

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**LIGAÇÃO MISTA VIGA-PILAR PREENCHIDO COM CHAPA  
PASSANTE: MODELAGEM NUMÉRICA E ANÁLISE PARAMÉTRICA**

**RAFAEL PEREIRA TINEO**

São Carlos  
2016

# **UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

## **LIGAÇÃO MISTA VIGA-PILAR PREENCHIDO COM CHAPA PASSANTE: MODELAGEM NUMÉRICA E ANÁLISE PARAMÉTRICA**

**RAFAEL PEREIRA TINEO**

Trabalho apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, para obtenção do Título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

### **Área de concentração:**

Análise numérica. Ligações mistas de aço e concreto.

### **Orientadora:**

Prof.<sup>a</sup> Dra. Silvana De Nardin

São Carlos  
2016

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária UFSCar  
Processamento Técnico  
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

T588L Tineo, Rafael Pereira  
Ligação mista viga-pilar preenchido com chapa  
passante : modelagem numérica e análise paramétrica  
/ Rafael Pereira Tineo. -- São Carlos : UFSCar, 2016.  
154 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de  
São Carlos, 2016.

1. Ligação viga-pilar. 2. Estruturas mistas. 3.  
Elementos finitos. 4. Ansys. I. Título.



---

**Folha de Aprovação**

---

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Rafael Pereira Tineo, realizada em 10/06/2016:

---

Prof. Dra. Silvana de Nardin  
UFSCar

---

Prof. Dr. Carlos Humberto Martins  
UEM

---

Prof. Dr. Wanderson Fernando Maia  
UFSCar

*À minha Família*

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, à Deus por ter me abençoado até o presente momento da minha vida.

À Professora Dra. Silvana De Nardin pela orientação, paciência, enorme colaboração, e acima de tudo pela confiança na minha pessoa para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil e do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro concedido por meio de bolsa de estudos.

Aos meus amigos e colegas da Graduação e da Pós-Graduação pelo incentivo, companhia e sugestões.

Aos meus familiares pelo apoio, incentivo e compreensão.

E por fim, a todos aqueles que colaboraram direta e indiretamente para a realização deste trabalho.

Obrigado!

## RESUMO

Apresenta-se neste trabalho o desenvolvimento de um modelo numérico de ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante. Para tanto, utilizou-se o método dos elementos finitos via pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup>. O modelo numérico foi então validado com base em resultados encontrados na literatura. No presente estudo são apresentadas as principais diretrizes adotadas na escolha dos elementos finitos, propriedades dos materiais e relações constitutivas, condições de contorno e vinculações, carregamentos e outros aspectos referentes à modelagem numérica. O modelo numérico validado foi então utilizado na realização de análises paramétricas nas quais foi analisada a influência de parâmetros geométricos e físicos, como taxa de armadura da laje, altura dos perfis de aço da viga mista, espessura da alma do perfil da viga mista, diâmetro dos parafusos, altura da laje, altura da chapa passante, resistência do concreto e resistência ao escoamento do aço. Os parâmetros analisados revelaram influência direta no comportamento da ligação, principalmente em termos de momento resistente e rigidez inicial. Análises comparativas entre todos os parâmetros permitiram observações sobre as variáveis mais influentes e aquelas que apresentam comportamentos semelhantes.

**Palavras-chave:** ligação viga-pilar; estruturas mistas; elementos finitos; Ansys.

## ***ABSTRACT***

This work presents the development of a numerical model of a composite connection connecting a composite beam to a concrete filled steel tube column using a through plate. The software *Ansys*<sup>®</sup> and finite elements methods were used in the numerical analyses and the model was validated by comparison with experimental results. The main guidelines adopted in the choice of finite elements, material properties and constitutive relationships, boundary conditions and restrains and other aspects of numerical modeling are presented and discussed in this work. The validated numerical model was then used in parametric analysis in which was analyzed the influence of geometric and physical parameters as reinforcement ratio of slab, height of I-steel beam, web thickness of I-steel beam, diameter of the bolts, slab thickness, height of the through plate, concrete compressive strength and steel yield strength. The parameters analyzed revealed direct influence on behavior, especially in terms of moment and initial stiffness. Comparative analysis between all parameters allowed comments on the most influential variables and those that present similar behaviors.

**Keywords:** beam-to-column connections; composite structures; finite elements; Ansys.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Exemplos de seções transversais de pilares mistos .....	18
Figura 1.2 - Exemplos de seções de vigas mistas.....	19
Figura 1.3 - Exemplo de laje mista com forma de aço incorporada trapezoidal (CONCEIÇÃO, 2011).....	20
Figura 1.4 - Sistemas de pisos de pequena altura (Fontes: (a, d) ARCELORMITTAL; (b) STEELCONSTRUCTION; (c) TATASTEEL).....	21
Figura 1.5 - Comportamento momento-rotação da ligação.....	22
Figura 1.6 - Classificações quanto à rigidez da ligação .....	23
Figura 1.7 - Comportamento de uma ligação mista (adaptado de COST C1, 1996).....	23
Figura 1.8 - Ligação mista viga-pilar com chapa passante (DE NARDIN, 2007).....	26
Figura 2.1 - Detalhes das ligações ensaiadas por Leon (1990) .....	29
Figura 2.2 - Modelos ensaiados por Xiao, Choo e Nethercot (1994).....	30
Figura 2.3 - Vista geral do modelo em elementos finitos (TRISTÃO, 2006).....	32
Figura 2.4 - Configuração final: modelos numérico e físico (TRISTÃO, 2006) .....	33
Figura 2.5 - Ligação interna (GIL E BAYO, 2007) .....	34
Figura 2.6 - Ligações externas (GIL E BAYO, 2007).....	35
Figura 2.7 - Visão geral do modelo numérico (BESSA, 2009).....	36
Figura 2.8 - Eixos principal e secundário na ligação (adaptado de DABAON, EL-BOGHDADI E KHAROOB, 2009).....	37
Figura 2.9 - Ligações com chapas de assento (SMITHA E SATISH KUMAR, 2013) .....	38
Figura 2.10 - Ligação mista com piso misto delgado (adaptado de MALASKA, 2000) .....	40
Figura 2.11 - Ilustrações dos modelos em fase de ensaio (MALASKA, 2000) .....	41
Figura 2.12 - Detalhes das ligações analisadas (DE NARDIN, 2003) .....	42
Figura 2.13 - Momento vs. rotação das ligações soldada e soldada enrijecida (DE NARDIN, 2003).....	42

Figura 2.14 - Detalhe da ligação com chapa passante (DE NARDIN, 2007) .....	43
Figura 2.15 - Posicionamento dos conectores de cisalhamento (DE NARDIN, 2007).....	43
Figura 2.16 - Ligação mista com piso misto de pequena altura (DE NARDIN, 2007).....	44
Figura 2.17 - Curvas momento vs. rotação das ligações mistas investigadas (DE NARDIN, 2007).....	44
Figura 2.18 - Esquema de ensaio e tipos de conectores no pilar preenchido (FARIAS, 2008)	46
Figura 2.19 - Detalhes da ligação (KATAOKA, 2011).....	47
Figura 2.20 - Modelo bidimensional em elementos finitos (KATAOKA, 2011).....	47
Figura 2.21 - Detalhes da ligação (adaptado de DESSOUKI, YOUSEF E FAWZY, 2014) ...	48
Figura 2.22 - Tensões para os modelos numéricos (DESSOUKI, YOUSEF E FAWZY, 2014) .....	49
Figura 2.23 - Viga mista com conectores de cisalhamento removíveis (adaptado de ATAEI, BRADFORD e VALIPOUR, 2015) .....	49
Figura 3.1 - Modelo físico cruciforme (DE NARDIN, 2007).....	51
Figura 3.2 - Detalhes do perfil de aço do pilar misto (DE NARDIN, 2007).....	52
Figura 3.3 - Detalhes da viga mista (DE NARDIN, 2007).....	52
Figura 3.4 - Armadura negativa (DE NARDIN, 2007) .....	53
Figura 3.5 - Armadura positiva (DE NARDIN, 2007) .....	54
Figura 3.6 - Detalhes da chapa passante (DE NARDIN, 2007) .....	54
Figura 3.7 - Posição dos transdutores de deslocamento (DE NARDIN, 2007).....	56
Figura 3.8 - Instrumentação na região da ligação (DE NARDIN, 2007) .....	56
Figura 3.9 - Aplicação dos carregamentos (DE NARDIN, 2007).....	57
Figura 3.10 - Elemento <i>Shell181</i> (ANSYS, 2011) .....	59
Figura 3.11 - Elemento <i>Solid65</i> (ANSYS, 2011) .....	59
Figura 3.12 - Elemento <i>Beam189</i> (ANSYS, 2011) .....	60
Figura 3.13 - Elemento <i>Conta173</i> (ANSYS, 2011).....	60
Figura 3.14 - Elemento <i>Target170</i> (ANSYS, 2011).....	61

Figura 3.15 - Geometria do modelo numérico .....	62
Figura 3.16 - Desenho esquemático para determinação da taxa de armadura negativa .....	62
Figura 3.17 - Relação constitutiva do material aço para os perfis e chapa.....	63
Figura 3.18 - Relação constitutiva do material aço para os parafusos e conectores.....	64
Figura 3.19 - Relação constitutiva do material aço para as armaduras .....	64
Figura 3.20 - Curvas do material aço .....	65
Figura 3.21 - Relação tensão-deformação do concreto (Eurocode 2 Parte 1-1, 2004).....	66
Figura 3.22 - Malha de elementos finitos em diversos componentes da ligação mista.....	70
Figura 3.23 - Apresentação geral dos elementos do modelo .....	70
Figura 3.24 - Acoplamentos e restrição na base do pilar misto.....	72
Figura 3.25 - Condição de simetria e carregamento .....	73
Figura 3.26 - Superfície de contato .....	74
Figura 4.1 - Curvas força vs. deslocamento: modelos físico e numérico de validação .....	78
Figura 4.2 - Configuração deformada .....	79
Figura 4.3 - Representação esquemática para determinação das rotações .....	79
Figura 4.4 - Curvas momento vs. rotação: modelos físico e numérico de validação .....	80
Figura 4.5 - Distribuição das fissuras para 25% do carregamento .....	82
Figura 4.6 - Distribuição das fissuras para 50% do carregamento .....	82
Figura 4.7 - Distribuição das fissuras para 100% do carregamento .....	83
Figura 4.8 - Distribuição das fissuras no modelo experimental (DE NARDIN, 2007).....	83
Figura 4.9 - Classificação quanto à rigidez - modelo físico e numérico de validação .....	85
Figura 4.10 - Curvas momento vs. rotação: influência das taxas de armadura .....	87
Figura 4.11 - Influência da taxa da armadura negativa da laje.....	88
Figura 4.12 - Curvas momento vs. rotação: perfil padronizado da viga mista .....	90
Figura 4.13 - Curvas momento vs. rotação: influência da altura da viga mista .....	91
Figura 4.14 - Influência da altura do perfil da viga mista .....	92

Figura 4.15 - Curvas momento vs. rotação: influência da espessura da alma da viga mista....	94
Figura 4.16 - Influência da espessura da alma do perfil da viga mista.....	95
Figura 4.17 - Curvas momento vs. rotação: influência do diâmetro dos parafusos, $t_w = 6,3$ mm .....	97
Figura 4.18 - Curvas momento vs. rotação: Espessuras da alma, parafuso diâmetro de 19 mm .....	97
Figura 4.19 - Curvas momento vs. rotação: influência do diâmetro dos parafusos, $t_w = 12,5$ mm .....	98
Figura 4.20 - Influência do diâmetro dos parafusos .....	99
Figura 4.21 - Curvas momento vs. rotação: influência da altura da laje .....	101
Figura 4.22 - Influência da altura da laje.....	102
Figura 4.23 - Detalhes da ligação para variação da chapa passante, cotas em <i>mm</i> .....	104
Figura 4.24 - Curvas momento vs. rotação: influência da altura da chapa passante .....	105
Figura 4.25 - Influência da altura da chapa passante.....	106
Figura 4.26 - Curvas tensão vs. deformação dos concretos.....	108
Figura 4.27 - Curvas momento vs. rotação: influência da resistência do concreto .....	109
Figura 4.28 - Influência da resistência do concreto.....	110
Figura 4.29 - Curvas momento vs. rotação: influência da resistência do aço .....	112
Figura 4.30 - Influência da resistência do aço .....	113
Figura 4.31 - Variações percentuais do momento máximo .....	117
Figura 4.32 - Variações percentuais da rigidez inicial .....	118

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Propriedades dos materiais (adaptado de DE NARDIN, 2007) .....	55
Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do aço - Perfis e chapa .....	66
Tabela 3.3 - Propriedades do concreto .....	68
Tabela 4.1 - Valores máximos experimentais e da análise numérica .....	80
Tabela 4.2 - Valores de momento, rotação e rigidez inicial .....	81
Tabela 4.3 - Classificação das ligações quanto à rigidez (ABNT NBR 8800:2008) .....	84
Tabela 4.4 - Classificação quanto à rigidez - modelo físico e numérico de validação.....	85
Tabela 4.5 - Classificação quanto à resistência - modelo físico e numérico de validação .....	86
Tabela 4.6 - Influência da taxa de armadura negativa da laje .....	87
Tabela 4.7 - Classificação quanto à rigidez - taxas de armadura .....	88
Tabela 4.8 - Classificação quanto à resistência - taxas de armadura.....	89
Tabela 4.9 - Influência da altura do perfil da viga mista.....	91
Tabela 4.10 - Classificação quanto à rigidez – altura do perfil da viga mista.....	92
Tabela 4.11 - Classificação quanto à resistência - altura do perfil da viga mista.....	93
Tabela 4.12 - Influência da espessura da alma do perfil da viga mista .....	94
Tabela 4.13 - Classificação quanto à rigidez - espessura da alma do perfil da viga mista.....	95
Tabela 4.14 - Classificação quanto à resistência - espessura da alma da viga mista.....	96
Tabela 4.15 - Influência do diâmetro dos parafusos.....	98
Tabela 4.16 - Classificação quanto à rigidez - diâmetro dos parafusos .....	100
Tabela 4.17 - Classificação quanto à resistência - diâmetro dos parafusos.....	100
Tabela 4.18 - Influência da altura da laje de concreto.....	101
Tabela 4.19 - Classificação quanto à rigidez - altura da laje.....	102
Tabela 4.20 - Classificação quanto à resistência - altura da laje .....	103
Tabela 4.21 - Influência da altura da chapa passante .....	105

Tabela 4.22 - Comparativo entre altura do perfil I e altura da chapa passante .....	107
Tabela 4.23 - Classificação quanto à rigidez - altura da chapa passante.....	107
Tabela 4.24 - Classificação quanto à resistência - altura da chapa passante .....	108
Tabela 4.25 - Influência da resistência do concreto .....	109
Tabela 4.26 - Classificação quanto à rigidez - resistência do concreto.....	110
Tabela 4.27 - Classificação quanto à resistência - resistência do concreto .....	111
Tabela 4.28 - Propriedades físicas dos aços analisados.....	111
Tabela 4.29 - Influência da resistência do aço.....	112
Tabela 4.30 - Classificação quanto à rigidez - resistência do aço .....	113
Tabela 4.31 - Classificação quanto à resistência - resistência do aço .....	114
Tabela 4.32 - Principais parâmetros e resultados da análise paramétrica .....	114
Tabela 4.33 - Parâmetros e momento resistente das ligações analisadas .....	119

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
1.1	ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO .....	17
1.2	LIGAÇÕES MISTAS ENTRE ELEMENTOS DE AÇO E CONCRETO .....	21
1.3	JUSTIFICATIVAS .....	24
1.4	OBJETIVOS.....	25
1.5	METODOLOGIA .....	26
1.6	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	27
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>28</b>
2.1	LIGAÇÃO MISTA E PILARES DE AÇO .....	28
2.2	LIGAÇÃO MISTA E PILARES MISTOS .....	39
<b>3</b>	<b>MODELAGEM NUMÉRICA .....</b>	<b>51</b>
3.1	MODELO FÍSICO ENSAIADO POR DE NARDIN (2007) .....	51
3.1.1	<i>Componentes da ligação .....</i>	<i>51</i>
3.1.2	<i>Instrumentação .....</i>	<i>55</i>
3.1.3	<i>Esquema do ensaio .....</i>	<i>56</i>
3.2	MODELO NUMÉRICO .....	57
3.2.1	<i>Considerações iniciais.....</i>	<i>57</i>
3.2.2	<i>Elementos finitos .....</i>	<i>58</i>
3.2.3	<i>Geometria do modelo numérico .....</i>	<i>61</i>
3.2.4	<i>Relações constitutivas .....</i>	<i>63</i>
3.2.5	<i>Malha de elementos finitos .....</i>	<i>68</i>
3.2.6	<i>Restrições de movimento (acoplamentos e vinculações).....</i>	<i>71</i>
3.2.7	<i>Superfície de contato .....</i>	<i>73</i>
3.2.8	<i>Forças aplicadas .....</i>	<i>74</i>
3.2.9	<i>Considerações .....</i>	<i>75</i>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>77</b>
4.1	VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....	77
4.2	ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	86
4.2.1	<i>Taxas de armadura negativa .....</i>	<i>86</i>

4.2.2	<i>Perfil de aço da viga mista</i> .....	89
4.2.3	<i>Diâmetro dos parafusos</i> .....	96
4.2.4	<i>Altura da laje</i> .....	100
4.2.5	<i>Altura da chapa passante</i> .....	103
4.2.6	<i>Resistência do concreto</i> .....	108
4.2.7	<i>Resistência do aço</i> .....	111
4.3	ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS.....	114
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>121</b>
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	122
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>124</b>
	<b>APÊNDICE</b> .....	<b>128</b>
	<b>ANEXO</b> .....	<b>153</b>



# 1 INTRODUÇÃO

Atualmente, algumas das principais preocupações no âmbito da construção civil estão voltadas para as questões do desenvolvimento de novos materiais, produtividade em canteiros de obras e aspectos relacionados à sustentabilidade e comportamento estrutural. Aliado a esses fatores tem-se a preocupação em utilizar sistemas estruturais e construtivos que resultem edifícios que conciliem todas essas temáticas mencionadas, respeitando as questões ambientais, aspectos produtivos e econômicos, arquitetônicos e estruturais. Uma forma de reunir diversos destes aspectos mencionados é o uso de elementos mistos de aço e concreto que, em linhas gerais, permitem utilizar os materiais aço e concreto de forma bastante eficiente, acelerar o processo construtivo com redução no consumo de materiais e mão de obra e, sobretudo, da geração de entulhos como resíduos de formas e de componentes.

