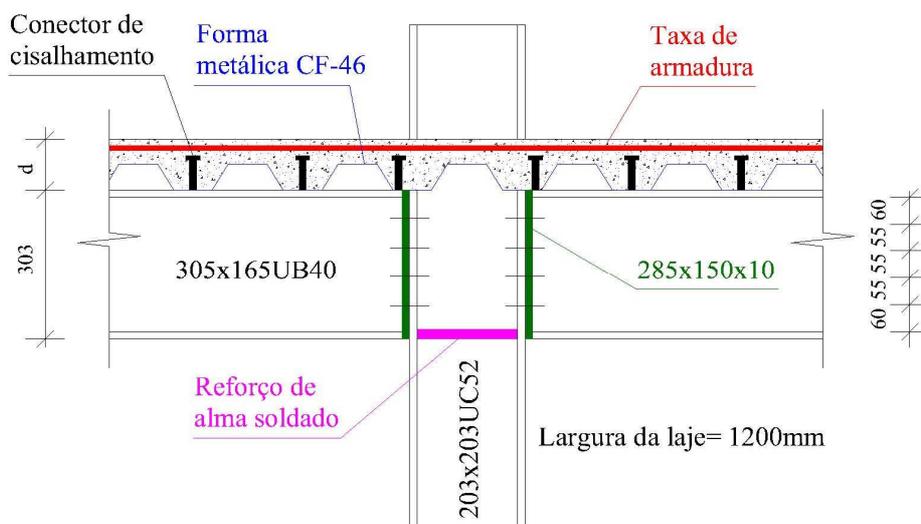
concreto e o perfil tubular, associado a um decréscimo da força aplicada. O mesmo não foi observado para a ligação com aderência.

Além disso, em suas conclusões os autores afirmam que o detalhe de ligação proposto apresenta alguns inconvenientes, como o mecanismo de transferência de forças cortantes das vigas para o núcleo de concreto.

Para minimizar estes inconvenientes, Prion e McLellan (1994) sugerem a utilização de concreto de alta resistência nos pilares mistos, para contrabalancear as perdas de protensão relacionadas à retração e fluência do concreto do núcleo. O estudo mostrou também que a protensão contribui significativamente para o aumento da rigidez da ligação, alterando o comportamento da ligação. A influência da protensão deve ser ainda maior se a ligação for submetida também a momento fletor e não somente a força cortante.

Voltando o foco para as ligações mistas, destaca-se o estudo de Xiao *et al.* (1996) que realizaram um conjunto de ensaios experimentais de certa tipologia de ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade associada a uma laje mista com fôrma de aço incorporada. Neste estudo experimental alguns parâmetros da ligação foram alterados, criando assim um banco de dados com os resultados obtidos. Com os dados em mãos, foi possível entender o efeito da variação de alguns parâmetros no comportamento da ligação. Cita-se, como exemplo de parâmetros avaliados, taxa de armadura da laje, espessura da chapa de extremidade e espessura da laje.

A partir dos estudos experimentais dos detalhes de ligação realizados em trabalhos anteriores, Xiao *et al.* (1996) propuseram um método analítico para prever a capacidade resistente ao momento da ligação e, por consequência, prever seu comportamento. A Figura 2.3 mostra a tipologia de ligação avaliada.

Figura 2.3 – Um dos detalhes de ligação estudados por Xiao *et al.* (1996)

Fonte: adaptado de Xiao *et al.* (1996)

Para a elaboração dos modelos analíticos algumas simplificações foram adotadas. Dentre elas citam-se que:

- Qualquer resistência à tração na laje após a fissuração do concreto foi desprezada.
- Todas as barras de aço na laje atingiram o escoamento, mas qualquer encruamento foi desprezado.

Através deste estudo paramétrico, Xiao *et al.* (1996) perceberam que aumentando a taxa de armadura, tanto em lajes com espessuras de 10cm quanto de 12cm, o momento resistente da ligação foi maior quando comparado aos modelos com menores taxas de armadura.

Verificou-se ainda que a taxa de armadura da laje eleva mais rapidamente a capacidade resistente ao momento da ligação do que o aumento da espessura da chapa de extremidade, atestando que a taxa de armadura da laje foi um dos fatores que mais influenciou o comportamento da ligação.

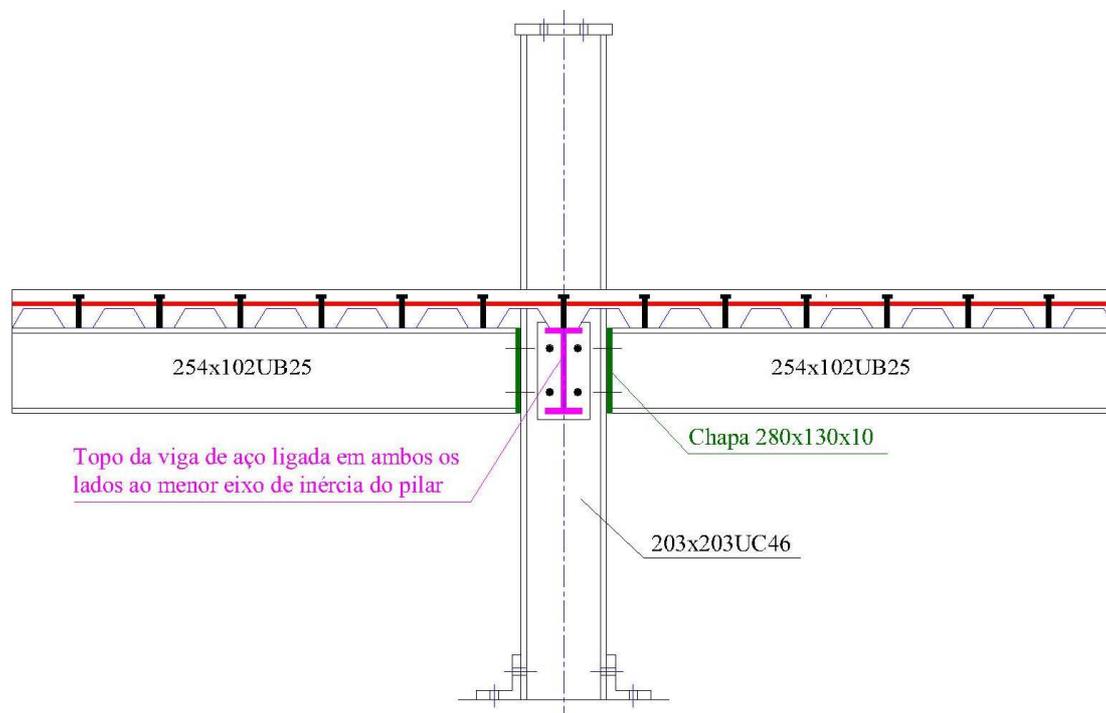
Por fim, Xiao *et al.* (1996) afirmam que para o detalhe de ligação investigado, o momento resistente da ligação pode atingir o momento resistente da viga mista quando a taxa de armadura e/ou a altura (d) da laje aumentam.

Isto significa dizer que a altura da laje também influencia de forma significativa a capacidade resistente da ligação podendo, inclusive, modificar o modo de falha.

Na mesma linha dos estudos de Xiao *et al.* (1996), Li *et al.* (1996) realizaram sete ensaios experimentais de ligações viga-pilar, sendo uma ligação em aço isolado (denominada neste trabalho como LA) e seis ligações mistas (denominadas neste trabalho LM do 1 ao 6), sendo estas últimas divididas em dois grupos. O primeiro grupo de ligações mistas foi ensaiado para analisar os efeitos causados por momentos assimétricos e o segundo para verificar a influência da relação cortante-momento no comportamento das ligações.

As ligações viga mista-pilar analisadas foram do tipo cruciforme com chapa de extremidade e laje mista com fôrma de aço incorporada, comumente utilizada na Inglaterra. Os perfis das vigas e pilares possuíam seção tipo “I”. A Figura 2.4 mostra o detalhe geral de ligação estudada por Li *et al.* (1996).

Figura 2.4 – Detalhe de ligação estudado por Li *et al.* (1996)

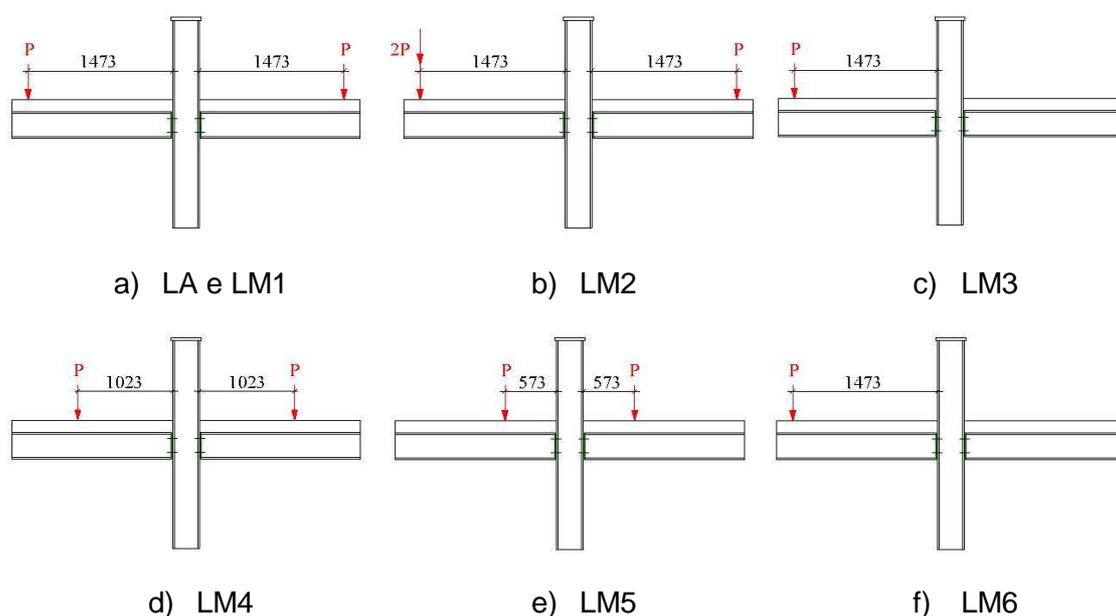


Fonte: adaptado de Li *et al.* (1996)

Cabe evidenciar que todas as ligações mistas possuíam a mesma geometria e foram confeccionadas com os mesmos materiais. Os itens variáveis foram os arranjos de carregamento momento-cortante, utilizados para avaliar o comportamento das ligações.

Os tipos de carregamentos foram divididos em 2 grupos. No primeiro foram aplicadas forças simétricas, no entanto, foi variada a distância de aplicação das forças verticais de modo a variar a relação cortante/momento. O segundo grupo foi submetido a um carregamento assimétrico, mantendo-se constante a distância de aplicação do carregamento. O item variável neste segundo caso foi a proporção das forças verticais entre as duas extremidades, justamente para investigar o efeito de momentos assimétricos. A Figura 2.5 apresenta um esquema dos arranjos de carregamento aplicados nos 7 detalhes de ligação analisados.

Figura 2.5 – Arranjo de cargas testados por Li *et al.* (1996)



Fonte: adaptado de Li *et al.* (1996)

Todos os ensaios foram interrompidos quando as deformações excessivas impediam a aplicação de mais incrementos de carga. De acordo com

os autores esta é uma indicação de que, quando devidamente projetadas, esta tipologia de ligação mista possui grande capacidade de deformação.

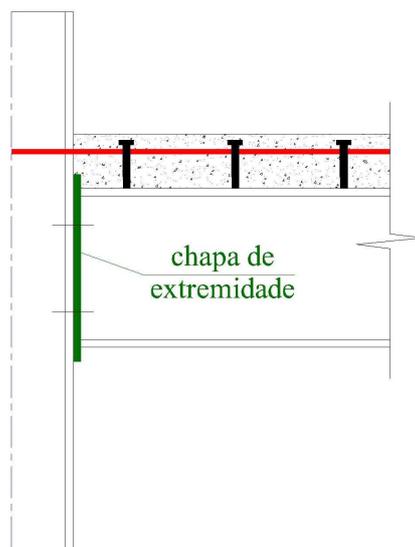
A análise das curvas Momento vs. Rotação de todas as ligações permitiu concluir que à medida que se reduz a distância de aplicação da força vertical (diminuição do braço de alavanca), a ligação apresenta maior capacidade de rotação. Em outras palavras, para um menor braço de alavanca e o mesmo momento último da ligação, as ligações apresentaram maiores rotações. Já as rigidezes iniciais foram semelhantes para as 6 ligações mistas analisadas.

Li *et al.* (1996) verificaram que as variações na força cortante exercem pouca influência na capacidade resistente ao momento das ligações mistas com chapa de extremidade. Já os efeitos da aplicação de momentos assimétricos (desbalanceados) na capacidade resistente ao momento da ligação mista só são significativos quando a força na armadura é maior que a resistência ao cisalhamento da alma do pilar.

Em 1997 Ahmed e Nethercot (1997) propuseram um método analítico para prever a rigidez inicial de uma ligação mista com chapa de extremidade associada a uma laje mista com fôrma de aço incorporada. O método proposto foi desenvolvido com base no mecanismo de transferência de força, análise do comportamento dos componentes individuais da ligação e também através de estudos numéricos utilizando o pacote computacional ABAQUS®.

Em trabalhos anteriores, os autores propuseram um modelo analítico capaz de prever a capacidade resistente ao momento fletor para várias tipologias de ligações mistas.

Ahmed e Nethercot (1997) propuseram ainda um método para determinar a capacidade de rotação de uma ligação mista com chapa de extremidade como a apresentada na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Detalhe de ligação estudado por Ahmed e Nethercot (1997)

Fonte: adaptado de Ahmed e Nethercot (1997)

Os autores Ahmed e Nethercot (1997) analisaram métodos propostos por diferentes autores para prever a rigidez inicial de ligações mistas. Nesta análise foram estudados os modelos de Aribert & Lachal (1992), Anderson & Najafi (1994) e Ren & Crisinel (1995). Em base nesta análise, Ahmed e Nethercot (1997) sugerem algumas melhorias nos métodos analisados a fim de melhorar a previsão da rigidez da ligação mista. Dentre as sugestões destacam-se a necessidade de considerar que a compressão na alma da viga não influenciará a rigidez inicial da ligação, além de que a variação na deformação da viga para este nível de carga é linear.

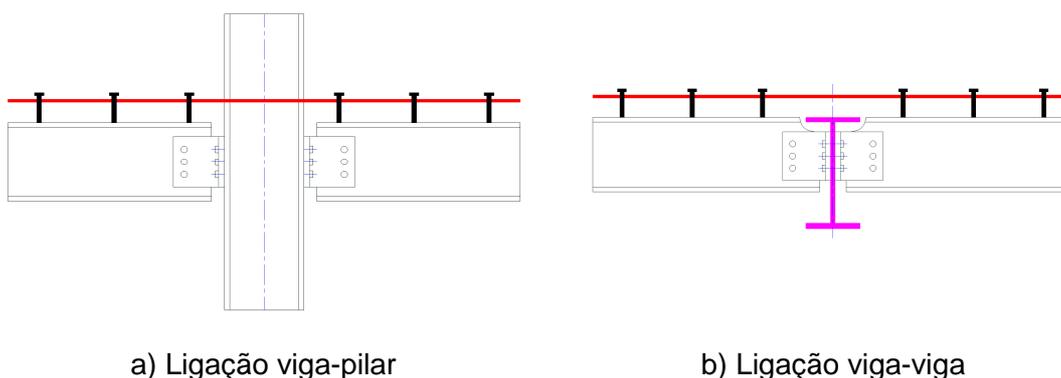
Após apresentar seu método para o cálculo da rigidez inicial, Ahmed e Nethercot (1997) validaram a referida formulação por meio de resultados dos estudos de diferentes autores como Anderson e Najafi (1994), Ren e Crisinel (1995), entre outros.

Analogamente, para o cálculo da capacidade de rotação da ligação Ahmed e Nethercot (1997) primeiramente avaliaram as formulações de propostas por outros autores. Destacam-se, neste caso, os estudos de Aribert & Lachal (1992) e Xiao *et al.* (1992).

Após a definição de uma formulação para o cálculo da capacidade de rotação da ligação, Ahmed e Nethercot (1997) validaram seu modelo analítico utilizando resultados experimentais de outros autores. Na etapa de validação, verificaram que o método proposto para prever a capacidade de rotação é compatível com o proposto anteriormente para prever a capacidade resistente da ligação ao momento fletor. Já a análise comparativa entre os dados numéricos e experimentais mostrou que os métodos são capazes de prever, com significativa precisão, a rigidez inicial e a capacidade de rotação de ligações mistas com chapas de extremidade.

Posteriormente, Anderson *et al.* (2000) também apresentaram um método para prever a capacidade de rotação de ligações mistas como as apresentadas na Figura 2.7.

Figura 2.7 – Ligações mistas analisadas por Anderson *et al.* (2000)



a) Ligação viga-pilar

b) Ligação viga-viga

Fonte: adaptado de Anderson *et al.* (2000)

Quando na determinação da capacidade de rotação de uma ligação mista, geralmente apenas um componente desta atinge sua deformação máxima. Os demais componentes, por sua vez, assumem valores inferiores à sua capacidade máxima de deformação (ANDERSON *et al.*, 2000).

Por conta da falta de conhecimento do comportamento da deformação de alguns componentes, torna-se difícil apresentar uma formulação geral que permita estimar a capacidade de rotação da ligação e que englobe todos os parâmetros envolvidos. Desta forma, Anderson *et al.* (2000) limitaram

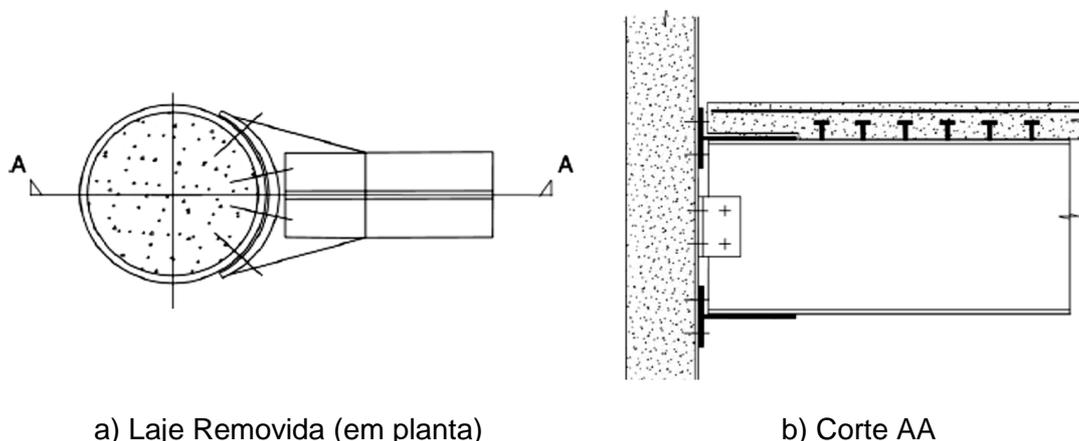
o método analítico proposto aos casos de ligação mista que apresentam ductilidade por intermédio do escoamento das barras de armadura da laje, sendo a ruptura destas seu principal modo de falha. O modelo analítico engloba apenas ligações mistas apresentadas na Figura 2.7 (ligações com dupla cantoneira na alma) que incluem a deformação das barras de armadura, nos conectores de cisalhamento e no perfil de aço da viga.

A validação do método analítico de Anderson *et al.* (2000) foi feita com base nos resultados de ensaios experimentais.

Anderson *et al.* (2000) concluíram que, apesar do modelo analítico proposto não representar exatamente o comportamento físico da ligação mista, seus resultados analíticos mostraram boa concordância com os resultados experimentais.

Posteriormente, Gardner e Goldsworthy (2005) realizaram análise experimental de ligações viga-pilar misto preenchido submetidas a carregamento cíclico a fim de avaliar sua rigidez. A Figura 2.8 mostra o detalhe de ligação ensaiado por Gardner e Goldsworthy (2005), destacando que o estudo foi realizado para pilares mistos de seção circular.

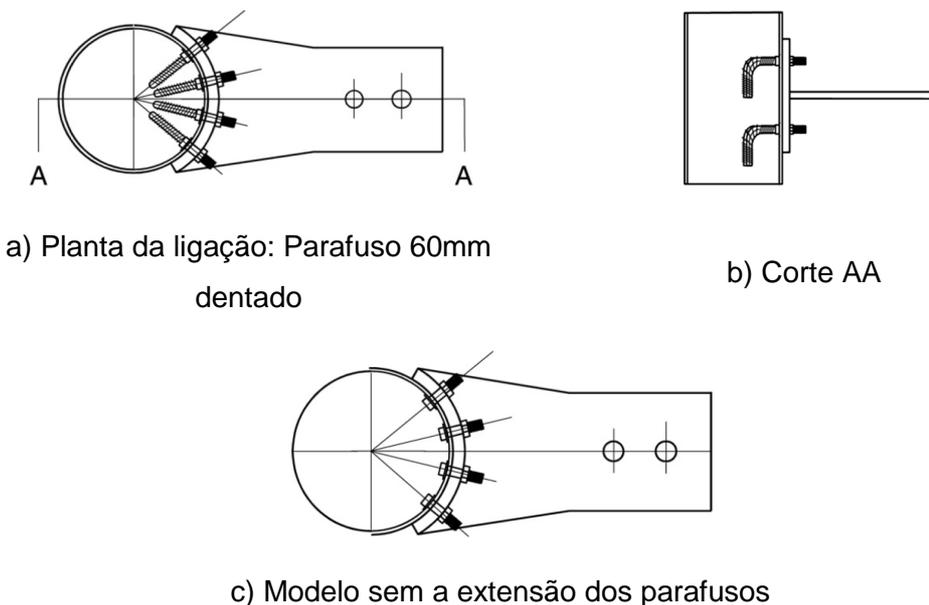
Figura 2.8 – Modelo de ligação ensaiado por Gardner e Goldsworthy (2005)



Fonte: Adaptado de Gardner e Goldsworthy (2005)

A Figura 2.9 apresenta dois outros detalhes de ligação analisados por Gardner e Goldsworthy (2005).

Figura 2.9 – Detalhe de dois tipos de ligação estudados por Gardner e Goldsworthy (2005)



Fonte: Gardner e Goldsworthy (2005)

Gardner e Goldsworthy (2005) constataram que, sem a imersão dos parafusos no núcleo de concreto (FIGURA 2.9c), a parede do perfil tubular (pilar) não resiste aos esforços solicitantes, sendo observada deformação plástica no tubo em torno dos parafusos.

Com o aumento da extensão dos parafusos e inserção no núcleo de concreto (FIGURA 2.9a), houve acréscimo de 20% na força última quando comparada ao modelo de ligação sem a extensão dos parafusos (FIGURA 2.9c). Além disso, a rigidez da ligação apresentou certa proporcionalidade com o aumento da ancoragem dos parafusos, ou seja, quanto maior a ancoragem dos parafusos, mais rígida é a ligação.

Alguns trabalhos desenvolvidos no Brasil também abordaram o estudo do comportamento de ligações mistas viga-pilar. Citam-se, como exemplos, os trabalhos de Figueiredo (2004), Mata (2005), Quiñonez (2007), De Nardin (2007), Farias (2008), Bessa (2009), Barros (2011), Conceição (2011) e

Kataoka (2011). Uma breve descrição dos trabalhos é apresentada na Tabela 2-1.

Tabela 2-1 – Resumo dos trabalhos sobre ligações mistas desenvolvidos no Brasil

Autor	Breve descrição
Figueiredo (2004)	Apresentou uma análise teórica, experimental e numérica do comportamento de uma ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade. Pilares de aço.
Mata (2005)	Desenvolveu um procedimento de análise de pórticos deslocáveis com ligações mistas viga-pilar associada a laje com fôrma de aço incorporada e pilares de aço.
Quiñonez (2007)	Realizou um estudo teórico-experimental do comportamento de ligações mistas viga-pilar com chapas de extremidade e cantoneiras de assento parafusadas, ligações estas constituídas de perfis formados a frio. Pilar de aço do tipo “dupla cartola” enrijecidos e vigas seção tipo “caixão – duplo U”.
De Nardin (2007)	Investigou o comportamento de ligações entre pilar misto preenchido com concreto de seção quadrada e vigas mistas em pavimento misto delgado. Propôs ainda, após análise experimental e estudos teóricos, procedimentos para o dimensionamento e verificação de ligações viga-pilar com chapa passante, considerando a influência da armadura da laje no comportamento da ligação.
Farias (2008)	Como continuação do trabalho de De Nardin (2003), Farias (2008) realizou um estudo experimental e numérico de forma a avaliar a influência da laje maciça de concreto numa ligação mista viga-pilar preenchido de seção quadrada com chapa de extremidade parafusada.
Bessa (2009)	Desenvolveu um estudo experimental e numérico de ligações viga mista-pilar de aço (seção tipo “I”) com cantoneira de alma e assento, analisando os efeitos da fissuração do concreto da

	laje no comportamento da ligação, a variação na taxa de armadura secundária e detalhes para ancoragens das barras de armaduras longitudinais.
Barros (2011)	Análise numérica de algumas das tipologias de ligação viga-pilar estudadas anteriormente por De Nardin (2003) e posterior extrapolação dos resultados através de estudo paramétrico.
Kataoka (2011)	Apresentou uma análise experimental e numérica do comportamento de ligações mistas viga-pilar de seção quadrada preenchido com concreto, chapa de extremidade e parafusos passantes, associadas à laje mista com fôrma de aço incorporada. Estes detalhes de ligação foram submetidos a ações cíclicas.
Conceição (2011)	Desenvolveu um modelo mecânico e numérico para a representação do comportamento de um detalhe de ligação viga-pilar com chapa de extremidade parafusada na mesa do pilar.

Dentre os trabalhos apresentados na Tabela 2-1 dar-se-á ênfase apenas aos trabalhos de Figueiredo (2004), Farias (2008), Bessa (2009), Barros (2011), Kataoka (2011) e Conceição (2011), pois estes têm relação, ainda que indireta, com a modelagem numérica a ser realizada no presente estudo. Estes trabalhos serão assunto do próximo item.

2.2 MODELAGENS NUMÉRICAS DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR DESENVOLVIDAS NO BRASIL

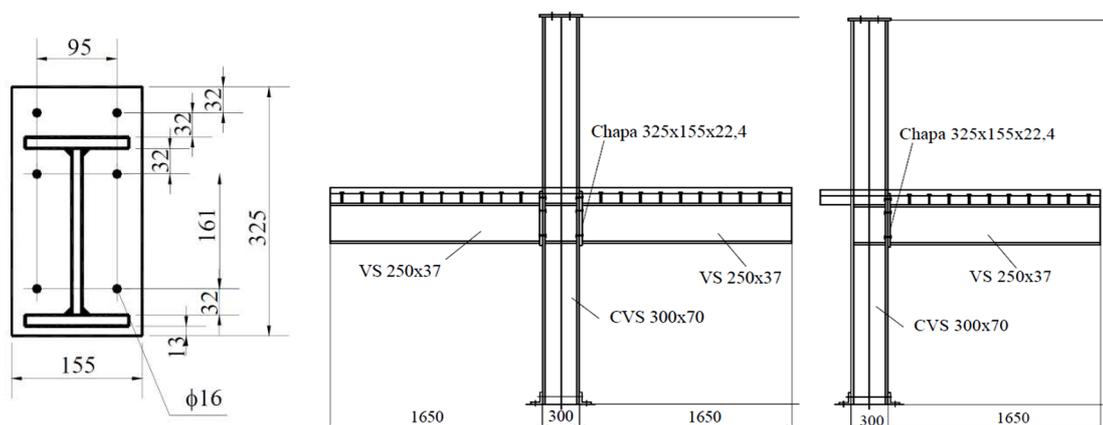
Neste item, são destacados alguns dos trabalhos que se dedicaram à modelagem numérica de ligações viga-pilar. Percebe-se que grande parte dos trabalhos apresentados foram realizados no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. No entanto, a escolha dos trabalhos baseou-se apenas em sua relevância e similaridade com o presente estudo.

2.2.1 FIGUEIREDO (2004)

Em seu trabalho, Figueiredo (2004) realizou um programa experimental, de caráter exploratório com ligações mistas com chapa de extremidade (FIGURA 2.10). O objetivo deste trabalho foi o estudo do comportamento deste detalhe de ligação mista a partir de uma análise teórica, experimental e numérica via pacote computacional ANSYS.

Foram então analisados, via ensaios experimentais, quatro detalhes de ligação mista viga-pilar, sendo dois deles constituídos por duas vigas conectadas a um pilar (modelo cruciforme) e os demais por apenas uma viga conectada ao pilar, simulando um pilar de canto (tipo “T”), apresentado na Figura 2.10b.

Figura 2.10 – Esquema dos detalhes de ligação mista viga-pilar



a) Geometria da chapa de extremidade

b) Configuração geral dos modelos cruciforme e “T”

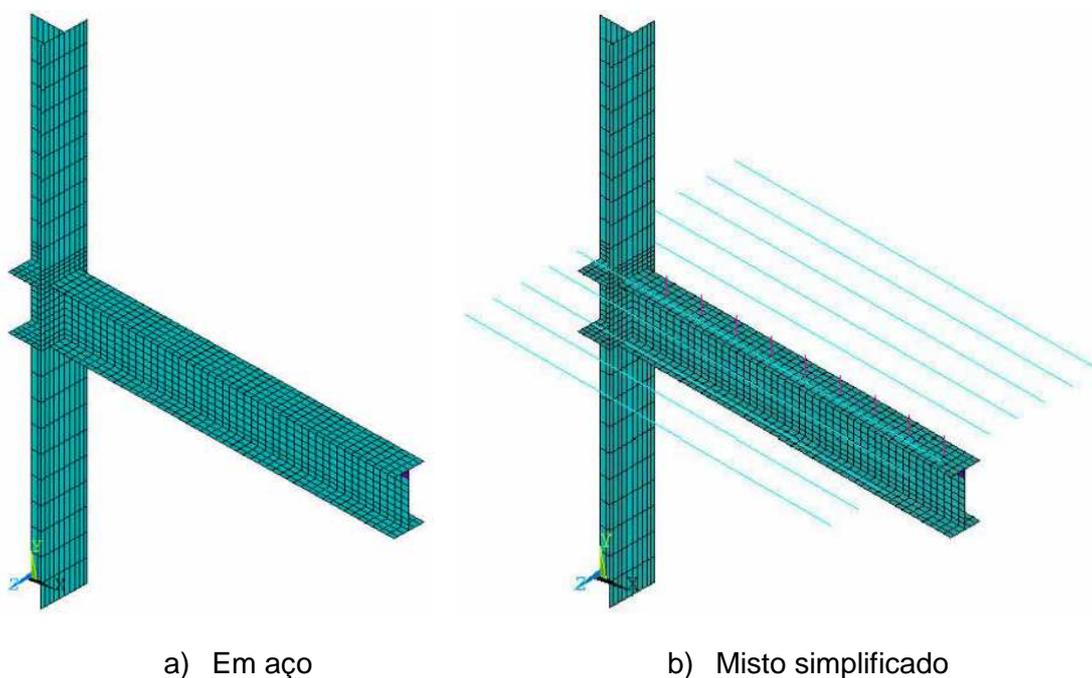
Fonte: Figueiredo (2004)

Foi também ensaiado experimentalmente, a título de comparação, um modelo cruciforme e um modelo “T” constituídos apenas por elementos de aço, ou seja, sem a contribuição da laje de concreto armado, a fim de avaliar e quantificar a influência da laje na transferência de momento fletor na ligação.

Com relação à análise numérica, Figueiredo (2004) objetivou conceber um modelo numérico simplificado que permitisse representar satisfatoriamente o comportamento de ligações mistas viga-pilar de aço com

base nas curvas Momento vs. Rotação obtidas experimentalmente. Para tanto, optou por não modelar a laje de concreto, mas apenas os elementos em aço (perfis de aço dos pilares e vigas, chapas de extremidade, barras de armadura longitudinais da laje, conectores de cisalhamento e parafusos). Além disso, para o modelo cruciforme, a autora fez uso da simetria do detalhe de ligação e do carregamento, com isso, apenas metade do detalhe de ligação foi modelado, como mostra a Figura 2.11.

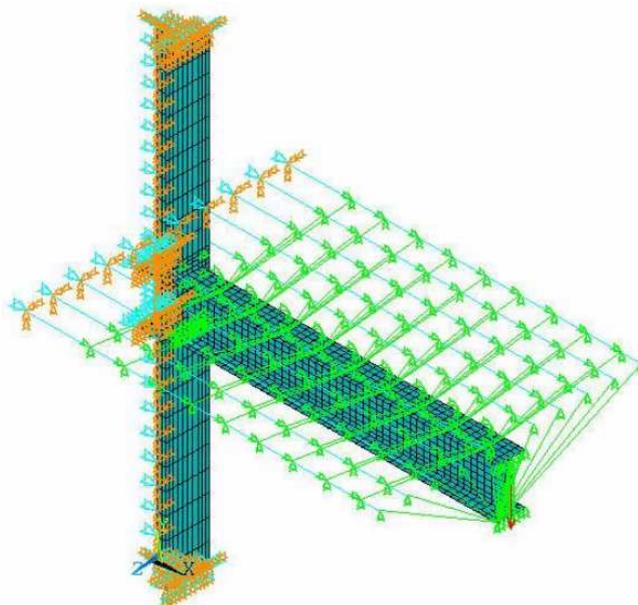
Figura 2.11 – Modelos numéricos feitos por Figueiredo (2004)



Fonte: Figueiredo (2004)

Para simular a contribuição da armadura negativa da laje de concreto armado foram adotados alguns acoplamentos dos deslocamentos entre os nós das barras longitudinais e dos conectores de cisalhamento. Além disso, para a consideração da simetria, algumas restrições foram adotadas. Tais restrições e acoplamentos podem ser visualizados na Figura 2.12.