O sistema misto de aço e concreto compreende a união de aspectos positivos dos materiais de maior utilização na construção civil, naturalmente buscando minimizar os pontos fracos de cada um destes materiais. Assim, um elemento misto de aço e concreto é caracterizado pela presença, no mesmo elemento, do material concreto, do aço na forma de perfis e de elementos para promover o comportamento conjunto. Portanto, o perfil de aço e o concreto são racionalmente dispostos de modo a constituir a seção transversal de um determinado elemento estrutural que pode ser uma laje, uma viga ou um pilar misto.

As qualidades de ambos os materiais são bem conhecidas, em diferentes situações, porém quando complementares podem gerar elementos com diversas vantagens e com minimização das características menos favoráveis à utilização estrutural isolada. O concreto apresenta grande capacidade frente à compressão, enquanto o aço à tração. Tem-se ainda, a proteção aos elementos de aço que é promovida pela presença do concreto como, por exemplo, contra a corrosão e temperaturas elevadas. Estes dois aspectos foram responsáveis pelo surgimento dos elementos mistos de aço e concreto. Vale destacar também a possibilidade de dispensar formas e escoramentos, a redução do consumo de aço, o aumento da precisão dimensional da construção em geral, uma vez que ao utilizar componentes industrializados como o perfil de aço, aumenta-se o grau de industrialização de todo o processo. Ao elemento misto de aço e concreto resultante pode-se também atribuir vantagens com relação às questões de

produtividade e gerenciamento das obras, tendo em vista as diminuições de prazos e custos que esse sistema agrega ao processo construtivo das edificações.

Diversas são as propriedades que possibilitam que os materiais aço e concreto trabalhem de forma conjunta. Segundo Queiroz, Pimenta e Mata (2001) diz-se que essa interação pode se dar mecanicamente (por meio de conectores, saliências, mossas, entre outros), por atrito, ou até mesmo unicamente por aderência. A escolha da melhor forma de promover o comportamento conjunto aço-concreto nos elementos mistos irá depender do tipo de elemento e das solicitações a que este está sujeito.

Embora o uso de elementos mistos de aço e concreto em nível mundial já esteja bastante consolidado, observa-se, no que se refere à ligação entre os elementos estruturais, carências bastante nítidas como, por exemplo, quando se pensa na ligação entre pilares mistos e vigas também mistas. Em relação ao Brasil, os estudos são bastante escassos ainda e, embora tenham sofrido um grande avanço nas duas últimas décadas, ainda há um longo caminho a percorrer.

A seguir, são apresentadas as principais características de cada um dos principais elementos mistos de aço e concreto, com ênfase àqueles que serão abordados no presente estudo.

## **1.1 ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO**

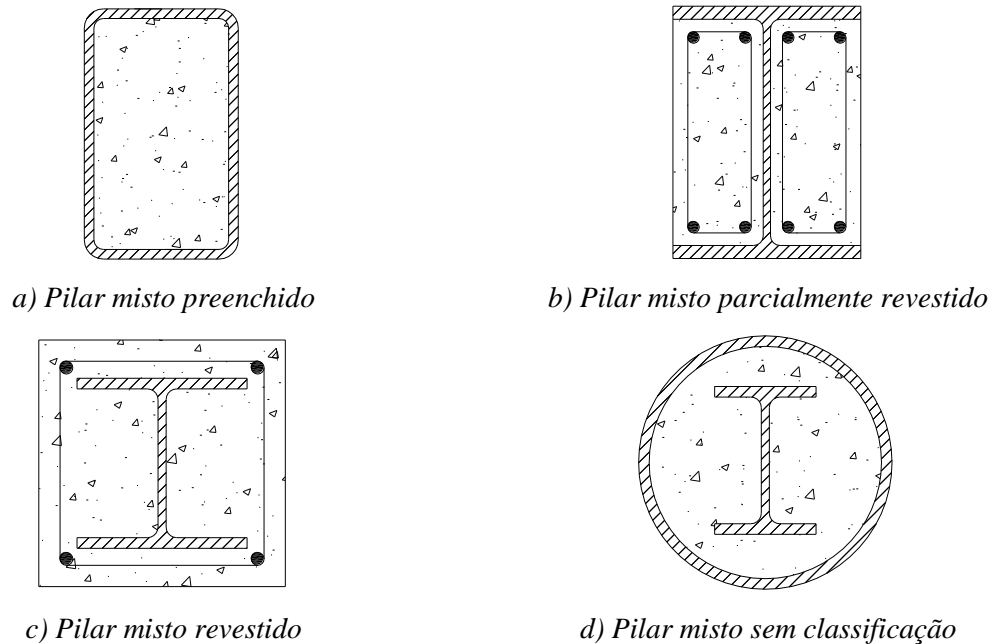
Neste item será feita uma breve descrição das principais características dos elementos estruturais mistos de aço e concreto.

Os principais elementos constituintes dos sistemas mistos de aço e concreto compreendem os pilares mistos, as vigas mistas e as lajes mistas. Os elementos mistos de aço e concreto, no Brasil, são abrangidos no contexto das normalizações pela ABNT NBR 8800:2008 nos anexos O, P, Q e R respectivamente.

As principais tipologias de pilares mistos compreendem os preenchidos, os parcialmente revestidos e os revestidos. Os pilares preenchidos são formados por perfis tubulares aos quais se acrescenta concreto ao seu interior (Figura 1.1a). Os pilares parcialmente revestidos são compostos por um perfil de seção soldada ou laminada tipo I com a presença de concreto somente na região entre as mesas (Figura 1.1b). Já os pilares revestidos apresentam a totalidade do perfil de aço revestido de concreto (Figura 1.1c). Os primeiros elementos mistos que surgiram foram exatamente os pilares revestidos, desenvolvidos tendo em vista a necessidade de proteção do aço contra a corrosão e, posteriormente, contra altas temperaturas. Os pilares preenchidos dispensam armaduras uma vez que o concreto fica envolvido pelo perfil tubular,

já os parcialmente revestidos e revestidos requerem, obrigatoriamente, armaduras longitudinais e transversais. No presente estudo serão estudados detalhes de ligação envolvendo pilares do tipo preenchido.

Alguns exemplos de configurações de pilares mistos podem ser visualizados na Figura 1.1, dando destaque àquelas configurações que não recebem uma classificação específica (Figura 1.1d) em função do posicionamento do perfil e do concreto na seção transversal.

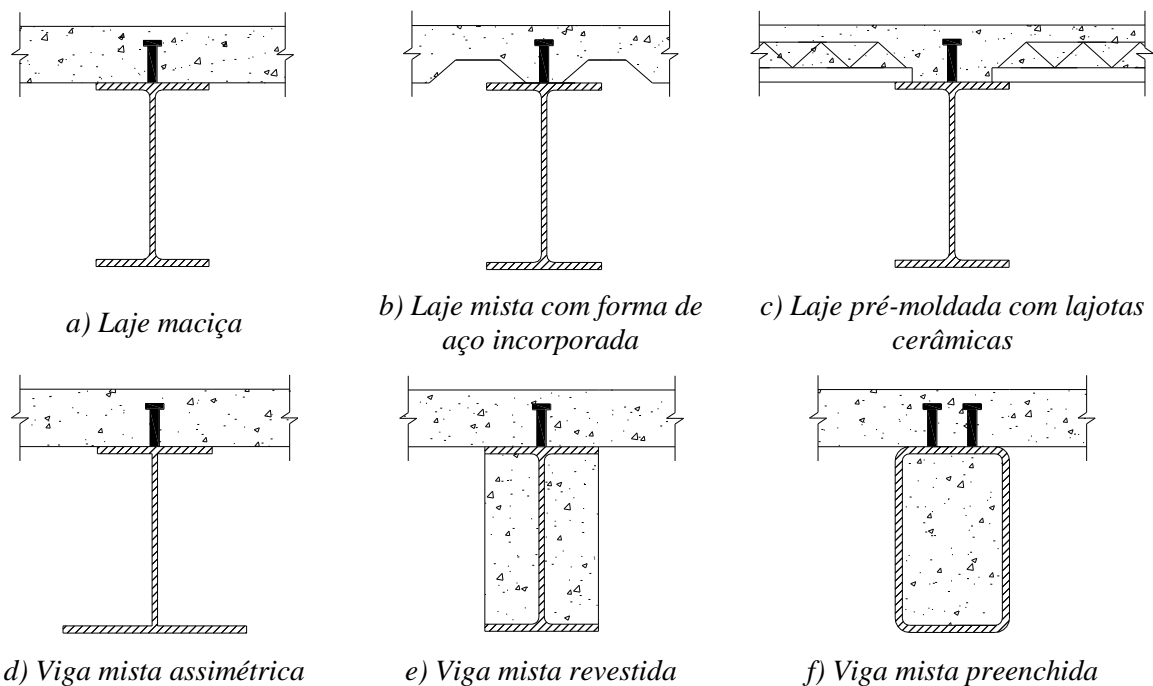


**Figura 1.1 - Exemplos de seções transversais de pilares mistos**

Desejando-se definir uma escala para classificar os pilares mistos quanto aos aspectos construtivos e de comportamento, a dispensa das formas e armaduras possibilitada pelo pilar preenchido o torna, dentre os pilares mistos apresentados na Figura 1.1, o mais interessante do ponto de vista construtivo. Em seguida, vem o pilar parcialmente revestido que pode dispensar parte das formas no caso da concretagem no local, ou sua totalidade no caso da pré-fabricação. Já o pilar revestido, embora tenha sido o primeiro a surgir, traz algumas dificuldades de execução, pois requer formas e armaduras, além das dificuldades de ligação deste com os demais elementos estruturais.

As vigas mistas normalmente utilizadas são aquelas compostas, geralmente, por perfis tipo I soldado, laminado ou ainda treliçado, conectadas à laje de concreto de modo que ambas participem da transmissão dos esforços. As lajes associadas ao perfil de aço podem ser maciças (Figura 1.2a), mistas com forma de aço incorporada (Figura 1.2b) ou pré-moldada com vigotas em concreto e lajotas cerâmicas (Figura 1.2c). Estas vigas são normalizadas pela ABNT NBR

8800:2008 e por normas estrangeiras como o Eurocode 4 Parte 1-1 (2004), tendo todo seu procedimento de cálculo/verificação já incluído nestas normas técnicas.

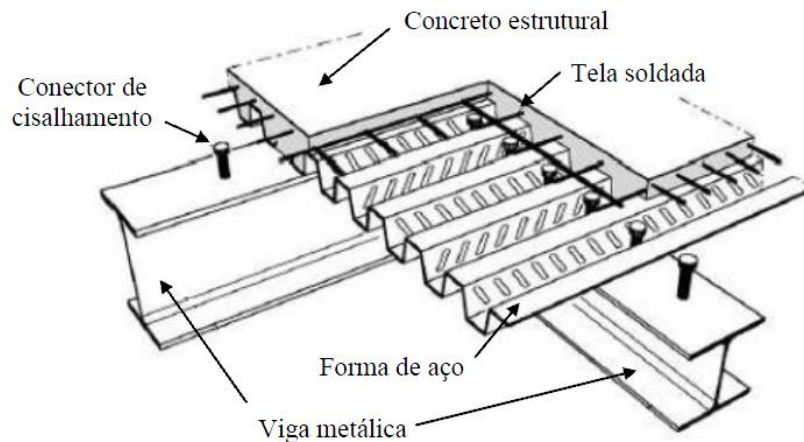


**Figura 1.2 - Exemplos de seções de vigas mistas**

Por meio da aplicação de conectores de cisalhamento, eletrofundidos, no perfil de aço, promove-se a interação entre os elementos de aço e de concreto na viga mista. Existem diversas tipologias de vigas mistas tanto pelas posições e tipos de lajes e conectores como pelo tipo de elemento de aço utilizado. Tem-se ainda diversos outros exemplos de seções transversais de vigas mistas formadas por perfis soldado, laminado, assimétricos (Figura 1.2d), revestidos (Figura 1.2e) e preenchidos (Figura 1.2f), conectados a uma laje em concreto armado moldada no local, e lajes mistas com forma de aço incorporada, por meio de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.

Na constituição das vigas mistas de aço e concreto pode ser utilizada a laje mista, também denominada de laje com forma de aço incorporada, na qual, após o endurecimento, o concreto trabalha estruturalmente de modo conjunto com a forma de aço e essa funciona como parte ou como toda a armadura de tração da laje. Na fase inicial, ou seja, com a resistência do concreto à compressão especificada inferior a 75%, a forma de aço resiste às ações permanentes e a sobrecarga de construção isoladamente (ABNT NBR 8800:2008). As lajes mistas trazem uma série de vantagens ao processo construtivo das edificações que delas fazem uso. Entre elas podem-se citar as questões de segurança e limpeza relacionados com a eliminação de serviços de formas, como é o caso das lajes mistas com forma trapezoidal incorporada (Figura 1.3). Há

também a possibilidade de dispensa total de escoramentos ou da utilização de algumas poucas linhas de escoramento.

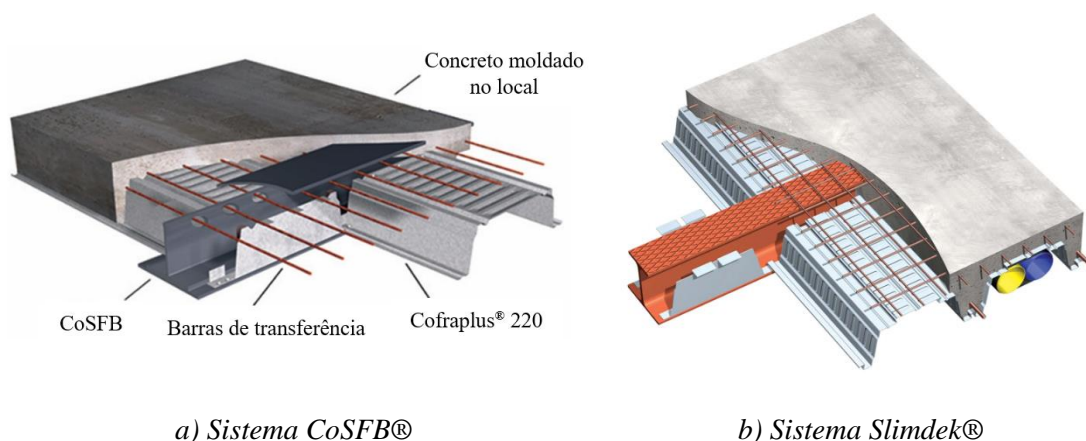


**Figura 1.3 - Exemplo de laje mista com forma de aço incorporada trapezoidal (CONCEIÇÃO, 2011)**

Outra opção de sistema de piso misto é o que denominamos piso misto de pequena altura que, desde a década de 1970, tem se tornado objeto de estudo. Tal piso compreende, de maneira simplificada, uma nova concepção de disposição dos elementos viga mista e laje mista no pavimento da edificação.

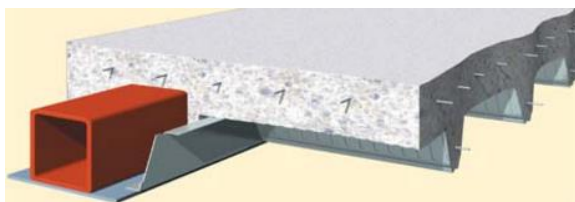
Neste caso, a laje é apoiada diretamente na mesa inferior do perfil de aço da viga, fazendo com que a altura total do pavimento seja equivalente à altura do perfil de aço da viga. Para isso, também é necessária uma nova distribuição dos conectores de cisalhamento, que podem estar dispostos no perfil da viga, seja nas mesas ou mesmo na alma (DE NARDIN, 2007).

A Figura 1.4 apresenta alguns dos tipos mais usuais de pisos mistos de pequena altura encontrados no mercado, destacando que a maioria deles constitui sistemas patenteados e, portanto, são disponibilizados pelos respectivos fabricantes.

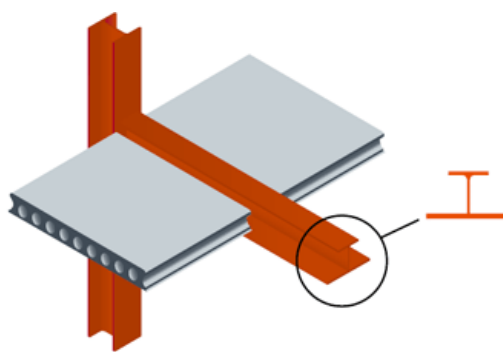


*a) Sistema CoSFB®*

*b) Sistema Slimdek®*



c) Sistema Slimdek® com viga retangular



d) Sistema IFB® com lajes protendidas

**Figura 1.4 - Sistemas de pisos de pequena altura (Fontes: (a, d) ARCELORMITTAL; (b) STEELCONSTRUCTION; (c) TATASTEEL)**

Uma vez apresentados os diversos tipos de elementos mistos de aço e concreto, vale ressaltar que no presente estudo será dada ênfase às ligações mistas entre viga mista e pilar misto, o qual é o objeto de estudo para o desenvolvimento da pesquisa. Assim, no item seguinte, são discutidos os principais aspectos das ligações mistas de aço e concreto, as quais são fruto da contribuição da armadura negativa da laje para a transmissão de momento fletor.

## 1.2 LIGAÇÕES MISTAS ENTRE ELEMENTOS DE AÇO E CONCRETO

Em uma análise estrutural tem-se simplificada que os elementos são individualizados em termos de barras interligadas. Assim, para a constituição da estrutura como um todo é necessária a ligação desses elementos. Essa ligação é representada nos modelos matemáticos, usualmente, por meio de nós ou pontos nodais, que podem ser caracterizados de diferentes formas. O comportamento dessas ligações entre os elementos estruturais tem considerável influência na distribuição dos esforços e na estabilidade global da estrutura como um todo.

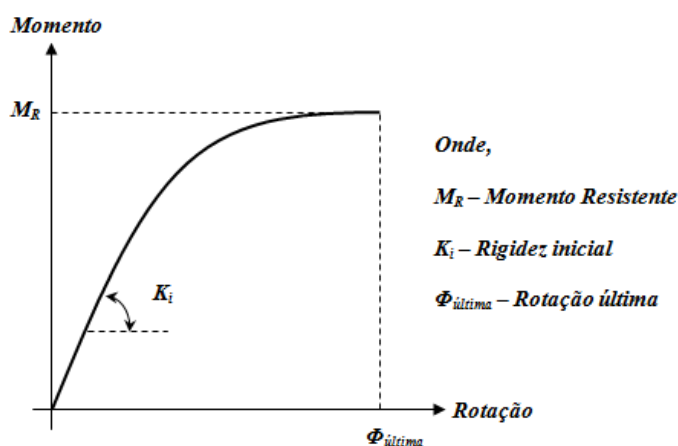
Diferentemente do que ocorre nas estruturas em concreto armado moldado no local, que as ligações entre os elementos estruturais são monolíticas, nas estruturas pré-fabricadas a ligação entre os seus componentes se constitui um ponto importante para avaliar a distribuição dos esforços provenientes das ações aplicadas. Assim, em qualquer sistema estrutural que envolva a pré-fabricação, ainda que parcial, faz-se necessário definir o detalhe de ligação entre os elementos e conhecer como os esforços irão ser transmitidos entre os componentes da ligação e, posteriormente, entre os elementos.

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, uma ligação é considerada mista quando a laje em concreto armado participa de forma efetiva da transmissão dos esforços de momento fletor de uma viga

mista para um pilar ou para outra viga mista. Devido à consideração da laje em concreto armado, mais efetivamente da armadura negativa nela presente, tem-se que as ligações mistas têm maior capacidade resistente e são mais rígidas quando comparadas com as ligações de aço sem a participação da laje. Assim, quantificar a contribuição da laje significa buscar um equilíbrio entre economia e eficiência estrutural (FIGUEIREDO e GONÇALVES, 2007).

A análise dos principais parâmetros associados ao comportamento das ligações e, especificamente, ao comportamento das ligações mistas, tais como rigidez inicial, capacidade resistente e capacidade rotacional, é usualmente expressa em termos de curvas momento *vs.* rotação (Figura 1.5). Destas curvas é possível extrair valores de momento resistente e rigidez inicial.

Apesar disso, Figueiredo e Gonçalves (2007) ressaltam que classificações realizadas a partir das curvas momento *vs.* rotação podem sofrer variações tanto de autores como de textos normativos, que estabelecem critérios e parâmetros diferenciados de abordagem e distintos limites, sobretudo para a definição da rigidez inicial.



**Figura 1.5 - Comportamento momento-rotação da ligação**

A curva momento *vs.* rotação esquematicamente apresentada na Figura 1.5 pode ser obtida a partir de ensaios em modelos físicos ou a partir de modelagens em elementos finitos realizadas em pacotes computacionais utilizando modelos numéricos. Em função do comportamento momento *vs.* rotação apresentado pela ligação, esta pode ser classificada quanto à rigidez em: ligações rígidas, flexíveis e semirrígidas (Figura 1.6). Tomando uma rótula perfeita como referência, definem-se ligações rígidas como sendo aquelas que apresentam restrição à rotação acima de 90%, já as flexíveis permitem 80% da rotação de uma rótula perfeita e as semirrígidas apresentam valores intermediários entre 20% e 90% da rotação de referência.

Quanto à capacidade resistente, as ligações podem ser classificadas como sendo de resistência total quando apresentam resistência superior aos elementos conectados e com resistência parcial nos casos em que a resistência é inferior aos elementos conectados.

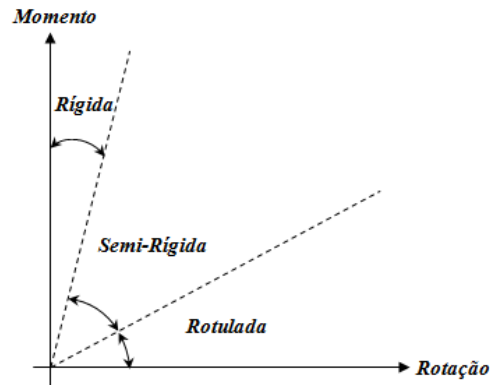


Figura 1.6 - Classificações quanto à rigidez da ligação

Uma curva momento vs. rotação (Figura 1.7) permite definir quatro trechos representativos do comportamento das ligações mistas de aço e concreto: elástico sem fissuras, elástico com fissuras, inelástico e plástico (COST C1, 1996). Aqui é importante frisar que estas curvas foram obtidas para ligações mistas envolvendo vigas mistas e pilares de aço.

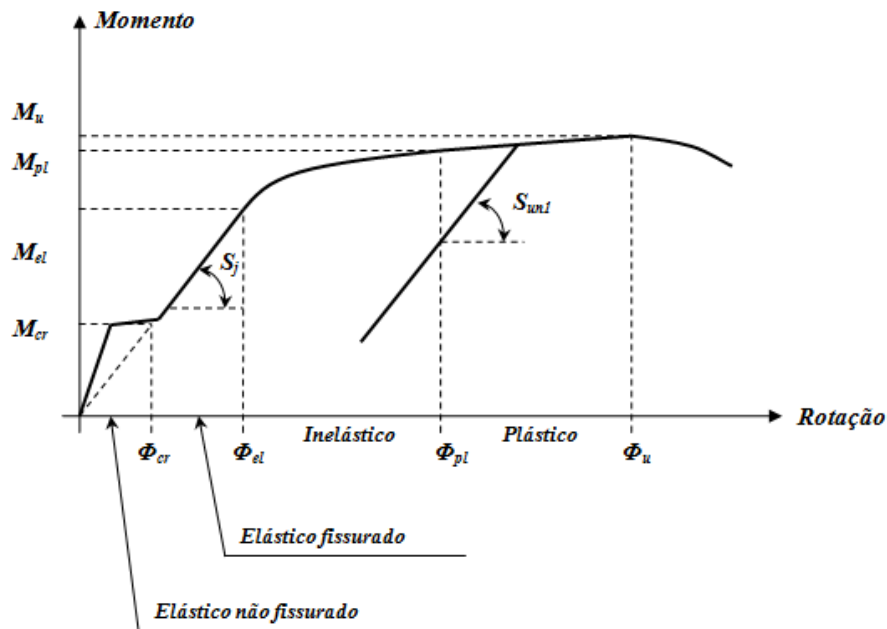


Figura 1.7 - Comportamento de uma ligação mista (adaptado de COST C1, 1996)

O primeiro trecho, denominado elástico sem fissuras, é limitado pela resistência do concreto à tração, bem como pela taxa de armadura da laje. Apesar do valor do momento de fissuração  $M_{cr}$  ser baixo, observa-se uma elevada rigidez nesta parte inicial da curva (Figura 1.7). No segundo trecho, elástico com fissuras, há fissuração do concreto, o que leva a uma redução na



rigidez para esta região da curva. Essa redução depende da resistência do concreto, assim como da interação entre as armaduras e o concreto, da taxa e da resistência ao escoamento das armaduras. A terceira parte da curva representa o trecho inelástico no qual se observa grande perda de rigidez devido ao escoamento de componentes de aço da ligação como armaduras, seções de aço, elementos da ligação, escorregamento na ligação parafusada ou na interface entre aço e concreto e mudanças na interação entre os componentes da ligação.

E, finalmente, o trecho plástico, que apresenta deformações plásticas dos componentes da ligação, assim como a possibilidade de instabilidades locais. Este trecho é caracterizado pela definição dos valores do momento último e da capacidade rotacional, as quais dependem do mecanismo de falha da ligação.

As ligações mistas em geral apresentam os quatro trechos mostrados na Figura 1.7, mas a extensão e o momento correspondente a cada trecho dependem de diversos fatores geométricos e de resistência dos componentes. Como dito anteriormente, os estudos relativos às ligações mistas costumam envolver vigas mistas e pilares em aço. O presente estudo contempla a investigação de ligações mistas com pilares mistos de aço e concreto. A seguir, são apresentados os principais fatores que justificam e delimitam o presente estudo.

### **1.3 JUSTIFICATIVAS**

Algumas questões relacionadas ao desenvolvimento de estudos na mesma temática fundamentam a realização deste trabalho. Verifica-se que para a realização de estudos de ligações mistas viga-pilar muitas vezes faz-se uso de estudos experimentais em laboratório e estes resultados experimentais são contemplados por análises numéricas posteriores. Porém, existe uma série de dificuldades para a realização de ensaios em escala real, tanto pela complexidade da confecção e montagem dos modelos, como pelo elevado custo associado e pelo tempo demandado para a confecção do modelo e realização do ensaio propriamente dito. Atualmente, com os avanços dos programas computacionais e de representação matemática do comportamento dos materiais via modelos constitutivos, a modelagem numérica pode ser uma excelente ferramenta para complementar e desenvolver novos estudos envolvendo as ligações mistas.

Assim, pode-se dizer que a utilização de modelos computacionais capazes de representar as ligações consiste em uma excelente ferramenta para diversos tipos de análise. As análises paramétricas (estudo de variáveis pré-estabelecidas), geradas a partir de modelos computacionais confeccionados em programas de elementos finitos, justificam-se pelo fato de

possibilitar, se não a eliminação, mas a redução da complexidade de ensaios laboratoriais comumente custosos e dispendiosos para as pesquisas, além de permitir ampliações de investigações sobre o tema. Naturalmente, a modelagem numérica é empregada com dois propósitos bastante claros: avaliar o comportamento local e global da ligação, identificando modos de falha e, com base nestes modos de falha, estimar a capacidade resistente da ligação.

Outra forma de estimar a capacidade resistente de uma ligação é recorrer a modelos analíticos. Neste sentido, o Anexo R da ABNT NBR 8800:2008 apresenta procedimentos válidos para três tipos de ligações mistas ditas pré-qualificadas, a saber: ligação com chapa de extremidade, com cantoneiras parafusadas na alma e mesa inferior da viga, e com cantoneira parafusada na mesa inferior. Ligações com geometria e componentes diferentes dos apresentados na norma brasileira requerem que novos modelos analíticos sejam desenvolvidos ou adaptados. Este fato justifica amplamente a realização de estudos como o aqui proposto, cabendo ressaltar que os detalhes de ligação mencionados a pouco não contemplam os pilares mistos.

Essas limitações nos modelos analíticos normativos também justificam o desenvolvimento de pesquisas que contemplem detalhes de ligações que não são encontrados nos códigos de projeto, mas que apresentam condições favoráveis à utilização nas edificações. Neste contexto, está inserido o detalhe que será investigado no presente trabalho e que não possui recomendações normativas para previsão da capacidade resistente uma vez que não se trata de um detalhe pré-qualificado.

Portanto, justificam a realização deste estudo: 1) a disponibilidade de resultados experimentais que podem ser utilizados para validar modelos numéricos e, com isso, ampliar sua aplicação; 2) a quase inexistência de detalhes pré-qualificados e de estudos científicos contemplando as ligações mistas entre vigas mistas e pilares mistos do tipo preenchido e; 3) a utilização de ferramentas de custo relativamente baixo em comparação com o custo de ensaios em modelos físicos como metodologia para estudar ligações mistas.

#### **1.4 OBJETIVOS**

O principal objetivo deste estudo é desenvolver um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos para representar a ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante, já analisada experimentalmente e com resultados disponíveis na literatura técnica. A partir deste objetivo geral, definem-se objetivos de caráter mais específico, listados a seguir:

1. Avaliar a influência da modelagem das interfaces aço-concreto na representatividade do modelo numérico;
2. Classificar as ligações mistas através dos parâmetros de comportamento envolvidos, tais como, rigidez e resistência;
3. Realizar análises paramétricas visando estender os resultados experimentais e outras dimensões dos elementos e resistências dos materiais componentes.

Para atingir os objetivos aqui descritos, foi utilizada a metodologia a seguir.

## 1.5 METODOLOGIA

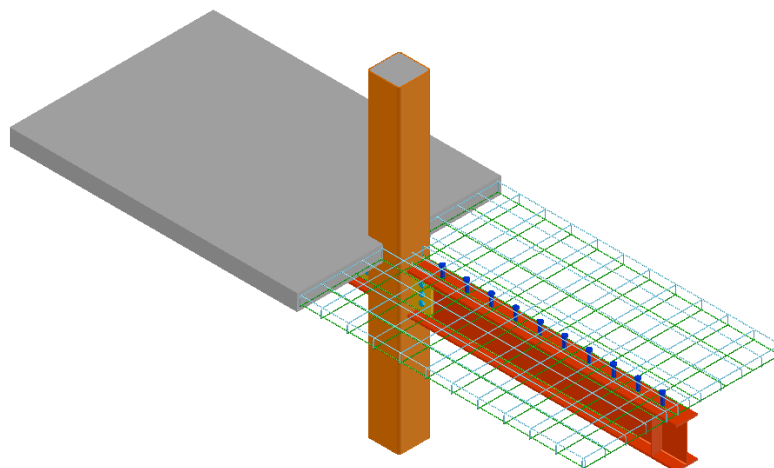
Para atingir os objetivos geral e específico que norteiam este estudo, será utilizada a metodologia descrita a seguir.

### 1. *Revisão bibliográfica*

Na revisão bibliográfica, etapa imprescindível a qualquer estudo de caráter científico, estudos envolvendo ligações mistas, com ênfase para aquelas que apresentam estudos experimentais aliados a modelagens numéricas foram analisados. Isto tornou possível identificar ferramentas empregadas na modelagem numérica e procedimentos para representação dos componentes da ligação em estudo.

### 2. *Elaboração de modelo numérico*

Para o desenvolvimento da modelagem numérica foi utilizado o pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup> v.14.0 no qual foram construídos modelos numéricos correspondentes ao modelo físico ensaiado por De Nardin (2007) - Figura 1.8. Basicamente, o modelo consiste da ligação mista viga-pilar preenchido, ligação esta feita via chapa passante e parafusos.



**Figura 1.8 - Ligação mista viga-pilar com chapa passante (DE NARDIN, 2007)**

Para a criação e desenvolvimento dos modelos foram avaliados os tipos de elementos finitos que melhor representam os componentes da ligação, além de condições de contorno, tipos e aplicação de carregamentos, as características dos materiais constituintes, a interação dos materiais, considerações das não linearidades físicas, entre outros fatores relacionados ao processo de modelagem computacional.

Após as análises computacionais dos modelos foram realizadas comparações entre os resultados obtidos nos modelos computacionais e nos ensaios físicos visando à validação dos modelos.

### *3. Análises paramétricas*

A validação dos modelos, ou seja, a obtenção de resultados representativos dos encontrados nos ensaios físicos permitiu variações em parâmetros diversos, ou seja, modificações em características geométricas e de resistência dos materiais visando ampliar as análises e avaliar valores não ensaiados. Com isso, as conclusões válidas para os resultados experimentais iniciais podem ser estendidas a outras geometrias, mantendo o mesmo detalhe de ligação.

## **1.6 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação está dividida em 6 capítulos. O primeiro capítulo apresenta uma introdução sobre o tema abordado, assim como as justificativas, os objetivos e a metodologia utilizada na realização do presente estudo. O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica acerca dos principais trabalhos já desenvolvidos sobre o tema ligações mistas. Em seguida tem-se o capítulo 3, 'Modelagem numérica', onde são expostos os principais aspectos relacionados com a construção do modelo numérico. O capítulo 4 apresenta os resultados das análises numéricas, tanto da validação do modelo quanto das parametrizações. E, por fim, no capítulo 5 tem-se as considerações finais, com os principais comentários e conclusões sobre o estudo realizado, além das referências utilizadas no desenvolvimento do estudo, presentes no capítulo 6. Apresentam-se ainda um apêndice contendo as sequências dos comandos necessários para a construção do modelo numérico de validação e um anexo com o procedimento de cálculo simplificado para determinação do momento resistente de vigas mistas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As estruturas mistas de aço e concreto vem sendo estudadas nas últimas décadas em diversas universidades brasileiras e estrangeiras. No Brasil, alguns centros de estudos destacam-se pela produção científica voltada às estruturas mistas. Dentre eles têm-se algumas universidades como, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Universidade Federal de Ouro Preto, Universidade Federal de Minas Gerais, Universidade de São Paulo/Escola de Engenharia de São Carlos e Universidade Federal de São Carlos. No exterior, as estruturas mistas são objeto de estudo em diversos países como Estados Unidos e Canadá, em toda a Europa, Austrália, Japão e outros países da Ásia.