Figura 2.12 – Restrições e acoplamentos do modelo numérico de Figueiredo (2004)



Fonte: Figueiredo (2004)

Figueiredo (2004) verificou que o detalhe de ligação cruciforme se mostrou adequado para o estudo do comportamento de ligações mistas submetidas a carregamentos balanceados, diferente do modelo tipo “T”. Na simulação numérica, as simplificações adotadas como a não modelagem da laje de concreto, a consideração da simetria, etc. não comprometeram significativamente os resultados finais e ainda proporcionaram facilidade na construção do modelo, economia no tempo de processamento e consequente diminuição do esforço computacional. Em outras palavras, foi adequado desprezar a contribuição do concreto para os casos de ligação mista viga-pilar investigados por Figueiredo (2004).

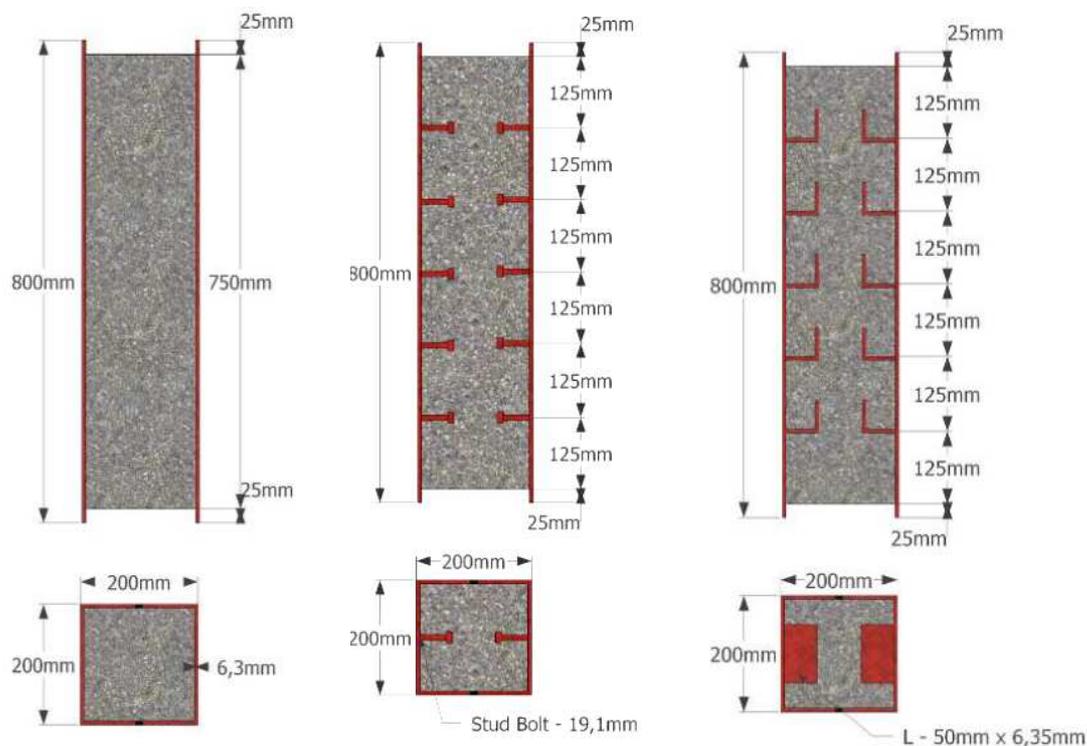
Em linhas gerais, a autora corroborou a adoção de análise numérica para o estudo dos referidos detalhes de ligação devido à representatividade dos resultados numéricos obtidos.

2.2.2 FARIAS (2008)

Dando continuidade aos estudos de De Nardin (2003) e Silva (2006), Farias (2008) realizou um estudo experimental e numérico de uma ligação viga-pilar misto preenchido com concreto. O estudo avaliou a influência da laje de

concreto armado no comportamento da ligação que, por sua vez, era constituída de chapas de extremidade e parafusos passantes. A Figura 2.13 apresenta os três tipos de pilares mistos utilizados nos modelos experimentais.

Figura 2.13 – Dimensões e detalhes dos pilares mistos



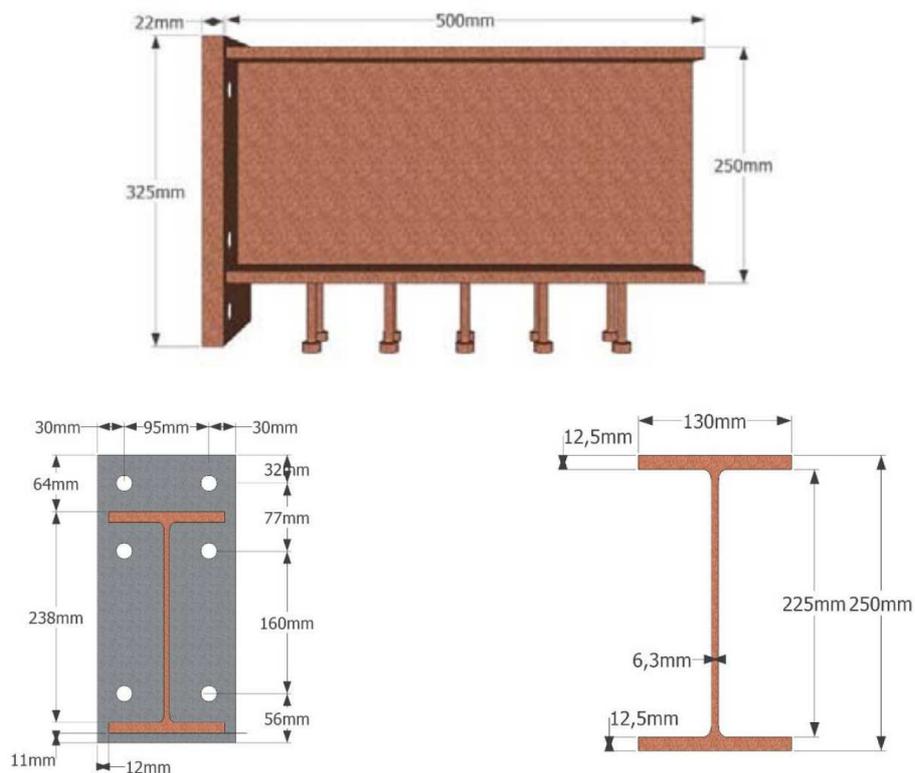
a) Modelo sem conectores de cisalhamento

b) Modelo com conectores tipo pino com cabeça.

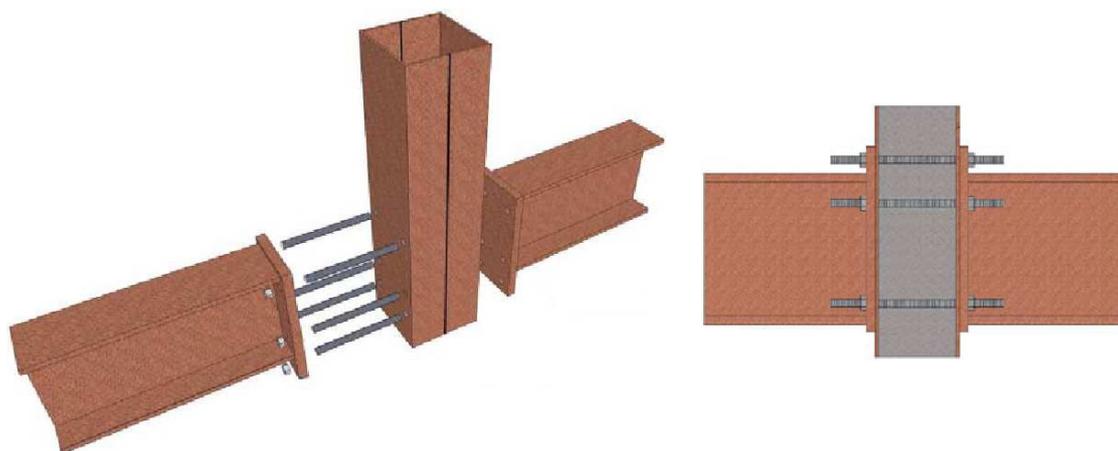
c) Modelo com cantoneiras metálicas

Fonte: Farias (2008)

As dimensões e detalhes do perfil de aço da viga e da chapa de extremidade são apresentados na Figura 2.14. Já a Figura 2.15 mostra o esquema de montagem e detalhes dos parafusos passantes no núcleo de concreto da ligação viga-pilar misto estudada por Farias (2008).

Figura 2.14 – Detalhes e dimensões da viga e da chapa de extremidade

Fonte: Farias (2008)

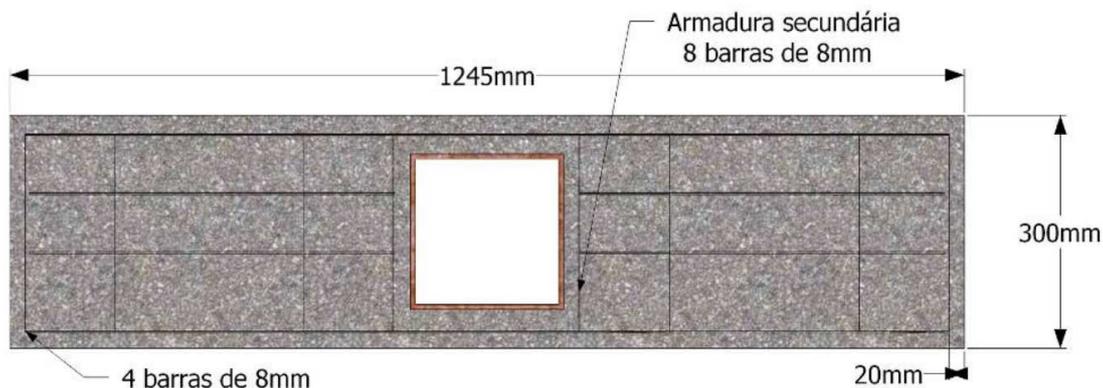
Figura 2.15 – Detalhe da ligação viga-pilar misto preenchido

a) Esquema de montagem

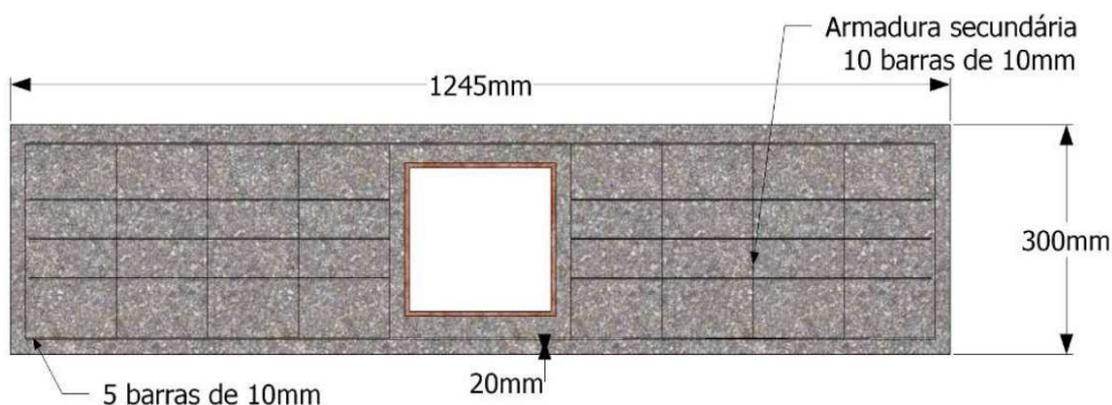
b) Detalhe de ligação

Fonte: Farias (2008)

Por sua vez, a laje maciça de concreto, suas dimensões e detalhes, bem como as barras de armaduras adotadas são evidenciadas na Figura 2.16.

Figura 2.16 – Detalhes da laje de concreto armado

a) Armadura longitudinal positiva

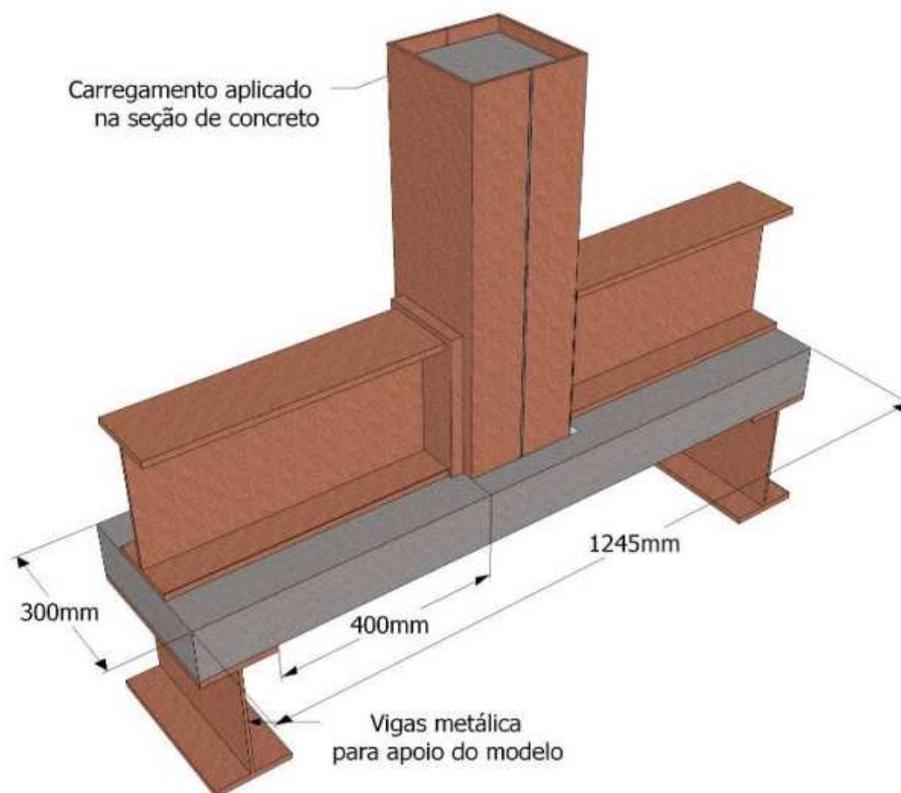


b) Armadura longitudinal negativa

Fonte: Farias (2008)

Após a construção do modelo experimental, este foi submetido a um carregamento aplicado na seção de concreto do pilar visando avaliar a transferência de forças entre o núcleo de concreto e o perfil de aço do pilar misto preenchido. Para melhor compreensão a configuração do detalhe de ligação, os apoios e a inserção do carregamento podem ser vistos na Figura 2.17.

Figura 2.17 – Esquema de ensaio

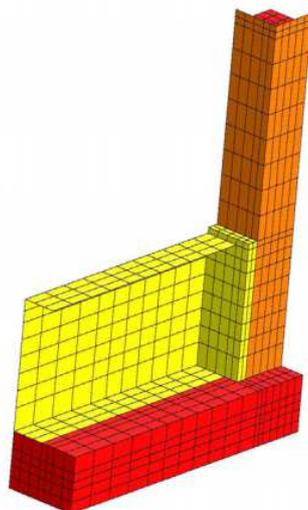


Fonte: Farias (2008)

Com os resultados experimentais, Farias (2008) percebeu que a ruptura deste detalhe de ligação passou a ser significativamente influenciada pela laje devido ao escoamento da armadura longitudinal. Em suma, a taxa de armadura da laje influenciou, de forma expressiva, a capacidade resistente e a rigidez da ligação.

Foi então realizada uma simulação numérica utilizando o pacote computacional DIANA®, a fim de avaliar a influência de alguns parâmetros no comportamento da ligação, tais como a variação da taxa de armadura da laje e a resistência do concreto.

Como pode-se perceber, com base nas Figuras anteriores, o modelo analisado por Farias (2008) possui simetria em termos geométricos e de carregamento, portanto, o autor considerou a dupla simetria existente, modelando apenas a quarta parte do detalhe de ligação completo ($\frac{1}{4}$ da ligação) como mostra a Figura 2.18.

Figura 2.18 – Modelo numérico da ligação mista

Fonte: Farias (2008)

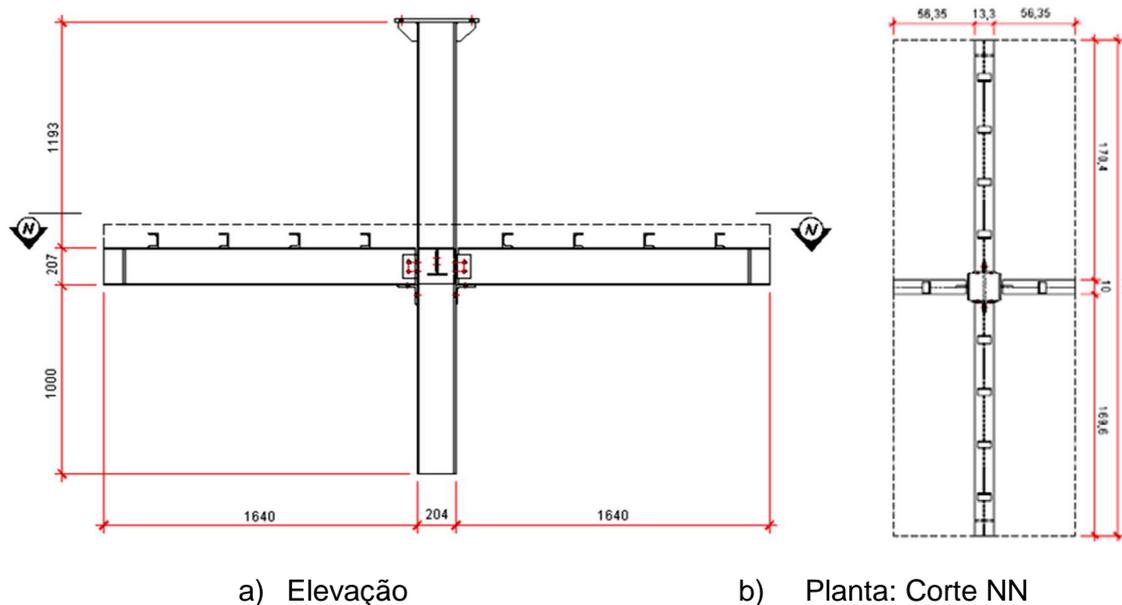
Assim como nos resultados experimentais os resultados numéricos apontaram para a influência significativa da laje de concreto no comportamento da ligação, principalmente na transmissão de momento fletor.

Farias (2008) concluiu que o modelo numérico representou de forma satisfatória o comportamento do detalhe de ligação também analisado experimentalmente. Além disso, através da simulação numérica, foi possível comprovar que as armaduras em forma de barras presentes na laje são, de fato, o componente determinante para o comportamento da ligação mista viga-pilar, visto que o aumento da taxa de armadura levou a um aumento expressivo em termos de momento resistente, além de melhoria no desempenho da ligação analisada.

2.2.3 BESSA (2009)

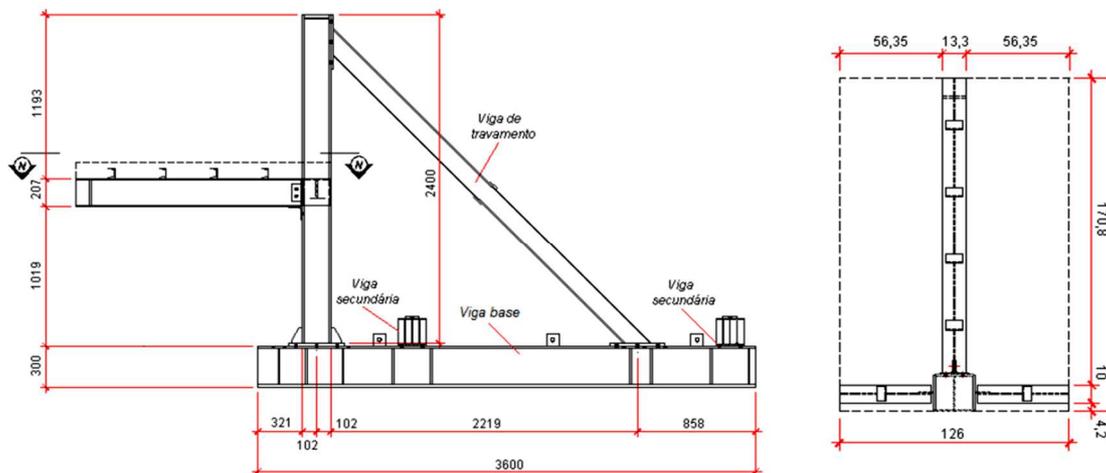
Bessa (2009) realizou um estudo experimental e numérico do comportamento de ligações viga mista-pilar de aço com cantoneiras de alma e assento, incluindo protótipos isolados e ligações inseridas num pavimento-tipo constituído de laje pré-moldada com vigotas e lajotas cerâmicas. A Figura 2.19 apresenta o modelo isolado de ligação viga mista-pilar de centro e o modelo de ligação de extremidade é representado na Figura 2.20.

Figura 2.19 – Modelo isolado de ligação viga mista-pilar de centro



Fonte: Bessa (2009)

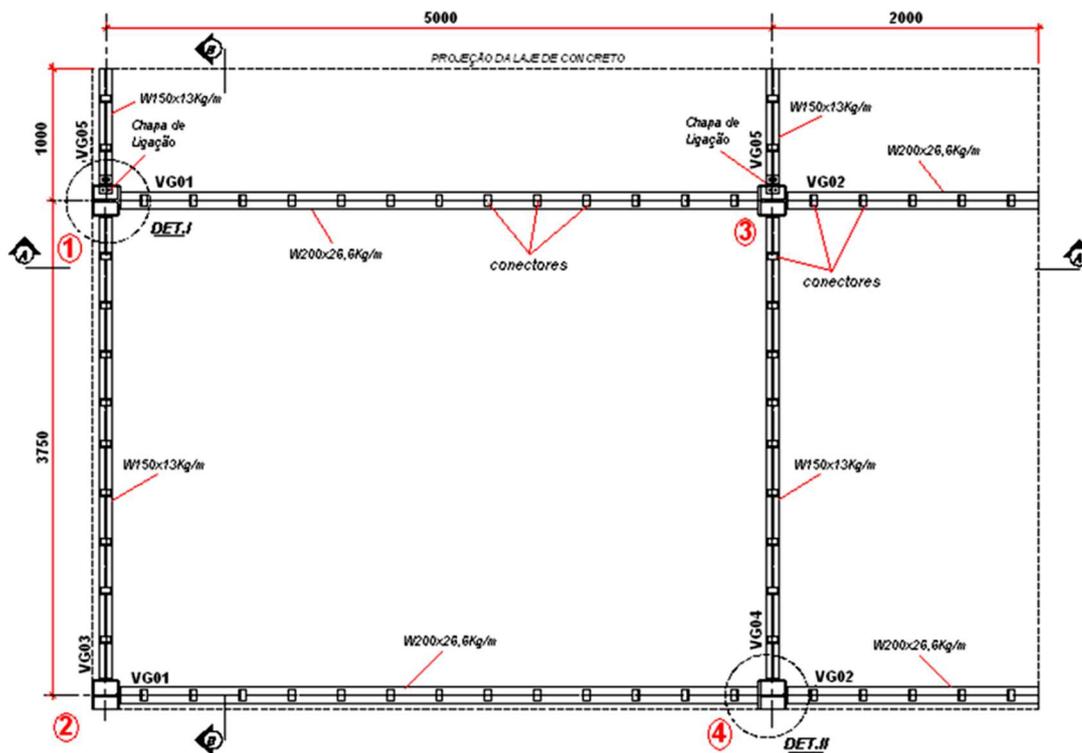
Figura 2.20 – Ligação viga mista-pilar de borda (tipo “T”)



Fonte: Bessa (2009)

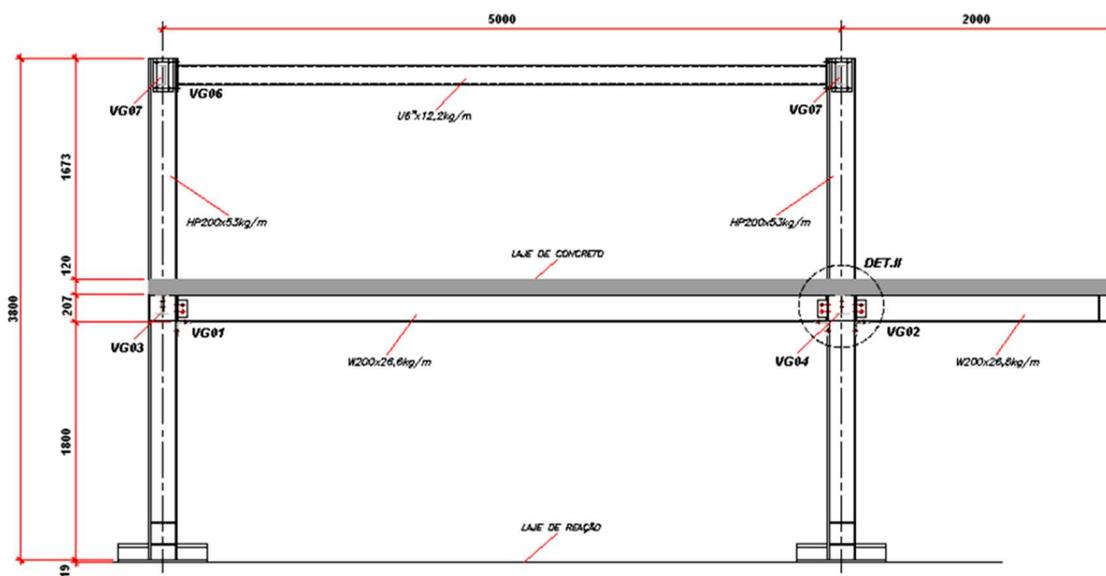
A vista em planta do pavimento tipo e a elevação lateral são mostradas, respectivamente, em Figura 2.21 e Figura 2.22 (corte AA).

Figura 2.21 – Vista em planta do pavimento tipo



Fonte: Bessa (2009)

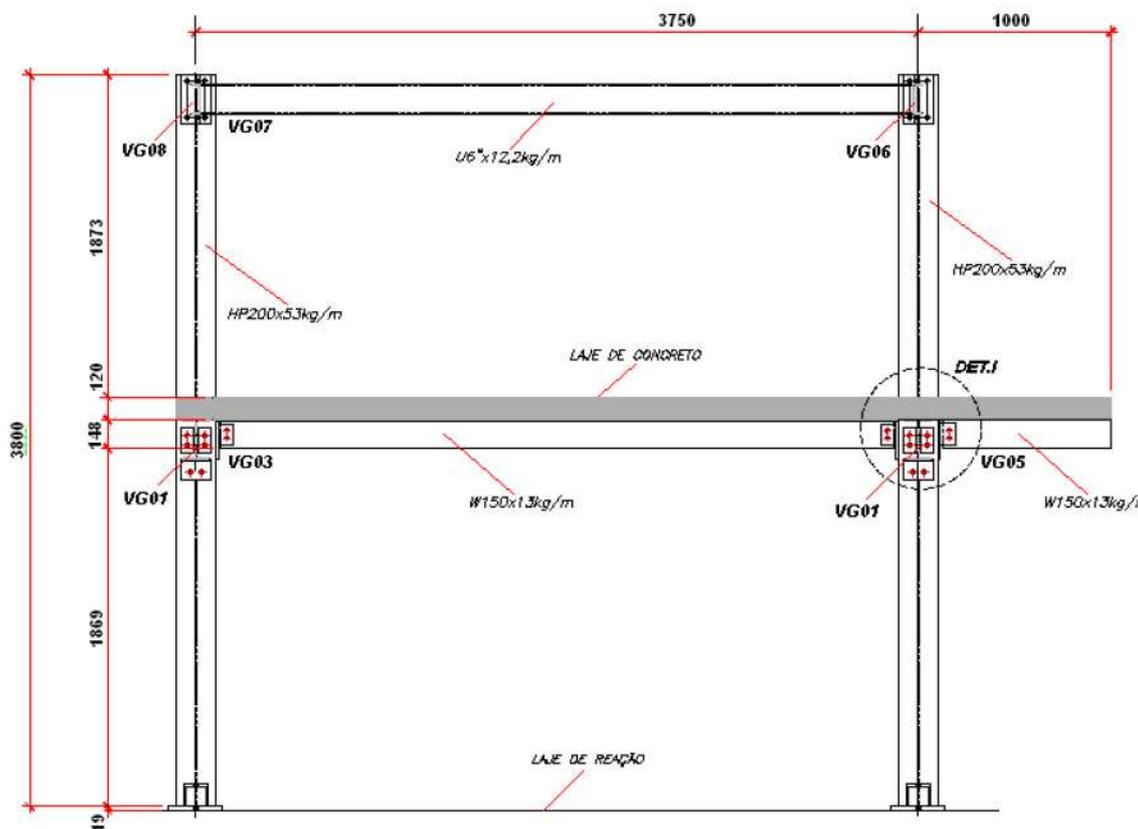
Figura 2.22 – Elevação lateral (corte AA) do pavimento tipo



Fonte: Bessa (2009)

Por fim, a elevação frontal (corte BB) é mostrada na Figura 2.23.

Figura 2.23 – Elevação frontal (corte BB) do pavimento tipo



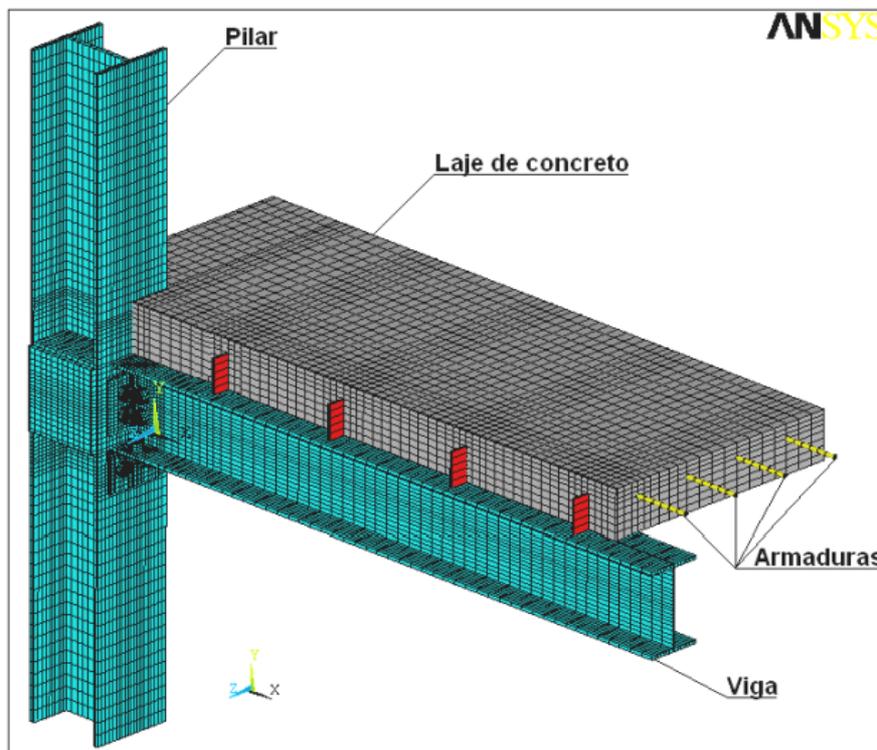
Fonte: Bessa (2009)

O objetivo central do estudo foi avaliar os efeitos de alguns parâmetros no comportamento da ligação em termos de rigidez inicial e momento resistente. Como parâmetros avaliados citam-se o acréscimo da taxa de armadura secundária, a fissuração do concreto da laje e diversos detalhes para a ancoragem das armaduras longitudinais.

Além da investigação experimental, foi realizado um estudo numérico das ligações mistas isoladas, utilizando os pacotes computacionais comerciais *ANSYS®* e *TrueGrid*; este último constitui uma ferramenta de pré-processamento. Esta análise visava incluir alguns itens na modelagem de ligações viga mista-pilar, tais como: laje de concreto, armaduras longitudinais e transversais e inclusão das não linearidades física e geométrica. A Figura 2.24

apresenta a perspectiva da modelagem numérica da ligação viga mista-pilar do protótipo isolado “T”, protótipo este também investigado experimentalmente.

Figura 2.24 – Perspectiva do detalhe de ligação do protótipo isolado tipo “T”



Fonte: Bessa (2009)

Já a comprovação e validação dos resultados da análise numérica foi obtida com base na comparação com os resultados experimentais e analíticos; o modelo analítico foi desenvolvido em conformidade com o Método das Componentes presente nos EUROCODEs 3 e 4.

Os resultados de Bessa (2009) mostraram que a modelagem numérica foi aprimorada em relação à metodologia iniciada por Maggi (2000) por conta da introdução da laje de concreto e das barras de armadura trabalhando de forma independente. Além disso, o modelo numérico de Bessa (2009) foi capaz de representar, de forma significativa, os mecanismos de transferência de esforços entre viga, pilar e laje de concreto. Permitiu ainda, para os detalhes analisados, prever os principais modos de colapso da ligação como a

plastificação das armaduras longitudinais, cantoneiras de alma e de mesa e cisalhamento nos parafusos.

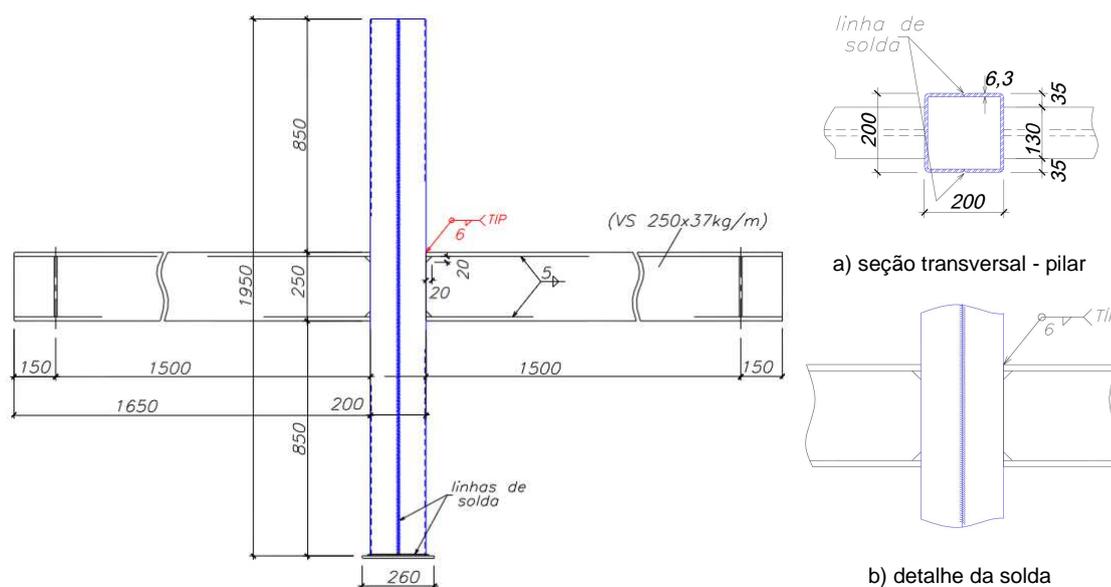
Percebe-se que as informações supracitadas atestam a importância da modelagem numérica detalhada das ligações, sua representatividade no comportamento das ligações e corroboram para a possível extensão desta análise para outros detalhes de ligação viga-pilar.