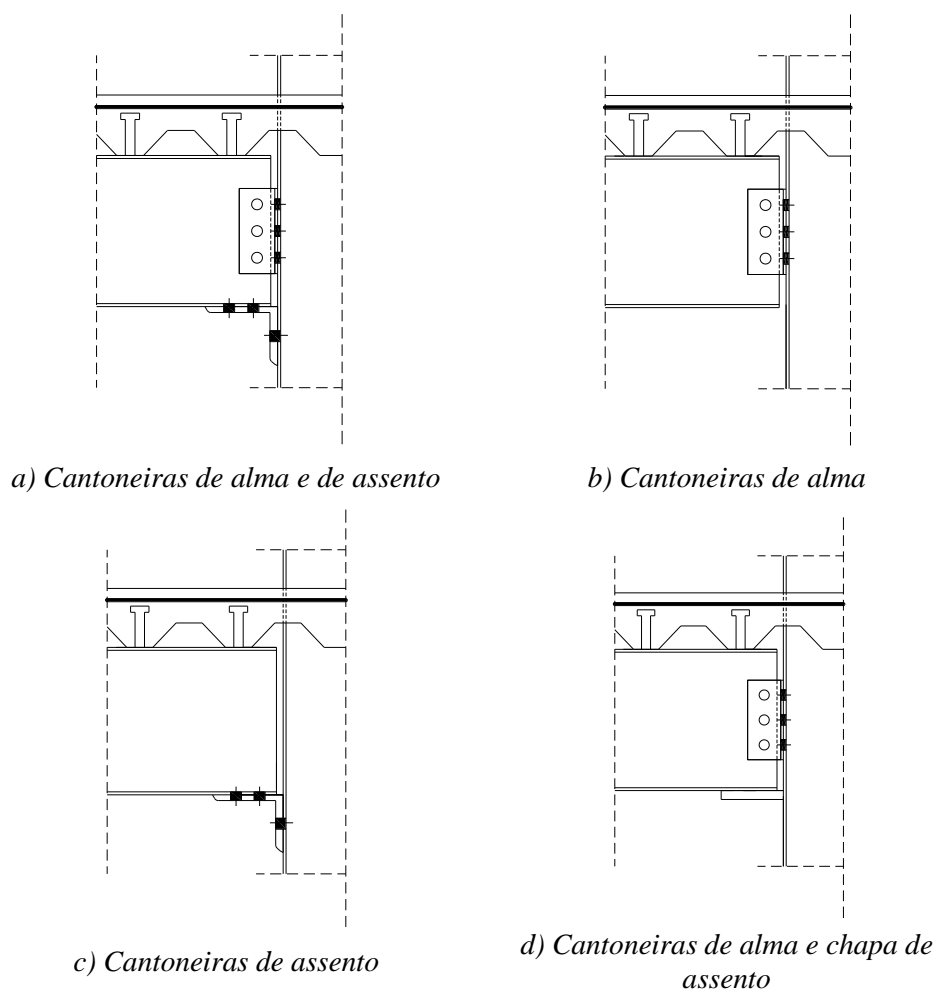
Como já definido no capítulo anterior, considera-se mista a ligação viga-viga ou viga-pilar em que a armadura da laje, posicionada na largura efetiva, contribui na distribuição de momentos fletores. Assim, dentro deste contexto, a revisão bibliográfica foi organizada contemplando as ligações mistas viga-pilar sob duas frentes: 1) a ligação entre viga mista e pilar de aço e 2) a ligação entre viga e pilar, ambos elementos mistos. Esta organização foi necessária tendo em vista o histórico de estudos das ligações mistas, que teve início com a ligação entre pilar de aço e viga mista e evoluiu para a ligação entre elementos mistos. Aqui cabe ressaltar que no tocante à ligação mista entre elementos mistos, muito pouco se tem registrado sobre o tema, apresentando-se como um vasto campo para pesquisas.

### 2.1 LIGAÇÃO MISTA E PILARES DE AÇO

Um dos primeiros e importantes estudos envolvendo as ligações mistas e pilares de aço foi publicado por Leon (1990) no qual se encontram resultados de diversos ensaios experimentais realizados nos Estados Unidos e envolvendo ligações semirrígidas típicas utilizadas regionalmente na época. O estudo de Leon (1990) teve como objetivo apresentar dados relativos ao comportamento de ligações mistas semirrígidas, com base em parâmetros como resistência, ductilidade e rigidez.

Os detalhes de ligação ensaiados envolveram ligação com cantoneiras de alma e de assento (Figura 2.1a), com cantoneiras de alma (Figura 2.1b), apenas com cantoneiras de assento (Figura 2.1c) e com cantoneiras de alma e chapa de assento (Figura 2.1d). Nos ensaios foram considerados modelos cruciformes representativos unicamente da região de ligação viga-pilar

e modelos de pórtico nos quais além da região de ligação, também eram representados pilares e vigas com a intenção de simular um pavimento com três pilares e duas vigas.

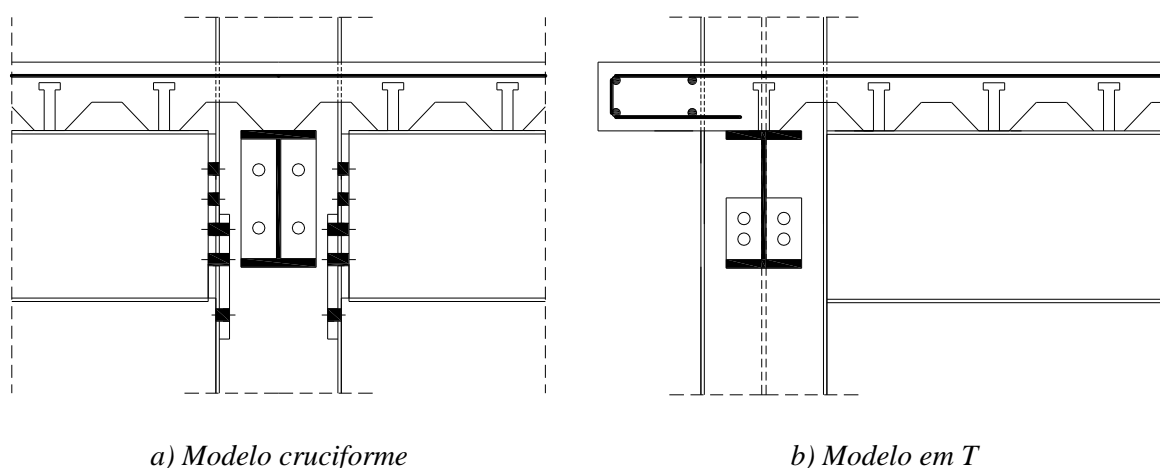


**Figura 2.1 - Detalhes das ligações ensaiadas por Leon (1990)**

Dentre as principais conclusões do amplo estudo de Leon (1990) destacam-se a grande ductilidade e capacidade resistente das ligações ensaiadas devido à presença da armadura negativa da laje. Com base nos resultados experimentais, os detalhes investigados por Leon (1990) foram considerados adequados para a utilização em estruturas sujeitas a ações sísmicas e ações do vento de grande magnitude.

Na sequência do estudo de Leon (1990), resultados experimentais de 20 modelos físicos são publicados, agora contemplando ligações com cantoneira de alma e assento, com chapa de extremidade, com chapa de extremidade parcial, e com chapa de alma (XIAO, CHOO e NETHERCOT, 1994). Nestes casos, todos os modelos de ligação possuíam lajes mistas com forma de aço incorporada. Assim como no estudo anterior, neste também foram avaliados os principais parâmetros que descrevem o comportamento das ligações, ou seja, momento fletor, rigidez e capacidade rotacional.

Os modelos ensaiados foram divididos em dois tipos em função da continuidade da viga. Assim, foram ensaiados modelos de ligação cruciforme (Figura 2.2a) e de ligação em T (Figura 2.2b), caracterizando pilares internos e de extremidade. Os modelos em T foram ensaiados visando avaliar a ancoragem da armadura da laje quando não há continuidade da viga mista para além do pilar.



**Figura 2.2 - Modelos ensaiados por Xiao, Choo e Nethercot (1994)**

Os resultados experimentais de Xiao, Choo e Nethercot (1994) mostraram que o modo de falha foi caracterizado pelo escoamento da armadura combinado com a ruptura de elementos da ligação de aço. Além disso, os valores de rigidez inicial, momento resistente e capacidade rotacional foram influenciados pelo tipo de ligação viga-pilar. Durante a confecção e ensaio dos modelos em T ficou evidente a dificuldade de conceber e executar a ancoragem da armadura nas ligações de extremidade (XIAO, CHOO e NETHERCOT, 1994). Outro aspecto observado foi a influência da posição da chapa de extremidade parcial. Os resultados experimentais mostram que a chapa de extremidade parcial deve estar localizada um ponto o mais próximo da mesa inferior. A presença de enrijecedores nos pilares também foi outro aspecto analisado e concluiu-se que esses não impedem a falha dos pilares, mas atuam de modo a aumentar a capacidade resistente da ligação sem influenciar na capacidade de rotação (XIAO, CHOO e NETHERCOT, 1994). Estudos complementares foram realizados pelos pesquisadores incluindo o desenvolvimento de um modelo analítico para prever o momento resistente de ligações mistas com chapas de extremidade (XIAO, CHOO e NETHERCOT, 1996). A série de resultados experimentais publicados anteriormente por Xiao, Choo e Nethercot (1994), combinada com resultados de outros autores permitiu a validação do modelo analítico proposto por Xiao, Choo e Nethercot (1996).

Ainda em 1996, Li, Nethercot e Choo (1996) realizaram ensaios com modelos físicos e ao todo sete protótipos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade foram ensaiados. Assim como nos estudos anteriores, neste caso também foi considerada laje mista com forma de aço incorporada. A título de investigar a contribuição da armadura da laje, uma ligação essencialmente em aço, sem a presença da laje também foi ensaiada. Dentre os principais objetivos de Li, Nethercot e Choo (1996) destacam-se: avaliar a influência de momentos desbalanceados e da relação entre força cortante e momentos não simétricos no comportamento das ligações mistas. Neste estudo, apenas modelos cruciformes foram investigados. A análise de momentos desbalanceados foi possível a partir da aplicação de carregamentos não simétricos nas extremidades das vigas. A questão do cisalhamento também foi observada em função da variação da posição dos pontos de aplicação das forças nas vigas, variando a relação entre força cortante e momento fletor na ligação mista.

A respeito dos momentos desbalanceados, Li, Nethercot e Choo (1996) observaram que o efeito na capacidade resistente da ligação passa a ser significativo quando a força na armadura é maior que a resistência ao cisalhamento da alma do pilar ou a força no contato entre a laje de concreto e o pilar. Com relação ao cisalhamento, as variações na força cortante aplicada pouco influenciaram no momento resistente das ligações com chapa de extremidade. A exemplo dos autores anteriores citados, Li, Nethercot e Choo (1996) também observaram que as armaduras da laje de concreto proporcionam a maior contribuição para o desempenho e a capacidade resistente das ligações mistas.

Ainda com menos riqueza de detalhes gráficos, porém com questões conceituais determinantes, tem-se o trabalho de Kattner e Crisinel (2000), que realizaram simulações numéricas no pacote computacional *Diana*<sup>®</sup> para representar o comportamento de ligações semirrígidas cruciformes com chapa de extremidade e com cantoneiras de alma. As análises procuraram determinar a rotação relativa entre os eixos do pilar e da viga, representada pela relação de momento vs. rotação da ligação. Assim sendo, Kattner e Crisinel (2000) propuseram um modelo em elementos finitos que permitisse a consideração de todos os componentes da ligação. O modelo desenvolvido era composto de elementos lineares para as vigas, pilares e laje de concreto, e elementos de mola representando os conectores de cisalhamento, a ligação em aço e a interação entre a laje de concreto e o pilar. Aos modelos cruciformes foram aplicadas forças simétricas balanceadas e desbalanceadas. Os resultados numéricos obtidos pelos autores foram bastante expressivos quanto à proximidade com resultados experimentais, principalmente quanto ao comportamento das curvas momento vs. rotação.



A avaliação do comportamento da alma dos pilares quando da aplicação de compressão axial foi objeto de estudo de Tristão (2006). Exemplos de ligações representativas de nós de extremidade foram submetidos a carregamentos tanto monotônicos quanto cíclicos. Os ensaios de Tristão (2006) objetivaram estudar o comportamento da ligação com compressão no pilar e flexão na viga, simultaneamente, avaliando a influência do enrijecedor na alma do pilar e a eficiência do procedimento de ancoragem das barras de armadura. Adicionalmente, foram realizadas modelagens em elementos finitos, com o programa *Ansys*<sup>®</sup>, permitindo análises paramétricas tanto das ligações ensaiadas fisicamente quanto de modelos com chapas de extremidade.

Nos ensaios monotônicos, Tristão (2006) verificou a influência do enrijecedor de alma somente sobre os valores de rigidez inicial, sendo que a diferença entre os valores máximos de rigidez para os modelos com e sem enrijecedores foi pouco significativa. Com relação à força de compressão no pilar, foi observado que esta promoveu uma redução na rigidez inicial quando comparada a modelos sem a força de compressão aplicada ao pilar.

A Figura 2.3 apresenta uma vista resumida do modelo em elementos finitos desenvolvido por Tristão (2006) e nela observam-se os detalhes das chapas de ligações, modeladas com elementos sólidos, inclusive os parafusos. Outro aspecto relevante é a não inclusão do concreto na modelagem da laje, sendo este representado apenas pelas armaduras, apropriadamente vinculadas aos conectores de cisalhamento (Figura 2.3).

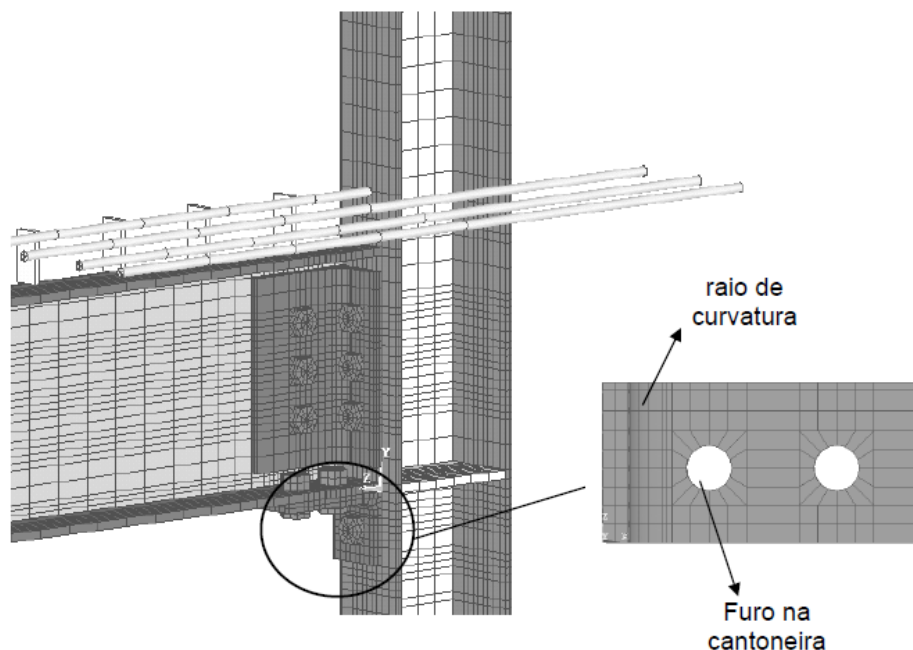
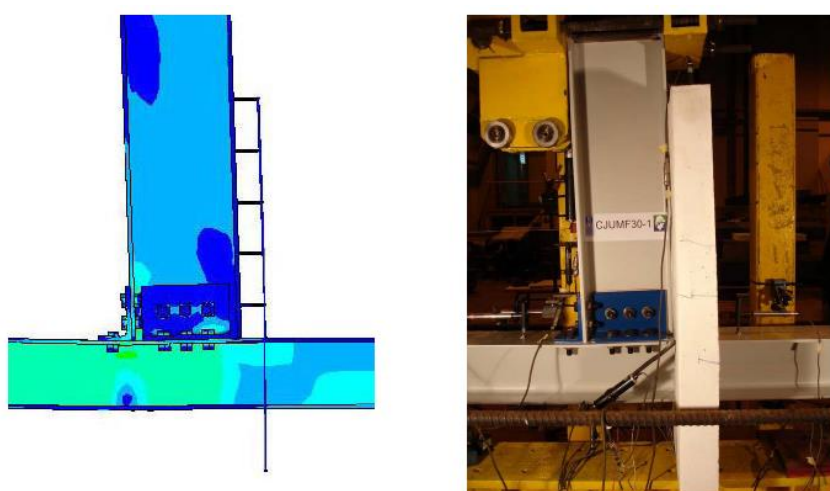


Figura 2.3 - Vista geral do modelo em elementos finitos (TRISTÃO, 2006)

O modelo numérico de Tristão (2006) conseguiu representar adequadamente a configuração final observada no modelo experimental (Figura 2.4). Além disso, o mesmo modelo também mostrou uma boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais para a curva momento *vs.* rotação da ligação. No entanto, Tristão (2006) ressalta que o modelo numérico resultou em ligações com maior rigidez inicial, isto devido à simetria imposta ao modelo.



**Figura 2.4 - Configuração final: modelos numérico e físico (TRISTÃO, 2006)**

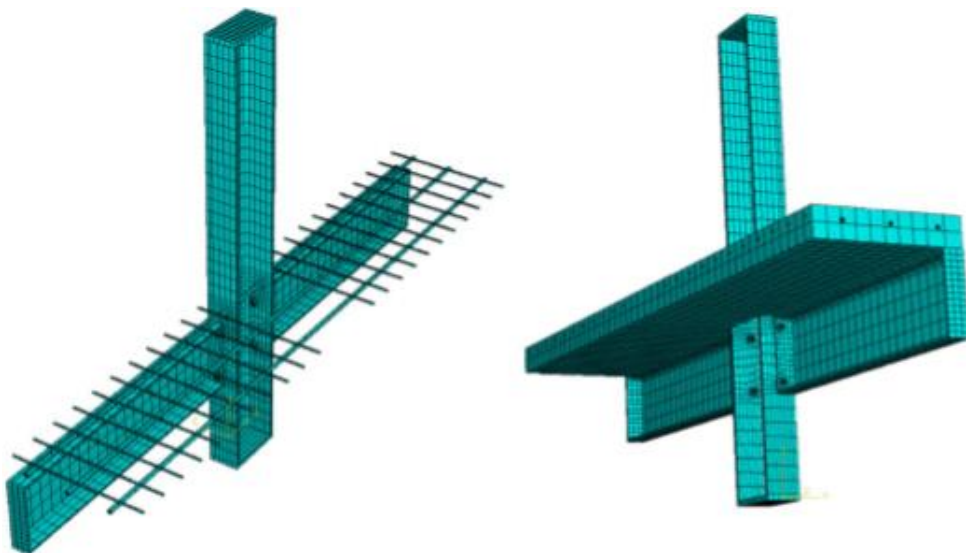
Outro aspecto, também observado, é o momento máximo experimental ser maior que o obtido no modelo numérico, justificado pela não modelagem da laje de concreto, que foi representada somente pelas armaduras (TRISTÃO, 2006). Apesar destas diferenças, o autor considerou o modelo numérico representativo do comportamento experimental.

Velasco *et al* (2006) promoveram análises paramétricas de pórticos semirrígidos de um edifício residencial de quatro pavimentos tipo, utilizando o pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup>. Um dos principais objetivos do estudo foi avaliar e comparar diferentes soluções estruturais utilizando métodos tradicionais para ligações semirrígidas com cantoneiras de alma e assento e obter a rigidez ótima da ligação para ser usada do desenvolvimento de projetos.

Dentre os principais parâmetros analisados, tem-se a rigidez e resistência da ligação, o sistema estrutural (em aço ou misto), e impedimento ou não dos deslocamentos laterais dos pórticos. Um modelo mecânico de molas foi desenvolvido para simular a rigidez das ligações. Isso foi necessário pois não foi encontrado um elemento finito simplificado com as características de mola necessária (VELASCO *et al*, 2006). Os resultados de Velasco *et al* (2006) mostraram que a consideração da semirrigidez das ligações pode resultar em economia da ordem de 15% do consumo de aço estrutural, além de redução de 23% no peso próprio da estrutura.

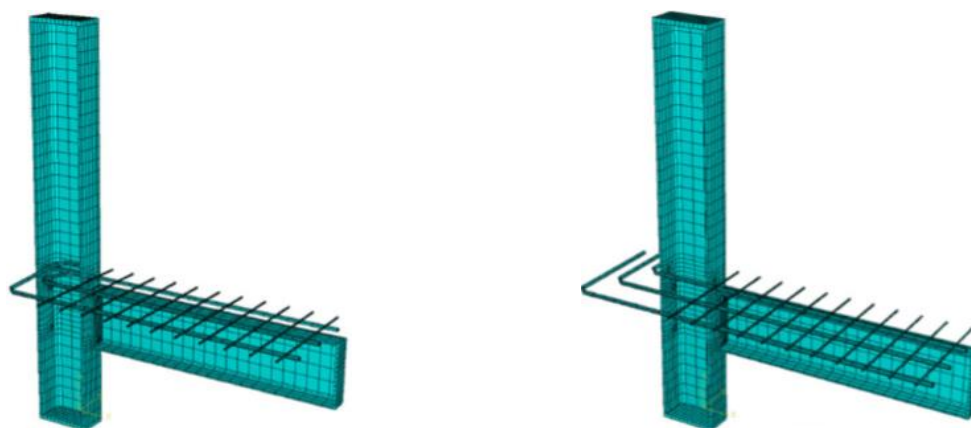
A realização de simulações numéricas também foi a estratégia utilizada por Gil e Bayo (2007) para estudar ligações mistas semirrígidas com chapa de extremidade. O estudo em questão consistiu na complementação de um estudo experimental prévio e os modelos desenvolvidos compreenderam ligações com detalhes diferenciados de ancoragem das armaduras, os quais foram comparados em termos de desempenho com ligações mistas convencionais com chapa de extremidade.

Ligações internas (cruciformes) e externas em T foram consideradas na análise. Na ligação interna as barras centrais de armadura atravessam as mesas dos pilares através de aberturas predefinidas (Figura 2.5) e foram aplicados momentos desbalanceados nas extremidades das vigas.



**Figura 2.5 - Ligação interna (GIL E BAYO, 2007)**

Por outro lado, nas ligações externas, dois detalhes de ancoragem das barras de armadura foram avaliados (Figura 2.6): ancoragem direta no perfil de aço com as barras passando por furos na alma (Figura 2.6a) e ancoragem convencional com extensão da laje além da face do perfil e armaduras envolvendo o perfil de aço (Figura 2.6b).



a) Detalhe de ligação externa proposta

b) Detalhe de ligação externa convencional

**Figura 2.6 - Ligações externas (GIL E BAYO, 2007)**

Gil e Bayo (2007) constataram, a partir dos resultados experimentais e numéricos validados em comparação com experimentais, aumento da resistência e da rigidez das ligações internas em relação às ligações em que as barras não passam através do pilar de aço. Quanto à ligação de extremidade, o detalhe de ancoragem de armaduras proposto mostrou-se eficiente e mais prático que o engastamento tradicional da viga.

O estudo desenvolvido por Bessa (2009) compreendeu um programa experimental de ligações mistas viga-pilar com cantoneiras de alma e assento, tanto isoladas, como inseridas em um pavimento tipo com lajes com vigotas pré-moldadas e lajotas cerâmicas. O principal objetivo do estudo foi avaliar a contribuição da laje no comportamento da ligação, além de outros aspectos como rigidez e momento resistente, acréscimo da taxa de armadura secundária e detalhes de ancoragem das armaduras longitudinais. Para isso, foram realizadas análises experimentais e numéricas, estas últimas foram realizadas no pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup>.

As ligações mistas ensaiadas continham pilares internos e pilares de extremidade constituindo ligações cruciformes e em T, respectivamente. O ensaio das ligações mistas inseridas em um pavimento tipo permitiu a observação do mecanismo de fissuração da laje e mostrou que este é semelhante ao observado nos modelos isolados da ligação.

A partir dos resultados observou-se que a ineficiência da ancoragem das armaduras longitudinais da viga mista nos modelos em T, de pilares de extremidade, levou a valores menores de resistência e rigidez comparativamente com os modelos de ligações mistas dos pilares centrais, avaliados em ensaios de modelos cruciformes.

A Figura 2.7 apresenta uma visão geral do modelo em elementos finitos, desenvolvido por Bessa (2009) referente à ligação mista de pilar de extremidade. Fez-se uso de elementos finitos do tipo sólido para a modelagem da maior parte dos componentes da ligação, as armaduras foram incluídas como elementos imersos no volume de concreto da laje e os conectores de cisalhamento também foram modelados.

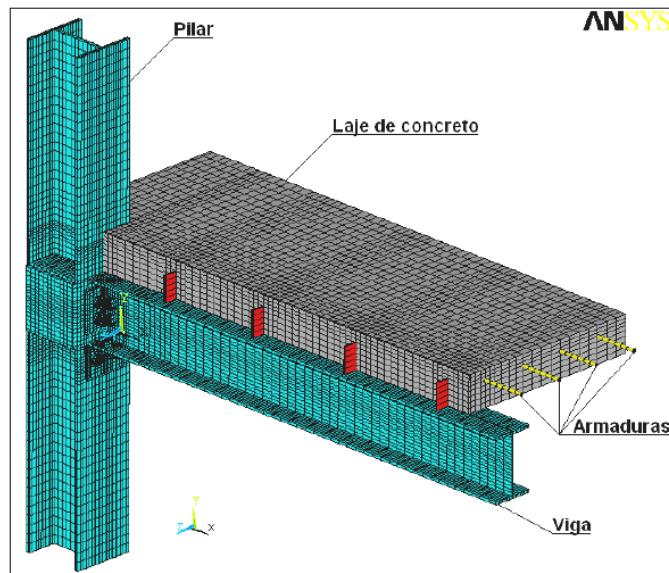
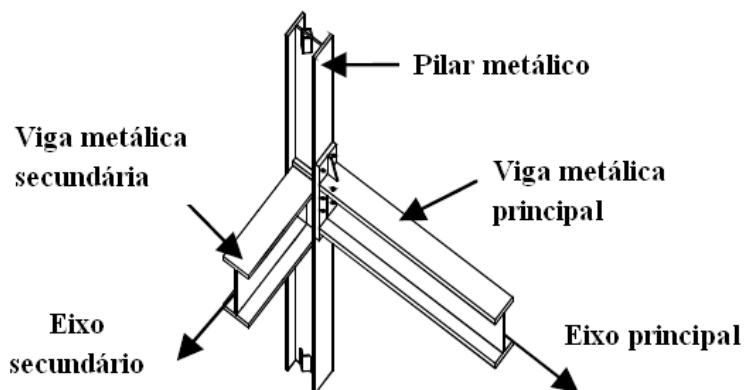


Figura 2.7 - Visão geral do modelo numérico (BESSA, 2009)

A representação da laje em elementos sólidos e de interação com as armaduras por meio de elementos de mola possibilitaram a observação do comportamento individualizado dessas armaduras. Outro importante aspecto refere-se à ancoragem das armaduras que permitiram uma redistribuição dos esforços na região dos parafusos.

As análises experimentais e numéricas de Dabaon, El-Boghdadi e Kharoob (2009) objetivaram estudar os efeitos dos carregamentos verticais e de momento fletor no eixo secundário (menor inércia) para o comportamento de nós semirrígidos. A diferenciação entre os eixos denominados principais e secundários é ilustrada na Figura 2.8.

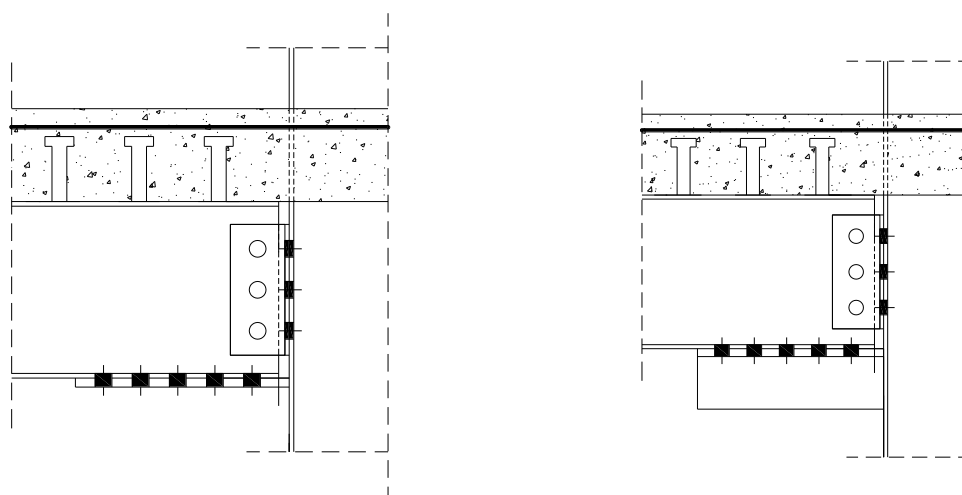


**Figura 2.8 - Eixos principal e secundário na ligação (adaptado de DABAON, EL-BOGHDAI E KHAROOB, 2009)**

Para tanto, foram ensaiados cinco modelos físicos em escala real de ligações com chapa de topo estendida, sendo dois deles correspondentes a ligações em aço e três a ligações mistas semirrígidas. Destas ligações, tanto para a ligação em aço quanto mista, há dois aspectos importantes. O primeiro refere-se ao acréscimo de uma linha de parafusos na ligação da viga secundária. O segundo é a aplicação de carregamento vertical e momento fletor na viga secundária. Um dos principais aspectos apontados por Dabaon, El-Boghdadi e Kharoob (2009), com base nos resultados obtidos refere-se à análise dos eixos: as forças aplicadas nos eixos secundários de uma ligação reduzem tanto a capacidade resistente quanto a rigidez da ligação.

O estudo contou ainda com o uso do programa *Ansys*<sup>®</sup> para modelagens das ligações em elementos finitos. Para construção do modelo numérico foram utilizados elementos de casca para representar os perfis metálicos de vigas e pilares, bem como das chapas de extremidade. Os parafusos e a laje de concreto foram representados por elementos sólidos. As barras de armadura da laje de concreto foram caracterizadas por elementos lineares de barras. A interação entre os componentes da viga mista (perfil e laje de concreto) foi estabelecida por elementos de mola representativos dos conectores de cisalhamento. Os modelos numéricos de Dabaon, El-Boghdadi e Kharoob (2009) apresentaram boa correlação com os resultados de ensaios físicos, principalmente em termos de rigidez inicial e momento resistente.

Um estudo desenvolvido na Índia por Smitha e Satish Kumar (2013) buscou avaliar os efeitos dos carregamentos cíclicos em ligações mistas. Para isso, foram construídos modelos tridimensionais em elementos finitos, no pacote computacional *Abaqus*<sup>®</sup>, considerando as não linearidades físicas e geométricas. Foram desenvolvidos dois modelos de ligação (Figura 2.9) com cantoneiras de alma e chapa de assento na mesa inferior da viga, sendo que a principal variável analisada foi o tipo de chapa na mesa inferior (plana ou enrijecida).



a) *Ligação com chapa de assento plana*

b) *Ligação com chapa de assento enrijecida*

**Figura 2.9 - Ligações com chapas de assento (SMITHA E SATISH KUMAR, 2013)**

Após a validação dos modelos numéricos via comparação com resultados experimentais, Smitha e Satish Kumar (2013) realizaram análises paramétricas onde foram identificados parâmetros relacionados com a rigidez inicial e a capacidade rotacional. Os principais parâmetros analisados relacionaram-se com a área das chapas de assento (plana e enrijecida), a taxa de armadura (área das barras), altura do perfil de aço, espessuras das cantoneiras de alma, altura da laje de concreto e o comprimento das chapas de assento.

O conjunto de resultados numéricos e experimentais permitiu ainda a elaboração de um modelo analítico para prever a capacidade resistente das ligações mistas com chapa de assento. Os modelos mostraram que as ligações com chapa enrijecida, semelhante às cantoneiras de assento, mas posicionadas paralela à viga, apresentaram maior economia e eficiência.

Vega e Xiao (2014) fizeram uso do pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup> para realizar modelagens numéricas de ligações viga-pilar em aço e mistas com chapa de extremidade. O principal objetivo do estudo foi avaliar a influência das não linearidades envolvidas na modelagem de ligações. Os componentes da ligação em aço foram modelados com elementos sólidos, incluindo os parafusos. Os resultados numéricos validados por resultados experimentais permitiram a utilização do modelo numérico para avaliar a influência de parâmetros como diâmetro dos parafusos e espessura da chapa de extremidade. Os resultados mostraram que acréscimos nos parâmetros investigados resultaram em aumento de rigidez da ligação, fato observado a partir das curvas momento *vs.* rotação.

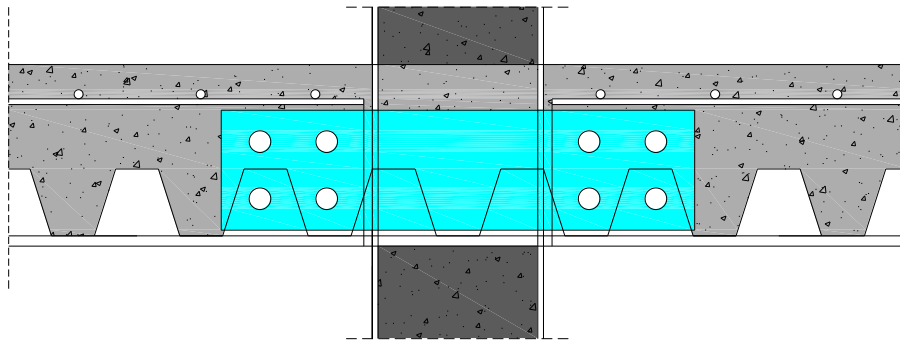
A ligação mista contou com a presença de laje mista com forma de aço incorporada. Neste caso a ligação foi modelada considerando um vão real entre dois pilares. Desta forma, foi aplicado o mesmo carregamento aplicado no modelo em aço, de modo a permitir comparação entre tensões e deslocamentos. Para este modelo foi utilizado um elemento finito específico (*MPC184*) para representar o comportamento da ligação. Os resultados obtidos permitiram a validação do modelo numérico e, com isso, também foram avaliadas as propriedades do elemento finito de ligação.

Como se viu, a realização de ensaios combinada com simulações numéricas posteriores é a metodologia costumeiramente empregada para investigar ligações mistas envolvendo pilares em aço. Isto também irá ocorrer para o estudo das ligações mistas e pilares mistos, como pode ser observado a seguir.

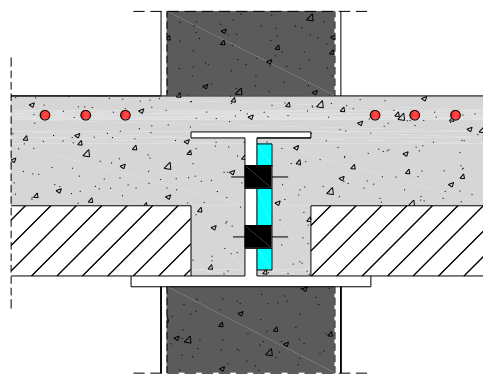
## **2.2 LIGAÇÃO MISTA E PILARES MISTOS**

Neste item será apresentado estado da arte sobre as ligações mistas envolvendo pilares mistos do tipo preenchido. Como já dito em ocasiões anteriores, as ligações mistas vêm sendo bastante investigadas nas últimas décadas, mas na maioria das vezes, o pilar que a integra é em aço e não misto. Assim, neste item também foram incorporados alguns estudos de ligações mistas em que o pavimento misto (viga e laje) assume configuração diferente da usual. Por exemplo, a laje mista pode ser apoiada diretamente na mesa inferior do perfil de aço da viga, caracterizando um sistema denominado piso delgado ou misto de pequena altura. Nessa linha Malaska (2000) apresentou o estudo de uma ligação viga-pilar preenchido em pisos mistos de pequena altura. A seção transversal do piso misto consistiu de um perfil de aço não simétrico (Figura 2.10b), com a mesa inferior maior que a mesa superior, permitindo o apoio da laje mista com forma de aço incorporada diretamente sobre a mesa inferior. A ligação dos componentes de aço se deu por meio de uma chapa passante e que atravessa o pilar misto preenchido. A união entre a chapa e a alma da viga mista foi realizada por meio de duas linhas de parafusos (Figura 2.10a).