2.2.4 BARROS (2011)

Dando continuidade aos estudos de De Nardin (2003), Barros (2011) estudou o comportamento de ligações viga-pilar misto preenchido com concreto via modelos numéricos. Para tanto, foi utilizado o programa comercial DIANA® versão 9.2.

Dois detalhes de ligação foram analisados, a primeira soldada (FIGURA 2.25) e outra com chapa de extremidade e parafusos passantes (FIGURA 2.26). Nesta última foi considerada a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto. Ambos os modelos numéricos foram validados com base nos resultados experimentais realizados por De Nardin (2003).

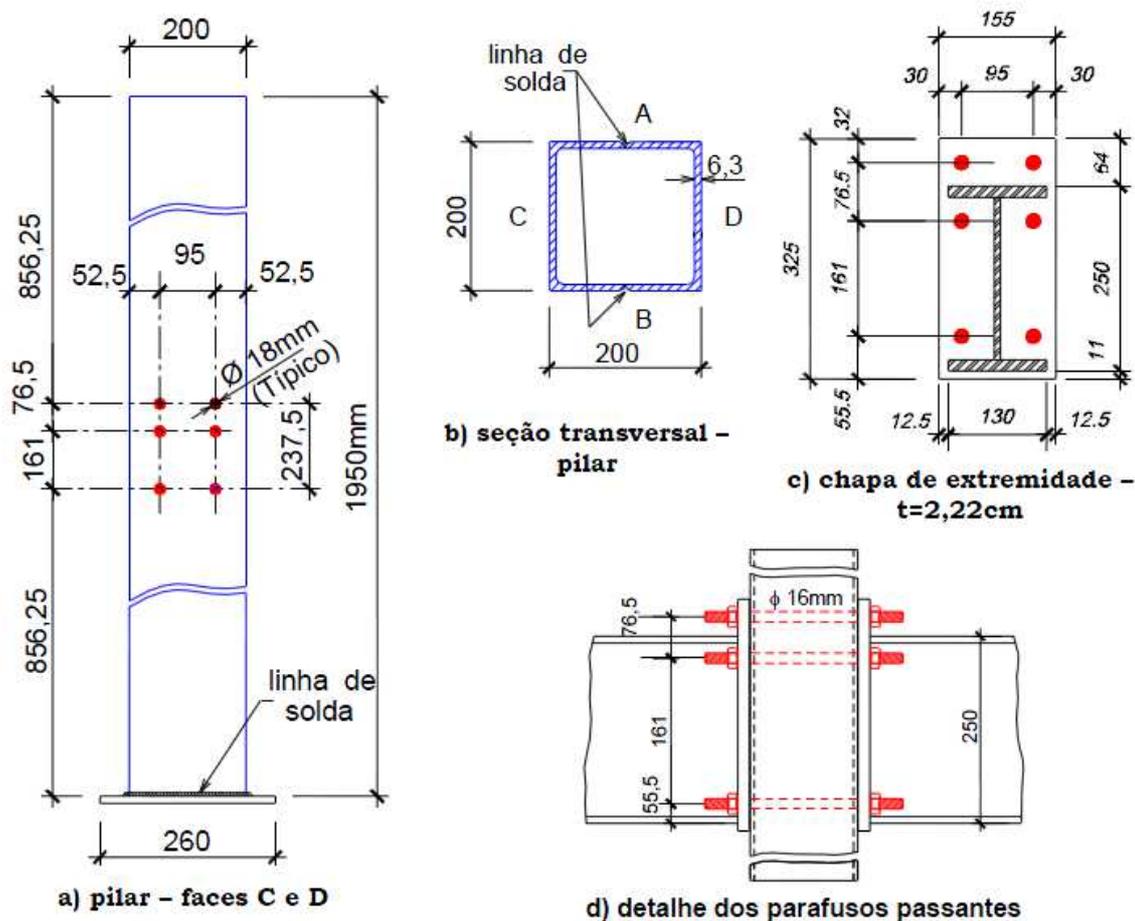
Figura 2.25 – Dimensões e detalhes da ligação soldada



Fonte: De Nardin (2003)

A Figura 2.26 apresenta alguns detalhes e dimensões da ligação parafusada investigada por De Nardin (2003).

Figura 2.26 – Dimensões e detalhes da ligação parafusada



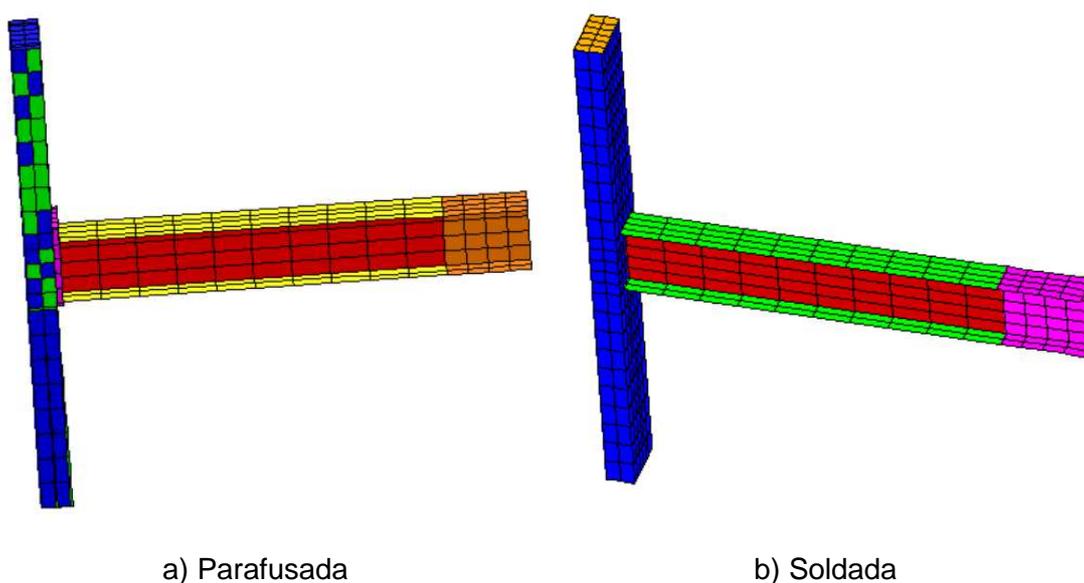
Fonte: De Nardin (2003)

Como ambos os detalhes de ligação apresentam um plano de simetria, este foi considerado nas modelagens numéricas e, portanto, apenas metade de cada detalhe de ligação foi representado numericamente (FIGURA 2.27).

Após a validação dos modelos numéricos via comparação com resultados experimentais apresentados por De Nardin (2003), foi desenvolvido um estudo paramétrico de forma a entender a influência de alguns parâmetros no comportamento da ligação. Dentre os parâmetros analisados citam-se:

espessura do perfil tubular do pilar, resistência à compressão do concreto do pilar e perfil da viga. Neste último foram escolhidas seções comerciais de perfis soldados da série VS com altura variando de 150mm a 300mm.

Figura 2.27 – Visão geral dos modelos numéricos dos detalhes de ligação



Fonte: Barros (2011)

Apesar das simplificações adotadas por Barros (2011), os resultados do modelo numérico foram considerados satisfatórios, visto que foram atendidas as propostas da modelagem. Apenas o modelo numérico para as ligações parafusadas apresentou algumas diferenças de comportamento quando comparado com o experimental, o que compromete a avaliação dos resultados posteriores.

Verificou-se que, dentre os parâmetros avaliados, a altura do perfil da viga foi o parâmetro que mais influenciou no comportamento global das ligações analisadas.

Especificamente, para a ligação parafusada Barros (2011) verificou que a variação da resistência à compressão do concreto não influenciou no comportamento da ligação, por conta da ruptura do concreto não ser o modo de

falha da ligação. A variação da espessura do perfil tubular, por sua vez, influenciou no comportamento da ligação, porém não de forma significativa.

Já para a ligação soldada, Barros (2011) constatou que todos os parâmetros analisados influenciaram o comportamento da ligação, destacando a variação do perfil de aço da viga. A resistência do concreto e a espessura do perfil tubular do pilar misto preenchido não influenciaram significativamente o comportamento da ligação soldadas.

2.2.5 KATAOKA (2011)

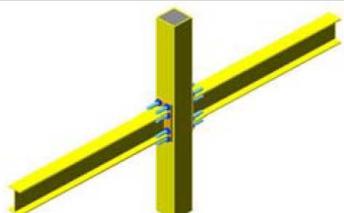
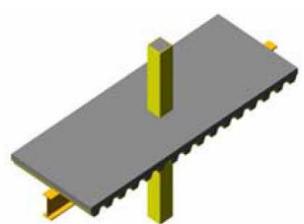
Kataoka (2011) realizou um estudo experimental e numérico para analisar o comportamento de detalhes de ligações viga-pilar constituídas por parafusos passantes, pilar misto preenchido com concreto, vigas mistas, chapa de extremidade, laje com fôrma de aço incorporada e conectores de cisalhamento. Este detalhe de ligação foi então submetido a ações cíclicas, simulando esforços provocados por vento e sismo. Além disso, foi avaliada a influência da taxa de armadura e do detalhe de ancoragem da armadura de continuidade no pilar misto sobre a rigidez da ligação.

Para a análise experimental foram ensaiados quatro modelos cruciformes, simulando pilares intermediários. Um dos modelos denominado “piloto” não possuía laje, ou seja, contou apenas com a presença de um pilar misto preenchido com concreto ligado às duas vigas de aço por meio de parafusos passantes e chapa de extremidade. Já os três modelos restantes (Modelos 1 a 3) contavam com a colaboração da laje com fôrma de aço incorporada e seis conectores de cisalhamento em cada viga. Apenas dois parâmetros foram analisados: a taxa de armadura e o método de fixação das barras de aço da armadura de continuidade.

Os Modelos 1 e 2 utilizam o mesmo método de fixação de barras (luvas rosqueadas), diferindo entre si apenas na taxa de armadura (1% e 1,5%, respectivamente). Já o Modelo 3 apresentava a mesma configuração de armadura do Modelo 1 (taxa de armadura de 1,0%), diferindo agora no método de fixação das barras, em que as luvas rosqueadas foram substituídas por solda.

A Tabela 2-2 a seguir resume as características dos modelos experimentais ensaiados por Kataoka (2011). Já a Figura 2.28 apresenta detalhes das luvas rosqueadas para as barras de 12,5mm e 20mm, bem como o esquema de posicionamento das mesmas na seção transversal do pilar misto.

Tabela 2-2 – Resumo das características dos modelos experimentais de Kataoka (2011)

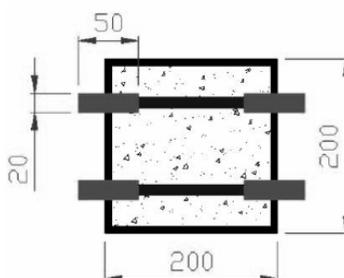
Modelo	Presença da laje	Taxa de armadura	Fixação da barras
Piloto		0,0%	Sem armadura
1		1,0%	Luvas rosqueadas
2		1,5%	Luvas rosqueadas
3		1,0%	Solda

Fonte: Kataoka (2011)

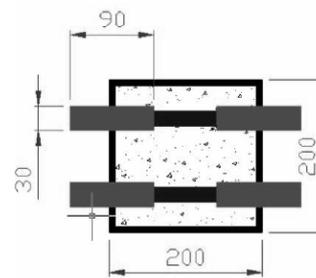
Figura 2.28 – Elementos que compõe os detalhes de ligações. (Unid. mm)



(a) luvas rosqueadas



(b) $\phi 12,5\text{mm}$

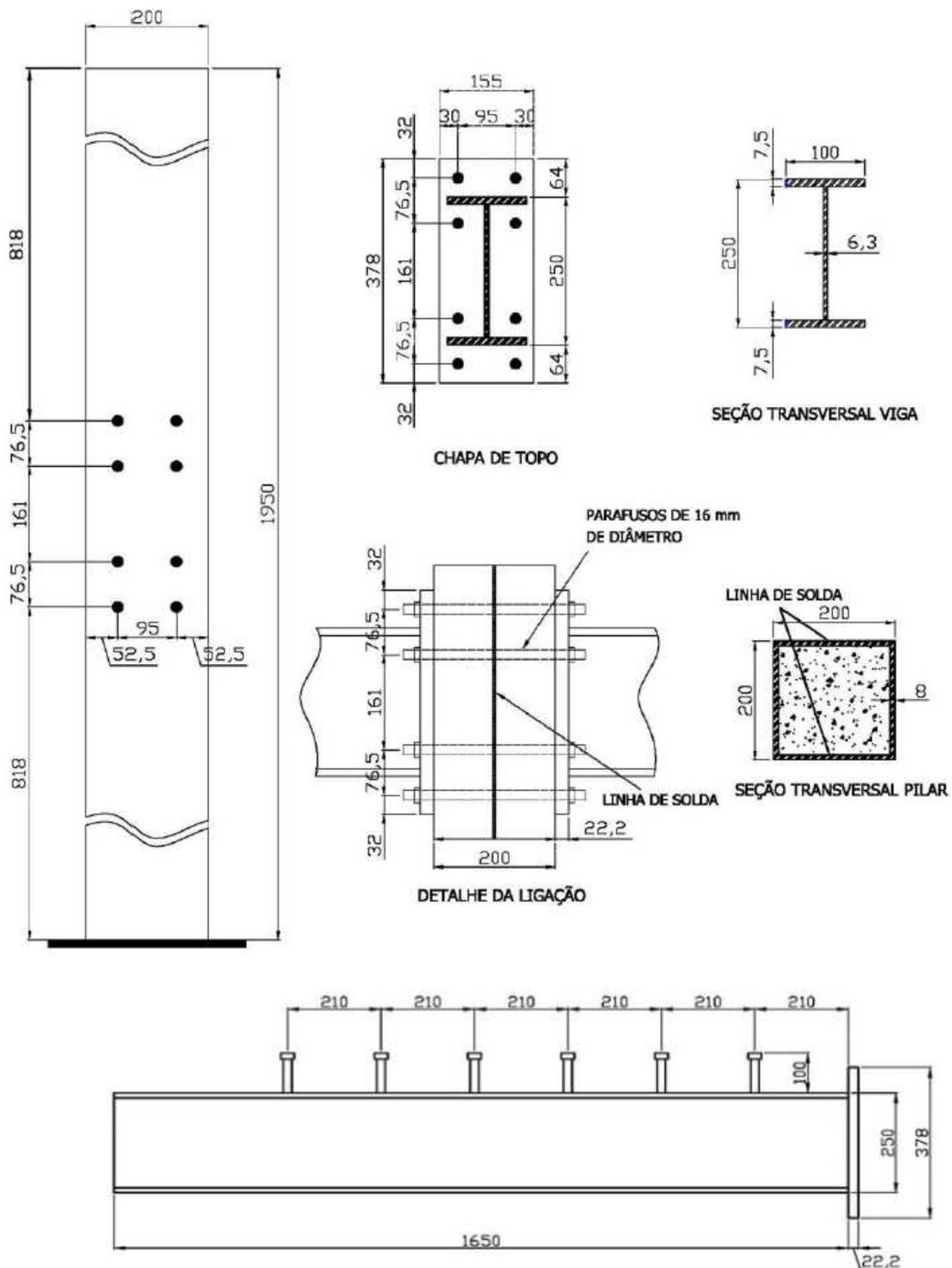


(c) $\phi 20\text{mm}$

Fonte: Kataoka (2011)

A Figura 2.29 apresenta as dimensões dos elementos que integram os detalhes de ligação de kataoka (2011).

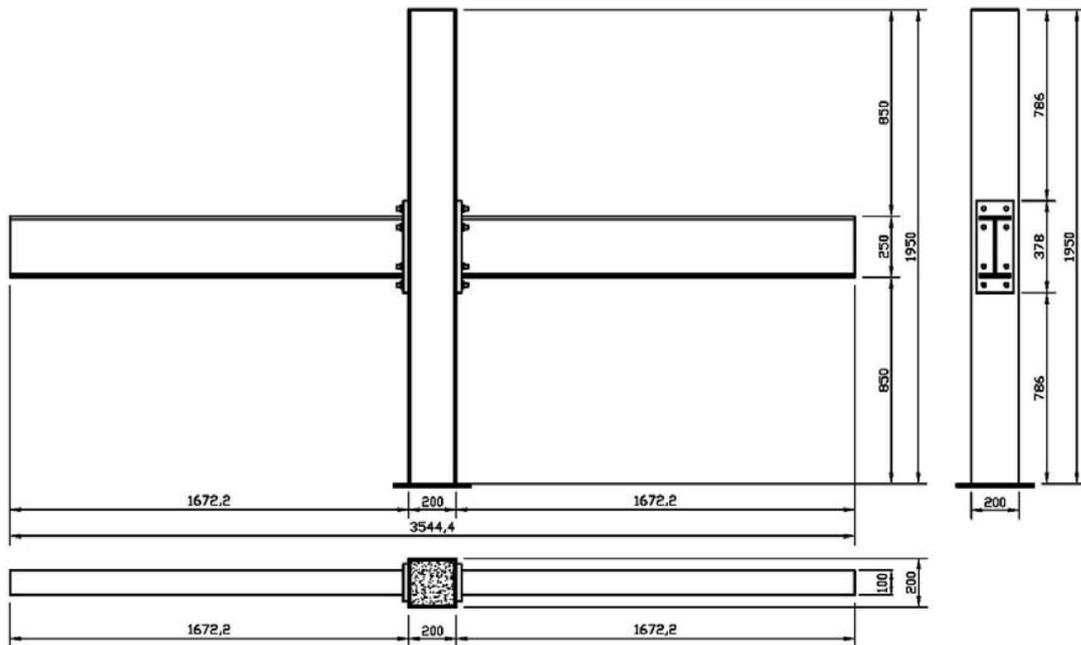
Figura 2.29 – Elementos que compõem os detalhes de ligações (em mm)



Fonte: Kataoka (2011)

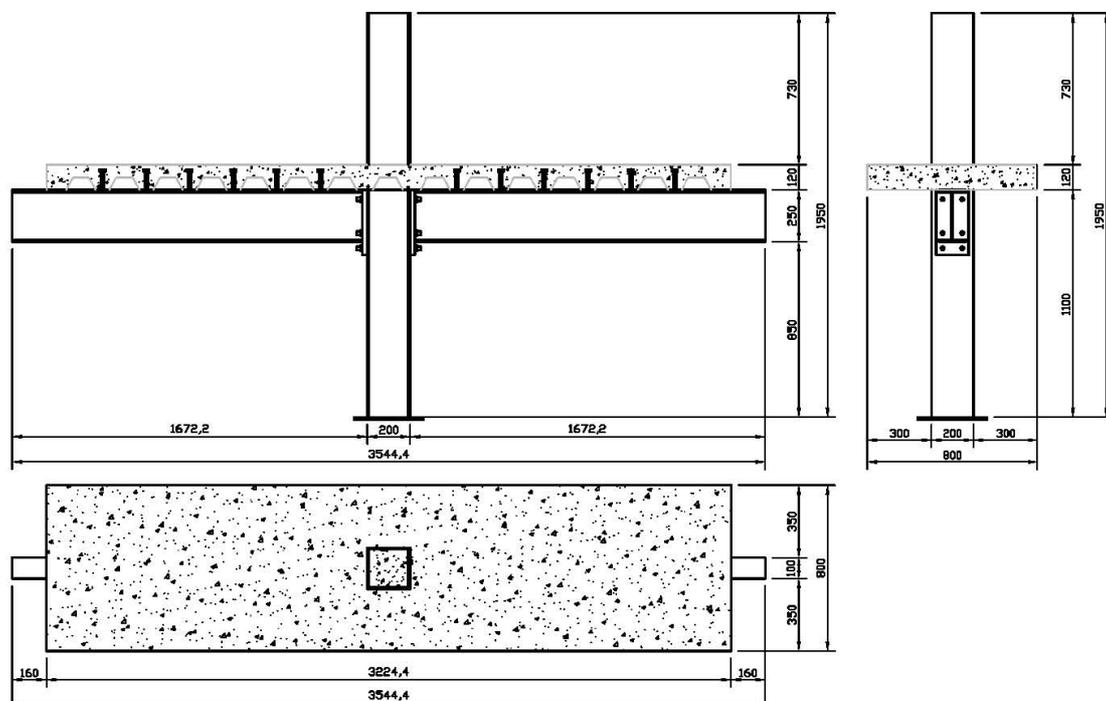
A Figura 2.30 apresenta as dimensões do modelo piloto sem a contribuição da laje e a Figura 2.31, as características do modelo com laje de concreto.

Figura 2.30 – Dimensões do modelo piloto (em mm)



Fonte: Kataoka (2011)

Figura 2.31 – Dimensões dos modelos com laje (em mm)



Fonte: Kataoka (2011)

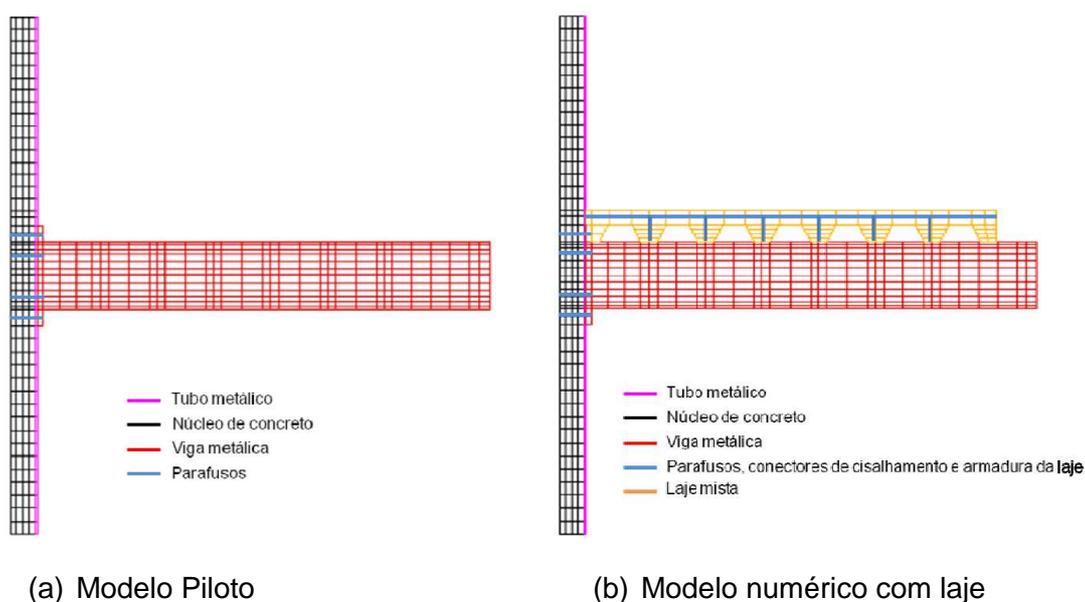
Para os modelos 1 e 3 a taxa de armadura foi de 1,0%; para o Modelo 2 a taxa de armadura utilizada foi de 1,5%.

Kataoka (2011) dividiu a análise dos resultados em três partes: comparação entre os resultados experimentais, comparação entre os resultados experimentais e numéricos e classificação das ligações com base no Eurocode 3 (1993).

Para melhor compreender o comportamento dos detalhes de ligação analisados experimentalmente Kataoka (2011) realizou a simulação numérica dos mesmos, além de uma análise paramétrica de forma a identificar variáveis que pudessem melhorar o comportamento da ligação em relação à rigidez. Os parâmetros escolhidos foram: diâmetro dos parafusos, seção da viga metálica e altura da laje.

Para todas as análises numéricas foi utilizado o pacote computacional DIANA®, baseado no método dos elementos finitos. Por conta da simetria do detalhe de ligação foi analisado apenas metade do modelo, como mostra a Figura 2.32.

Figura 2.32 – Representação dos modelos numéricos: Kataoka (2011)



Fonte: Kataoka (2011)

Comparando os resultados obtidos pela simulação numérica com os ensaios experimentais verificou-se que para o modelo piloto, apesar de o momento máximo alcançado pela ligação ter sido o mesmo, a rigidez da ligação no modelo experimental apresentou-se 58% menor que a apresentada pelo modelo numérico. Kataoka (2011) afirmou que esta diferença se deu por conta de problemas nos travamentos dos pórticos que, por sua vez, possibilitaram o aumento dos deslocamentos verticais e, portanto, menor rigidez da ligação.

Para o modelo 1 a diferença entre as rigidezes dos modelos experimental e numérico foi de 17%; para os modelos 2 e 3 esta diferença foi de 15%. Nos três casos o modelo numérico foi o que apresentou a maior rigidez. A autora afirmou que a diferença entre as rigidezes pode ter ocorrido por conta da área de aço adotada na simulação, visto que é difícil saber exatamente qual a área de aço que está contribuindo no combate aos esforços solicitantes.

Em resumo, Kataoka (2011) afirmou que os resultados apresentados pelos modelos numéricos foram bons, visto que se tratou de uma modelagem plana com diversas simplificações adotadas para melhor representar os modelos de ligação.

Compararam-se também os resultados dos modelos numéricos entre si e foi verificado que não houve um incremento significativo na rigidez com o aumento da taxa de armadura em 50%. Não houve ainda diferenças significativas no comportamento entre os modelos 1 e 3 quanto ao método de ancoragem da armadura de continuidade.

Já com relação à análise paramétrica kataoka (2011) afirmou que

- A variação do diâmetro dos parafusos foi o parâmetro que mais influenciou no comportamento das ligações, dentre os analisados. O aumento de 50% no diâmetro dos parafusos resultou em aumento da ordem de 15% na rigidez da ligação;
- Apesar da altura da laje ter pouca influência no comportamento da ligação, há um ganho de rigidez com a alteração da altura da laje, mas este ganho se dá até uma determinada altura;

- Os resultados obtidos com relação à seção transversal da viga não possibilitaram a retirada de informações conclusivas por conta da inadequação dos parafusos para as vigas mais resistentes.

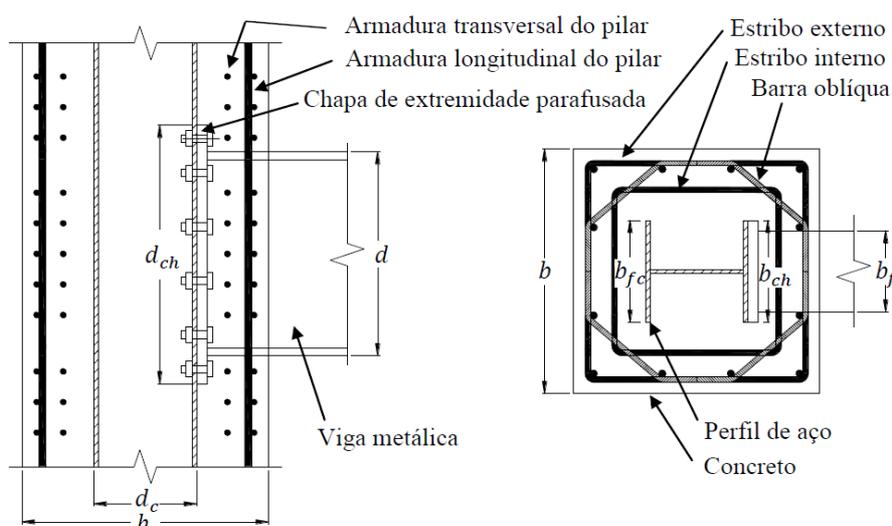
Outro trabalho que destacou a análise numérica de uma ligação viga-pilar foi o de Conceição (2011), descrito no próximo item.

2.2.6 CONCEIÇÃO (2011)

Conceição (2011) realizou um estudo preliminar de uma ligação viga-pilar através de simulação numérica via ANSYS e modelo mecânico. A pesquisa foi realizada na Universidade Federal de Minas Gerais e a ligação consistia de uma viga de aço conectada a um pilar misto (perfil de aço totalmente revestido com concreto) por meio de chapa de extremidade parafusada na mesa do pilar, bem como pela passagem de barras de armadura da viga mista através do pilar.

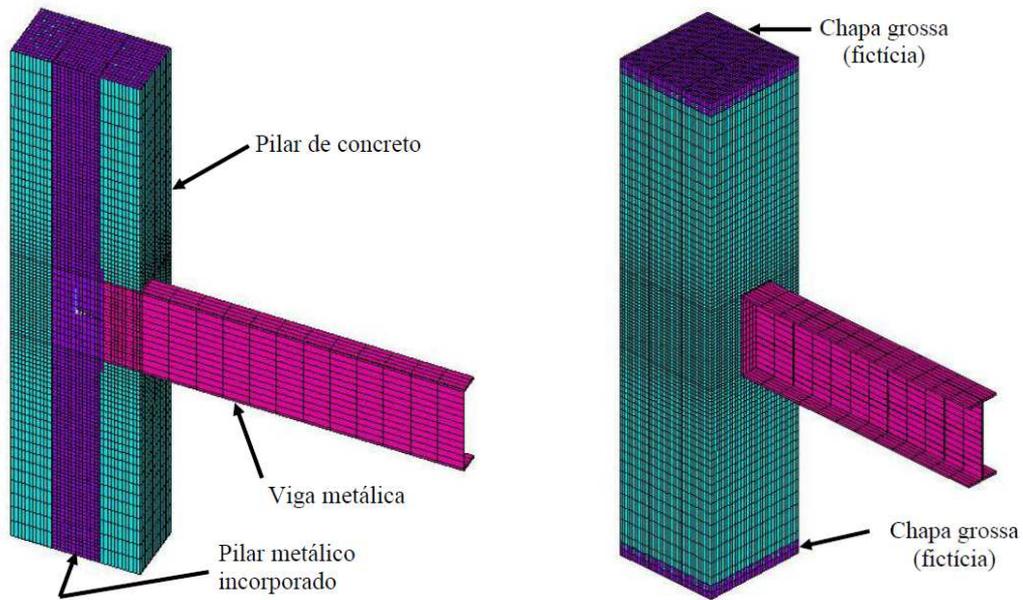
A Figura 2.33 apresenta a ligação estudada por Conceição (2011). Já o modelo numérico para simular a ligação viga-pilar é apresentado na Figura 2.34. Por fim, a Figura 2.35 apresenta em detalhe a modelagem das armaduras e dos perfis de aço.

Figura 2.33 – Esquema da ligação viga-pilar



Fonte: Conceição (2011)

Figura 2.34 – Modelo numérico da ligação viga-pilar

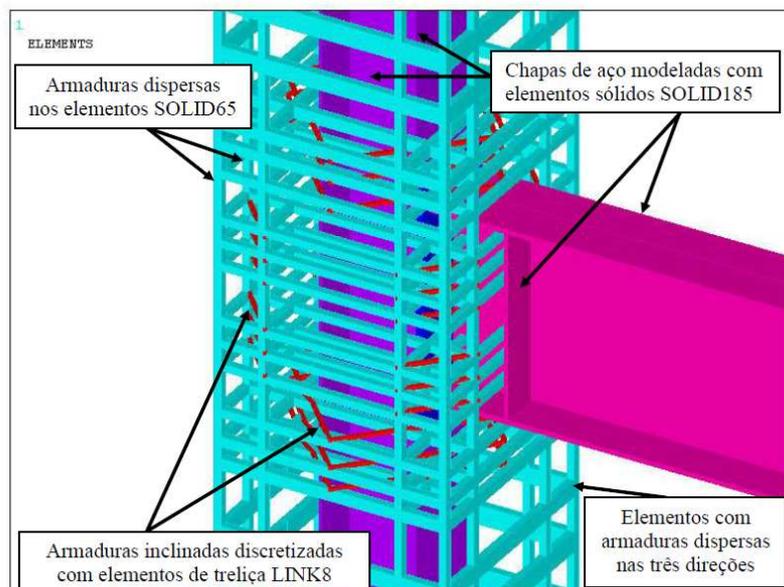


a) Modelo numérico usando a simetria

b) Representação esquemática da geometria completa

Fonte: Conceição (2011)

Figura 2.35 – Detalhe da modelagem numérica das armaduras e dos perfis de aço



Fonte: Conceição (2011)

Embora a ligação estudada por Conceição (2011) contemple o pilar totalmente revestido, que não é nosso objeto de estudo, algumas informações sobre a simulação numérica realizada pelo pesquisador podem ser úteis ao presente trabalho.

Este estudo visou identificar os principais mecanismos de falha da ligação, além de identificar o momento resistente da mesma para algumas configurações pré-definidas e analisar a sensibilidade do momento resistente da ligação em função dos demais esforços, como força normal no pilar e força cortante na viga. O modelo mecânico preliminar foi proposto para determinar a resistência ao momento fletor do detalhe de ligação, além de representar os mecanismos observados nos resultados numéricos.

Um estudo paramétrico foi realizado para avaliar a influência de alguns parâmetros no comportamento da ligação. Dentre os parâmetros escolhidos citam-se a resistência uniaxial à compressão do concreto e número de barras de armadura longitudinal no pilar.

Conceição (2011) verificou que houve uma satisfatória correlação entre os resultados da simulação numérica e do modelo mecânico, visto que quando comparadas isoladamente a capacidade resistente à tração e à compressão entre os modelos numéricos e o modelo mecânico preliminar obteve-se uma diferença percentual de 10%. Já para os momentos fletores esta diferença foi de 11%.

Os resultados numéricos mostraram ainda que as forças de compressão no pilar influenciam o valor do momento resistente da ligação, visto que as tensões de compressão associadas ao confinamento do concreto gerado pelas armaduras, perfil do pilar e chapas da viga, possibilitam um aumento local da resistência à compressão do concreto. No entanto, isso é válido até certos níveis de carregamentos (CONCEIÇÃO, 2011).