*a) Ligação com chapa passante em piso misto delgado*



*b) Seção transversal da ligação*

**Figura 2.10 - Ligação mista com piso misto delgado (adaptado de MALASKA, 2000)**

Para o desenvolvimento do estudo foram realizados ensaios das ligações em escala real, considerando tanto as fases de construção (viga de aço isolada), como as fases posteriores referentes à ligação mista, como mostram as imagens da Figura 2.11. Ao todo foram ensaiados dois modelos sem laje de concreto e quatro modelos com a presença da laje. O esquema de ensaio foi do tipo cruciforme, com aplicação de forças estáticas nas extremidades das vigas.



**Figura 2.11 - Ilustrações dos modelos em fase de ensaio (MALASKA, 2000)**

O principal objetivo do estudo de Malaska (2000) foi estudar a influência das lajes no comportamento das ligações viga-pilar. Diversos parâmetros foram analisados, tais como, taxa de armadura das lajes, a relação força cortante/momento fletor e a resistência do concreto. O estudo compreendeu também a elaboração de um modelo analítico para prever o momento resistente das ligações. Esse modelo foi desenvolvido a partir da consideração das forças atuantes na ligação mista estudada, importantes para o entendimento do comportamento mecânico e fundamental ao desenvolvimento do modelo analítico.

O modo de falha observado nos ensaios foi a plastificação de componentes tanto do pilar quanto da viga submetidos à compressão, antes da plastificação das barras de armadura da laje. Outro aspecto observado diz respeito à não influência da resistência à compressão do concreto da laje para o comportamento momento-rotação da ligação, visto não haver quantidade efetiva de concreto submetido à compressão.

As ligações com pilares mistos preenchidos também fizeram parte dos estudos de De Nardin (2003), no entanto as ligações estudadas eram em aço, sem a presença da laje. Nesse estudo foram realizados ensaios de modelos físicos e simulações numéricas de ligações entre vigas metálicas e pilares mistos preenchidos. Para o desenvolvimento das análises numéricas, utilizou-se o programa *Ansys*<sup>®</sup>. Foram ensaiados quatro detalhes de ligação, sendo dois com chapas de extremidade e parafusos passantes e duas ligações soldadas sendo uma delas enrijecida por cantoneiras soldadas no interior no perfil tubular. Os detalhes das ligações analisadas podem ser observados na Figura 2.12. Os critérios utilizados para desenvolver os detalhes de ligação foram a facilidade de execução e montagem.

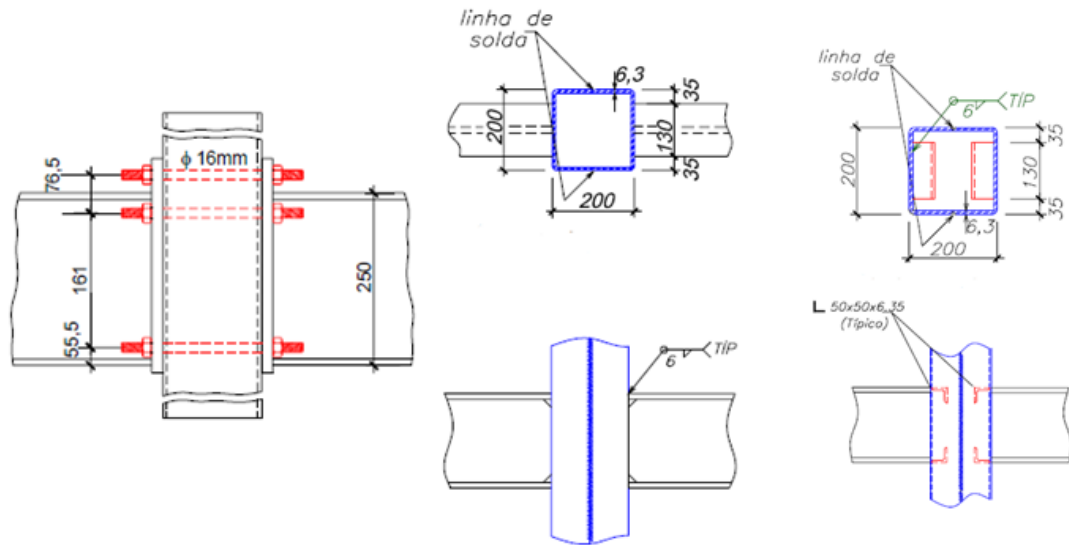


Figura 2.12 - Detalhes das ligações analisadas (DE NARDIN, 2003)

No tocante às ligações com parafusos passantes, um dos parâmetros avaliados foi a aderência dos parafusos ao concreto do pilar preenchido e os resultados mostraram que esta não modifica significativamente o comportamento ou a capacidade resistente da ligação. Nas ligações soldadas a contribuição das cantoneiras foi bastante significativa (Figura 2.13), alterando a curva momento vs. rotação, aumentando o momento resistente e a rigidez inicial (De Nardin, 2003 e De Nardin e El Debs, 2005).

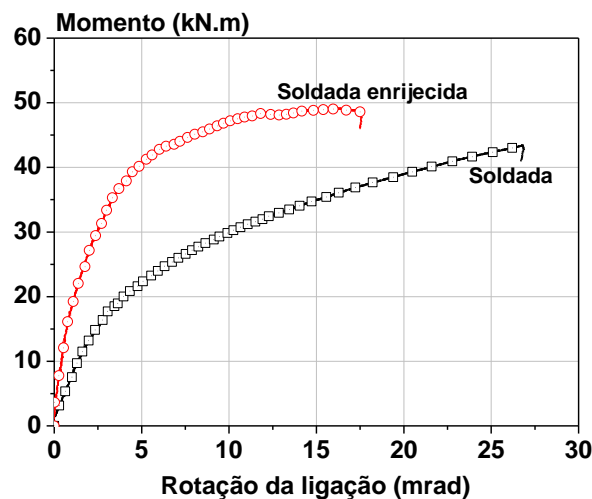


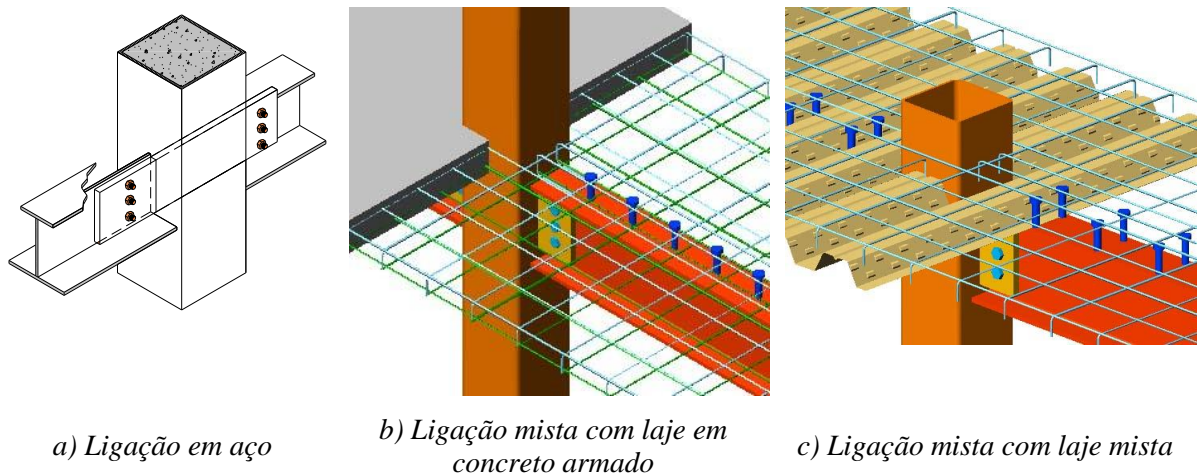
Figura 2.13 - Momento vs. rotação das ligações soldada e soldada enrijecida (DE NARDIN, 2003)

Uma tentativa de modelagem numérica das ligações com parafusos passantes também é apresentada em De Nardin (2003), no entanto, a ausência de superfícies de contato em determinadas regiões da ligação comprometeu o modelo numérico.

Uma síntese de diversas possibilidades para conectar pilares mistos preenchidos a vigas de aço foi apresentada em De Nardin, Souza e El Debs (2007). Embora não traga informações sobre

procedimentos para dimensionamentos dos detalhes de ligação apresentados, o referido material ilustra bem as mais diversas possibilidades de conexão no caso do pilar preenchido.

A análise experimental de ligações mistas em escala real para pisos mistos convencionais e pisos mistos delgados foi objeto do estudo apresentado por De Nardin (2007). A segunda etapa do programa experimental consistiu na realização de ensaios de quatro ligações viga-pilar misto com chapa passante. O principal objetivo foi avaliar a contribuição de diferentes tipos de laje no comportamento e na capacidade resistente da ligação viga-pilar misto com chapa passante (Figura 2.14a). Os modelos de ligação ensaiados eram do tipo cruciforme com aplicação de forças verticais em ambas as vigas, simultaneamente, e compressão no pilar preenchido. A título de comparação, um dos modelos ensaiados compreende ligação essencialmente em aço, para permitir avaliar a contribuição das lajes. Dois outros exemplares possuíam laje em concreto armado convencional (Figura 2.14b) e laje mista com forma de aço incorporada (Figura 2.14c).



**Figura 2.14 - Detalhe da ligação com chapa passante (DE NARDIN, 2007)**

Conectores de cisalhamento foram utilizados para promover o trabalho conjunto nas vigas mistas (Figura 2.15).

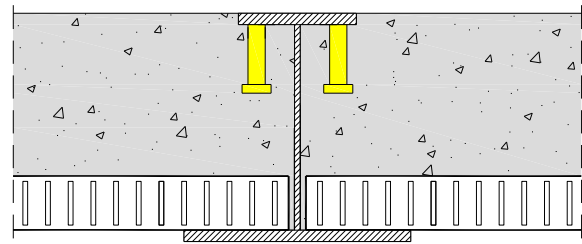


**Figura 2.15 - Posicionamento dos conectores de cisalhamento (DE NARDIN, 2007)**

O quarto modelo de ligação ensaiado compreendeu a ligação do pilar preenchido a um piso de pequena altura com a laje mista apoiada sobre a mesa inferior do perfil I da viga (Figura 2.16a). A seção do perfil de aço do piso misto era assimétrica e os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça foram soldados na mesa superior voltados para baixo, por conta da presença da laje nesta região (Figura 2.16b)



a) Vista geral do modelo



b) Seção transversal

Figura 2.16 - Ligação mista com piso misto de pequena altura (DE NARDIN, 2007)

A partir das curvas momento vs. rotação das ligações mistas investigadas por De Nardin (2007) – Figura 2.17 – fica evidente a contribuição das diferentes lajes avaliadas para aumentar a rigidez e capacidade resistente da ligação que, sem nenhum tipo de laje, comporta-se como ligação flexível. Já as ligações mistas puderam ser classificadas como semirrígidas.

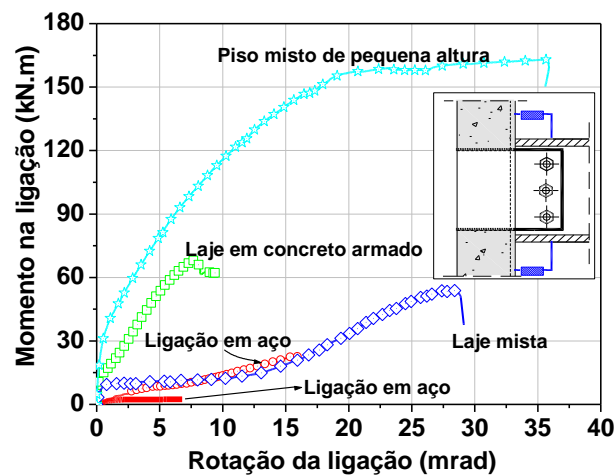


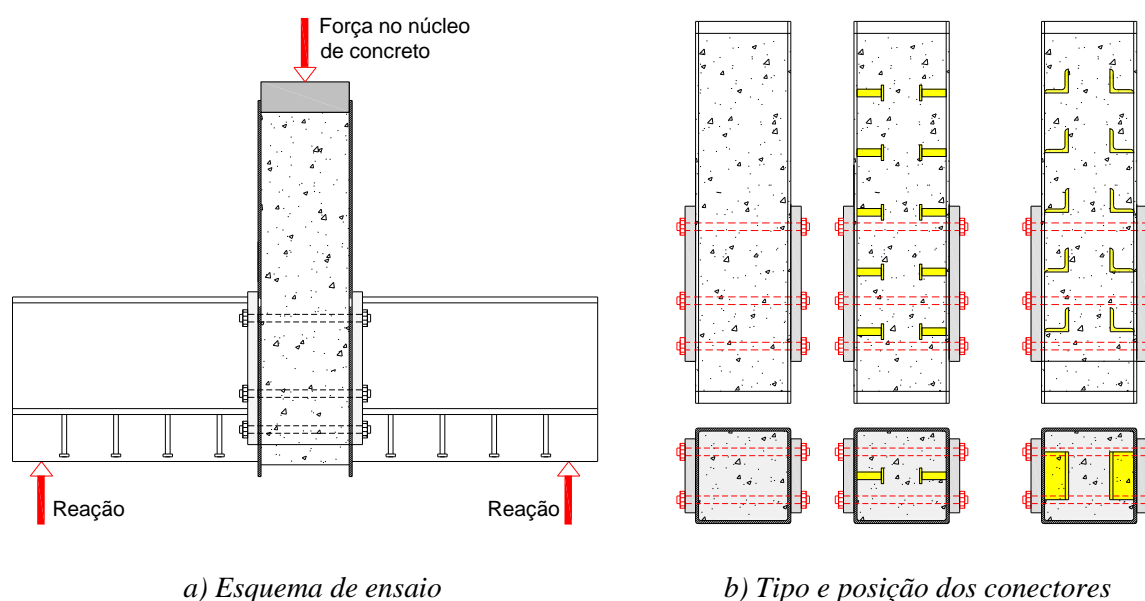
Figura 2.17 - Curvas momento vs. rotação das ligações mistas investigadas (DE NARDIN, 2007)

O detalhe de ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante, ensaiado por De Nardin (2007), foi estudado por Santos (2014) por meio de modelagem numérica utilizando o pacote computacional *Ansys*®. O estudo consistiu em desenvolver e validar um modelo numérico representativo do modelo analisado fisicamente, tendo como base os resultados experimentais. Além disso, realizaram-se análises paramétricas com objetivo de identificar os principais fatores influentes no comportamento da ligação, tais como, taxas de armadura, altura da laje e altura do perfil de aço da viga mista.

A validação do modelo numérico deu-se apenas com relação ao deslocamento vertical da viga mista em função da força aplicada pois o modelo numérico não conseguiu representar o comportamento da ligação com relação às deformações nas armaduras negativas e à rotação da ligação. Assim, as análises paramétricas realizadas avaliaram apenas o comportamento das ligações quanto à relação força-deslocamento vertical (SANTOS, 2014).

Santos (2014) destaca alguns fatores que podem ter contribuído para a não validação do modelo como, por exemplo, não consideração do concreto à tração e modelagem das armaduras isoladamente em elementos lineares. Outros fatores também podem ter colaborado negativamente como a não modelagem de superfícies de contato entre laje e perfil de aço da viga mista e dos conectores de cisalhamento. Apesar da limitação do modelo numérico observou-se relação direta dos parâmetros analisados, principalmente em termos de força máxima e deslocamentos máximos, ou seja, acréscimos da capacidade da ligação com aumentos das taxas de armadura, altura da laje e altura do perfil de aço da viga mista.

Dando continuidade aos estudos com ligações mistas viga-pilar preenchido com parafusos passantes, Farias (2008) realizou um estudo experimental e numérico com objetivo de avaliar a influência da laje de concreto armado na transferência de forças entre aço e concreto do pilar preenchido, com ênfase na região de ligação. Para isso, foram ensaiados três modelos físicos com variação do tipo de conector de cisalhamento na interface aço-concreto do pilar preenchido. A Figura 2.18 ilustra detalhes e esquema de aplicação de forças nos modelos ensaiados por Farias (2008).



**Figura 2.18 - Esquema de ensaio e tipos de conectores no pilar preenchido (FARIAS, 2008)**

Na simulação numérica dos modelos foi utilizado o pacote computacional *Diana*<sup>®</sup>. Uma vez validado o modelo numérico, Farias (2008) desenvolveu um estudo paramétrico onde avaliou variáveis relacionadas à ligação, tais como, taxa de armadura longitudinal e resistência do concreto. Os resultados mostraram que a ruptura da ligação está associada ao escoamento da armadura da laje. No entanto, é importante mencionar que os resultados numéricos de Farias (2008) apresentaram boa concordância com os experimentais nos trechos iniciais, porém nos trechos finais observou-se uma variação muito elevada, por exemplo, deformações nas barras de armadura da laje de concreto.

Seguindo a linha de pesquisa de ligações mistas com parafusos passantes, tem-se os estudos de Kataoka (2011). Neste estudo foram realizados ensaios de modelos físicos e simulações numéricas de ligações com a presença de laje mista com forma de aço incorporada. Os estudos tiveram como objetivos principais analisar os efeitos de carregamentos cíclicos na ductilidade das ligações, tendo em vista comportamentos como momento vs. rotação e força vs. deslocamento. Os ensaios físicos foram realizados a partir de modelos cruciformes, com carregamentos nas extremidades das vigas e compressão no pilar misto. O detalhe da ligação, apresentado na Figura 2.19, revela a presença dos parafusos passantes como dispositivos de ligação, além de chapas de topo e pilar misto preenchido.

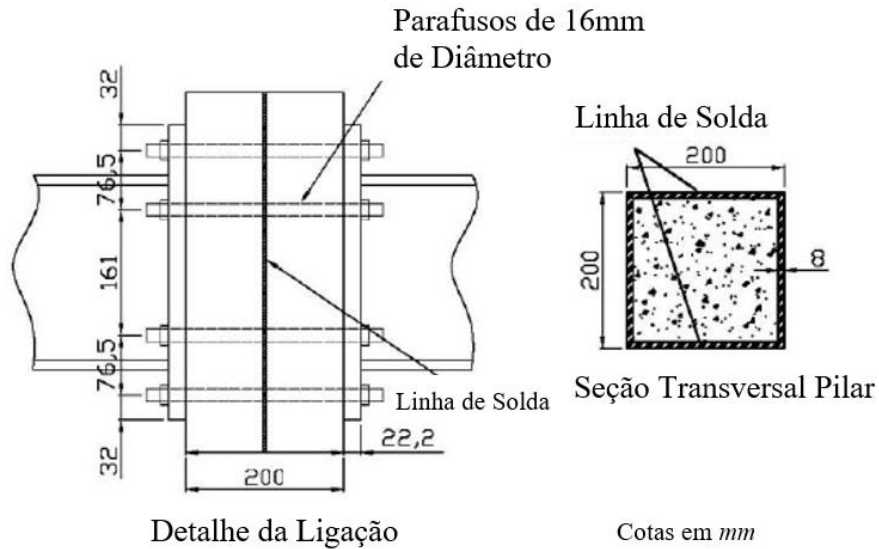


Figura 2.19 - Detalhes da ligação (KATAOKA, 2011)

Os modelos numéricos bidimensionais foram desenvolvidos no pacote computacional *Diana*<sup>®</sup>. Uma apresentação geral do modelo, bem como um panorama de tensões para a ligação pode ser observado na Figura 2.20.

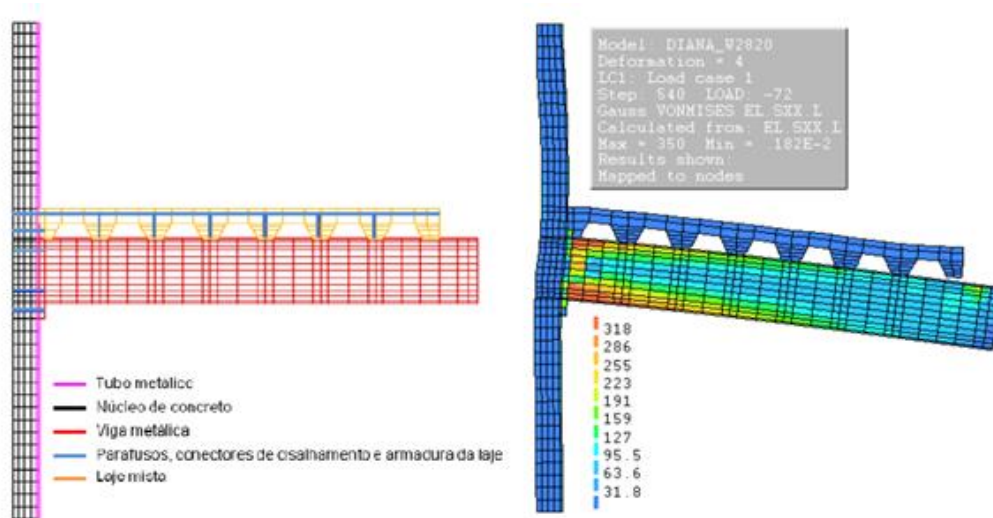
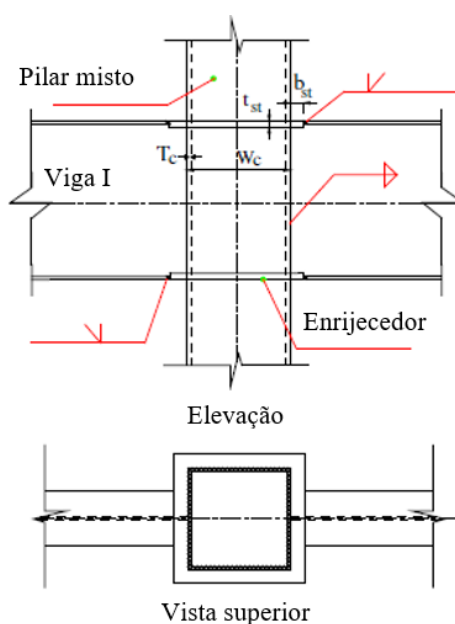


Figura 2.20 - Modelo bidimensional em elementos finitos (KATAOKA, 2011)

Análises paramétricas foram realizadas por Kataoka (2011) e dentre os principais resultados pode-se destacar a contribuição direta do diâmetro dos parafusos e da altura da laje para aumentar a rigidez da ligação. Além disso, os modelos numéricos permitiram observações que não foram possíveis nos ensaios experimentais devido à ruína precoce dos modelos como, por exemplo, a ineficiência do sistema de ancoragem de barras soldadas em comparação com o sistema de luvas rosqueadas.

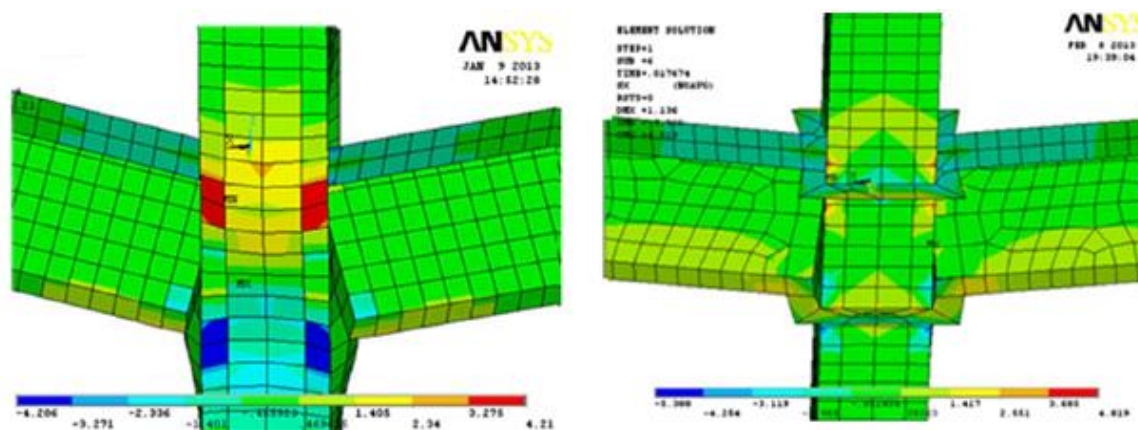


As ligações entre viga de aço e pilares preenchidos com o uso de enrijecedores foram estudadas por Dessouki, Yousef e Fawzy (2014), via análise de modelos físicos e numéricos. Foram analisados cinco modelos físicos de ligações entre viga e pilares preenchidos de seção quadrada, com a utilização de enrijecedores externos ao longo da seção do pilar misto (Figura 2.21). A consideração do preenchimento ou não com concreto, do núcleo dos pilares, também foi tomada como um aspecto relevante a ser estudado, caracterizando ligações com pilar sem concreto no núcleo e ligações com pilares mistos preenchidos.



**Figura 2.21 - Detalhes da ligação (adaptado de DESSOUKI, YOUSEF E FAWZY, 2014)**

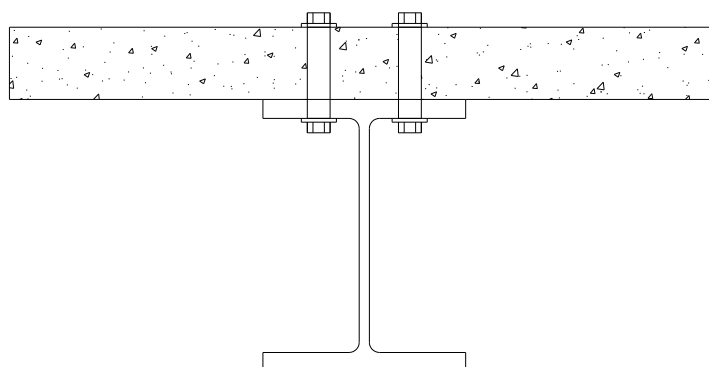
No ensaio foi aplicada força de compressão no pilar e reação nas vigas, em modelos cruciformes. As vigas foram apoiadas em determinadas estruturas ajustadas como vínculos, e por consequência para atuarem como estruturas de reação. Como ferramenta computacional, para elaboração dos modelos numéricos foi utilizado o pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup>. Uma imagem ilustrativa do nível de tensão nos componentes da ligação é mostrada na Figura 2.22, ligações com e sem enrijecedores.



**Figura 2.22 - Tensões para os modelos numéricos (DESSOUKI, YOUSEF E FAWZY, 2014)**

Entre os principais resultados experimentais destaca-se que o momento último da ligação aumenta de acordo com o aumento da dimensão dos enrijecedores e o preenchimento dos pilares com concreto.

Ataei, Bradford e Valipour (2015) realizaram ensaios de quatro modelos físicos cruciformes viga-pilar preenchido com chapa de extremidade, sendo as ligações mistas com lajes pré-moldadas e conectores de cisalhamento removíveis. A Figura 2.23 ilustra o detalhe da seção transversal da viga mista com os conectores de cisalhamento utilizados.



**Figura 2.23 - Viga mista com conectores de cisalhamento removíveis (adaptado de ATA EI, BRADFORD e VALIPOUR, 2015)**

A proposta de utilização da laje de concreto pré-moldada deu-se em função das vantagens relacionadas com a produção do componente, assim como pelo fato de a produção ter contado com um tipo de concreto com redução de CO<sub>2</sub>, classificado como um concreto verde, mais sustentável. O conector de cisalhamento é aplicado de modo semelhante aos parafusos, após a colocação das lajes pré-moldadas. Essa opção facilita um futuro processo de desmontagem das estruturas, aumentando a reciclagem dos materiais e elemento e, por consequência, reduzindo a geração de resíduos da construção civil (ATAEI, BRADFORD e VALIPOUR, 2015).

Os modelos cruciformes foram carregados estaticamente com o objetivo de simular uma ligação semirrígida interna e avaliar rigidez, ductilidade e capacidades resistente e rotacional dos modelos ensaiados. Cabe ressaltar o ensaio de um modelo sem a presença da laje pré-moldada para servir como parâmetro aos demais modelos, assim como modelos com laje em concreto armado e em concreto protendido (pós-tração). Outro aspecto de caráter comparativo foi a continuidade ou não das lajes: os resultados mostraram que o modelo com descontinuidade apresentou comportamento semelhante aos ensaios de escorregamento feitos anteriormente para avaliação dos conectores (*'push-out tests'*).

Foram observados dois tipos de falha nos modelos ensaiados, sendo eles, ruptura frágil nos parafusos e escoamento da armadura negativa. O estudo compreendeu ainda a apresentação de previsões do momento resistente, bem como da capacidade de rotação e da rigidez inicial. Para a determinação da rigidez inicial e da capacidade de rotação da ligação cada componente da ligação foi substituído por um elemento de mola elástica, dentro do processo conhecido como método das componentes. Os valores obtidos teoricamente, aproximaram-se consideravelmente dos resultados obtidos experimentalmente.

Dentre os estudos abordados, foi possível observar as principais metodologias utilizadas para análise das ligações mistas. Os principais parâmetros de análise das ligações também foram levados em consideração para o desenvolvimento das parametrizações. Com relação aos estudos numéricos, foram observados os diversos aspectos envolvidos na modelagem como, por exemplo, os tipos de elementos finitos utilizados, as propriedades dos materiais e condições de contorno. A partir dos estudos apresentados neste capítulo observa-se, de modo geral, pequena quantidade de material relacionado às ligações mistas com pilares preenchidos. Fato este que contribui com a justificativa da necessidade de estudos nesta área, o que constitui uma das contribuições do presente trabalho. A seguir tem-se a apresentação do desenvolvimento da modelagem numérica da ligação mista viga-pilar com chapa passante.

# 3 MODELAGEM NUMÉRICA

Neste capítulo são apresentados os detalhes da modelagem numérica incluindo os diagramas tensão vs. deformação adotados para cada material que compõem a ligação mista, tipos de elementos finitos utilizados, condições de contorno e critérios de convergência.

Para validação do modelo numérico e posterior desenvolvimento de análises paramétricas, foram utilizados resultados experimentais obtidos em ensaios de um modelo físico (DE NARDIN, 2007). Assim, a fim de facilitar a compreensão da etapa de construção da geometria do modelo numérico e de validação do mesmo, este capítulo se inicia com uma breve descrição do modelo físico ensaiado por De Nardin (2007).

## 3.1 MODELO FÍSICO ENSAIADO POR DE NARDIN (2007)

### 3.1.1 Componentes da ligação

O modelo de ligação cruciforme desenvolvido e ensaiado por De Nardin (2007), apresentado na Figura 3.1, é formado por um pilar misto preenchido de seção quadrada, vigas mistas com laje de concreto armado e ligação com chapa passante.

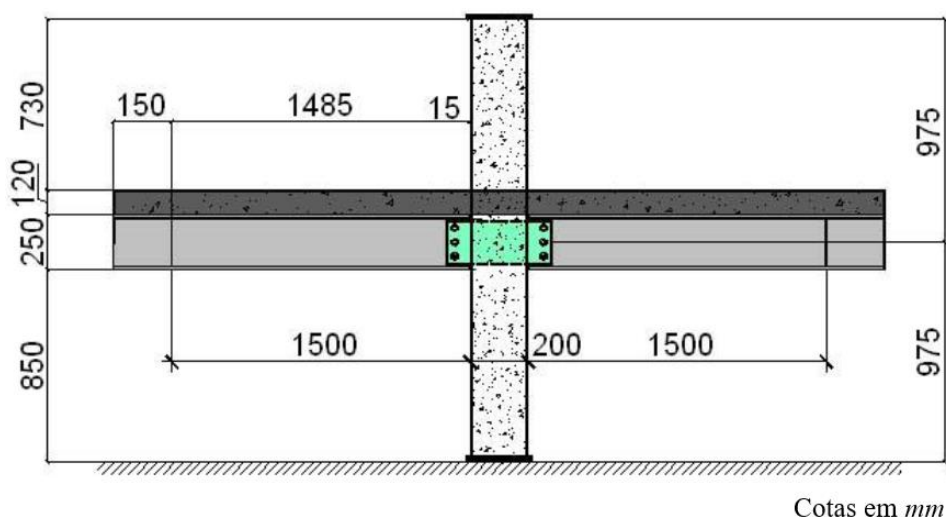


Figura 3.1 - Modelo físico cruciforme (DE NARDIN, 2007)

O pilar preenchido tem seção quadrada com 200 mm de lado e foi formado a partir da soldagem de dois perfis de aço com 6,3 mm de espessura em aço tipo SAE 1020. Cada perfil U formado a frio tem 200 x 100 x 6,3 mm e 1950 mm de comprimento (Figura 3.2).

Foi utilizado concreto com aproximadamente 60 MPa de resistência à compressão para preenchimento e composição do pilar preenchido. Na extremidade inferior foi soldada uma chapa com 3 mm de espessura cuja função foi impedir a saída do concreto em estado fresco (Figura 3.2).

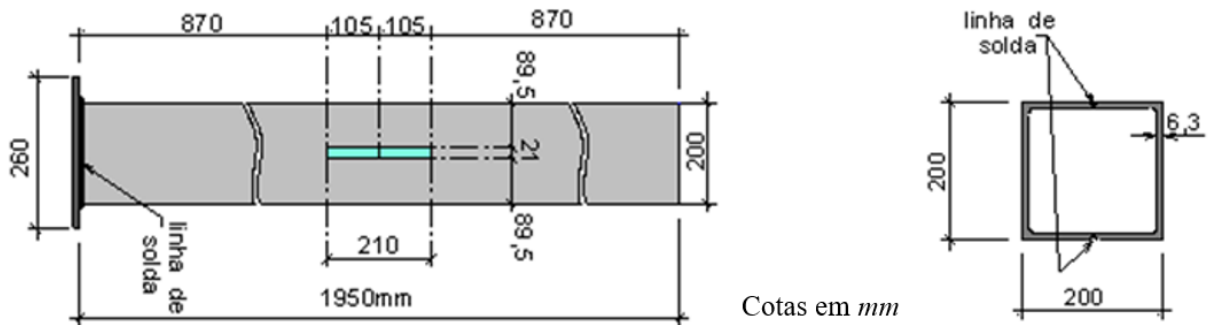


Figura 3.2 - Detalhes do perfil de aço do pilar misto (DE NARDIN, 2007)

As vigas mistas são formadas por perfis soldados do tipo I, VS 250 x 37, com dois eixos de simetria e laje de concreto armado com 10 cm de altura (Figura 3.3). Vale ressaltar que o perfil utilizado não corresponde a um tipo padronizado disponível no mercado.

A laje de concreto armado que compõe a viga mista tem 1,25 m de largura e 10 cm de altura e foi conectada aos perfis I por meio de conectores tipo pino com cabeça de forma e promover interação total na viga mista. Para isso, foram soldados, em cada perfil, 10 conectores de cisalhamento com 19 mm de diâmetro e 75 mm de altura, espaçados de 15 cm, como ilustrado na Figura 3.3.