Outro importante aspecto constatado por Conceição (2011) foi que a espessura do concreto do pilar misto que envolve a chapa de extremidade também influencia o momento resistente da ligação. Além disso, um aumento de 33% na resistência uniaxial à compressão do concreto implicou em aumento médio de 14% no valor do momento resistente da ligação analisada.

Por fim, para as barras de armadura, verificou-se que apenas as que estão localizadas nas proximidades das bordas laterais da viga efetivamente contribuíram para um aumento da capacidade resistente da ligação.

Como se pode perceber até então, vários são os pesquisadores que analisaram diferentes detalhes de ligação viga-pilar. Isso enfatiza a importância do conhecimento do comportamento estrutural das ligações, visto sua influência no comportamento global das estruturas.

Com base nos trabalhos aqui apresentados algumas considerações podem ser citadas:

- A modelagem numérica possibilita uma análise mais detalhada tratando dados que são de difícil mensuração ou mesmo que não podem ser observados em análises experimentais.
- Na simulação numérica de alguns detalhes de ligações mistas pode ser adequado desprezar a contribuição do concreto da laje e representar apenas as barras de armadura, considerando os devidos acoplamentos entre as referidas barras de armadura e os perfis das vigas mistas.
- A presença da laje de concreto associada ao escoamento da armadura longitudinal influi significativamente no comportamento de um detalhe de ligação.
- A continuidade das vigas na direção do eixo de menor inércia do pilar permite uma melhor redistribuição dos esforços e, conseqüentemente, menor perda de rigidez e capacidade resistente da ligação com a fissuração da laje de concreto, quando comparado aos modelos isolados.
- A alteração do perfil da viga também pode influenciar no comportamento do detalhe de ligação, sobretudo se for alterada a altura do perfil.
- Para determinadas tipologias de ligações o aumento da altura da laje pode acarretar ganho de rigidez da ligação, no entanto, este é limitado a uma determinada altura. Para os detalhes de

ligações estudados por Kataoka (2011) os modelos com laje apresentaram rigidezes aproximadamente quatro vezes maiores que a rigidez apresentada pelo modelo sem laje de concreto. Talvez essa seja uma das razões da consideração da contribuição da laje no processo de dimensionamento das ligações mistas.

- À medida que se eleva a força de compressão no pilar há o incremento da capacidade resistente a momento da ligação. Porém isto é válido até certos níveis de carregamento, visto que elevadas forças de compressão no pilar podem acarretar na falha do concreto por esmagamento que, por sua vez, diminui a capacidade resistente a momento da ligação.

Percebe-se também que, em todas as análises numéricas investigadas nesta revisão bibliográfica, os resultados obtidos justificaram o uso de ferramentas computacionais de simulação, obviamente levando também em conta o tempo de processamento. Isto denota a importância e confiabilidade dos pacotes computacionais disponíveis no mercado para análise do comportamento de ligações. O próximo capítulo descreverá com maiores detalhes o modelo experimental, bem como a simulação numérica da ligação com chapa passante previamente investigada experimentalmente por De Nardin (2007).

3. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

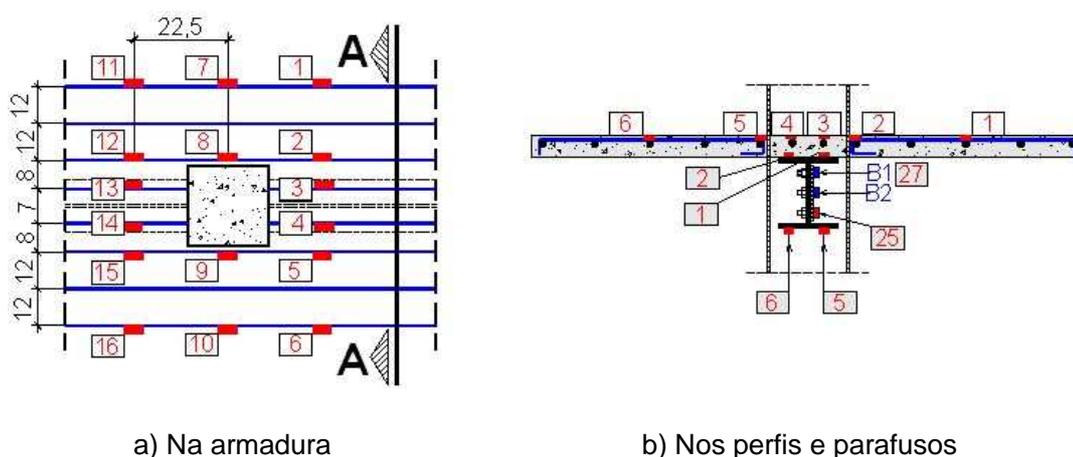
Neste capítulo são apresentados detalhes adicionais do modelo experimental, as propriedades mecânicas dos materiais que constituem os elementos, bem como alguns resultados que serviram como base para a validação do modelo numérico. Além disso, são descritas as etapas de desenvolvimento da simulação numérica, e ainda evidenciadas algumas observações e as simplificações adotadas no modelo numérico.

No item a seguir são descritas algumas particularidades do modelo experimental investigado por De Nardin (2007).

3.1 DETALHES DO MODELO EXPERIMENTAL

A fim de mensurar as deformações e deslocamentos nos elementos e componentes, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência e transdutores de deslocamentos. Para as armaduras da laje, por exemplo, foram utilizadas 16 unidades dos referidos extensômetros (numerados de 1 a 16 - FIGURA 3.1a).

Figura 3.1 – Disposição dos extensômetros no detalhe de ligação



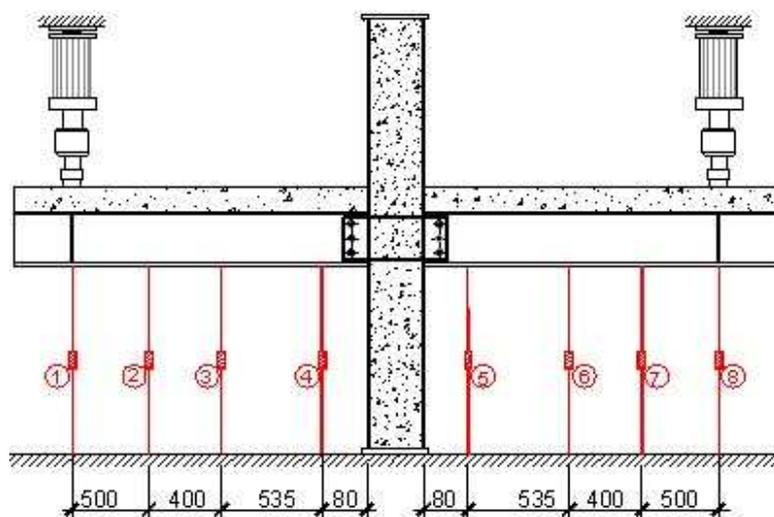
Fonte: De Nardin (2007)

Nas vigas de aço foram utilizados extensômetros nas mesas e na alma, distantes 125 mm da face do pilar preenchido, no entanto, os referidos resultados não foram utilizados na validação do modelo numérico e, portanto, não serão mostrados no presente trabalho.

Para a verificação da deformação da chapa passante foram fixados extensômetros elétricos de resistência, e estes mostraram níveis muito baixos de deformação e, por isso, não serão aqui apresentados.

Para a medição dos deslocamentos verticais das vigas foram utilizados 8 transdutores de deslocamento posicionados conforme apresentado na Figura 3.2.

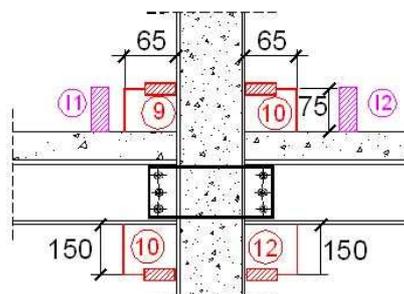
Figura 3.2 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento



Fonte: De Nardin (2007)

Já para a medição da rotação da ligação foram utilizados inclinômetros e transdutores de deslocamento posicionados horizontalmente na região de ligação (FIGURA 3.3).

Figura 3.3 – Disposição dos transdutores e inclinômetros no modelo de ligação



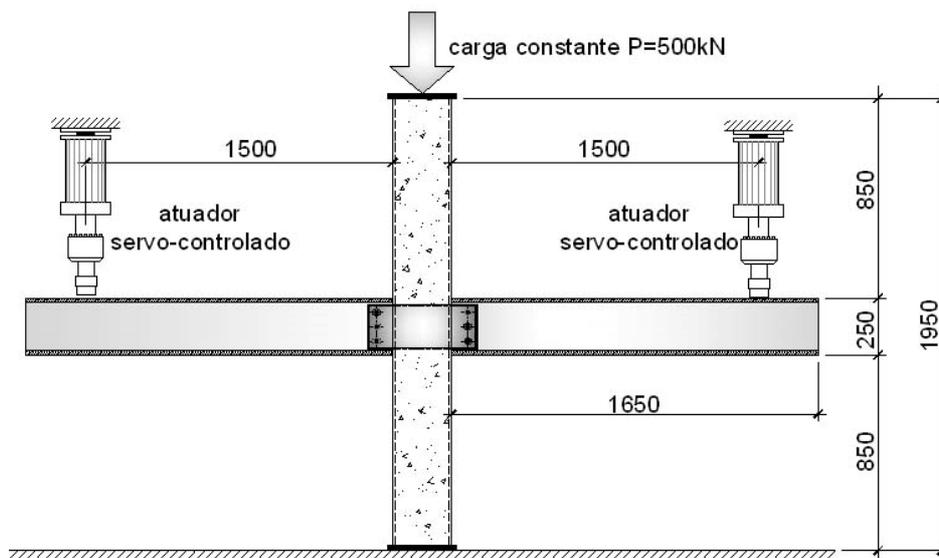
Fonte: De Nardin (2007)

Os detalhes do posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência e inclinômetros são apresentados no presente trabalho, visto que, na simulação numérica haverá possibilidade de verificar quais os deslocamentos e rotação dos elementos justamente nas regiões de obtenção dos resultados experimentais, atestando a validação da simulação.

O modelo de ligação foi então submetido a um carregamento constante de 500kN, aplicado no pilar misto preenchido, e a dois carregamentos variáveis aplicados nas extremidades das vigas por meio de atuadores servo-controlados.

O carregamento constante no pilar misto visou tanto a estabilização do modelo quanto a simulação do carregamento proveniente de pavimentos superiores (no caso de um edifício de múltiplos pavimentos). Os atuadores utilizados para aplicação do carregamento variável nas vigas dispunham de controle de deslocamento. A Figura 3.4 apresenta o esquema de ensaio.

Figura 3.4 – Esquema de ensaio e de aplicação dos carregamentos



Fonte: De Nardin (2007)

3.1.1 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS QUE COMPÕEM O DETALHE DE LIGAÇÃO

Os resultados obtidos nos ensaios experimentais para caracterização mecânica dos materiais que constituem os elementos, tais como corpos-de-prova cilíndricos de (10cm x 20cm) moldados do concreto de preenchimento do pilar e da laje; amostras de aço dos perfis do pilar, da chapa passante e dos componentes da viga de aço; parafusos e barras de armadura da laje, são apresentados na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 – Propriedade dos materiais que constituem os elementos ensaiados:

Elemento	Pilar		Laje		Viga		Parafuso	Chapa
	aço	concreto	aço	concreto	mesa	alma		
	$f_{yp}=253$	60,0	$f_y=593$ $\epsilon_y=2,58\%$	62,0	$f_y=305$ $f_u=420$	$f_y=297$ $f_u=410$	$f_{yb}=702$ $f_{ub}=911$	$f_y=287$ $f_u=399$

Unidades em MPa

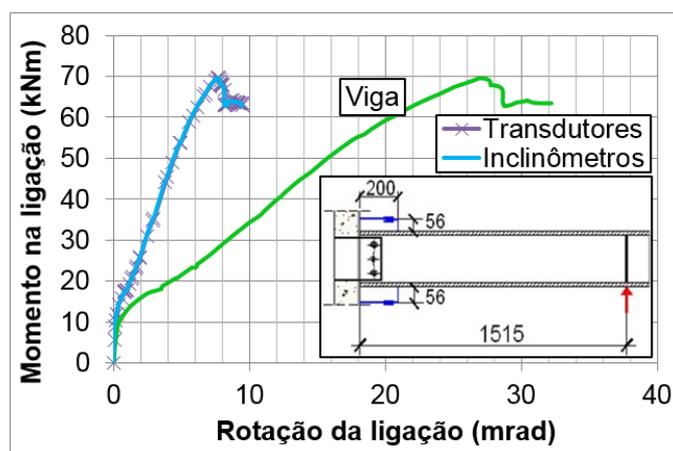
Fonte: De Nardin (2007)

3.1.2 DETALHE DE LIGAÇÃO: RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Após a confecção do detalhe de ligação e posterior posicionamento dos extensômetros, transdutores e inclinômetros, o modelo foi submetido aos carregamentos já descritos em tópicos anteriores. Com a realização do ensaio experimental foi possível medir a deformação axial na armadura longitudinal negativa, bem como os deslocamentos verticais e horizontais em vários pontos do modelo de ligação (FIGURA 3.2).

Com os dados experimentais obtidos foi possível traçar a curva Momento vs. Rotação para a ligação mista com chapa passante, e assim caracterizar seu comportamento. A Figura 3.5 apresenta a curva Momento vs. Rotação da referida ligação ensaiada.

Figura 3.5 – Comportamento Momento vs. Rotação da Ligação

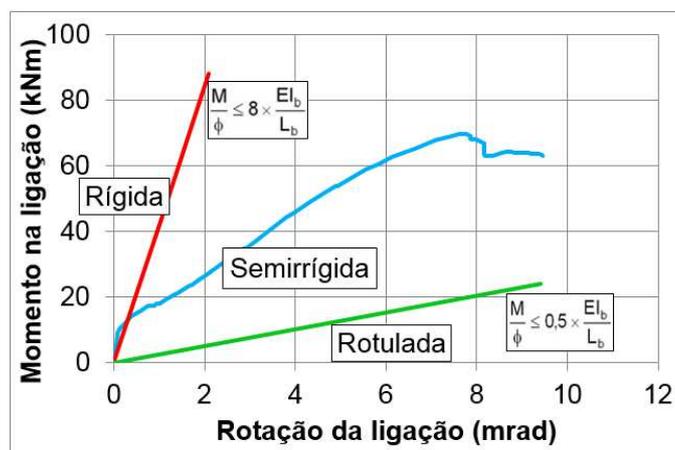


a) Vigas, transdutores e inclinômetros

Fonte: Adaptado de De Nardin (2007)

Da Figura 3.5 é possível verificar que a rotação da extremidade da viga foi superior à rotação da ligação viga-pilar. Já os resultados obtidos pelos transdutores e inclinômetros para a ligação foram considerados por De Nardin (2007) como sendo semelhantes (FIGURA 3.5b).

Figura 3.6 – Classificação das ligações ensaiadas quanto à rigidez, segundo norma ABNT NBR 8800:2008



Fonte: De Nardin (2007)

A partir dos resultados mostrados na Figura 3.6, pode-se classificar a ligação, em função da rigidez, como sendo *semirrígida*. Além disso, foi possível obter o valor experimental da rigidez inicial, momento e rotação correspondentes (TABELA 3-2). Estes valores serão utilizados como parâmetros de verificação na simulação numérica proposta no presente trabalho.

Tabela 3-2 – Valor da rigidez inicial, momento e rotação da ligação.

Momento correspondente da ligação (kN.cm)	Rotação correspondente (mrad)	Rigidez inicial (kN.cm/mrad)
1032,7	0,114	9087,9

Fonte: De Nardin (2007)

A partir dos resultados obtidos, De Nardin (2007) verificou que a ligação mista analisada é de resistência parcial, visto que o momento fletor resistente da ligação apresentou valor bastante inferior ao momento fletor resistente da viga mista (TABELA 3-3).

Tabela 3-3 – Valores de capacidade resistente das vigas mistas para classificação quanto à resistência.

Momento resistente da viga (kN.cm)	Momento resistente da ligação (kN.cm)	M_{RLig}/M_{Rv}	Classificação
30112,5	6902	0,23	Parcial

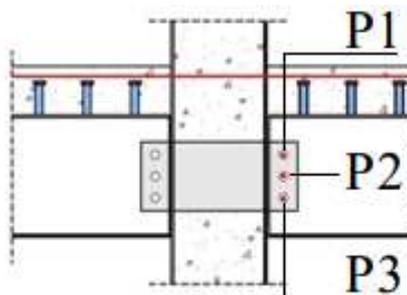
M_{Rlig} : momento resistente da ligação

M_{Rv} : momento resistente da viga

Fonte: De Nardin (2007)

Em relação ao modo de falha do modelo de ligação, este foi caracterizado pela ruptura do parafuso ao cisalhamento (Parafuso P₃ - FIGURA 3.7). De acordo com De Nardin (2007), a força máxima aplicada nas extremidades das vigas e que corresponde à ruptura do parafuso foi de 46,05kN.

Figura 3.7 – Posição e nomenclatura dos parafusos



Fonte: adaptado De Nardin (2007)

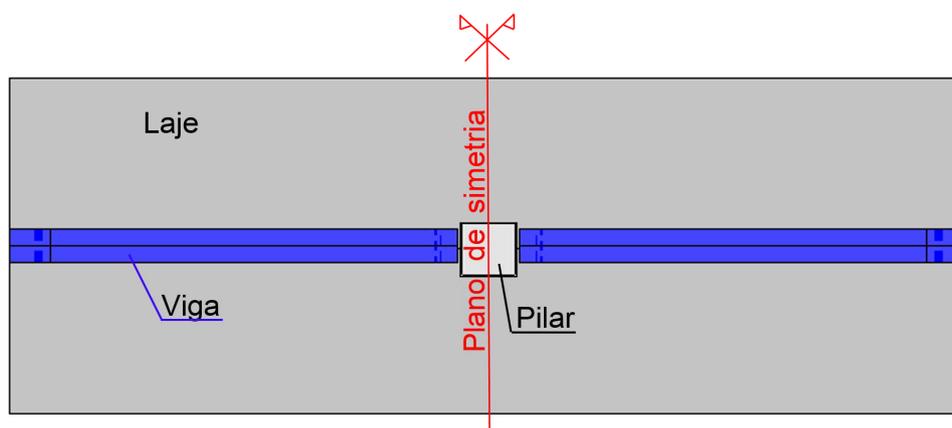
Citados os detalhes de interesse do ensaio experimental, bem como os principais resultados obtidos passa-se a tratar da simulação numérica.

3.2 DETALHES DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

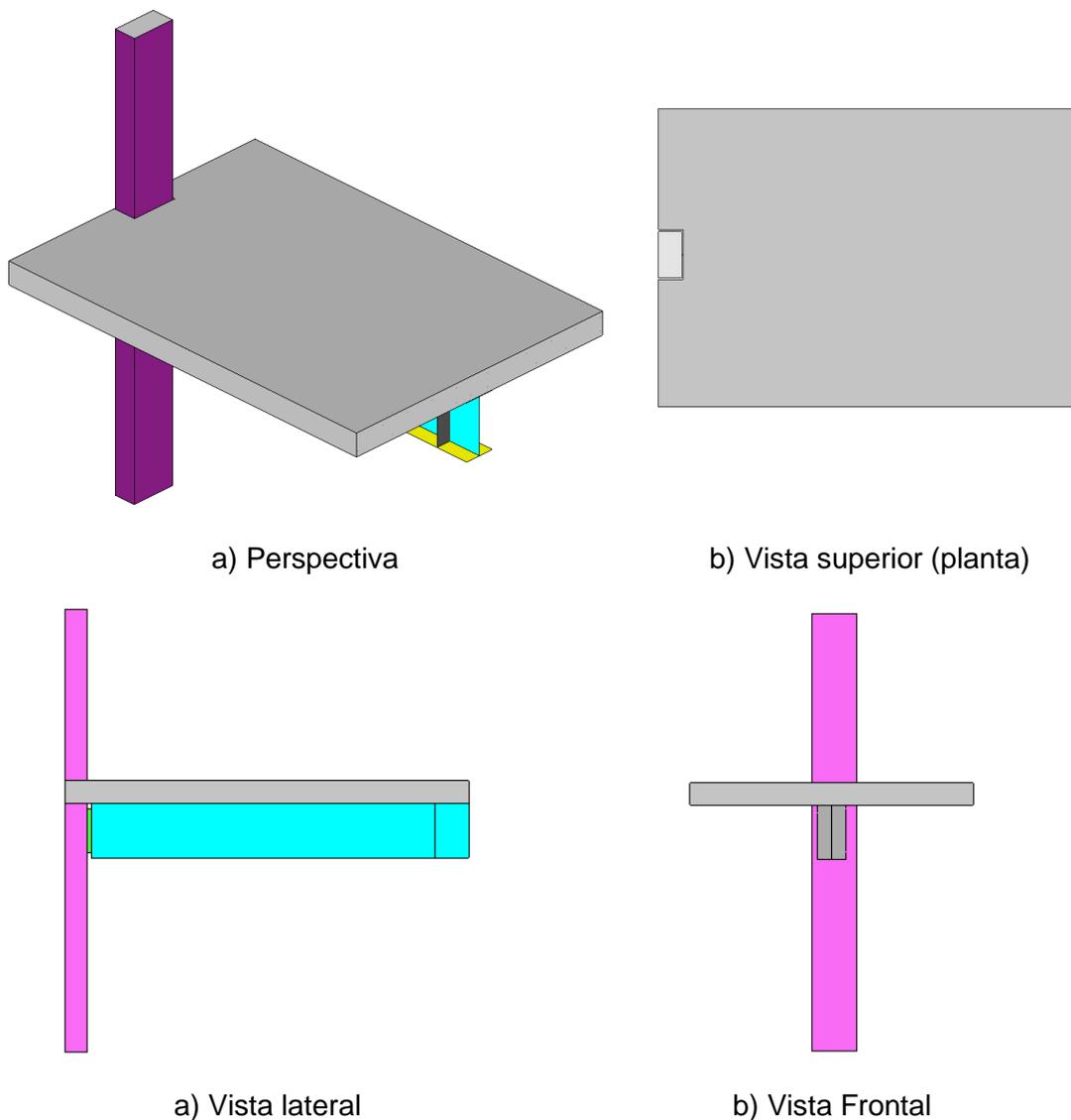
Tanto a construção da geometria do modelo quanto a simulação numérica foram realizadas utilizando o pacote computacional Ansys® versão 13.

Ciente da simetria em termos de geometria e de carregamento, a modelagem numérica foi realizada considerando apenas metade do detalhe de ligação, adotando as devidas condições de contorno. Isto contribuiu para uma significativa redução da quantidade de elementos e, por consequência, do tempo de processamento e do esforço computacional. A vista em planta do modelo completo, bem como o plano de simetria são apresentados na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Planta do detalhe de ligação e plano de simetria.



Salienta-se que os resultados obtidos, considerando o plano de simetria, foram satisfatórios quando comparados àqueles obtidos para o modelo completo. Desta forma, comprovou-se a consistência das condições de contorno adotadas, bem como dos resultados obtidos utilizando-se a condição de simetria. A Figura 3.9 apresenta a porção do detalhe de ligação utilizada na simulação numérica.

Figura 3.9 – Esquema do detalhe utilizando a condição de simetria

Por conta da complexidade na representação do comportamento estrutural da ligação mista com chapa passante, priorizou-se a utilização de um modelo tridimensional, a fim de simular de forma mais realista o comportamento da ligação e gerar, por consequência, resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente. Vale lembrar que se busca um modelo numérico que seja o mais simples possível porém, que represente adequadamente o comportamento experimental.

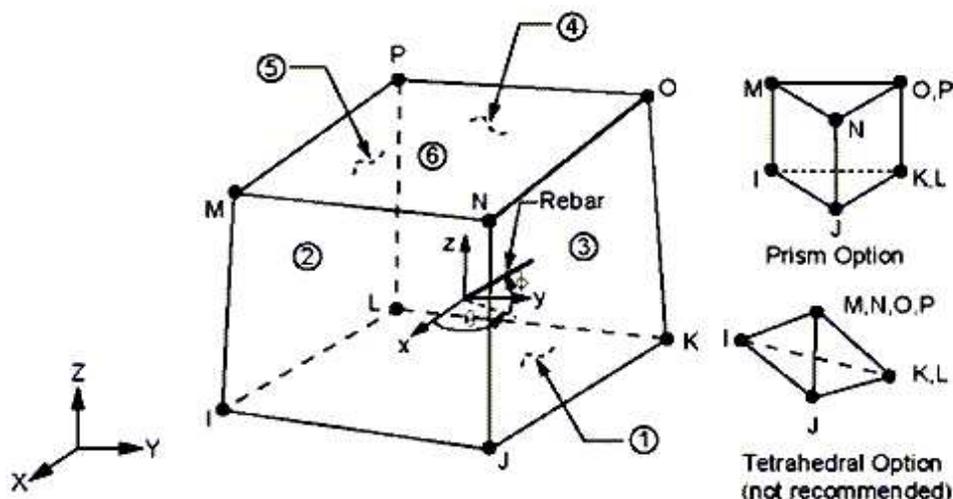
Nos itens subseqüentes são descritos em maiores detalhes os diversos aspectos considerados na simulação numérica, como os tipos de elementos utilizados e as relações constitutivas dos materiais.

3.3 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

3.3.1 CONCRETO

O núcleo do pilar misto e a laje foram modelados por meio de elementos sólidos tridimensionais SOLID65 disponível na biblioteca do pacote computacional Ansys®. A escolha deste elemento volumétrico baseou-se no fato de outros autores também terem utilizado o mesmo elemento quando na modelagem do concreto, comprovando assim sua eficiência na representação do comportamento deste material. Dentre os autores em questão citam-se Kotinda (2006), Bessa (2009) e Higaki (2009). A Figura 3.10 mostra a geometria deste elemento finito volumétrico.

Figura 3.10 – Elemento volumétrico SOLID65



Fonte: Documentação do ANSYS

De acordo com as especificações do programa este elemento é capaz de representar a fissuração do concreto quando submetido a esforço de tração e o esmagamento quando na compressão. Possui 8 (oito) nós, cada um com três graus de liberdade: translação nas direções x, y e z.

Um ponto a se destacar é a capacidade do elemento em representar a não linearidade física. O elemento é capaz de representar a fissuração do material nas três direções ortogonais entre si, o esmagamento, a deformação plástica e a fluência.

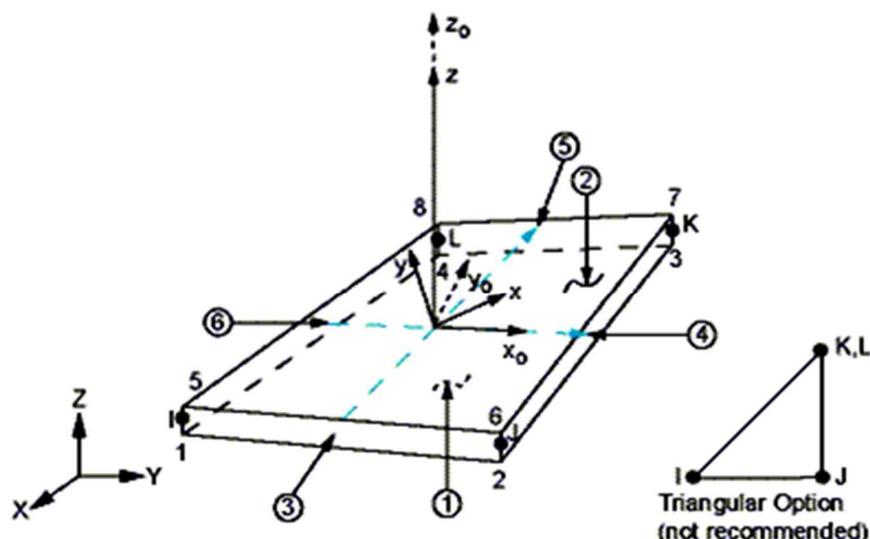
O elemento SOLID65 possibilita a inclusão de barras de armadura na forma de taxas, orientadas segundo ângulos ϕ e θ , no entanto, este tipo de armadura não é capaz de resistir ao cisalhamento, mas apenas a esforços axiais de tração e compressão. Além disso, o elemento permite a utilização de barras de armadura imersas no concreto armado, inseridas de forma discreta. Ainda assim, para a armadura em forma de barras, o elemento permite a consideração da não linearidade física.

Existe também a opção de utilizar o elemento SOLID95 para a modelagem do concreto, no entanto, este não foi utilizado no presente trabalho em razão da existência de nós intermediários presentes em cada elemento, aumentando a quantidade de nós para 20, repercutindo em um aumento do esforço computacional e do tempo de processamento do modelo numérico.

3.3.2 AÇO

Os componentes considerados de parede fina, cuja espessura é significativamente menor que as demais dimensões, possibilitam a utilização de elementos em casca para sua representação numérica. Desta forma, os perfis de aço das vigas (mesas inferior e superior e alma), a chapa passante e o perfil de aço do pilar misto foram modelados por meio do elemento em casca denominado SHELL181 (FIGURA 3.11).

Figura 3.11 – Elemento em casca SHELL181



Fonte: Documentação do ANSYS

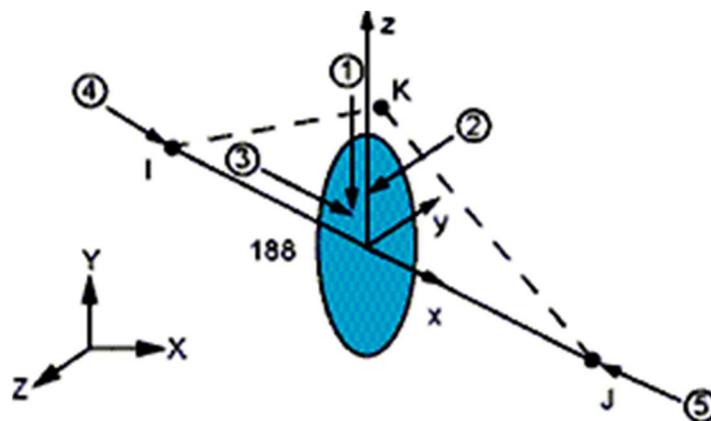
Da mesma forma, este elemento foi escolhido com base em trabalhos anteriores nos quais foi utilizado para representação de elementos de parede fina, como Almeida (2007) e Leal (2011). Além disso, segundo a documentação do Ansys este elemento é indicado para análises não-lineares de cascas de pequena espessura (parede fina), sujeitas a grandes deformações e rotações.

Este elemento possui quatro nós com 6 graus de liberdade em cada nó: translações segundo os eixos x, y e z e rotações em relação a estes mesmos eixos.

3.3.3 PARAFUSOS E ARMADURA DA LAJE

Os parafusos e a armadura da laje foram representados pelo elemento de barra denominado BEAM188. Este elemento possui 6 graus de liberdade, sendo três translações e três rotações por nó (eixos x, y e z). Existe ainda um sétimo grau de liberdade de caráter opcional, que é a magnitude do empenamento ou distorção (FIGURA 3.12).

Figura 3.12 – Elemento BEAM188



Fonte: Documentação do ANSYS

O elemento em questão foi escolhido por proporcionar maior simplicidade na modelagem das barras, sem que, com isto se perca a representatividade dos resultados obtidos. Segundo a documentação do Ansys o elemento BEAM188 é indicado para análises não-lineares sujeitas a grandes deformações e rotações, além de permitir a representação da não-linearidade do material, como a plasticidade e a fluência.

3.3.4 INTERAÇÃO VIGA-LAJE: COMPORTAMENTO CONJUNTO

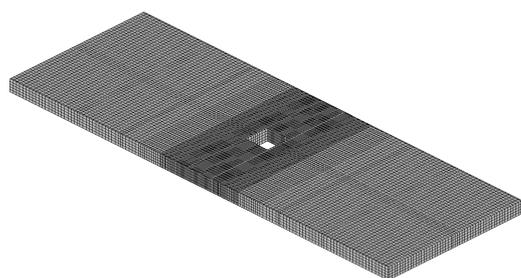
De Nardin (2007) teceu algumas considerações atentando para o fato de que no modelo experimental não houve deslocamento relativo significativo entre a laje de concreto e o perfil de aço da viga, já que a viga mista foi dimensionada para ter interação completa aço-concreto. Isto significa que a quantidade de conectores de cisalhamento adotados foi suficiente para que não houvesse deslocamentos significativos entre a mesa superior da viga e a laje de concreto.

Para representar esta interação completa optou-se por acoplar os nós da mesa superior da viga à projeção desta na face inferior da laje. Desta forma, o deslocamento relativo entre os dois componentes (perfil de aço e laje de concreto) nos pontos conectados é impedido. Maiores detalhes serão discutidos em item posterior.

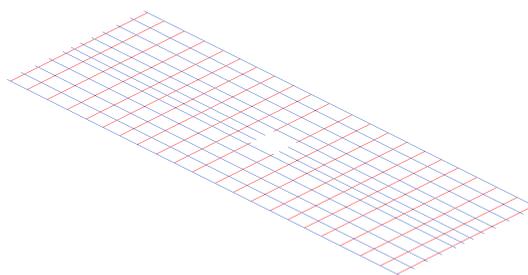
3.4 MALHA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Inicialmente vale lembrar que o detalhe completo da ligação é constituído por duas vigas, um pilar misto preenchido com concreto, uma chapa passante, seis parafusos, laje de concreto e as correspondentes armaduras superiores e inferiores na forma de barras (FIGURA 3.13).

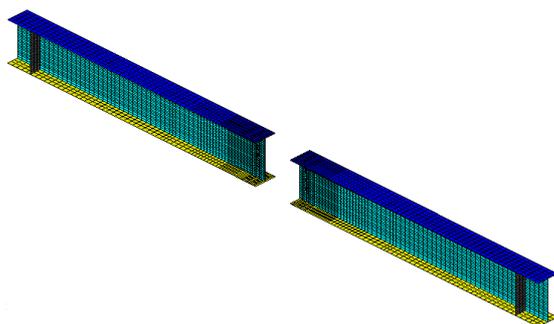
Figura 3.13 – Elementos finitos constituintes do detalhe de ligação



a) Laje de concreto



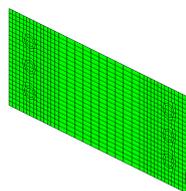
b) Barras negativas de armadura



c) Vigas



d) Pilar misto

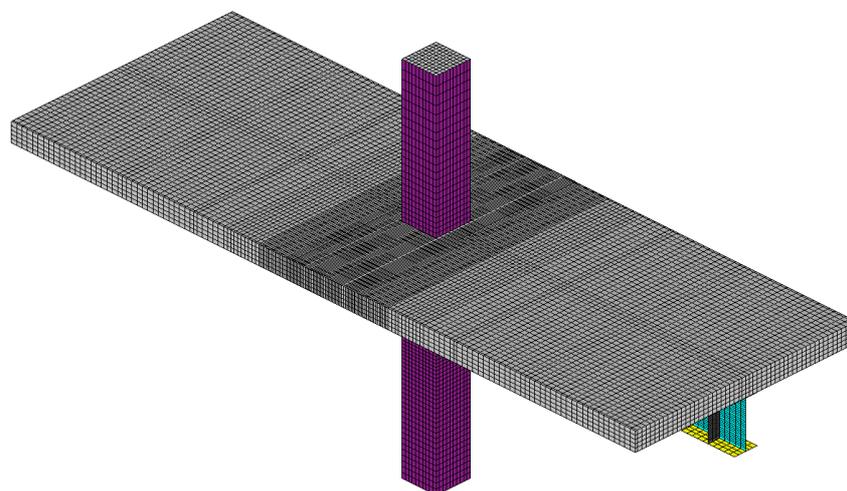


e) Chapa passante

Na simulação numérica cada componente foi modelado isoladamente, no entanto, atentou-se para que os nós na interface com outros elementos fossem coincidentes, de forma a permitir o acoplamento dos nós no

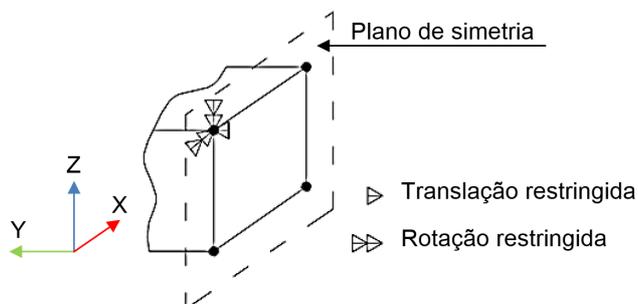
conjunto como um todo. A Figura 3.14 mostra o detalhe completo da ligação, resultado final da modelagem dos elementos.

Figura 3.14 – Perspectiva do detalhe de ligação completo



Como discutido anteriormente, em razão da simetria geométrica e do carregamento, apenas metade da ligação foi modelada numericamente, desta forma, nos nós correspondentes ao eixo de simetria, cujos elementos seccionados foram: o perfil de aço do pilar, o núcleo de concreto, a chapa passante, a laje de concreto e as barras de armadura, foram restringidas a translação em y (u_y) e a rotação em x e z (rot_x e rot_z), simulando a condição de simetria, como mostrado na Figura 3.15.

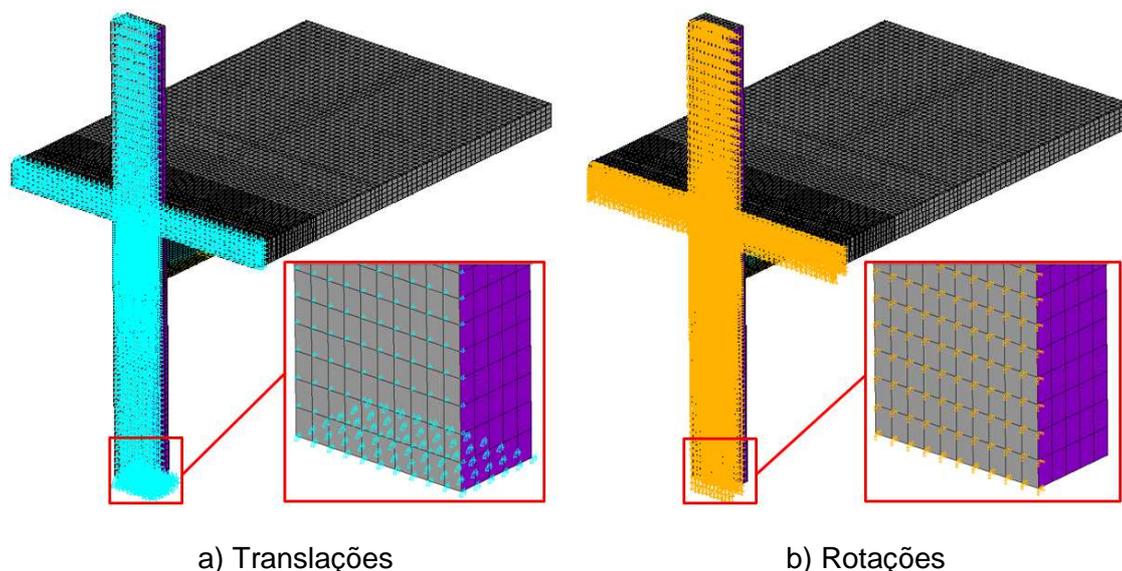
Figura 3.15 – Condição de simetria - restrição dos graus de liberdade



Fonte: adaptado da documentação do Ansys

Os nós da base do pilar tiveram suas translações impedidas segundo os eixos x , y e z (u_x , u_y e u_z). As restrições aplicadas na base do pilar podem ser visualizadas na Figura 3.16.

Figura 3.16 – Restrições aplicadas no modelo numérico

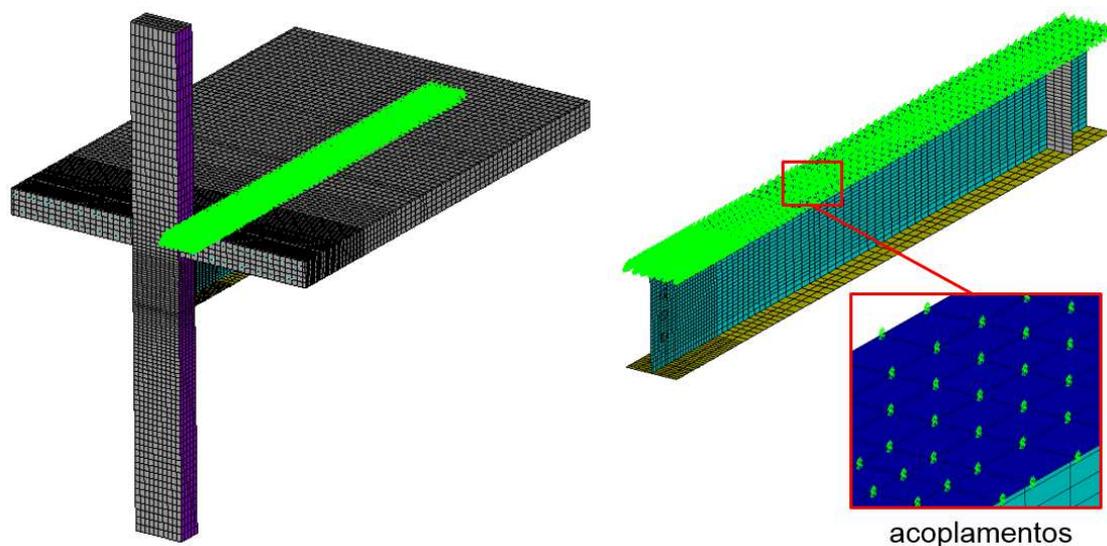


Como dito anteriormente para simular a interação total da viga mista, os nós da mesa superior da viga de aço foram acoplados à projeção desta na face inferior da laje. Isto se deu através do comando CP, disponível no Ansys (FIGURA 3.17).

De acordo com a documentação do Ansys, na utilização do comando CP, para análises estruturais, uma lista de nós é definida junto com as direções nodais em que esses nós devem ser acoplados. Como resultado deste acoplamento, os referidos nós assumem o mesmo deslocamento na direção nodal especificada, sem que haja deslocamento relativo entre eles. Tem-se, portanto, a simulação da interação total da viga mista.

Para o presente trabalho os nós correspondentes ao conjunto foram acoplados de forma que apresentassem o mesmo deslocamento nas direções x , y e z . A Figura 3.17 mostra a representação dos acoplamentos adotados.

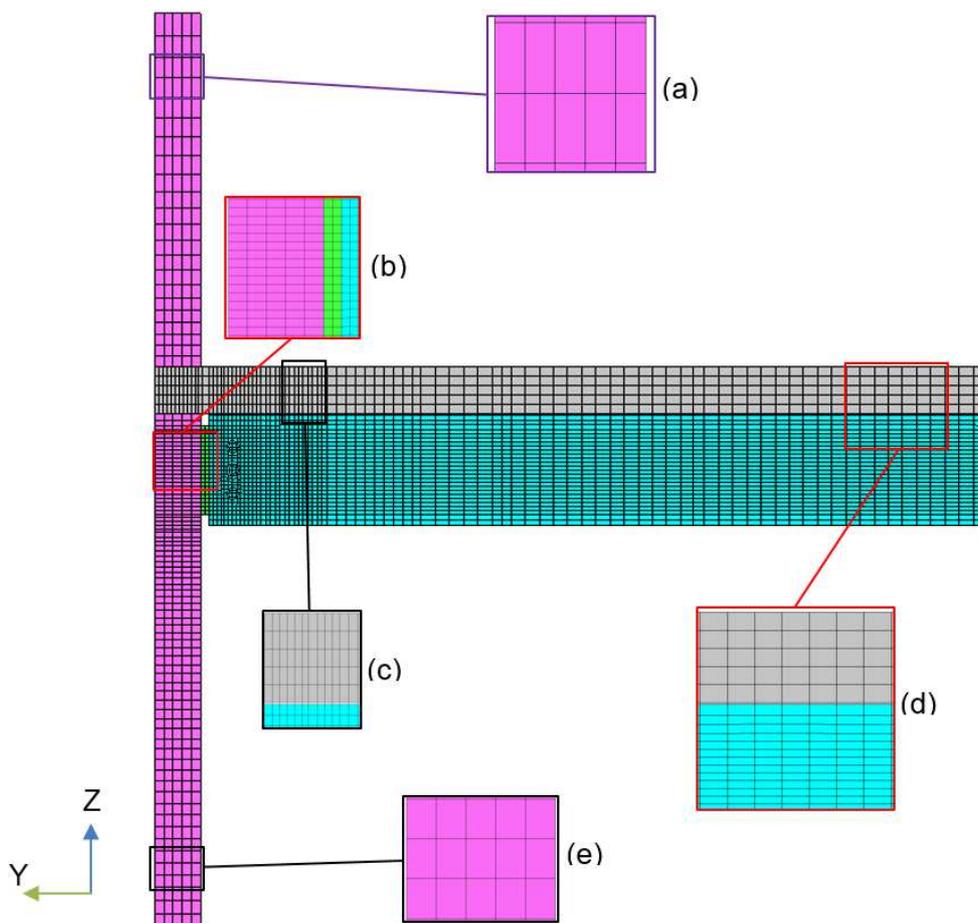
Figura 3.17 – Acoplamento dos nós da mesa superior da viga e nós correspondentes na face inferior laje



Ciente da importância de dois fatores relevantes na análise numérica, o esforço computacional e a confiabilidade dos resultados obtidos, o nível de refinamento da malha foi adotado na tentativa de ponderá-los, ou seja, minimizar o esforço computacional sem perder a confiabilidade dos resultados.

Alguns itens como a posição dos transdutores de deslocamento vertical da viga (Figura 3.2) e nível de esforços solicitantes foram os principais responsáveis pelo grau de refinamento da malha utilizada no presente estudo. A Figura 3.18 apresenta um esquema do refinamento da malha.

Figura 3.18 – Refinamento da malha de elementos finitos



Como o nível de tensões e sua distribuição nas regiões próximas ao topo do pilar não são o principal enfoque do trabalho, adotou-se um nível de discretização em que os elementos da malha apresentam maiores dimensões que nas demais regiões. Em “a” foram adotados elementos de 20mm na direção Y e 50mm na direção Z, este diminuindo para 25mm próximo à região “b”.

Em “b” e “c” (ver FIGURA 3.18) há a ocorrência de possíveis picos de tensões por conta dos elevados níveis dos esforços solicitantes. Para o ponto “b” pode haver ainda uma possível interferência na interface aço-concreto entre a chapa passante e núcleo do concreto do pilar, desta forma, a dimensão dos elementos em “b” foi de 20mm na direção Y e 10mm na direção Z, ou seja, aproximadamente a terça parte (1/3) da dimensão adotada nos elementos imediatamente superiores. Já em “c” a dimensão média da malha da viga foi de 10mm em ambas as direções.

Cabe salientar que, pelo fato de a laje ter 100mm de altura e 20mm de cobrimento (modelo experimental), optou-se por elementos finitos com alturas iguais, ou seja, na direção Z foram adotados 5 elementos com 20mm de altura cada.

Na região “d” (FIGURA 3.18) o nível de discretização foi adotado visando diminuir o esforço computacional, visto que na região de aplicação de carga, extremidade da viga, os esforços solicitantes são menores que os praticados na região da ligação. Para esta região da viga os elementos finitos tem 30mm na direção “Y” e 10mm na direção “Z”. Algumas adaptações foram realizadas nas dimensões de elementos da malha para que os nós da malha coincidisse com os pontos em que os transdutores de deslocamento foram fixados (FIGURA 3.2).

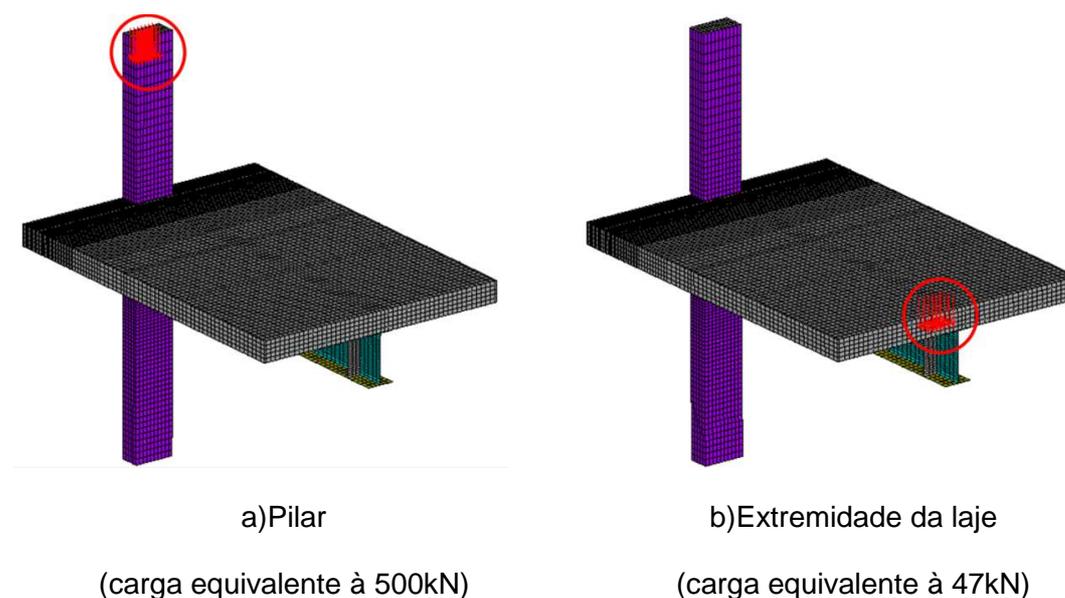
Por fim, na região “e” (FIGURA 3.18) foi adotada malha com 20mm na direção Y e 25mm na direção Z, por conta da possível estabilização dos esforços solicitantes.

3.5 APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO

A aplicação do carregamento no modelo numérico foi realizada como no modelo experimental, ou seja, em duas etapas. Inicialmente foi aplicada uma força vertical de 500kN no topo do pilar para, em seguida, ser aplicada uma força de 47kN nas extremidades da laje, distando 1,5m da face do pilar (Figura 3.4).

A intensidade da força escolhida baseou-se no fato de ser um valor imediatamente superior à força última obtida experimentalmente (46,05kN), para a qual houve a ruptura de um dos parafusos da ligação.

O esquema de aplicação dos carregamentos no modelo numérico é apresentado na Figura 3.19.

Figura 3.19 – Aplicação dos carregamentos

Foi considerada a influência do peso próprio dos elementos, no entanto, este carregamento e seus efeitos mostraram-se desprezíveis quando comparados às forças externas aplicadas. Estas últimas, por sua vez, foram distribuídas e aplicadas nos nós dos elementos pertencentes à projeção da extremidade dos atuadores servo-controlados no núcleo de concreto do pilar (FIGURA 3.19a) e no concreto da laje (FIGURA 3.19b)

Todos os carregamentos foram introduzidos de forma incremental em pequenos passos, para facilitar a convergência durante o processamento. Inicialmente o carregamento do pilar foi realizado em 50 passos, já o da extremidade da laje foi feito em 200 passos. No entanto, foi ativada a opção disponível no pacote computacional Ansys de ajuste no tamanho do passo de carga, caso houvesse rápida convergência ou mesmo quando não houvesse convergência para este. Este recurso será melhor descrito em item posterior.

3.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS: MODELO NUMÉRICO

Através dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização mecânica dos materiais que constituem o modelo de ligação verificou-se que a resistência característica do concreto da laje e núcleo do pilar é muito

semelhante. Por isso adotou-se, para ambos, resistência característica à compressão do concreto igual a 60MPa.

Para a determinação da resistência ao escoamento (f_y) e última (f_u) do perfil de aço da viga foi adotada a média entre os valores obtidos experimentalmente para mesa e alma da viga, já apresentados na Tabela 3-1.

A Tabela 3-4 apresenta as propriedades mecânicas adotadas na modelagem numérica.

Tabela 3-4 – Propriedade dos materiais adotados para o modelo numérico

Elemento	Pilar		Laje		Viga		Parafuso	Chapa
	aço	concreto	aço	concreto	mesa	alma		
Ligação 2	$f_{yp}=253$	60,0	$f_y=593$ $\epsilon_y=2,58\%$	60,0	$f_y=301$ $f_u=415$		$f_{yb}=702$ $f_{ub}=911$	$f_y=287$ $f_u=399$

Unidades em MPa

A seguir, são descritas as relações constitutivas adotadas para os materiais aço e concreto.

3.7 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS PARA OS MATERIAIS AÇO E CONCRETO

O pacote computacional ANSYS permite a consideração da não linearidade física tomando como base algum critério de resistência disponível em sua biblioteca. Nos parágrafos seguintes são descritos os critérios e relações constitutivas adotada para cada material.

Foram adotados diagramas multilíneares para a representação da curva tensão-deformação dos materiais que constituem a laje, viga, pilar, chapa passante, parafusos e barras de armadura da laje ou seja, para os materiais aço e concreto. O Ansys dispõe de vários modelos constitutivos multilíneares para representação da curva Tensão vs. Deformação dos materiais, citando dentre eles: Isotropic Hardening Plasticity (MISO) - plastificação com encruamento

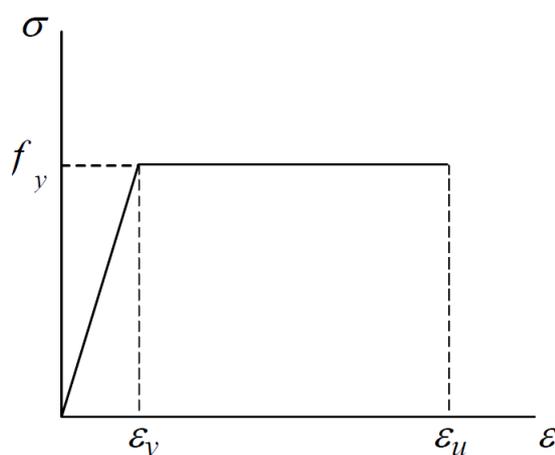
isotrópico e Kinematic Hardening Plasticity (KINH) - plastificação com encruamento cinemático, ambos utilizados no presente trabalho.

Ambos os modelos consistem em subdividir a curva Tensão vs. Deformação (ou Força vs. Deslocamento) em vários trechos lineares. Cada curva pode conter até, no máximo, 20 pontos no KINH e 100 pontos no MISO. O modelo com encruamento cinemático (KINH), no entanto, permite trechos descendentes da curva, diferente do MISO que representa apenas o trecho ascendente.

Para os componentes em aço modelados com elementos finitos de casca foi adotado diagrama do tipo KINH (Kinematic Hardening Plasticity). Já para os elementos em concreto e barras de aço foram utilizados diagramas do tipo Isotropic Hardening Plasticity (MISO).

Para as barras de armadura da laje a relação constitutiva adotada segue o critério de plastificação de Von Mises, traduzida pela curva Tensão vs. Deformação com comportamento elasto-plástico perfeito (FIGURA 3.20).

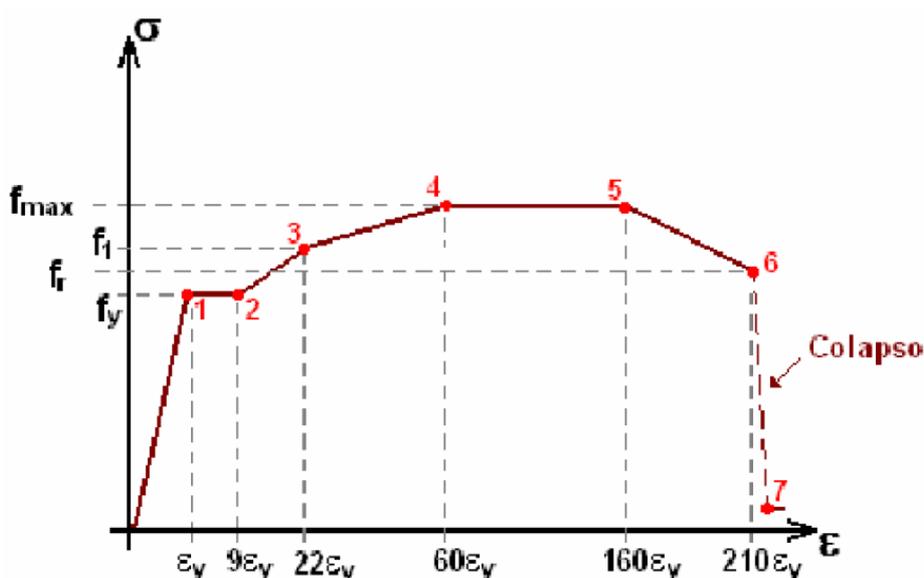
Figura 3.20 – Modelo constitutivo para o aço das armaduras



Considerou-se uma pequena inclinação ($E/1000$) para o trecho perfeitamente plástico, com a finalidade de evitar instabilidades numéricas. Este procedimento também foi utilizado em Kotinda (2006) e produziu bons resultados.

Para os elementos em aço modelados em casca, como perfis de aço da viga, perfil do pilar e chapa passante, foram utilizadas as mesmas relações constitutivas adotadas por Bessa (2009) e Higaki (2009), que foi o modelo de plastificação com encruamento cinemático (FIGURA 3.21).

Figura 3.21 – Exemplo de modelo constitutivo para o aço dos perfis e chapa passante



Fonte: Bessa (2009)

Trata-se de um modelo elástico-linear até o escoamento (tensão de escoamento f_y), perfeitamente plástico entre as deformações ϵ_y e $9\epsilon_y$, com encruamento até a tensão máxima (f_{max}) e deformação ($60\epsilon_y$), perfeitamente plástico até a deformação ($160\epsilon_y$) e dois trechos descendentes entre os pontos 5 e 7.

A Tabela 3-5 apresenta os pontos (de 1 a 7) da curva Tensão vs. Deformação da Figura 3.21.

Tabela 3-5 – Pontos da curva Tensão vs. Deformação para os perfis e chapa passante

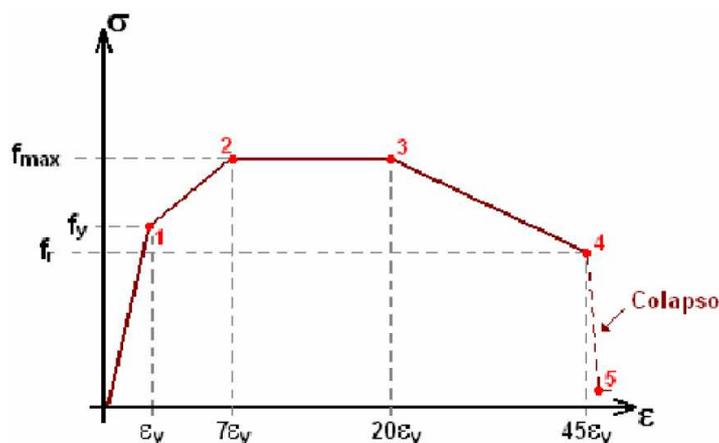
Ponto	σ	ϵ
1	f_y	ϵ_y
2	f_y	$9.\epsilon_y$
3	$f_y+0,50.(f_u+ f_y)$	$22.\epsilon_y$
4	f_u	$60.\epsilon_y$
5	f_u	$160.\epsilon_y$
6	$f_y+0,20.(f_u+ f_y)$	$210.\epsilon_y$
7	0,1	$1,01.(210.\epsilon_y)$

Fonte: Bessa (2009)

Assim como para as barras de armadura foi considerada uma pequena inclinação ($E/1000$) para os trechos perfeitamente plásticos, evitando assim instabilidades numéricas.

Para o comportamento dos parafusos foi adotado o modelo constitutivo multilinear com encruamento isótropo, também utilizado por Bessa (2009) e apresentado na Figura 3.22.

Figura 3.22 – Modelo constitutivo adotado para os parafusos



Fonte: Bessa(2009)

Este modelo constitui-se de um trecho elástico-linear até a resistência ao escoamento (f_y), com encruamento até a resistência máxima (f_{max}) e deformação correspondente $7\varepsilon_y$, perfeitamente plástico até a deformação ($20\varepsilon_y$) e dois trechos descendentes entre os pontos 3, 4 e 5. Novamente, o primeiro trecho representa ruptura do material e o segundo o colapso. A Tabela 3-5 apresenta os pontos (de 1 a 5) da curva Tensão vs. Deformação da Figura 3.22.

Tabela 3-6 – Pontos da curva Tensão vs. Deformação para os parafusos

Ponto	σ	ε
1	f_y	ε_y
2	$f_y+0,25.(f_u+ f_y)$	$7\varepsilon_y$
3	$f_y+0,25.(f_u+ f_y)$	$20.\varepsilon_y$
4	$f_y-0,15.(f_u+ f_y)$	$45.\varepsilon_y$
5	1,1	$1,01.(45.\varepsilon_y)$

Fonte: Bessa (2009)

Foi ainda adotada, assim como em Maggi (2004) e Bessa (2009), uma correção das tensões para todos os elementos englobados pela Figura 3.21 e Figura 3.22, com base na proposta feita inicialmente por Maggi (2004). Isto porque os valores de tensão e deformação convencionais são obtidos levando em consideração a área inicial da seção transversal, ou seja, não considera o efeito de estricção da seção que implica em uma área menor que a inicial, resultando em intensidades maiores para as tensões quando comparada com as obtidas de maneira convencional. Esta correção se deu com base na seguintes equações:

$$e = \ln(1 + \varepsilon) \quad (\text{Eq. 3-1})$$

$$s = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (\text{Eq. 3-2})$$

Onde

- e: deformação corrigida
- s: tensão corrigida
- σ : tensão convencional
- ε : deformação convencional

Por fim, o comportamento do concreto submetido à tração foi representado pelo *modelo concrete* do Ansys que tem como base o modelo de Willan e Warnke, permitindo a simulação da fissuração do concreto quando submetido a tensões de tração.

A Tabela 3-7, por sua vez, apresenta os parâmetros adotados na utilização deste modelo.

Tabela 3-7 – Parâmetros do modelo *Concrete* do Ansys

Parâmetros	
Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura aberta	0,2
Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura fechada	0,6
Resistência última uniaxial à tração (f_t)	6
Resistência última uniaxial à compressão (f_c)	-1
Resistência última biaxial à compressão (f_{cb})	
Estado de tensão hidrostática ambiente (σ_{ha})	
Resistência última biaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostática ambiente (f_1)	
Resistência última uniaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostática ambiente (f_2)	
Coeficiente multiplicador de rigidez para condição fissurada na tração	

Foram adotados para os dois primeiros parâmetros da Tabela 3-7, respectivamente os valores de 0,2 e 0,6, com base no trabalho de Queiroz *et al.*

(2005). Os mesmos valores também foram utilizados nos trabalhos de Kotinda (2006) e Higaki (2009).

A resistência última à tração do concreto (f_t) foi adotada como sendo 10% da resistência a compressão. Já a resposta do concreto à compressão foi desabilitada adotando $f_c = -1$, uma vez que ocorreram instabilidades numéricas quando na utilização do *modelo concrete* em sua forma integral.

A omissão dos últimos cinco parâmetros da Tabela 3-7 possibilita a adoção de valores pré-estabelecidos pelo Ansys.

Para a relação constitutiva do concreto submetido à compressão foi adotada a curva Tensão vs. Deformação para concretos de alto desempenho apresentado no EUROCODE2 (2010 draft of prEN 1992-1-1) cuja expressão é apresentada a seguir:

$$\frac{\sigma}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (\text{Eq. 3-3})$$

Sendo:

$$\eta = \varepsilon / \varepsilon_{c1} \quad \varepsilon_{c1} \left(\frac{0}{00} \right) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8 \quad k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

em que:

ε_{c1} é a deformação correspondente à tensão máxima de compressão;

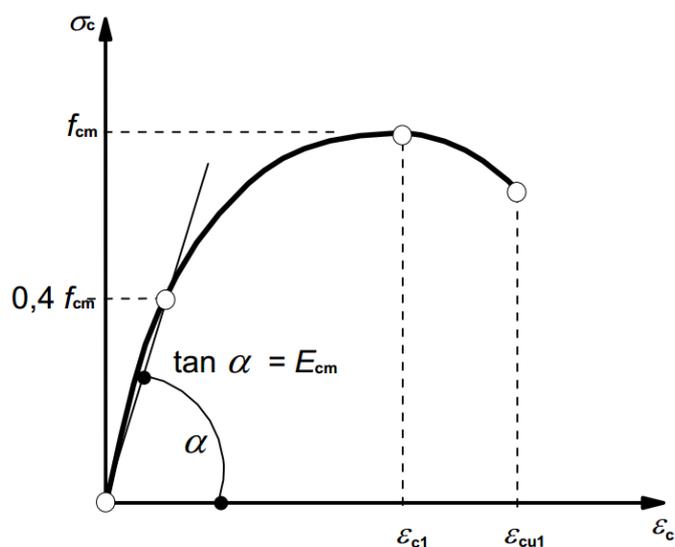
ε_{cu1} a deformação última à compressão;

f_{cm} o valor médio de resistência à compressão do concreto para corpo de prova cilíndrico;

E_{cm} o módulo secante de elasticidade do concreto.

A curva Tensão vs. Deformação é apresentada na Figura 3.23.

Figura 3.23 – Modelo constitutivo para o concreto na compressão



Fonte: Eurocode 2 (2010)

Devido às instabilidades numéricas apresentadas pelo modelo durante o processamento, foi adotada uma simplificação na tentativa de possibilitar a convergência numérica.

Pelo fato de a linha neutra plástica estar localizada na alma do perfil de aço da viga, toda a seção transversal da laje estará tracionada; isto ocorre para as fases mais avançadas de carregamento. Por conta disso, no modelo numérico, foi adotada a estratégia de desconsiderar a parcela de contribuição do concreto da laje à tração. Para tanto, o módulo de elasticidade do concreto da laje à tração foi adotado como sendo 1% de E_c , desta forma, os elementos permitiram grandes deformações com pequenos incrementos de carga, simulando o concreto fissurado.

Tendo em vista todos os pontos até aqui destacados, passa-se para uma breve descrição dos aspectos relativos à análise não-linear, assunto do próximo item.

3.7.1 ANÁLISE NÃO-LINEAR: PONTOS IMPORTANTES

O pacote computacional Ansys disponibiliza alguns métodos para a obtenção da solução de sistemas de equações lineares. Dentre os existentes

adotou-se o denominado ‘*Sparse Direct*’, que consiste em um processo de eliminação direta de equações, transformando a matriz de rigidez em matrizes triangulares superior e inferior do tipo $K=LU$. As linhas da matriz K são reordenadas antes de sua decomposição em LU , possibilitando a diminuição do número de operações e aceleração do processo de obtenção da solução. Este método ainda pode ser utilizado em análises não-lineares, principalmente quando o modelo numérico é constituído de diferentes tipos de elementos, que é o caso do modelo do presente estudo.

Já para a solução de problemas não-lineares foi utilizado o método “Newton-Raphson Pleno”, que pode ser definido como um método de solução iterativa que atualiza a matriz de rigidez tangente a cada iteração. O critério de convergência foi estabelecido baseado apenas no vetor resíduo de forças, cuja tolerância adotada foi de um por cento da norma do vetor de forças ($10e^{-2}||\{F^a\}||$).

Para controlar os incrementos das forças externas aplicadas tanto no topo do pilar quanto na extremidade da laje, o Ansys possui um recurso denominado “*Automatic Time Stepping*”. Este por sua vez permite reduzir o tamanho do incremento de carga, caso a previsão do número de iterações ultrapasse o limite estabelecido, ou aumentar caso a solução seja obtida de forma sistemática na primeira iteração.

A diminuição do valor do incremento de força pode resultar em maior precisão dos resultados obtidos, no entanto, o esforço computacional pode ser maior. Este recurso tenta equilibrar estes dois fatores, buscando um valor (ou tamanho) dito apropriado para o incremento de força e, ao mesmo tempo, otimizando o processo de convergência.

Ainda na tentativa de otimizar o processo de convergência foi utilizado um recurso no Ansys denominado “*Line Search*”, que procura melhorar a solução de Newton-Raphson, multiplicando o vetor de incremento de deslocamentos, por um fator s ($0,05 < s < 1,0$). Este fator s é determinado por intermédio da minimização da energia do sistema.

A seguir, são apresentados e discutidos os principais resultados obtidos na simulação numérica.

4. PRINCIPAIS RESULTADOS E VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Dentre os resultados obtidos por De Nardin (2007) foram enfatizados neste trabalho apenas quatro: o deslocamento vertical da viga com base nas curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga nos pontos de medição dos transdutores, deformação axial da armadura negativa da laje com base nas curvas Momento na ligação vs. Deformação das barras, rotação da extremidade da viga e rotação da ligação com base nas curvas Momento vs. Rotação. Os resultados serão apresentados nos próximos tópicos.

4.1 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Na validação do modelo numérico os principais resultados apresentados por De Nardin (2007) foram comparados com os obtidos pelo modelo numérico equivalente. Esta comparação buscou, em suma, a similaridade nos resultados, comportamentos dos elementos e modo de falha da ligação.

Mas por conta da complexidade do modelo de ligação e, possivelmente, por causa também da simplificação adotada, o modelo numérico foi validado com base apenas nas curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga. Mesmo assim os demais serão apresentados, comprovando assim a não validação do modelo numérico para estes quesitos.

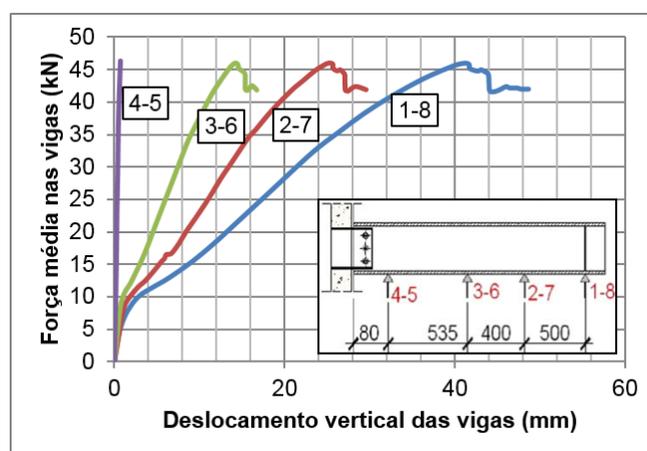
4.1.1 DESLOCAMENTO VERTICAL DA VIGA

Como citado anteriormente o modelo numérico foi validado com base apenas nos resultados experimentais apresentados na forma de curvas Força vs. Deslocamentos verticais da viga mista. Os pontos de medição dos deslocamentos verticais foram enumerados de 1 a 8 (FIGURA 3.2). No entanto, por conta da simetria do detalhe de ligação e do carregamento os deslocamentos verticais podem ser divididos em 4 grupos.

No grupo 1 (G1) os deslocamentos verticais medidos nos pontos 1 e 8 são simétricos e correspondem às extremidades das vigas. No grupo 2 (G2)

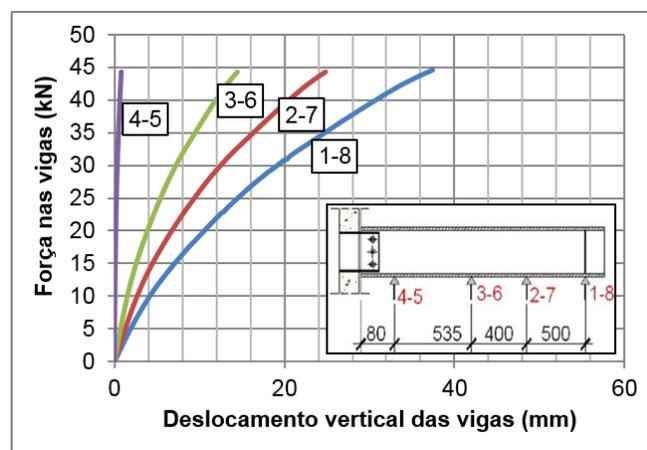
estão os pontos 2 e 7. No grupo 3 (G3) os pontos 3 e 6 e, por fim, no grupo 4, os deslocamentos nos pontos 4 e 5, também equidistantes em relação ao pilar. Tais afirmações podem ser vistas na Figura 4.1 que, por sua vez, apresenta as curvas Força vs. Deslocamento obtidas experimentalmente por De Nardin (2007). Doravante, os valores de deslocamentos experimentais serão representados pela média aritmética entre os pontos equidistantes e simétricos em relação ao pilar. A Figura 4.1 apresenta as curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga para o modelo experimental e a Figura 4.2 para o modelo numérico.

Figura 4.1 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga para o modelo experimental



Fonte: adaptado de De Nardin (2007)

Figura 4.2 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga para o modelo numérico



Inicialmente serão comparados os resultados numéricos e experimentais correspondentes ao deslocamento na extremidade da viga (Grupo 1 – média aritmética entre os pontos 1 e 8). A Figura 4.3 apresenta as curvas Força vs. Deslocamento vertical das vigas para o modelo experimental e para o modelo numérico equivalente, valores correspondentes ao Grupo 1. Já a Figura 4.4 apresenta as curvas Momento vs. Deslocamento vertical das vigas no ponto mais afastado em relação ao pilar, para os modelos experimental e numérico.

Figura 4.3 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical na extremidade da viga

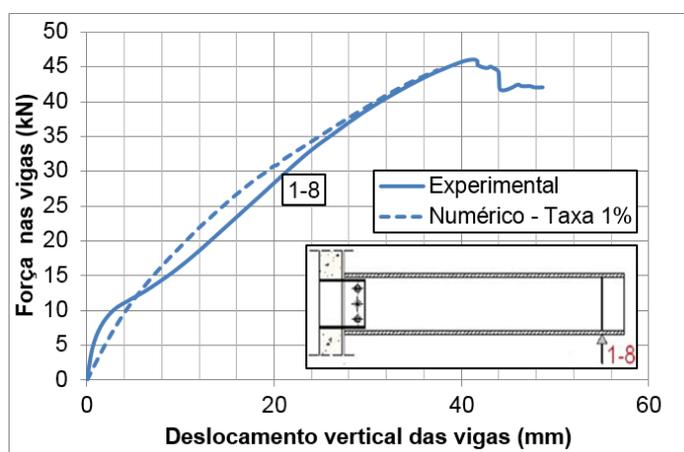
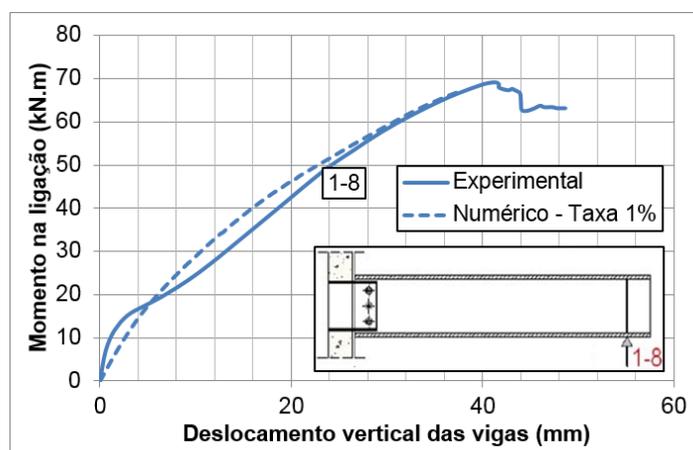


Figura 4.4 – Curvas Momento vs. Deslocamento vertical na extremidade da viga

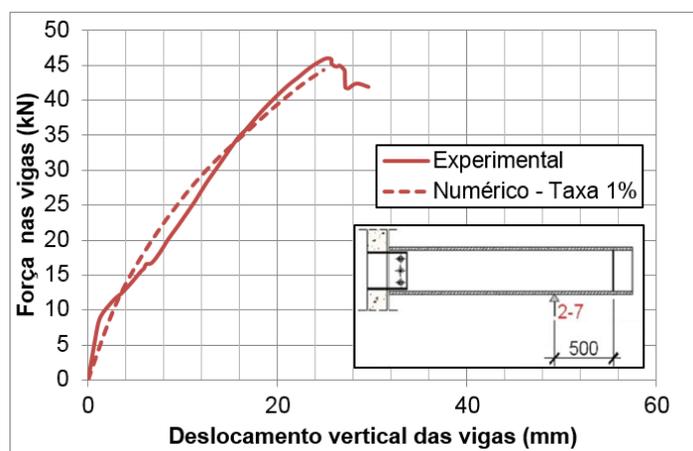


Os resultados da Figura 4.3 indicam que a força vertical máxima resistente da ligação para o modelo experimental foi de 46,05kN, força esta em que ocorreu a ruptura de um dos parafusos, caracterizando o modo de falha da ligação. Já para o modelo numérico a força máxima atingida foi de 44,6kN, apresentando uma diferença percentual de 3,15% em relação ao experimental. Ou seja, em relação ao valor da força última, há excelente correlação entre valores experimental e numérico e, além disso, o resultado numérico é levemente inferior ao experimental, o que demonstra que a previsão da força última com o modelo numérico subestima o valor experimental.

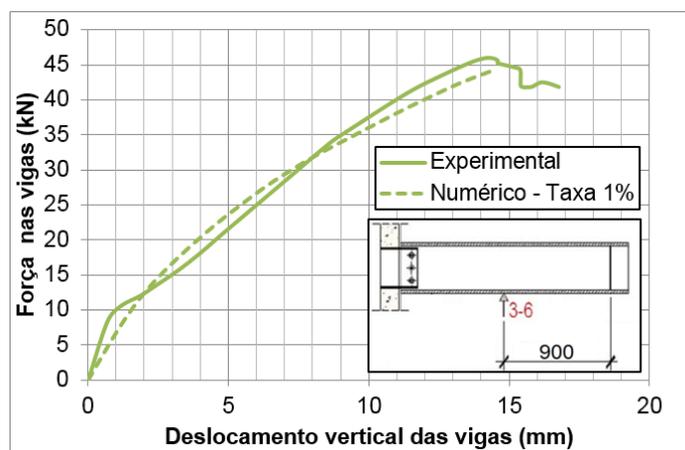
Quanto aos momentos fletores resistentes máximos estes foram de 69,08 kN.m para o modelo experimental e de 66,9 kN.m para o numérico. Novamente, a boa correlação entre valores numéricos e experimentais foi confirmada e a diferença observada neste caso foi de 3,16%.

A Figura 4.5 apresenta as curvas Força vs. Deslocamento no ponto 2-7, novamente comparada ao valor experimental.

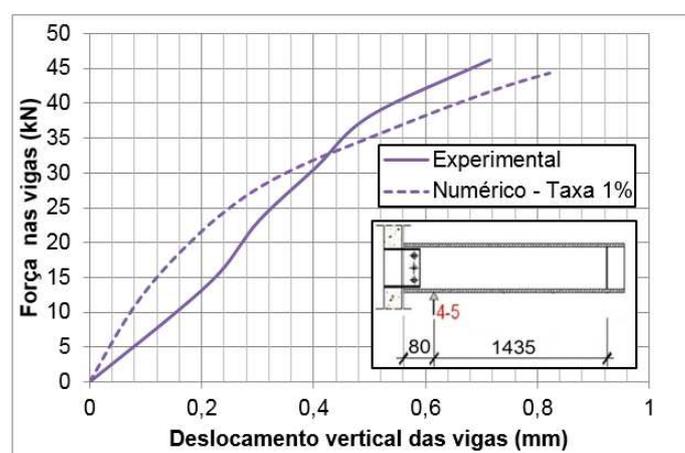
Figura 4.5 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga no ponto 2-7



A comparação entre resultados numéricos e experimentais de deslocamentos verticais para a média entre os pontos 3 e 6 é mostrada na Figura 4.6.

Figura 4.6 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga no ponto 3-6

Já a Figura 4.7 apresenta as curvas Força vs. Deslocamento no ponto 4-5.

Figura 4.7 – Curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga no ponto 4-5

Exceto para o ponto 4-5 os resultados do modelo numérico tornam-se mais próximos do experimental após a fissuração do concreto da laje que, por sua vez ocorreu para uma força aplicada de aproximadamente 10kN.

A Tabela 4-1 apresenta a evolução dos valores de deslocamento vertical na extremidade da viga (ponto 1-8) para cinco diferentes valores de força aplicada; estes valores foram numerados de 1 a 5 (Nível 1 a 5), evidenciando

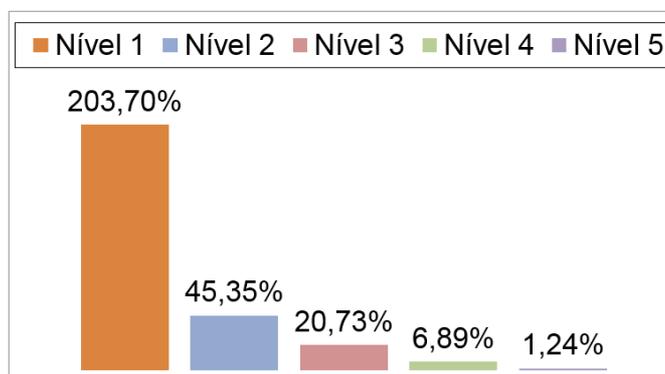
ainda as diferenças percentuais dos deslocamentos verticais da viga nos referidos níveis.

Tabela 4-1 – Evolução dos deslocamentos verticais na extremidade da viga: comparação entre experimentais (Exp.) e numéricos (Num.)

	Nível 1		Nível 2		Nível 3		Nível 4		Nível 5	
	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.
Força (kN)	4,70	4,70	10,00	10,00	18,18	18,18	32,30	32,30	43,70	43,70
Desl. Vertical (mm)	0,59	1,79	2,86	4,16	11,64	9,23	23,28	21,68	36,45	36,00
Diferença Percentual	203,70%		45,36%		20,73%		6,89%		1,24%	

Para facilitar a compreensão dos resultados da Tabela 4-1, os tais foram apresentados na forma de gráfico de barras, como mostra a Figura 4.8.

Figura 4.8 – Evolução percentual dos deslocamentos verticais na extremidade da viga



Percebe-se que, apesar das simplificações adotadas na simulação numérica, como desconsiderar a contribuição do concreto à tração e, por consequência não representar adequadamente a fissuração do concreto da laje, o modelo numérico apresentou resultados satisfatórios quando comparados aos experimentais, apenas partir da força correspondente ao início da fissuração do concreto da laje que, para o modelo experimental foi de 10kN, aproximadamente.

Após a fissuração da laje, nota-se que há uma perda de rigidez da ligação mista e, com isso, uma alteração brusca na inclinação da curva Força vs.

Deslocamento do modelo experimental. Analisando estas informações e comparando-as com a Tabela 4-1 verifica-se que a partir do ponto 3 a diferença percentual entre os deslocamentos numéricos e experimentais diminui consideravelmente e continua a diminuir à medida que a força aplicada vai aumentando, chegando a 1,24% para a força última aplicada.

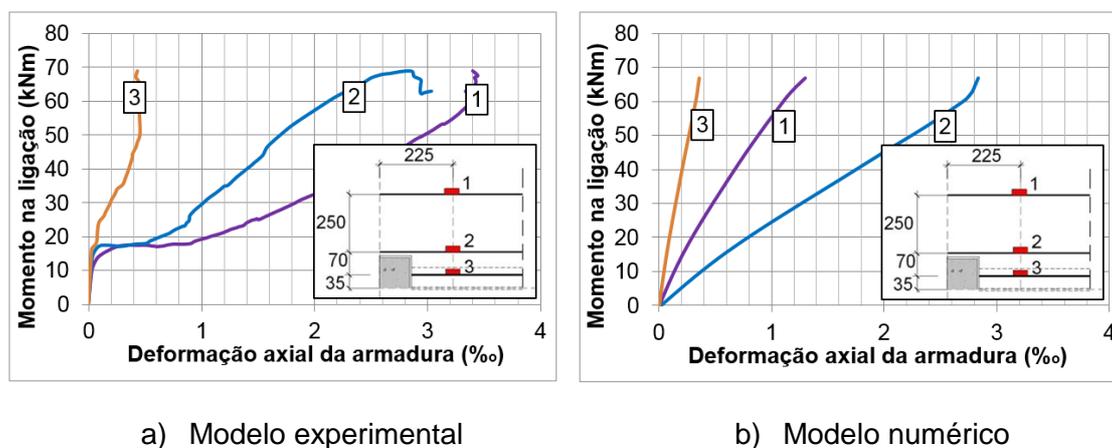
Considera-se, portanto, que o modelo numérico está validado com base nas curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga. Assim, o modelo numérico fica validado para representar os deslocamentos verticais ao longo da viga, sobretudo aqueles nos pontos mais afastados da região de ligação e também para representar a força máxima resistida pela ligação.

4.1.2 DEFORMAÇÃO AXIAL NAS ARMADURAS

Neste estudo foram analisadas apenas as armaduras longitudinais superiores, ou seja, a armadura negativa da laje. Para as demais não foi feito nenhum tipo de análise. No ensaio experimental as armaduras negativas da laje foram instrumentadas por meio de extensômetros dispostos conforme mostra a Figura 3.1 mas, por conta da simetria do detalhe de ligação e do carregamento, serão aqui apresentadas apenas as deformações nas barras nos pontos 1 a 3 e 7 a 10.

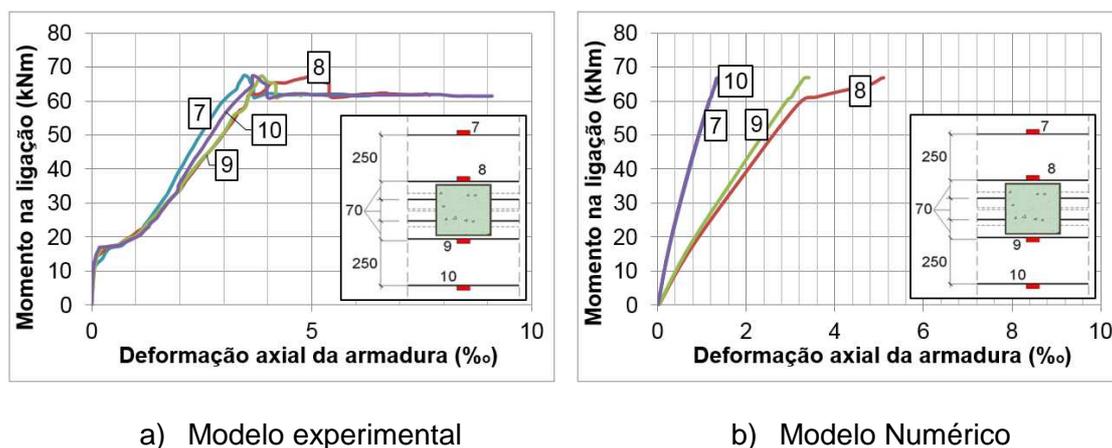
A Figura 4.9a apresenta os resultados obtidos experimentalmente por De Nardin (2007) e a Figura 4.9b aqueles obtidos na simulação numérica para os pontos 1,2 e 3. Estes pontos estão localizados a 225mm do eixo vertical de simetria do modelo experimental.

Figura 4.9 – Deformação nas barras de armadura negativa da laje: pontos a 225mm do eixo de simetria



Já a Figura 4.10 apresenta os resultados para os pontos 7,8, 9 e 10 que estão localizados exatamente no eixo vertical de simetria do modelo experimental.

Figura 4.10 – Deformação das barras de armadura negativa da laje: eixo de simetria



A fim de facilitar a análise das curvas supracitadas serão mostradas, no presente trabalho, as curvas comparando os modelos experimental e numérico para todos os pontos mencionados anteriormente, iniciando pelo ponto 1, mostrado na como sugere inicialmente a Figura 4.11 e pelo ponto 2, apresentado na Figura 4.12.

Figura 4.11 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 1

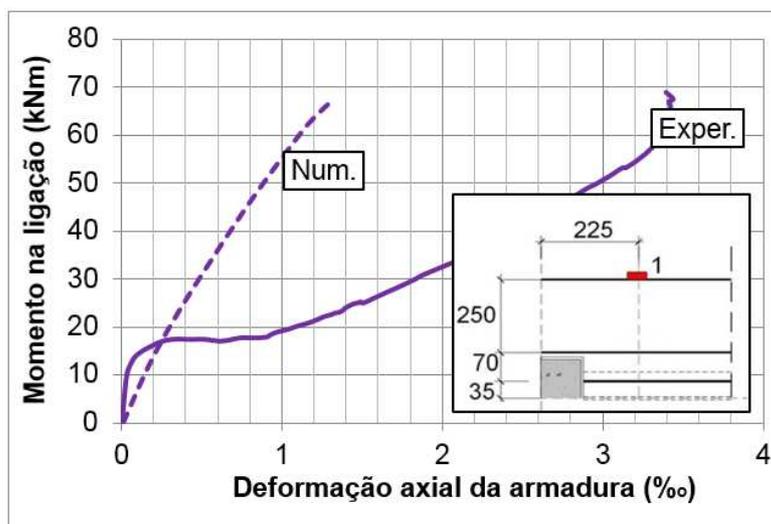
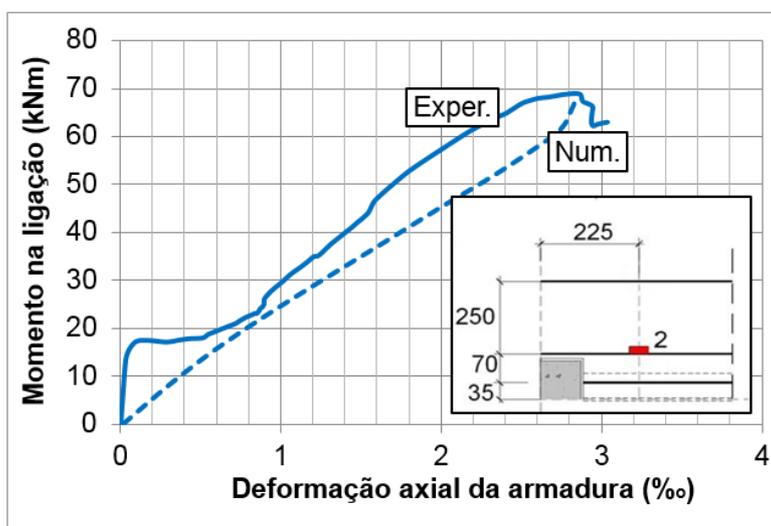
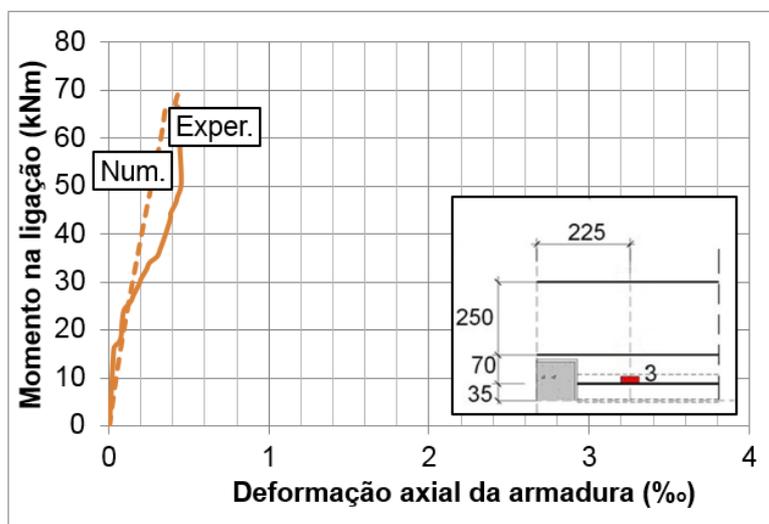


Figura 4.12 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 2



As curvas Momento vs. Deformação axial das armaduras negativas da laje para o ponto 3 são mostradas na Figura 4.13.

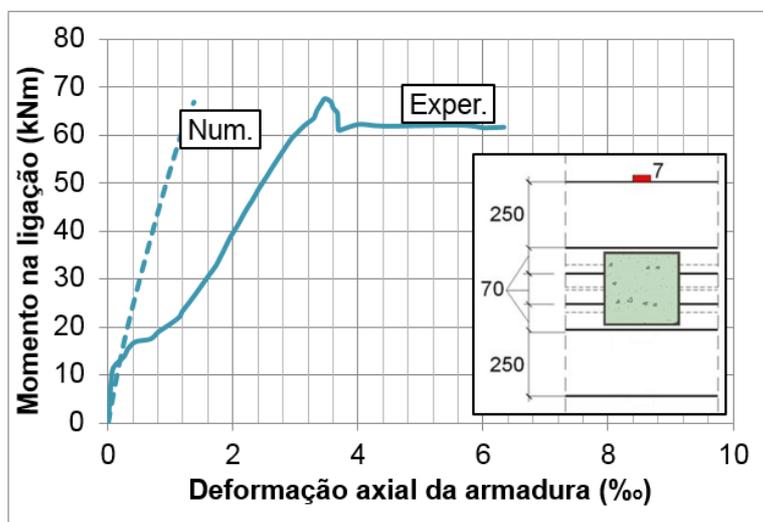
Figura 4.13 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 3

Em relação aos pontos localizados na coluna distante 225mm do eixo de simetria do modelo, observa-se que a simulação numérica não consegue reproduzir, de forma adequada, a evolução das deformações com o aumento do momento aplicado. A diferença entre os modelos numérico e experimental torna-se menor à medida que os pontos vão ficando mais próximos do eixo da viga, ou seja, evoluem do ponto 1 para o ponto 3.

Para o ponto 3, há boa correlação na fase inicial de carregamento, para momentos aplicados de até 30 kN.m, a partir daí o modelo numérico passa a subestimar as deformações axiais na armadura. Aqui vale ressaltar que esta barra de aço da armadura negativa não é computada na taxa de armadura da laje devido à sua interrupção na região do pilar.

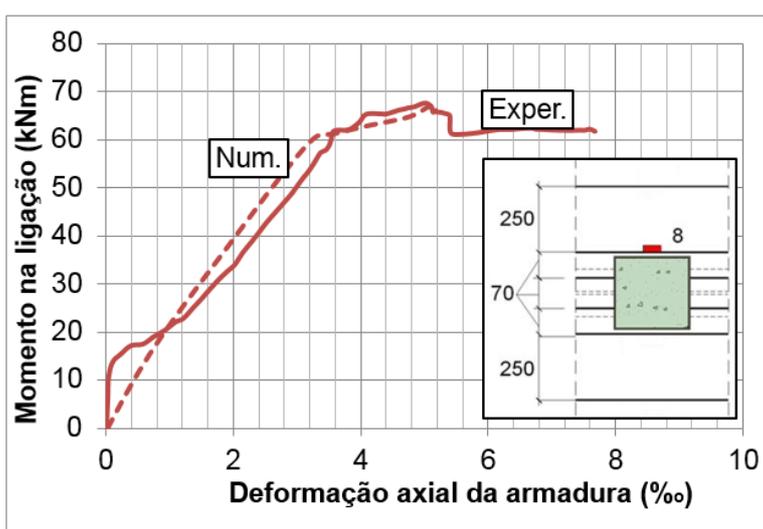
Avançando para os pontos localizados exatamente no eixo de simetria vertical, a Figura 4.14 exhibe as curvas Momento vs. Deformação axial das armaduras negativas para o ponto 7, localizado mais afastado da face do pilar.

Figura 4.14 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 7



Para o ponto 8 as curvas Momento vs. Deformação axial das armaduras negativas da laje são mostradas na Figura 4.15. Para este ponto os resultados mostram boa correlação entre valores numéricos e experimentais e escoamento desta armadura em ambos os casos.

Figura 4.15 – Deformação da armadura negativa da laje - ponto 8



Para o modelo experimental todos os pontos analisados sugerem que as armaduras passam a ser solicitadas a partir da aplicação de uma força

vertical de 10kN, quando ocorre o início da fissuração do concreto. Nos pontos 1, 2 e 3 nota-se que as deformações são maiores nas armaduras mais distantes do pilar e diminuem à medida que se aproximam do mesmo. Para os pontos 7, 8, 9 e 10 ocorre o contrário, ou seja, as barras mais distantes do pilar são menos solicitadas que as mais próximas, por mais que a diferença entre elas seja pequena (Figura 4.10a).

Já para o modelo numérico apesar dos resultados serem relativamente próximos aos experimentais nos pontos 2, 3 e 8, os resultados numéricos para as barras nos pontos 1 e 7 diferem muito dos experimentais. Esta diferença percentual pode chegar a 62% no caso do ponto 1 (Figura 4.11) e 60% no ponto 7 (Figura 4.14), o que confirma a não validação do modelo numérico com base neste quesito. Portanto, o modelo numérico como proposto aqui, não reproduz de forma satisfatória as deformações axiais nas barras de aço da laje de concreto armado.

Para o ponto 3, ou seja, nas barras longitudinais sobre a viga de aço, tanto os resultados do modelo experimental quanto do numérico mostram que as deformações são pequenas e inferiores às registradas nas demais barras, comprovando que é satisfatório não considerar estas barras na taxa de armadura da laje, bem como na área de aço que contribui para a capacidade resistente da ligação mista. Estas barras foram dispostas no modelo experimental com vistas a retardar o surgimento das fissuras e diminuir sua extensão.

4.1.3 ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO

Como dito anteriormente a rotação da ligação do modelo experimental foi avaliada por meio de oito transdutores de deslocamento posicionados conforme mostra a Figura 3.2.

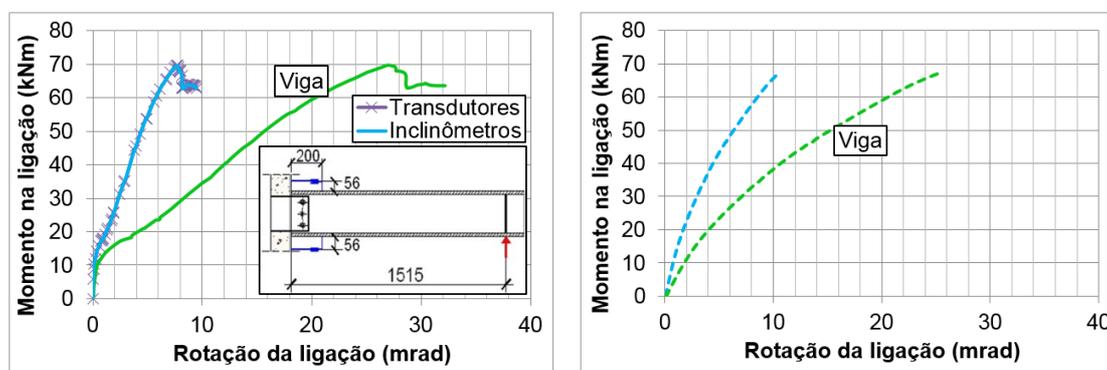
Tanto no modelo experimental quanto no numérico as leituras dos deslocamentos horizontais são convertidas em rotações através da seguinte

expressão: $\phi_{exp} = \frac{(\delta_{Sup} - \delta_{Inf})}{h}$, na qual “h” corresponde à distância vertical entre

os pontos de leitura de deslocamentos.

A Figura 4.16 apresenta as rotações da extremidade da viga e da ligação viga-pilar para os modelos experimental e numérico.

Figura 4.16 – Comportamento Momento vs. Rotação da ligação

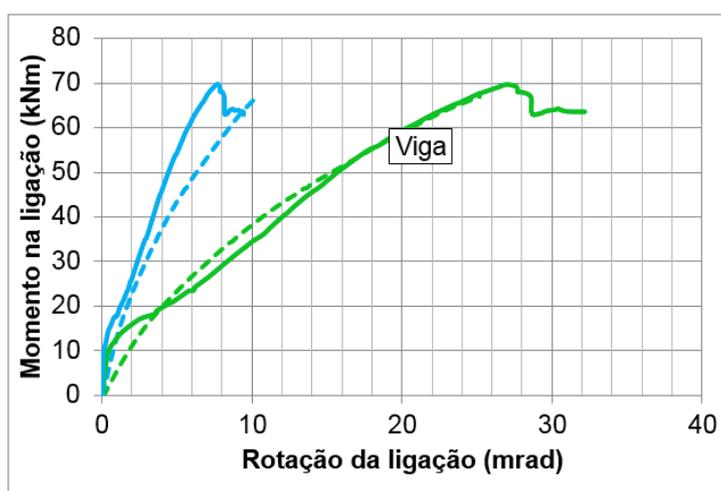


a) Modelo Experimental

b) Modelo Numérico

Já a Figura 4.17 mostra a superposição das curvas Momento vs. Rotação entre os resultados experimentais e numéricos.

Figura 4.17 – Curvas Momento vs. Rotação da ligação



Como esperado, tanto no modelo numérico quanto no experimental, a rotação da extremidade da viga foi superior à rotação da ligação viga-pilar.

Apesar das simplificações adotadas no modelo numérico a rotação na extremidade da viga em ambos os modelos (experimental e numérico) apresenta valores muito próximos, principalmente a partir do início da fissuração do concreto da laje que ocorreu para um momento na ligação de 15kN.m.

No entanto, quando se compara a rotação da ligação viga-pilar entre os modelos numérico e experimental, nota-se que a rotação resultante do modelo numérico é muito superior à do modelo experimental. A diferença percentual entre os resultados obtidos pode chegar a 35% para a rotação correspondente ao momento resistente último das ligações, o que confirma a não validação do modelo numérico com base neste quesito. Portanto, o modelo numérico aqui proposto não constitui uma ferramenta adequada para reproduzir a curva Momento vs. Rotação da ligação.

No próximo item serão apresentados os resultados da análise paramétrica.

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Uma vez validado o modelo numérico de forma a torná-lo representativo para previsão dos valores de força última e momento resistente na ligação mista viga-pilar com chapa passante, este será utilizado para avaliar a influência de alguns parâmetros sobre a capacidade resistente a flexão negativa da referida ligação. Assim sendo, os parâmetros avaliados no presente trabalho foram: taxa de armadura da laje, altura da laje maciça de concreto armado e altura do perfil de aço da viga mista. Nos próximos tópicos são apresentados os resultados dos modelos numéricos para a variação dos parâmetros supracitados. Os resultados foram agrupados em função dos parâmetros analisados, iniciando pela taxa de armadura da laje, seguida da altura da laje de concreto e, por fim, da altura do perfil de aço da viga.

Os parâmetros selecionados se referem, em sua totalidade, às características geométricas da ligação e sua escolha foi baseada no modelo analítico adaptado por De Nardin (2007), o qual permite estimar o momento resistente da ligação mista viga-pilar com chapa passante.

Em seu estudo, De Nardin (2007) apresentou um modelo analítico para o cálculo da capacidade resistente da ligação e, por consequência, o momento resistente da mesma. Este método foi inicialmente proposto por XIAO & CHOO & NETHERCOT (1994) e adaptado para a determinação do momento resistente de ligações mistas compostas por laje de concreto armado ou laje mista, viga mista, pilar preenchido e chapa passante. O modelo está baseado no método dos componentes e estima a capacidade resistente da ligação ao cisalhamento, englobando todos os aspectos importantes.

A capacidade resistente da ligação ao cisalhamento será o menor dos valores obtidos para:

1. Capacidade resistente limitada pela geometria da ligação;
2. Capacidade resistente limitada pelas tensões na alma da viga ou do pilar e na armadura da laje;
3. Capacidade resistente limitada pelo equilíbrio de forças internas.

Com isso, a capacidade resistente da ligação ao cisalhamento (F_v) será o menor dos valores de força vertical resistente encontrados considerando a limitação pelas tensões na alma da viga (F_{v1}) e o equilíbrio de forças internas (F_{v2}). Estas por sua vez apresentam a seguinte formulação:

$$F_{v1} = \frac{f_y}{\sqrt{\left[\frac{x^2 \times (y - 2 \times t_f)^2}{I^2} + \frac{3}{t_w^2 \times d^2} \right]}} \quad (\text{Eq. 5-1})$$

$$F_{v2} = \frac{F_r \times D_r - (F_{b,1} \times D_{b1} + F_{b,2} \times D_{b2} + F_{b,3} \times D_{b3})}{x - x_1} \quad (\text{Eq. 5-2})$$

$$F_v = \text{mínimo entre} \begin{cases} F_{v1} & (\text{Eq.5-1}) \\ F_{v2} & (\text{Eq.5-2}) \end{cases} \quad (\text{Eq. 5-3})$$

Já a capacidade resistente da ligação mista ao momento fletor será:

$$M = F_v \cdot x \quad (\text{Eq. 5-4})$$

Maiores detalhes do cálculo da capacidade resistente da ligação com base neste modelo analítico serão apresentados no Apêndice A.

Para as referidas equações é considerada a seguinte nomenclatura:

A_{co} - área do conector de cisalhamento;

A_r - área de aço das barras longitudinais negativas;

b_f - largura da mesa do perfil da viga;

d - altura total do perfil de aço da viga;

D_{b1} , D_{b2} e D_{b3} - distâncias entre as linhas de parafuso e a mesa inferior da viga;

D_r - distância da linha média da mesa inferior ao centro de gravidade da armadura da laje;

E_c - módulo de deformação secante do concreto da laje;

F_b - força total nos parafusos;

F_{b1} - força no parafuso mais próximo da mesa inferior da viga;

F_{b2} - força no parafuso intermediário;

F_{b3} - força no parafuso mais distante da mesa inferior da viga;

f_{ck} - resistência característica do concreto da laje;

F_{rb} - força na armadura;

f_{uco} - resistência última do conector de cisalhamento;

f_{yw} - resistência ao escoamento da alma da viga;

I - momento de inércia da seção mista fissurada;

n_c - quantidade de conectores de cisalhamento;

q_{Rd} - força resistente de um conector de cisalhamento;

t_f - espessura da mesa do perfil de aço da viga;

t_w - espessura da alma do perfil de aço da viga mista;

x - braço de alavanca – distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação da força vertical na viga;

x_1 - distância da linha de centro dos parafusos na alma até a mesa do pilar;

y - posição da linha neutra.

De acordo com as nomenclaturas e equações supracitadas percebe-se que, segundo o modelo analítico, a capacidade resistente é função de parâmetros como: altura do perfil da viga (d), espessura da alma da viga (t_w) e taxa de armadura da laje, traduzida em termos da área de aço correspondente (A_r). Desta forma, o modelo analítico proposto também corrobora com a ideia de que os itens escolhidos na parametrização (taxa de armadura da laje, altura da laje e altura do perfil de aço da viga mista) influenciarão na capacidade resistente da ligação. Este é o assunto do próximo item.

5.1 TAXA DE ARMADURA DA LAJE

Um dos parâmetros avaliados nesta análise paramétrica foi a taxa de armadura longitudinal negativa, mais especificamente a armadura longitudinal superior da laje, nos valores de força última aplicada e momento resistente da ligação.

Observa-se, na Figura 1.11b, que foi adotado para o modelo experimental uma armadura longitudinal negativa composta por $10+2\phi 12,5$, sendo que 2 barras foram interrompidas próximo ao perfil de aço do pilar e, portanto, não se conectaram ao mesmo. Como estas duas barras não foram ancoradas no pilar, também não foram contabilizadas por De Nardin (2007) na determinação da taxa de armadura da laje que, na análise experimental resultou em 1% da área de concreto da laje.

Para a determinação do espaço amostral deste parâmetro, optou-se por manter a distância entre as barras longitudinais e a quantidade de barras proposta inicialmente por De Nardin (2007), alterando apenas as bitolas ou o diâmetro das referidas barras. Com isso, os modelos numéricos apresentaram diferentes configurações de barras com diâmetros variando entre 6,3mm e 20mm, resultando em taxas que variaram de 0,252% a 2,52% da área de concreto da laje, levando em consideração apenas as bitolas disponíveis comercialmente.

Exclui-se a possibilidade de utilização de barras com bitolas de 25mm, por não serem usualmente praticadas em lajes com espessuras de 10cm. A Tabela 5-1 apresenta as configurações e taxas de armadura avaliadas na presente análise paramétrica.

Tabela 5-1 – Configurações e taxas de armadura da laje para a análise paramétrica

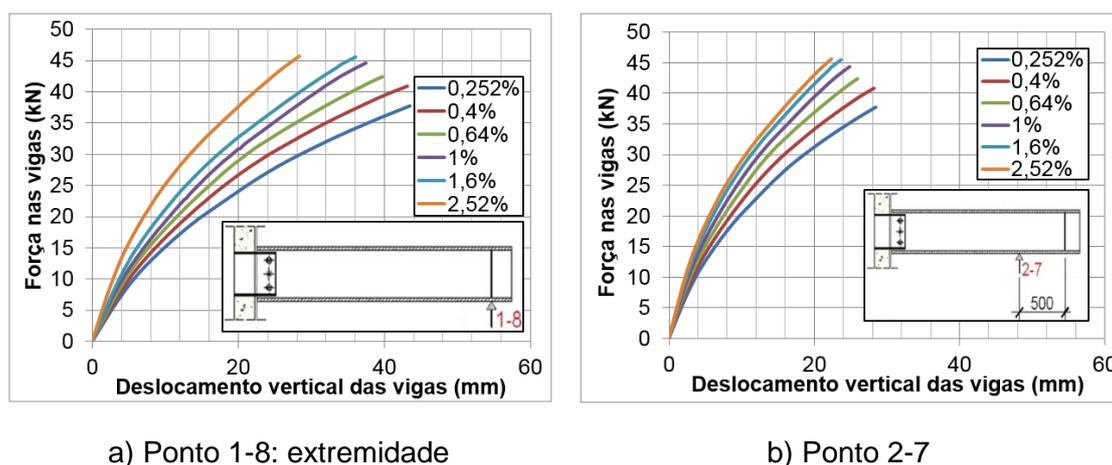
Configuração	Taxa
10 ϕ 6,3	0,252%
10 ϕ 8,0	0,4%
10 ϕ 10	0,64%
10 ϕ 12,5	1%
10 ϕ 16	1,6%
10 ϕ 20	2,52%

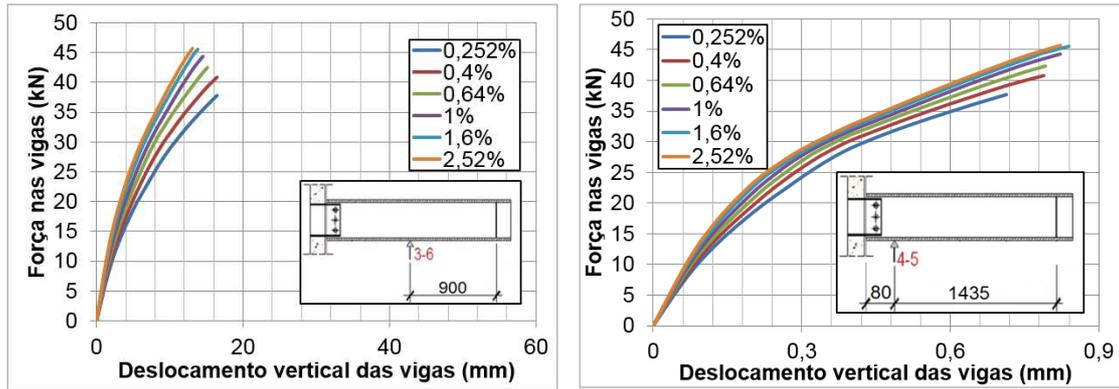
Embora a taxa mínima de armadura de flexão recomendada pelo texto base para revisão da norma ABNT NBR 6118 versão 2011 seja de 0,234% para concretos com resistência característica igual a 60MPa, optou-se por adotar como menor valor a ser analisado na análise paramétrica uma taxa de 0,252%, resultado da associação da mesma quantidade de barras proposta por De Nardin (2007), ou seja, 10 barras, mas desta vez com diâmetro de 6,3mm, bitola disponível comercialmente.

O limite superior da taxa de armadura da seção recomendado pela norma ABNT NBR 6118:2007 também foi atendido, visto que a soma das taxas de armaduras longitudinais superior e inferior é menor que 4%. Portanto, a análise numérica para a taxa de armadura longitudinal superior de 2,52% também é válida.

A Figura 5.1 apresenta as curvas Força vs. Deslocamento, obtidas na simulação numérica, para as taxas de armadura consideradas na análise paramétrica em todos os pontos de medição dos transdutores já apresentados na Figura 3.2.

Figura 5.1 – Influência da taxa de armadura nas curvas Força vs. Deslocamento





c) Ponto 3-6

d) Ponto 4-5

Os resultados apresentados na Figura 5.1 evidenciam que a taxa de armadura da laje altera a capacidade resistente da ligação mista, fazendo com que esta alcance diferentes valores de força resistente última e deslocamentos verticais máximos. No entanto, mesmo com as várias alterações da taxa de armadura o comportamento da curva Força vs. Deslocamento vertical das vigas foi similar.

Enfocando nos resultados obtidos para a extremidade da viga mista, a Figura 5.2 apresenta os valores de deslocamento vertical correspondentes às forças máximas aplicadas em cada modelo para as diferentes taxas de armadura.

Figura 5.2 – Comparação quanto ao deslocamento vertical na extremidade da viga e força vertical máxima aplicada.



a) Deslocamentos verticais máximos (mm)

b) Força máxima (kN)

Já a Tabela 5-2 mostra os valores de força aplicada e momento máximo em função da taxa de armadura.

Tabela 5-2 – Influência da taxa de armadura nos valores de Força máxima e Momento Resistente

	Taxa 0,252%	Taxa 0,4%	Taxa 0,64%	Taxa 1%	Taxa 1,6%	Taxa 2,52%
Força Máxima (kN)	37,74	40,84	42,39	44,60	45,49	45,67
Mom. Resist. Máximo (kN.m)	56,60	61,26	63,59	66,90	68,24	68,51

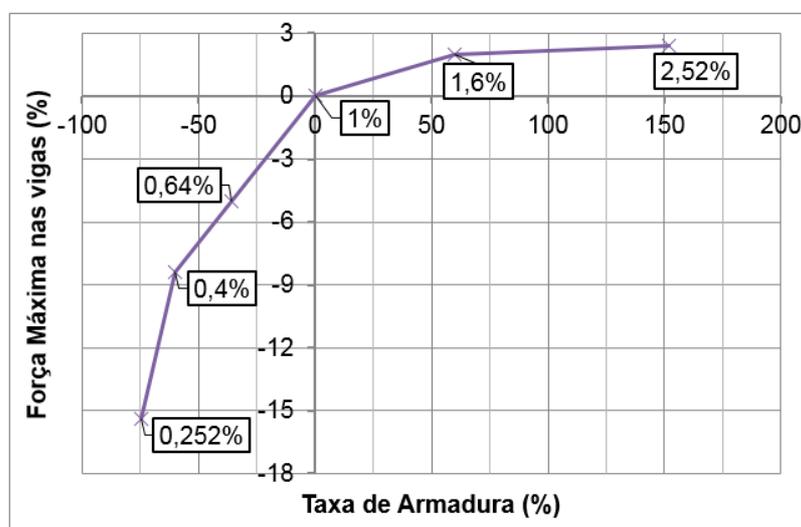
Salienta-se que em todas as análises comparativas feitas para o parâmetro “taxa de armadura”, o valor de referência sempre corresponde aos resultados obtidos para a taxa de 1%, que foi o valor investigado experimentalmente, evidenciado na Tabela 5-2. Para esta mesma Tabela, da observação dos valores de Força e Momento máximos percebe-se que há uma relação direta entre o aumento da taxa de armadura e o aumento nos valores de força e momento resistentes.

Comparando as forças verticais máximas atingidas pelos demais modelos e tomado como base o modelo numérico de referência (taxa de 1%), tem-se que quando a taxa de armadura diminui 74,8% (taxa 0,252%) a força máxima diminui 15,4%, apresentando um valor de 37,74kN. Ou seja, é necessária uma redução bastante expressiva na taxa de armadura (74,8%) para haver uma redução bem menor no valor da força vertical (15,4%).

Caso a diminuição na taxa de armadura seja de 60% (taxa 0,4%) a força máxima diminui 8,4% (40,84kN). Reduzindo a taxa de armadura em 36% (taxa 0,64%), a força máxima registrada diminui 5% (42,39kN).

Para um aumento da taxa de armadura de 60% tem-se que a força máxima sofre um aumento de, aproximadamente, 2% apresentando o valor de 45,49kN (taxa de 1,6%). Já para um acréscimo 152% da taxa de armadura (taxa de 2,52%), a força máxima obtida no modelo numérico apresentou um aumento de 2,4% (45,67kN). Estas afirmações podem ser visualizadas na Figura 5.4.

Figura 5.3 – Relação percentual entre Força máxima nas vigas e Taxa de armadura da laje de concreto



Uma primeira informação coletada da Figura 5.4 é que, embora aumentos na taxa de armadura impliquem em aumentos nos valores resistentes de força e momento fletor, não há uma relação linear entre taxas de armadura e valores resistentes, fato este ilustrado pelas diferentes inclinações dos segmentos.

Nota-se ainda que entre os modelos com taxas 0,252% e 1%, mesmo com diferentes inclinações, um pequeno incremento na taxa de armadura da laje resulta em grande acréscimo nos valores de força máxima e correspondente momento resistente da ligação. Isto significa dizer que nestes trechos a taxa de armadura da laje influencia de forma significativa a capacidade resistente da ligação.

Já entre os modelos com taxas de 1% e 1,6%, grandes incrementos na taxa de armadura resultam em alterações não muito significativas na força máxima e momento resistente da ligação. Esta informação pode ser traduzida pela menor inclinação do segmento entre as taxas citadas.

Percebe-se ainda que esta inclinação diminui ainda mais à medida que a taxa de armadura aumenta para 2,52%. Isto remete à ideia de que, possivelmente, a partir de um determinado ponto é prudente não mais considerar o acréscimo na taxa de armadura para um aumento representativo na

capacidade resistente da ligação. Esta situação pode ser ilustrada por um segmento com inclinação próxima de zero (0).

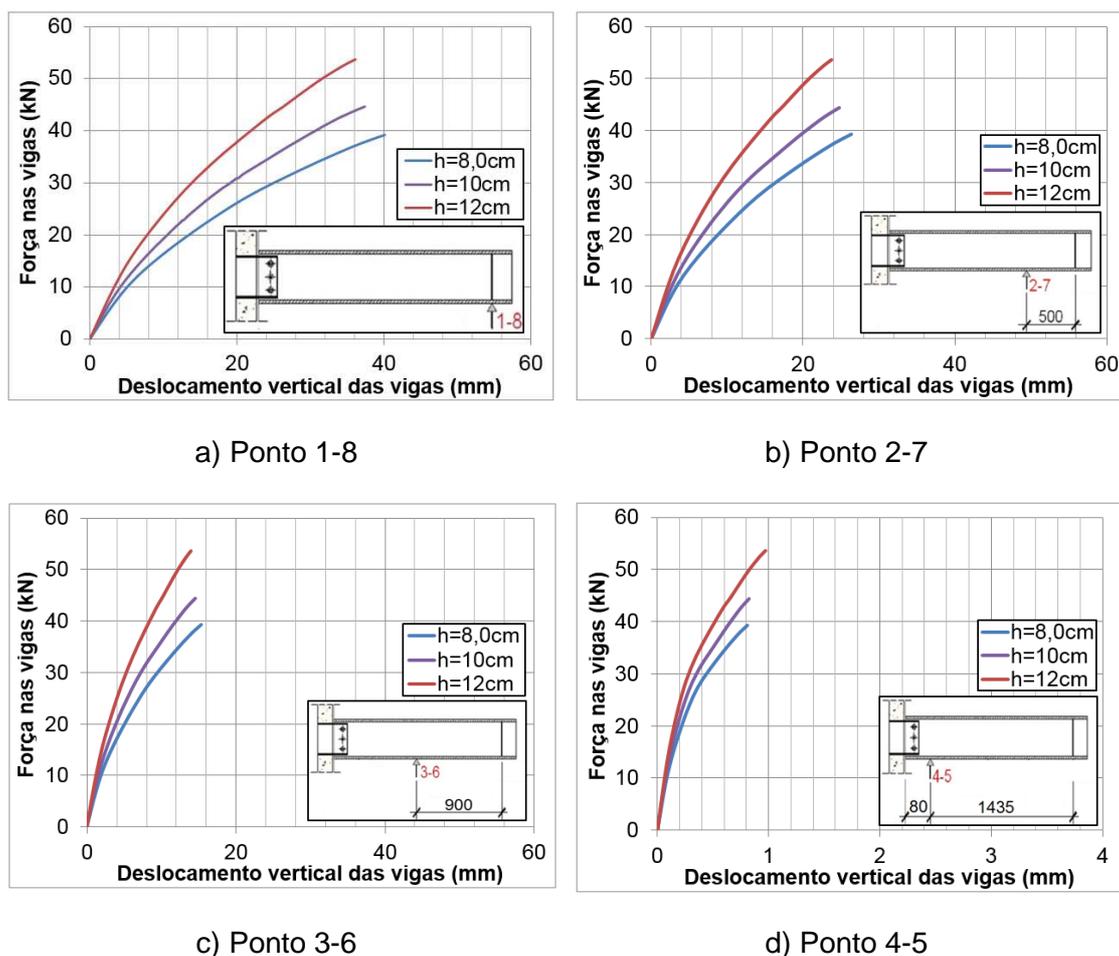
Fisicamente, ao aumentar a taxa de armadura da laje para valores muito acima de 1%, provavelmente o que ocorre é a mudança do modo de falha para algum outro componente da ligação pois, para a taxa investigada experimentalmente, ocorreu ruptura de parafuso e escoamento da armadura da laje.

5.2 ALTURA DA LAJE

Outro parâmetro avaliado na análise paramétrica foi a altura da laje de concreto. Para tanto, foram escolhidas três diferentes alturas para a laje: 8, 10 e 12cm.

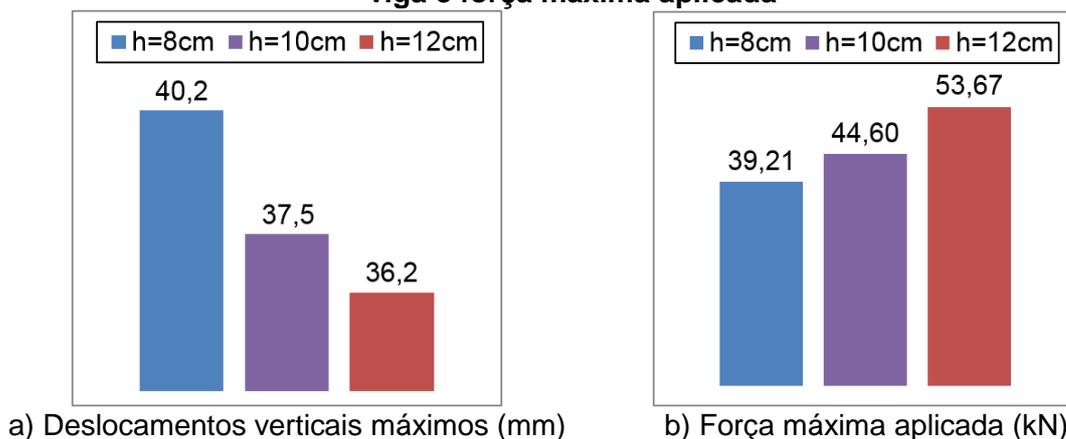
Assim como o parâmetro anterior, a influência da altura da laje foi avaliada analisando os valores de força última aplicada e momento resistente da ligação. Vale lembrar que os valores de referência para o parâmetro “altura da laje” correspondem aos resultados obtidos no modelo numérico com altura $h=10\text{cm}$. A Figura 5.4 apresenta as curvas Força vs. Deslocamento para todas as alturas de laje da análise paramétrica nos pontos de medição dos transdutores de deslocamento.

Figura 5.4 – Influência da altura da laje nas curvas Força vs. Deslocamento



Através dos resultados apresentados na Figura 5.4, observa-se que a altura da laje influencia na capacidade resistente da ligação mista, pois o modelo atinge diferentes valores de força aplicada e deslocamento vertical correspondente para as diversas alturas de laje avaliadas.

Analisando apenas a extremidade da viga mista, a Figura 5.5 apresenta os valores máximos de força aplicada e deslocamento vertical correspondente para as diferentes alturas da laje.

Figura 5.5 – Comparação quanto ao deslocamento vertical na extremidade da viga e força máxima aplicada

A Tabela 5-3 mostra os valores de força aplicada e momento resistente máximo atingidos pelos modelos numéricos para cada altura de laje analisada.

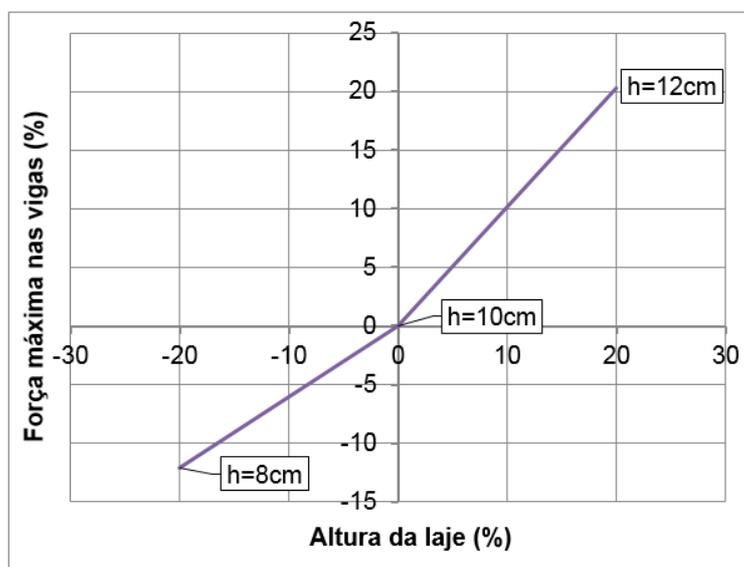
Tabela 5-3 – Influência da altura da laje nos valores de Força máxima e Momento Resistente

	Laje h=8cm	Laje h=10cm	Laje h=12cm
Força Máxima (kN)	39,21	44,60	53,67
Mom. Resist. Máximo (kN.m)	58,82	66,90	68,24

Nota-se que há uma relação direta entre a variação da altura da laje de concreto e a variação nos valores de força e momento resistentes máximos.

Quando comparadas as forças verticais máximas atingidas pelos modelos numéricos com o modelo numérico já validado (h=10cm) tem-se que: quando a altura da laje diminui 20% (h=8cm) a força vertical máxima diminui 12,09%, apresentando um valor de 39,21kN. Por sua vez, um aumento de 20% na altura da laje aumenta em 20% (h=12cm) resultam em aumento de 20,3% na força vertical máxima. Esta informação pode ser melhor visualizada na Figura 5.6.

Figura 5.6 – Relação percentual entre Força máxima nas vigas e Altura da laje de concreto



Observa-se, através da Figura 5.6, que o aumento na força máxima aplicada na viga foi proporcional ao aumento na altura da laje, isto se forem comparados os modelos numéricos de referência ($h=10\text{cm}$) com $h=12\text{cm}$, ou seja, o aumento percentual da altura da laje e da força máxima aplicada na extremidade da viga foram similares e da ordem de 20%. Já a diminuição da altura da laje resultou em redução menos expressiva na força vertical máxima, o que significa dizer que não há uma relação proporcional entre a variação da altura da laje e a variação da força máxima aplicada.

Da mesma forma, com base na Figura 5.5a nota-se que a relação entre a variação da altura da laje e a variação do deslocamento vertical na extremidade da viga também não é linear, pois um decréscimo de 20% na altura da laje produziu aumento de 7,2% no deslocamento vertical da viga. Já um aumento de 20% na altura da laje resultou em decréscimo de apenas 3,47% no deslocamento vertical da extremidade da viga, ou seja, é necessário um aumento expressivo na altura da laje para se obter pequenas reduções no deslocamento vertical da extremidade da viga.

5.3 ALTURA DO PERFIL DE AÇO DA VIGA MISTA

Por fim, o último parâmetro avaliado quanto à sua influência na capacidade resistente da ligação mista foi a altura do perfil da viga. Para este parâmetro foram escolhidas quatro alturas em função da esbeltez máxima da alma do perfil, descrito em maiores detalhes no Apêndice B.

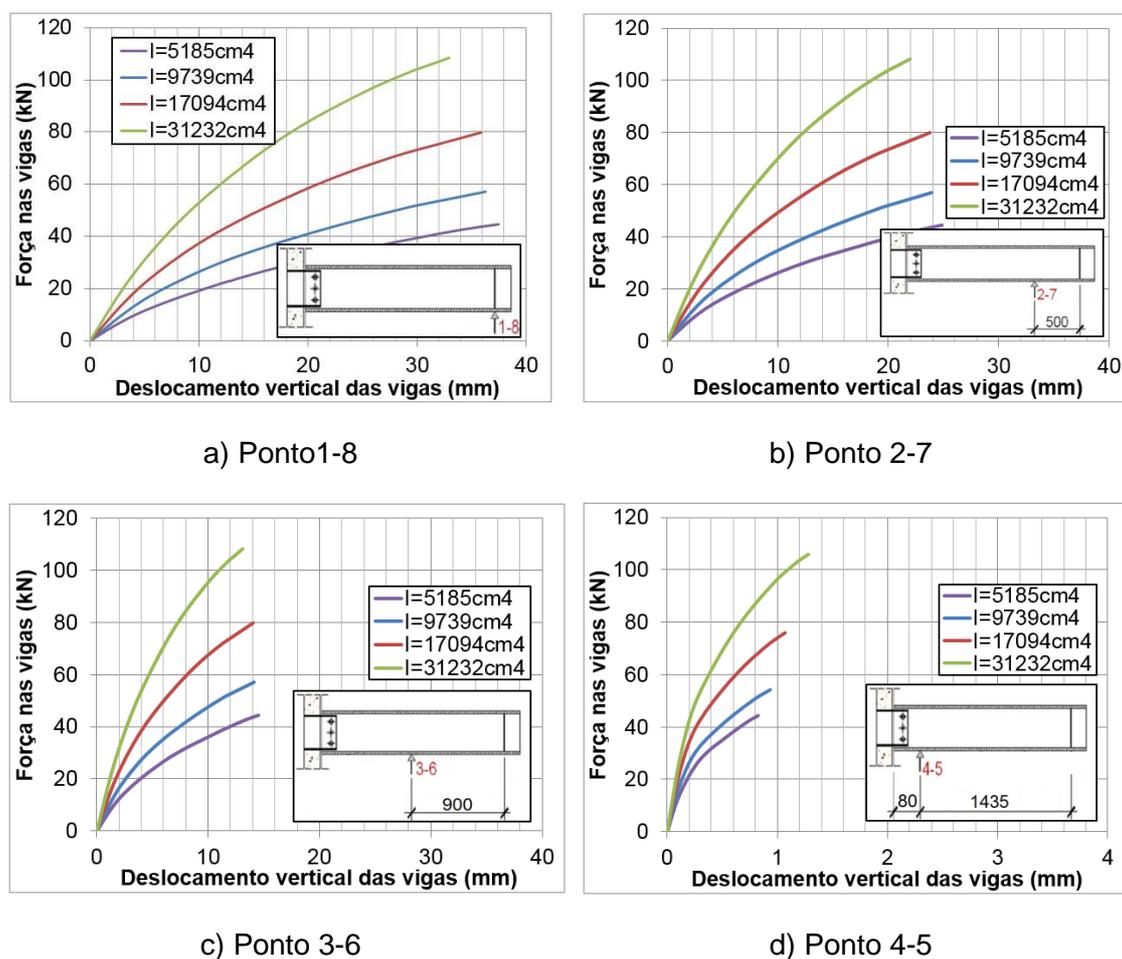
Para cada altura do perfil foi utilizada uma espessura diferente da alma da viga. A Tabela 5-4 apresenta a lista dos modelos numéricos analisados em termos da altura total do perfil (H) e sua relação com a espessura da alma da viga (t_w).

Tabela 5-4 – Propriedades geométricas dos perfis analisados

Espessura (t_w)	Altura (H)	Área de aço do Perfil (A_a)	Inércia do Perfil (I)
6,3mm	250mm	46,68cm ²	5185cm ⁴
8,0mm	325mm	56,50cm ²	9739cm ⁴
10mm	405mm	70,50cm ²	17094cm ⁴
12,5mm	505mm	92,50cm ²	31232cm ⁴

Vale destacar que o modelo numérico de referência, ou seja, o modelo numérico validado com base nos resultados experimentais corresponde àquele com espessura $t_w=6,3\text{mm}$, altura total do perfil $H=250\text{mm}$ e Inércia $I=5185\text{cm}^4$, evidenciado na Tabela 5-4. A Figura 5.7 mostra os resultados dos modelos numéricos analisados para cada altura do perfil da viga nos pontos de leitura dos transdutores, no entanto, optou-se por apresentá-los pela inércia da seção.

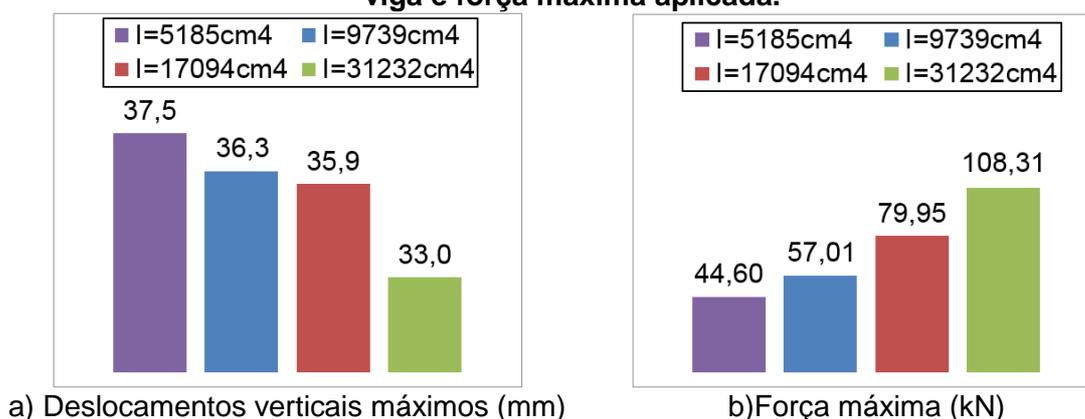
Figura 5.7 – Influência da altura do perfil da viga nas curvas Força vs. Deslocamento



Análogo ao que aconteceu com os parâmetros anteriores, os resultados apresentados na Figura 5.7 remetem ao fato da altura do perfil da viga também influenciar na capacidade resistente da ligação mista, mas agora de forma bem mais expressiva que nos demais parâmetros analisados. Para diferentes alturas do perfil obtém-se diferentes forças resistentes últimas e deslocamentos verticais correspondentes mas, novamente, os comportamentos das curvas são similares.

Atentando-se apenas para os resultados obtidos na extremidade da viga a Figura 5.8 apresenta os valores máximos obtidos para força resistente e deslocamento vertical correspondente (ponto 1-8).

Figura 5.8 – Comparação quanto ao deslocamento vertical na extremidade da viga e força máxima aplicada.



Os valores de força e momento resistentes máximos atingidos pelos modelos numéricos para cada altura de viga analisada são apresentados na Tabela 5-5.

Tabela 5-5 – Valores máximos de Força e Momento Resistentes para os modelos numéricos com diferentes alturas de perfil

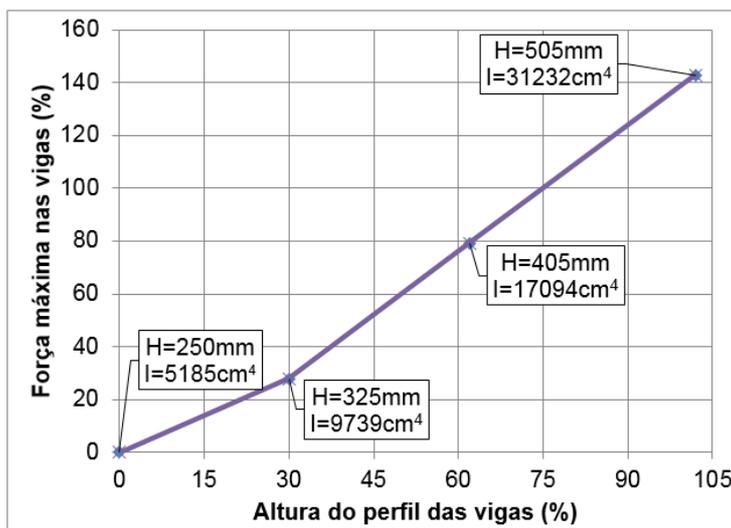
	H=250mm I=5185cm ⁴	H=325mm I=9739cm ⁴	H=405mm I=17094cm ⁴	H=505mm I=31232cm ⁴
Força máxima (kN)	44,60	57,01	79,95	108,31
Mom. Resist. Máximo (kN.m)	66,90	85,52	119,93	162,47

Semelhante aos parâmetros anteriores a Tabela 5-5 mostra que há uma relação direta entre a variação da altura do perfil da viga e a variação nos valores de força e momento resistentes máximos.

Comparando as forças verticais máximas da análise paramétrica com o modelo numérico de referência (H=250mm e I=5185cm⁴) verifica-se que quando a altura da viga aumenta 30% (H=325mm e I=9739cm⁴) a força vertical máxima aumenta 27,83%, apresentando um valor de 57,01kN. Quando a altura da viga aumenta 62% (H=405mm e I=17094cm⁴) a força vertical máxima aumenta 79,26%, apresentando o valor de 79,95kN. Por fim, quando a altura do perfil da viga aumenta em 102% (H=505mm e I=31232cm⁴) a força resistente

máxima da ligação aumenta 142,85%, apresentando o valor de 162,47kN. Estas afirmações podem ser visualizadas na Figura 5.9.

Figura 5.9 – Relação percentual entre Força resistente máxima e Altura do perfil das vigas



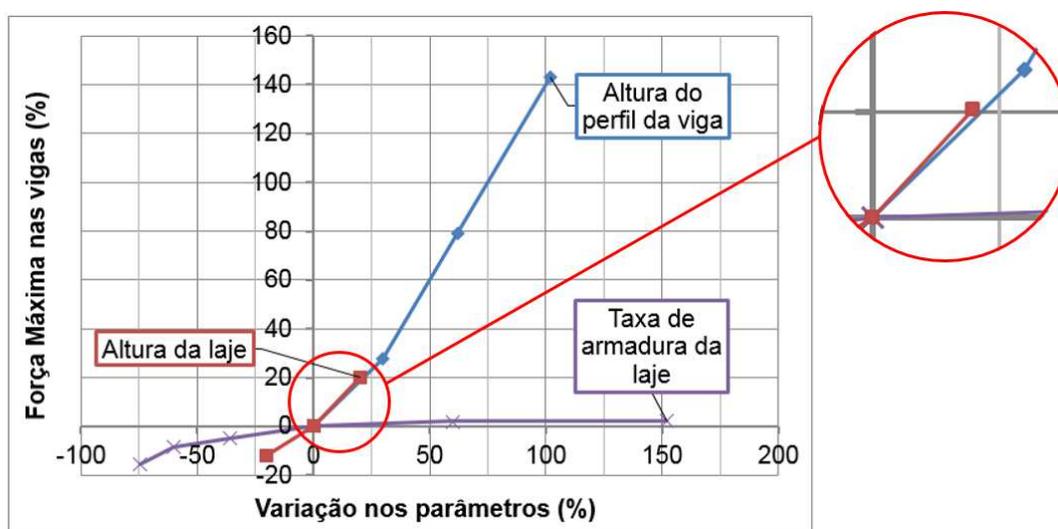
Com base na Figura 5.9 pode-se dizer que o aumento percentual da força e momento resistente da ligação mista passa a ser mais expressivo a partir de $H=325\text{mm}$, onde a “inclinação” do segmento passa a ser maior. Além disso, é possível verificar que a relação entre o aumento da altura do perfil da viga e o aumento da força e momento resistente máximo na ligação não é linear.

Em relação aos deslocamentos máximos da extremidade da viga (Figura 5.8a) mesmo grandes incrementos na altura do perfil implicam em pequenas alterações no deslocamento vertical máximo. Esta informação pode ser comprovada, pois com o aumento de 102% na altura do perfil ($H=505\text{mm}$) houve uma diminuição de apenas 12% no deslocamento vertical do referido elemento, apresentado um valor de 33mm. Da mesma forma, esta relação não é linear.

Conclui-se que dentre todos os parâmetros analisados os que influenciaram a capacidade resistente da ligação de forma mais significativa foram: a altura da laje e a altura do perfil de aço da viga mista e, por último, a taxa de armadura da laje.

Percebe-se ainda, pela Figura 5.10 que as curvas pertencentes à variação da altura da laje e da altura da viga são praticamente coincidentes até um aumento percentual da força máxima na extremidade da viga de 20%. A partir daí, como não houveram outros valores de “alturas de laje” analisadas, o parâmetro “altura do perfil da viga” passou a ser o mais representativo na variação de força máxima aplicada na viga mista.

Figura 5.10 – Relação percentual entre Força resistente máxima e parâmetros avaliados



Quando se trata da diminuição dos parâmetros, a altura da laje foi o fator que mais influenciou na capacidade resistente da ligação. Já a taxa de armadura também influencia, só que de forma bem menos significativa.

De posse de todos os resultados obtidos, algumas conclusões podem ser tecidas, bem como possíveis sugestões para a melhoria da análise numérica em trabalhos futuros, assunto do próximo item.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Inicialmente vale lembrar que o presente estudo teve como principal objetivo desenvolver um modelo numérico simplificado e com baixo custo computacional que pudesse representar adequadamente o comportamento de um detalhe de ligação viga-pilar com chapa passante.

Ciente de que este trabalho marca o início dos estudos numéricos de ligações mistas no Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da UFSCar, o foco principal foi a elaboração de um modelo numérico que pudesse ser validado para o maior número possível de parâmetros dentre os advindos da análise experimental feita por De Nardin (2007). Significa dizer que a análise numérica não se aprofundou em itens mais específicos da ligação, sugerindo isto para trabalhos futuros. Nota-se, no entanto, pela amostra dos resultados numéricos obtidos, que este trabalho tem condições de prever a capacidade resistente da ligação na forma de momentos resistentes máximos da ligação e forças máximas aplicadas, além de servir de diretriz para futuros estudos.

Apesar das simplificações adotadas, observa-se ao longo deste trabalho que o modelo numérico apresentou boa correlação com os resultados experimentais com base nas curvas Força vs. Deslocamento vertical das vigas, principalmente após a fissuração do concreto da laje. Portanto, de acordo com as informações supracitadas pode-se dizer que:

- A modelagem numérica apresenta-se como uma alternativa viável para a análise deste detalhe de ligação mista viga-pilar, permitindo explorar as potencialidades deste modelo e avaliar as variações de comportamento e de valores resistentes de forma mais rápida e menos custosa que a análise experimental, que demanda tempo e elevado valor monetário;
- A representação dos perfis da viga, pilar e chapa passante por elementos de casca, assim como dos parafusos e armadura da laje por elementos de barra e da laje por elementos volumétricos mostrou-se adequada para a análise da

capacidade resistente da ligação mista. Entretanto, talvez a escolha do elemento *beam188* não tenha sido adequada para representar a deformação nas barras, visto que o modelo numérico não pôde ser validado com base neste quesito;

- Desconsiderar a contribuição do concreto à tração também se mostrou adequado para avaliar a capacidade resistente desta tipologia de ligação. No entanto, talvez a sua consideração, sobretudo sua colaboração após a fissuração possa melhorar a resposta numérica tornando-a representativa de parâmetros não validados no presente estudo.

Uma vez validado o modelo numérico, o próximo passo foi a análise paramétrica na qual foi avaliada a influência da taxa de armadura longitudinal negativa da laje, da altura da laje e da altura do perfil da viga na capacidade resistente da ligação, com base na força máxima aplicada e momento resistente da ligação. Para estes parâmetros pode-se concluir que:

- Todos os resultados sugerem que há uma relação direta entre a variação destes parâmetros com a variação da força máxima aplicada, momentos resistentes máximos e deslocamento vertical máximo, no entanto, em nenhum dos casos esta relação foi linear, o que evidencia a complexidade do comportamento desta tipologia de ligação;
- A taxa de armadura apresentou-se como um parâmetro que influencia diretamente a capacidade resistente da ligação mista com chapa passante. No entanto, estima-se que esta influência sofre uma expressiva redução a partir de uma determinada taxa de armadura e segue diminuindo com o aumento desta. Estas afirmações podem ser comprovadas pela observação dos resultados da análise paramétrica que apresentou as curvas Força vs. Deslocamento vertical da extremidade da viga, bem como os momentos resistentes máximos atingidos pela referida ligação;

- Como esperado, os modelos com maior taxa de armadura foram os que apresentaram menor deslocamento vertical na extremidade da viga e maiores valores de força e momento resistentes máximos. Por outro lado, os modelos com as menores taxas de armadura foram os que apresentaram os maiores valores de deslocamentos verticais nas extremidades das vigas;
- O parâmetro “altura da laje” também influencia a capacidade resistente da ligação mista, possivelmente por conta do aumento da altura útil da seção e consequente “braço” da armadura negativa da laje. Inclusive esta influência é muito maior, em termos percentuais, que a apresentada para a taxa de armadura da laje, pois reduções na altura da laje da ordem de 20% levam a substanciais reduções na força e momento resistentes máximos (em torno de 12%). Já comparando com a altura do perfil de aço da viga, a influência da altura da laje foi ligeiramente maior. Por sua vez, o modelo numérico indicou, para a amostragem analisada, que o aumento da altura da laje e o aumento da força e momento máximo na ligação são grandezas diretamente proporcionais. Por fim, os resultados obtidos mostram que os modelos numéricos com maiores alturas de laje conferem à ligação maior capacidade resistente e vice-versa;
- A influência da altura do perfil da viga na capacidade resistente da ligação não é diretamente proporcional, porém é a que mais se aproxima de uma variação linear;
- Por conta da maior variabilidade do parâmetro “altura da viga” este foi o que apresentou, em linhas gerais, maior influência na capacidade resistente da ligação. Isto porque variações na altura do perfil de aço da viga implicaram em variações mais expressivas na força e momento resistente máximos da ligação quando comparados com os demais parâmetros. No entanto,

vale lembrar que a variação da altura do perfil da viga foi acompanhada da variação da espessura da alma da viga, o que implica em variação maior da quantidade de aço utilizado, quando comparada com a alteração da taxa de armadura. Em resumo, em alguns casos, talvez não valha a pena alterar a altura do perfil da viga, mas sim a taxa de armadura por conta de um possível consumo menor de aço e variação equivalente da capacidade resistente da ligação.

Finalmente, com base nos resultados obtidos criou-se a possibilidade de sugerir informações ou até mesmo modificações na modelagem numérica como forma de basear novas pesquisas, assunto do próximo item.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho analisou a ligação mista com chapa passante por meio de um modelo numérico com base apenas na forma de curvas Força vs. Deslocamento vertical da viga, o que limitou as possibilidades exploratórias deste modelo. Portanto, a primeira sugestão seria a validação do modelo numérico com base também na curva Momento vs. Rotação da ligação, Momento vs. Deformação das armaduras, etc.

Além disso, outros parâmetros podem ser avaliados quanto à sua influência no comportamento e capacidade resistente da ligação, como a dimensão da chapa passante, o diâmetro dos parafusos, pois talvez este último possa influenciar diretamente na ligação, alterando seu modo de falha, por exemplo.

Outra possível melhoria no modelo numérico seria a consideração do confinamento do concreto do pilar, bem como um estudo mais detalhado sobre o nível de discretização, possibilitando a redução do número de elementos na malha e, conseqüentemente, menor esforço computacional.

Por fim, outras ferramentas de análise poderiam ser utilizadas, como o pacote computacional DIANA. Talvez neste a fissuração do concreto da laje submetida à tração possa ser melhor representada, sem haver a necessidade da adoção das simplificações feitas no presente estudo. Isto traria

maior confiabilidade aos resultados do modelo numérico e aumentaria de forma substancial a possibilidade de explorar suas potencialidades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHMED, B; NETHERCOT, D. A. Prediction of initial stiffness and available rotation capacity of major axis composite flush endplate connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v.41, n.1, p.31-60, 1997.

ALMEIDA, S. J. C. (2007). **Análise numérica de perfis de aço formados a frio comprimidos considerando imperfeições geométricas iniciais**. 2007. 206f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

ANDERSON, D.; NAJAFI, A. A. Performance of composite connections: major axis end plate joints. **Journal of constructional steel research**, vol.31, p.31-57, 1994.

ANDERSON, D.; ARIBERT, J. M; BODE, H; KRONENBURGER, H. J. Design rotation capacity of composite joints. **Joint Institution of Structural Engineers**, vol.78, n.6, p.25-29, 2000.

ARIBERT, J. M.; LACHAL, A. Experimental investigation of composite connection in global interpretation. Proceedings of COST C1 conference on semi-rigid joints, Strasbourg, France, p.158-169, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Texto-base de revisão da NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

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

AZIZINAMINI, A.; PRAKASH, B. A tentative design guideline for a new steel beam connection detail to composite tube column. **AISC Engineering Journal**, v.31, n.1, p.108-115, 1993.

AZIZINAMINI, A.; SHEKAR, Y. Design of through beam connection detail for circular composite columns. **Engineering Structures**, v.17, n.3, p.209-213, 1995.

BARROS, D. A. **Análise numérica de ligação entre viga de aço e pilar misto preenchido com concreto**. 2011. 149p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

BESSA, W. O.; GONÇALVES, R. M. Análise Numérica, teórica e experimental de ligações viga mista-pilar. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v.8, n.32, p.93-96, 2006.

BESSA, W. O. **Análise Experimental e Numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento – pavimento tipo e ligações isoladas.** 2009. 277f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CONCEIÇÃO, J. L. **Ligação mista viga-pilar resistente a momento.** 2011. 239f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

DE NARDIN, S. **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar.** 2003. 338p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DE NARDIN, S. **Investigação de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos e vigas mistas em pavimentos mistos delgados.** 2007. 153f. Relatório científico (Pós-Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Detalhes de ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas de aço: estudo experimental. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v.9, n.36, p.65-94, 2007.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C. Sistemas de vigas mistas contínuas e semicontínuas para edifícios. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 33., 2008, Santiago. **Anais...** Santiago, 2008. p. 1-17.

EUROCODE 2 (2010). prEN 1992-1-1. Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings.

FARIAS, R. S. **Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido.** 2008. 202p. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

FIGUEIREDO, L. M. B. **Ligações mistas viga-pilar – Análise teórica e experimental.** 2004. 214f. Tese (Doutorado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

GARDNER, A. P.; GOLDSWORTHY, H. M. Experimental investigation of the stiffness of critical components in a moment-resisting composite connection. **Journal of constructional steel research.** Vol.61, p.709-726, 2005.

HIGAKI, B. E. **Análise teórica e experimental de vigas mistas de aço e concreto e laje com vigotas pré-moldadas e lajotas cerâmicas em um pavimento tipo.** 2009. 183p. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

KATAOKA, M. N. **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetidas a ações cíclicas**. 2011. 216p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

KOTINDA, T. I. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga**. 2006. 122f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

LEAL, D. F. **Sobre perfis de aço formados a frio compostos por dupla cantoneira com seção “T” submetidos à compressão**. 2011, 317f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

LI, T. Q.; NETHERCOT, D. A.; CHOO, B. S. Behavior of Flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/moment ratios. I - Experimental behavior. **Journal of Constructional Steel Research**, v.38, n.2, p.125-164, 1996.

MAGGI, Y. I. **Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida**. 2004. 268f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MALASKA, M. **Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors**. 2000. 141f. Thesis (Doctoral) – Department of Civil and Environmental Engineering, Helsinki University of Technology, Helsinki, 2000.

MATA, L. A. C. **Método de análise de sistemas deslocáveis com ligações mistas de aço e concreto, fundamentado teórica e experimentalmente**. 2005. 276f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

PRION, H. G. L.; McLELLAN, A. B. Through-bolt connections for concrete-filled hollow structural steel sections. In: ANNUAL TASK GROUP TECHNICAL SESSION. Proceedings. Belém. p.239-250, 1994.

QUEIROZ, F. D.; VELLASCO, P. C. G. S.; NETHERCOT, D. A. Structural assessment of composite beams using the finite element method. Proceedings of Eurosteel, v.B, s.4.3, p.49-59, 2005.

QUIÑONES, V. F. A. **Comportamento de ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio com conectores de parafuso e rebite com rosca interna**. 2007. 156f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

REN, P.; CRISINEL, M. Prediction method for moment-rotation behavior of composite beam to steel column connections. In: Connections in Steel Structures III: Behavior, Strength and Design, ed. R. Bjorhovde, A. Colson and R. Zandonini. Proceedings of the 3rd International Workshop, Trento University, p.33-46, 1995.

SILVA, R. D. **Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos**. 2006. 151f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

VASCONCELLOS, A. L. Caracterização das construções mistas aço/concreto. **Revista Construção Metálica**, São Paulo, n.73, p. 20-25, 2006.

XIAO, Y.; NETHERCOT, D. A.; CHOO, B. S. Design of semi-rigid composite beam-column connections. Building the Future; Innovation in Design, Materials and Constructions, 1st edn, ed. F.K. Garas et al. E & FN Spon, London, p.391-406, 1992.

XIAO, Y.; CHOO, B. S.; NETHERCOT, D. A. Composite connections in steel and concrete I. Experimental behavior of composite beam-column connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 31, n. 1, p. 3-30, 1994.

XIAO, Y.; CHOO, B. S.; NETHERCOT, D. A. Composite connections in steel and concrete Part 2. Moment capacity of end plate beam to column connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 37, n. 1, p. 63-90, 1996.

ZANDONINI, R. Semi-rigid composite joints. In: STRUCTURAL CONNECTIONS: STABILITY AND STRENGTH. Ed. R. Narayanan. **Elsevier Applied Science**, Londres, p.63-120, 1989.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

TRISTÃO, G. A. **Análise teórica e experimental de ligações viga mista-pilar de extremidade com cantoneiras de assento e alma.** 2006. 272f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

APÊNDICE A - Cálculo da capacidade resistente da ligação

Capacidade resistente ao cisalhamento: função da geometria da ligação

Dentre outros fatores, a capacidade resistente da ligação ao cisalhamento é função da geometria da ligação. Para este caso, especificamente, a capacidade resistente da ligação é dirigida pela resistência ao cisalhamento do grupo de parafusos, pelo contato dos parafusos com a chapa passante ou alma da viga e, por fim, pelo cisalhamento em bloco da alma da viga ou da chapa passante.

- Resistência ao cisalhamento do grupo de parafusos – R_{nv1} :

De acordo com as recomendações da norma ABNT NBR8800:2008 a força de cisalhamento resistente para um grupo de parafusos (R_{nv1}) é:

$$R_{nv1} = 0,4 \times n \times f_{up} \times A_b = 0,4 \times 3 \times 82,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 2,01 \text{cm}^2 \rightarrow R_{nv1} = 199,0 \text{ kN}$$

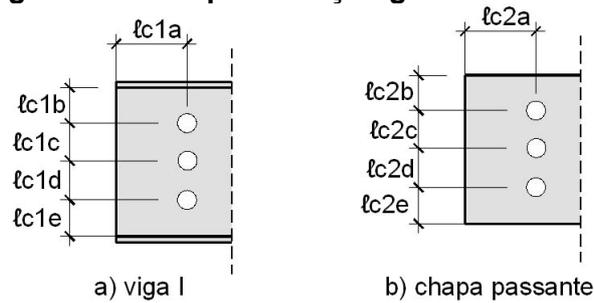
- Resistência devido à pressão de contato nos furos – R_{nv2} :

A resistência à pressão de contato na parede de um furo é o menor valor entre a resistência ao rasgamento entre dois furos consecutivos e entre furo e borda e a resistência ao esmagamento. Ou seja:

$$R_{nv2b} \leq \begin{cases} 1,5 \times \ell_c \times t \times f_u \text{ (rasgamento)} \\ 3 \times d_p \times t \times f_u \text{ (esmagamento)} \end{cases}$$

Com ℓ_c a menor das distâncias entre furo e borda e entre furos consecutivos, para a alma da viga ou chapa passante, como mostra a Figura A1.1.

Figura A1.1 - Representação geométrica de l_c



Fonte: De Nardin (2007)

Distâncias: $l_{c1a}=5,0$ cm; $l_{c1b}=6,25$ cm; $l_{c1c}=5,0$ cm; $l_{c1d}=5,0$ cm; $l_{c1e}=6,25$ cm

$$l_c \leq (l_{c1a}, l_{c1b}, l_{c1c}, l_{c1d}, l_{c1e}) \rightarrow l_c = 5,0 \text{ cm}$$

$$R_{nv2} = n \times \min (1,5 \times l_c \times t_w \times f_{UV}; 3 \times d_p \times t_w \times f_{UV})$$

Parâmetro associado ao rasgamento:

$$1,5 \times l_c \times t_w \times f_{UV} = 1,5 \times 5 \times 0,63 \times 42 = 198,45 \text{ kN}$$

Parâmetro associado ao esmagamento:

$$3 \times f_{UV} \times d_p \times t_w = 3 \times 42 \times 1,6 \times 0,63 = 127,0 \text{ kN}$$

Portanto: $R_{nv2} = 3 \times 127,0 = 381,0 \text{ kN}$

- Cisalhamento em bloco para a alma da viga – R_{nv3} :

Inicialmente salienta-se que a resistência ao colapso por rasgamento em bloco é determinada pela resistência ao cisalhamento em uma linha de falha somada a resistência à tração em um segmento perpendicular. Isto significa dizer que quando for usada a resistência à ruptura por tração da seção líquida para a determinação da resistência de um segmento, o segmento perpendicular será usado para determinar o escoamento por cisalhamento da seção bruta e vice-versa. A Tabela A1-1 apresenta as expressões usadas na determinação da resistência característica ao colapso por rasgamento em bloco.

Tabela A1-1 - Resistência ao colapso por rasgamento em bloco

Coluna A	Coluna B
$f_u \cdot A_{nt} \geq 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}$	$f_u \cdot A_{nt} < 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}$
$R_{nv3b} \leq \begin{cases} 0,6 \times f_y \times A_{gv} + f_u \times A_{nt} \\ 0,6 \times f_u \times A_{nv} + f_u \times A_{nt} \end{cases}$ <p>(Eq. A1-1)</p>	$R_{nv3b} \leq \begin{cases} 0,6 \times f_u \times A_{nv} + f_y \times A_{gt} \\ 0,6 \times f_u \times A_{nv} + f_u \times A_{nt} \end{cases}$ <p>(Eq. A1-2)</p>
	<p>R_{nv3b} e (Eq. A1-1) para a alma R_{nv4b} e (Eq. A1-2) para a chapa de ligação</p>
<p>A_{gv}: área bruta sujeita a cisalhamento, A_{nv}: área líquida sujeita a cisalhamento,</p>	<p>A_{gt}: área bruta sujeita a tração A_{nt}: área líquida sujeita a tração</p>

Fonte: adaptado de De Nardin (2007)

Área bruta sujeita ao cisalhamento (A_{gv}):

$$A_{gv} = (\ell_{c1c} + \ell_{c1d}) \times t_w = (5 + 5) \times 0,63 = 6,3 \text{ cm}^2$$

Área líquida sujeita ao cisalhamento (A_{nv}):

$$A_{nv} = [\ell_{c1c} + \ell_{c1d} - (n - 1) \times d_f] \times t_w = [5 + 5 - 2 \times 1,8] \times 0,63 = 4,032 \text{ cm}^2$$

Área bruta sujeita à tração (A_{gt}):

$$A_{gt} = 2 \times \ell_{c1a} \times t_w = 2 \times 5 \times 0,63 = 6,3 \text{ cm}^2$$

Área líquida sujeita à tração (A_{nt}):

$$A_{nt} = (2 \times \ell_{c1a} - d_f) \times t_w = (2 \times 5 - 1,8) \times 0,63 = 5,166 \text{ cm}^2$$

$$f_{uv} \times A_{nt} = 42 \times 5,166 = 216,97 \text{ kN}$$

$$0,6 \times f_{yv} \times A_{gv} = 0,6 \times 30,1 \times 6,3 = 113,787 \text{ kN}$$

Como 216,9kN é maior que 113,79kN, a resistência ao colapso por cisalhamento será determinada pela Equação A1-1 (coluna A)

$$R_{nv3} \leq \begin{cases} (0,6 \times f_{yv} \times A_{gv} + f_{uv} \times A_{nt}) = 0,6 \times 30,1 \times 6,3 + 42 \times 5,166 = 330,75\text{kN} \\ (0,6 \times f_{uv} \times A_{nv} + f_{uv} \times A_{nt}) = 0,6 \times 42 \times 4,032 + 42 \times 5,166 = 318,58\text{kN} \end{cases}$$

Portanto, $R_{nv3}=318,58\text{kN}$

A capacidade resistente ao cisalhamento devido à geometria da ligação é o menor valor entre: R_{nv1} , R_{nv2} e R_{nv3} . Ou seja:

$$R_{nv} \leq \begin{cases} 199,0\text{kN} \\ 381,0\text{kN} \\ 318,58\text{kN} \end{cases} \rightarrow R_{nv} = 199,0\text{kN}$$

De acordo com os resultados obtidos, o modo de falha da ligação é caracterizado pela ruptura dos parafusos ao cisalhamento, o que foi confirmado nos ensaios experimentais de De Nardin (2007) no qual foi constatado, como modo de falha da ligação, a ruptura por cisalhamento do parafuso “P3”, mais próximo da mesa inferior da viga.

Capacidade resistente ao cisalhamento governada pelas tensões na alma da viga – F_{v1}

A formulação para o cálculo da posição da linha neutra para o estado limite último e a inércia da seção mista fissurada aqui apresentada foi proposta por AHMED & NETHERCOT (1996) e está associada a vigas com almas de pequena espessura associadas à laje com elevada taxa de armadura.

- Posição da linha neutra – y :

$$y = \frac{A_r \times D_r + t_w \times (d - 2 \times t_f) \times 0,5 \times (d - t_f) + b_f \times t_f \times (d - t_f)}{[(d - 2 \times t_f) \times t_w + 2 \times t_f \times b_f + A_r]}$$

$$y = \frac{12,2 \times 32,375 + 0,63 \times (25 - 2 \times 0,63) \times 0,5 \times (25 - 0,63) + 13 \times 1,25 \times (25 - 0,63)}{[(25 - 2 \times 0,63) \times 0,63 + 2 \times 1,25 \times 13 + 12,2]} = 16,123 \text{ cm}$$

Portanto, a linha neutra passa na alma da viga.

- Inércia da seção mista fissurada – I:

$$I = A_r \times (D_r - y)^2 + b_f \times t_f \times [y^2 + (d - t_f - y)^2] + \frac{t_w \times (d - 2 \times t_f)^3}{12} + t_w \times (d - 2 \times t_f) \times \left(\frac{d - t_f}{2} - y\right)^2$$

$$I = 12,2 \times (32,375 - 16,12)^2 + 13 \times 0,63 \times [16,12^2 + (25 - 0,63 - 16,12)^2] + \frac{0,63 \times (25 - 2 \times 0,63)^3}{12} + 0,63 \times (25 - 2 \times 0,63) \times \left(\frac{25 - 0,63}{2} - 16,12\right)^2$$

$$I = 9245,6 \text{ cm}^4$$

Desta forma F_{v1} será:

$$F_{v1} = \frac{f_{yv}}{\sqrt{\left[\frac{x^2 \times (y - 2 \times t_f)}{I^2} + \frac{3}{t_w^2 \times d^2}\right]}} = \frac{30,1}{\sqrt{\left[\frac{151,5^2 \times (16,12 - 2 \times 1,25)}{9245,6^2} + \frac{3}{0,63^2 \times 25^2}\right]}} = 120,9 \text{ kN}$$

Capacidade resistente ao cisalhamento governada pelo equilíbrio das forças internas

Para este caso será necessário determinar os esforços em todos os componentes da ligação mista, como a força na armadura, resistência ao cisalhamento dos parafusos e contato do parafuso com a chapa passante e a alma da viga.

- Força na armadura – F_{rb} :

Resistência do conjunto de conectores: $n_c \times q_{Rd} = 10 \times 117,6 = 1176 \text{ kN}$

$$q_{Rd} \leq \begin{cases} f_{uco} \times A_{co} = 41,5 \times 2,835 = 117,6 \text{ kN} \\ 0,5 \times A_{co} \times \sqrt{f_{ck} \times E_c} = 0,5 \times 2,835 \times \sqrt{6,2 \times 3748} = 216,1 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow q_{Rd} = 117,6 \text{ kN}$$

$$F_{rb} \leq \begin{cases} A_r \times f_{ur} = 12,2 \times 60 = 732,0 \text{ kN} \\ n_c \times q_{Rd} = 10 \times 117,6 = 1176 \text{ kN} \end{cases}$$

Portanto, $F_{rb} = 732,0 \text{ kN}$

- Forças nos parafusos – F_{bt} :

$$\text{Força total nos parafusos} - F_{bt} \leq \begin{cases} R_{nv1} = 1990 \text{ kN} \\ R_{nv2} = 3810 \text{ kN} \\ F_{rb} = 7320 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{bt} = 199,0 \text{ kN}$$

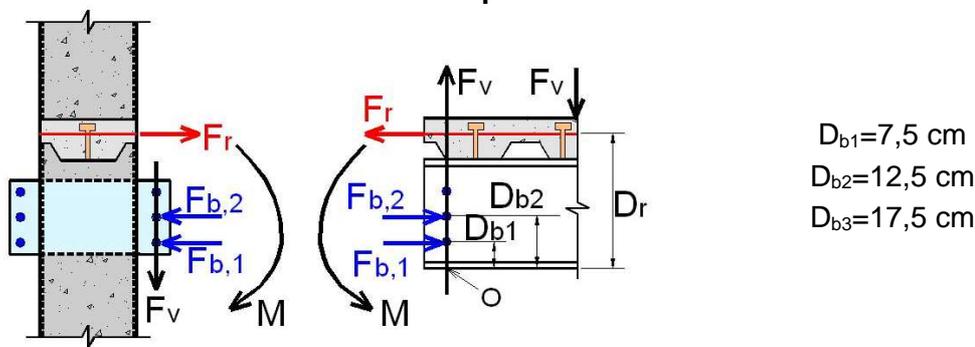
Força máxima por parafuso – F_b :

$$F_b \leq \frac{1}{3} \times \begin{cases} R_{nv1} = 199,0 \text{ kN} \\ R_{nv2} = 381,0 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_b = 66,35 \text{ kN}$$

Capacidade resistente ao cisalhamento via equilíbrio de forças – F_{v2}

Com os resultados obtidos é possível determinar a força resistente ao cisalhamento fazendo um equilíbrio de forças no ponto O (Figura A2-1a). Para tanto, alguns dados iniciais são necessários, como as distâncias entre as linhas de parafusos e a mesa inferior da viga (D_{bi}), com i variando de 1 a 3. Estes são apresentados na Figura A2-1b.

Figura A2-1 - Distribuição de forças internas na ligação mista com chapa passante



a) Esquema b) Valores
 Fonte: adaptado De Nardin (2007)

$$F_{v2} = \frac{F_{rb} \times D_r - (F_{b1} \times D_{b1} + F_{b2} \times D_{b2} + F_{b3} \times D_{b3})}{x - x_1}$$

$$F_{v2} = \frac{732 \times 32,375 - (66,35 \times 7,5 + 66,35 \times 12,5 + 66,35 \times 17,5)}{151,5 - 6,5} = 146,3 \text{ kN}$$

Capacidade resistente ao cisalhamento

A capacidade resistente ao cisalhamento vertical será o menor entre os valores encontrados para a capacidade resistente governada pelas tensões na alma da viga e para a capacidade resistente governada pelo equilíbrio de forças internas. Ou seja:

$$F_v = 120,9 \text{ kN}$$

O momento fletor resistente da ligação será:

$$M_{Rd} = F_v \times x = 120,9 \times 151,5 = 18316,35 \text{ kN.cm} = 183,2 \text{ kN.m}$$

Os valores experimentais encontrados por De Nardin (2007) foram, aproximadamente:

$$F_{v,exp} = 46,05 \text{ kN}$$

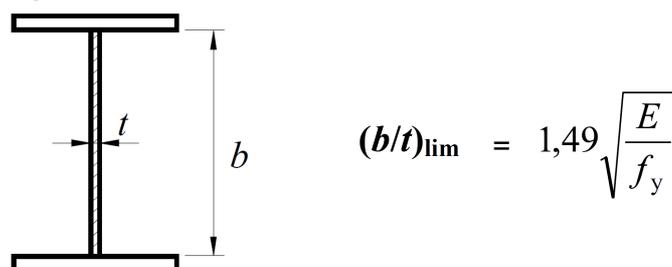
$$M_{Rd,exp} = 46,05 \times 151,5 = 6976,6 \text{ kN.cm} = 69,8 \text{ kN.m}$$

Verifica-se que, apesar do modelo analítico conseguir prever o modo de falha ocorrido no modelo experimental, o valor teórico da força vertical máxima é muito superior ao encontrado no modelo experimental. Para De Nardin (2007) esta diferença pode ser proveniente da ineficiência de algum dos parafusos, no entanto, as razões para esta diferença ainda precisam ser investigadas.

APÊNDICE B - Altura do perfil da viga: análise paramétrica

Na Tabela F.1 da norma ABNT NBR8800:2008 são apresentados os valores limites para a esbeltez da alma da viga (elementos AA). A Figura A2-1 apresenta o valor adotado para o caso estudado no presente trabalho.

Figura A2-1: Limite de esbeltez para a alma da viga



Fonte: ABNT NBR8800:2008

Como $E=200000$ MPa e $f_y=301$ MPa, a relação entre a altura e a espessura da alma será $(b/t)_{\text{lim}}=38,407$. Alterou-se então a espessura (t) da alma do perfil de aço da viga e, com isso diversas alturas da alma (b) foram obtidas e apresentadas na Tabela A2-1.

Tabela A2-1 - Altura da alma da viga e altura total da viga adotadas na análise paramétrica

Espessura (t)	Altura (b)	Altura total do perfil (d)	
		Calculado	Adotado
6,3	241,9	266,9	250
8,0	307,3	332,3	325
10,0	384,0	409,0	405
12,5	480,1	505,1	505

Valores em mm

Portanto, para a altura total do perfil da viga adotados na análise paramétrica a relação (b/t) é menor que $(b/t)_{\text{lim}}$.