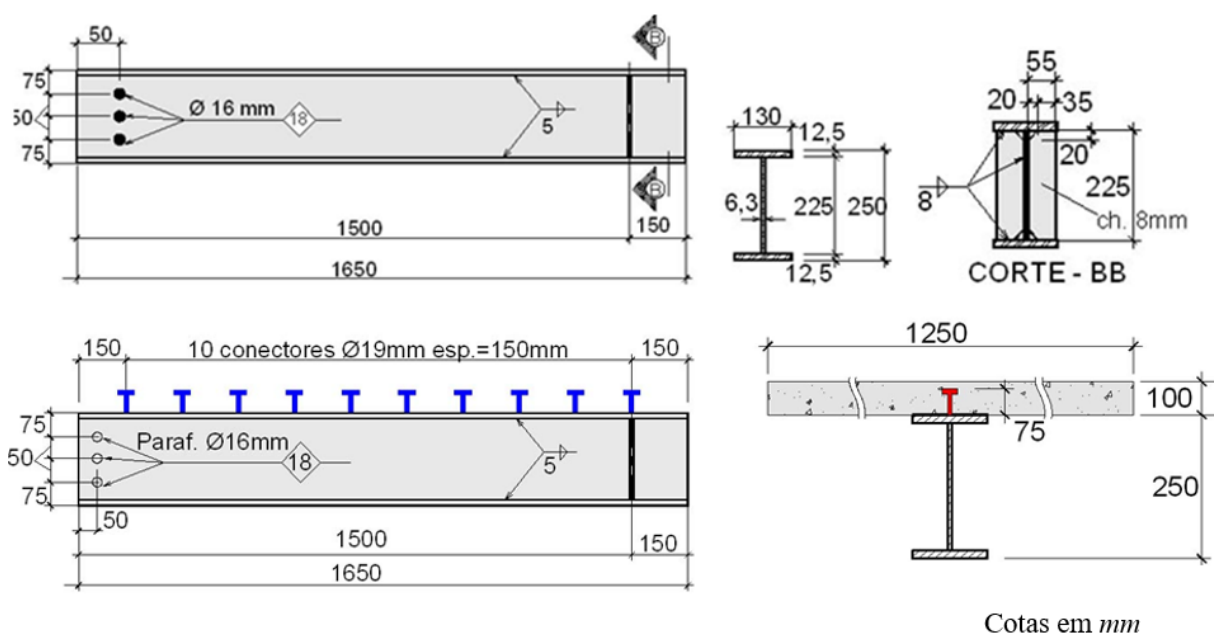


Figura 3.3 - Detalhes da viga mista (DE NARDIN, 2007)

A armadura negativa da laje de concreto na direção do perfil de aço da viga mista foi determinada em função da sua contribuição na região da ligação e resultou em  $12,27 \text{ cm}^2$  distribuídos na largura total de 1,25 m, considerada como largura colaborante. Na direção perpendicular, foi considerada uma taxa de armadura de 50% da longitudinal correspondendo a aproximadamente  $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ . A distribuição da armadura negativa da laje de concreto pode ser observada na Figura 3.4.

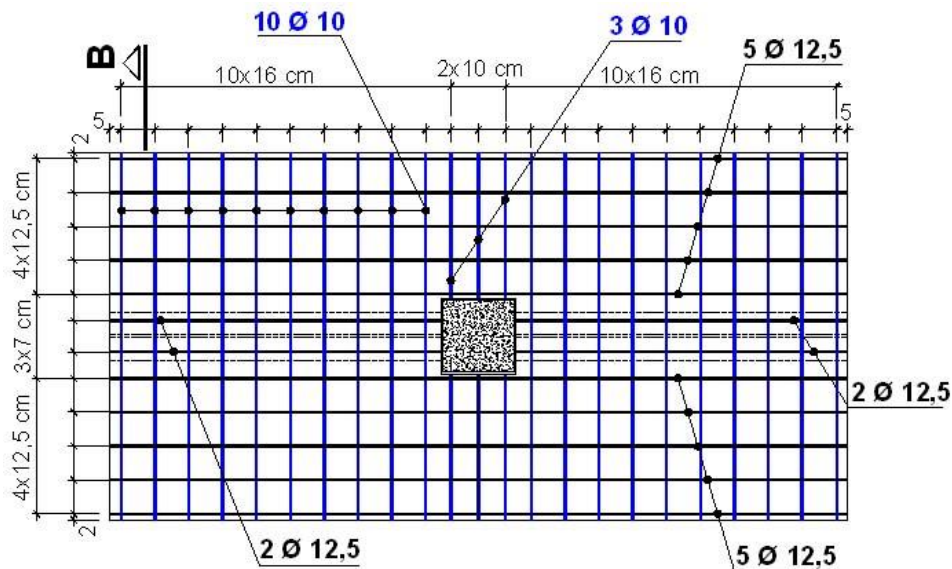


Figura 3.4 - Armadura negativa (DE NARDIN, 2007)

Para armadura positiva, ilustrada na Figura 3.5, foi considerado  $1,45 \text{ cm}^2$  distribuídos em 1,25 m de laje, disposto paralelamente ao eixo da viga. Perpendicularmente, considerou-se a mesma taxa de armadura, o que resultou em  $1,16 \text{ cm}^2/\text{m}$  de laje. A distribuição das armaduras nas direções longitudinal e transversal é mostrada na Figura 3.5 com destaque para os cortes A-A e B-B que permitem visualizar a posição de cada barra.

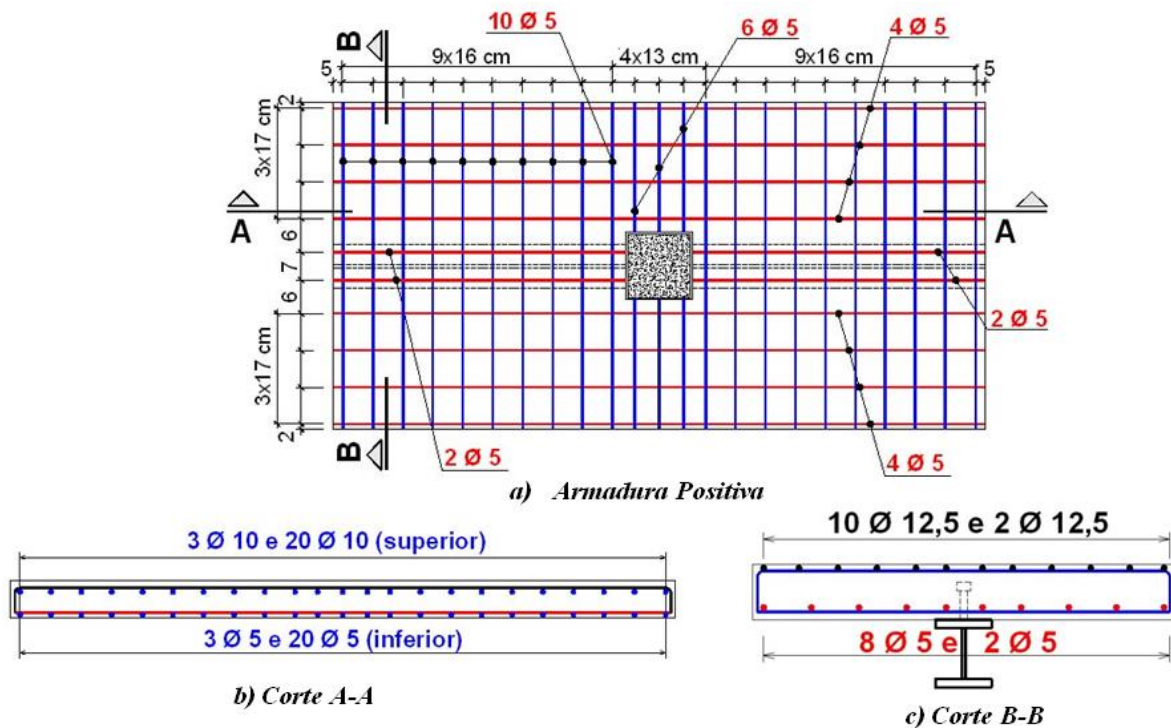


Figura 3.5 - Armadura positiva (DE NARDIN, 2007)

O elemento que promove a ligação entre as duas vigas adjacentes é a chapa passante, composta por uma chapa de aço de 19 mm, com 430 mm de comprimento e 190 mm de altura, com detalhes ilustrados na Figura 3.6. A chapa passante atravessa o pilar misto por uma abertura predeterminada.

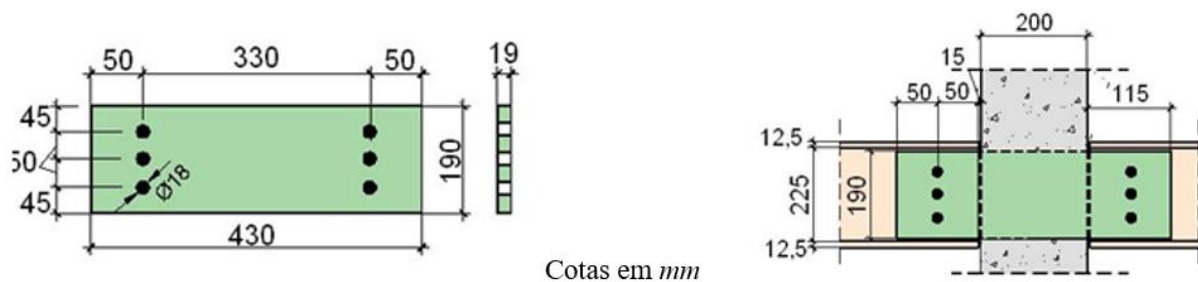


Figura 3.6 - Detalhes da chapa passante (DE NARDIN, 2007)

Complementando a ligação, foram utilizados seis parafusos de alta resistência ASTM A325 de 16 mm de diâmetro (5/8"), devidamente posicionados, sendo três de cada lado da ligação cruciforme (Figura 3.6).

Todos os materiais que compõem os elementos da ligação mista foram caracterizados de forma a conhecer suas principais propriedades mecânicas. Assim, as principais propriedades mecânicas dos materiais componentes da ligação foram determinadas de modo experimental, seguindo as respectivas normas para tal determinação. Para a caracterização do material aço,

constituente de elementos como perfis das vigas mistas, perfis do pilar misto e chapa passante, foram realizados ensaios de corpos de prova à tração.

O material concreto, utilizado no pilar preenchido e na laje da viga mista também foi caracterizado tanto à tração quanto à compressão, utilizando corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm. A Tabela 3.1 apresenta uma síntese das principais propriedades mecânicas médias dos materiais que compõem o modelo de ligação mista viga-pilar.

**Tabela 3.1 - Propriedades dos materiais (adaptado de DE NARDIN, 2007)**

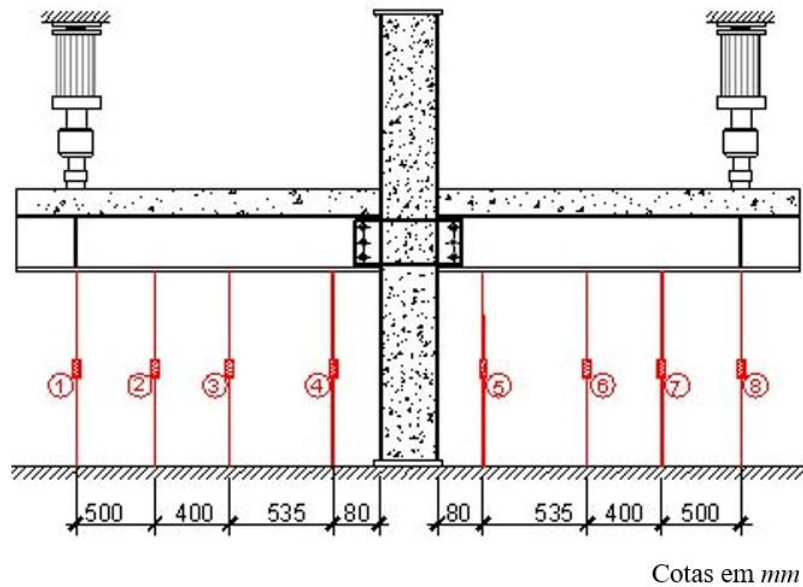
<i>Pilar</i>		<i>Laje</i>		<i>Viga</i>		<i>Parafuso</i>	<i>Chapa</i>
<i>Aço</i>	<i>Concreto</i>	<i>Aço</i>	<i>Concreto</i>	<i>Mesa</i>	<i>Alma</i>		
$f_y = 253$ (SAE 1020)	60	$f_y = 593$ $\varepsilon_y = 2,58\%$	62	$f_y = 305$ $f_u = 420$	$f_y = 297$ $f_u = 410$	$f_y = 702$ $f_u = 911$	$f_y = 287$ $f_u = 399$
<i>Unidades em MPa</i>							

### 3.1.2 Instrumentação

Em seu estudo De Nardin (2007) avaliou deformações e deslocamentos em diversos pontos dos componentes da ligação mista. São apresentados somente aqueles pontos de instrumentação que foram utilizados no presente estudo para validar o modelo numérico. Neste sentido, a chapa passante foi instrumentada com diversos extensômetros elétricos de resistência e os resultados de deformação mostraram valores muito abaixo daqueles correspondentes ao escoamento do aço. Assim, estes dados não foram utilizados como parâmetro para validação do modelo numérico.

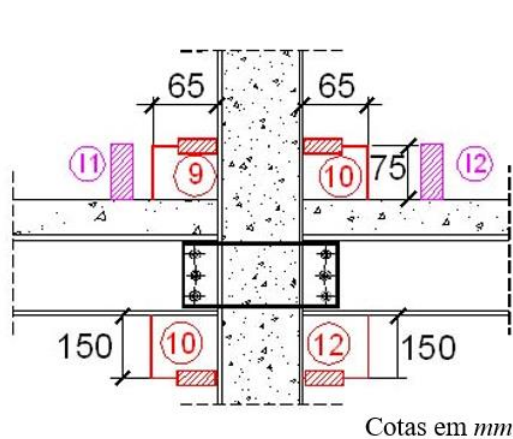
Os deslocamentos ao longo da viga mista foram medidos por oito transdutores de deslocamentos posicionados como mostrado na Figura 3.7.



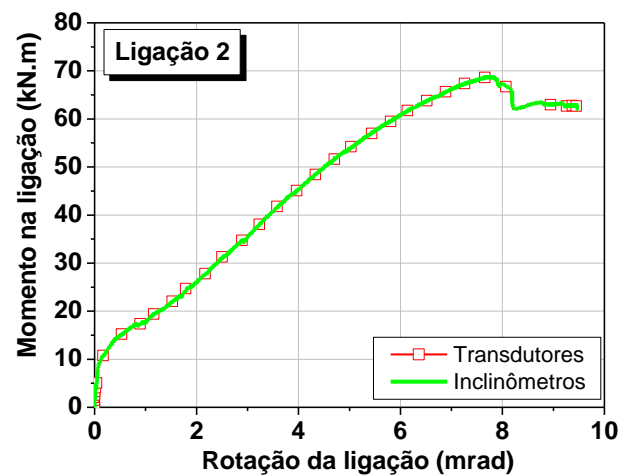


**Figura 3.7 - Posição dos transdutores de deslocamento (DE NARDIN, 2007)**

A rotação da ligação foi avaliada de duas formas: por meio de transdutores de deslocamento posicionados horizontalmente na região da ligação e por meio de inclinômetros. A Figura 3.8a ilustra o posicionamento de tais dispositivos de medição e, na Figura 3.8b é possível comparar os resultados obtidos a partir de cada dispositivo. Como os resultados obtidos pelas duas metodologias foram idênticos em termos de comportamento de valores, no presente estudo utilizou-se a rotação calculada a partir dos transdutores para validar o modelo numérico.



*a) Transdutores e inclinômetros*



*b) Curvas momento vs. rotação*

**Figura 3.8 - Instrumentação na região da ligação (DE NARDIN, 2007)**

### 3.1.3 Esquema do ensaio

No modelo físico de ligação foram aplicadas as seguintes forças: inicialmente foi aplicada uma força de compressão no pilar preenchido, mantida constante durante o ensaio, igual a 500 kN.

Em seguida, forças nas extremidades das vigas, foram aplicadas de forma crescente simultaneamente em ambas as vigas. As forças nas vigas foram aplicadas por meio de atuadores hidráulicos, utilizando controle de deslocamentos. O esquema de aplicação dos carregamentos no modelo físico é ilustrado na Figura 3.9.



Figura 3.9 - Aplicação dos carregamentos (DE NARDIN, 2007)

## 3.2 MODELO NUMÉRICO

### 3.2.1 Considerações iniciais

Uma análise numérica realizada em elementos finitos desenvolve-se basicamente em três etapas sucessivas, a saber: pré-processamento, processamento e pós-processamento. O pré-processamento consiste na construção dos modelos sob os aspectos de geometria, atribuições de tipos de elementos e propriedades mecânicas dos materiais, construção da malha de elementos finitos, condições de contorno, e outras considerações voltadas à representação geométrica dos modelos. Em seguida é feito o processamento com aplicação de forças ou deslocamentos e, posteriormente, os resultados obtidos podem ser visualizados e analisados na etapa de pós-processamento.

O desenvolvimento do modelo numérico do presente trabalho foi realizado dentro da plataforma computacional do programa de análise em elementos finitos *Ansys*<sup>®</sup>. Foi utilizado o módulo *Mechanical APDL (Ansys Parametric Design Language)*. De forma bem simplificada, pode-se dizer que se trata de um ambiente de modelagem em elementos finitos que permite, com a utilização de uma linguagem de comandos própria, a ‘facilidade’ de construção dos modelos numéricos bem como posteriores parametrizações via comandos textuais.

Um importante aspecto na realização das análises em elementos finitos é a construção de modelos variantes de modo simples e rápido. No pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup> isso é possível utilizando o '*script*'. Em um simples arquivo de texto, pode-se inserir a sequência de comandos necessários para a construção do modelo, levando-se em consideração variáveis pré-estabelecidas. Essas variáveis podem ser facilmente modificadas nos arquivos de '*script*' permitindo a rápida construção de novos modelos numéricos.

Às variáveis utilizadas na construção dos modelos dá-se o nome de parâmetros de entrada. Esses parâmetros são definidos tendo em vista as principais grandezas associadas ao processo de elaboração do modelo numérico em si. Constituem dessa forma, qualquer grandeza física que pode vir a ser modificada futuramente. São, em sua maioria, grandezas relacionadas com a geometria (altura, largura, espessura, entre outras), propriedades físicas dos materiais (resistência ao escoamento, resistência última, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, entre outros), carregamentos e outras variáveis que permitam a geração de outros modelos mais facilmente. Para a construção do modelo numérico foi considerada modelagem em três dimensões.

### **3.2.2 Elementos finitos**

Um processo importante no desenvolvimento dos modelos numéricos é a escolha dos tipos de elementos finitos a serem utilizados na modelagem. Esses elementos representarão os diversos componentes da ligação mista e devem ser escolhidos tomando por base suas características e sua capacidade de representação do comportamento do modelo real.

No presente estudo, os perfis de aço da viga mista e do pilar misto, bem como a chapa passante foram modelados com o elemento finito *Shell181* (Figura 3.10). O elemento é indicado para a modelagem de estruturas superficiais com espessuras pequenas como cascas, placas e chapas. Apresenta seis graus de liberdade por nó, sendo translações nas direções x, y e z, e rotações nas direções x, y e z.

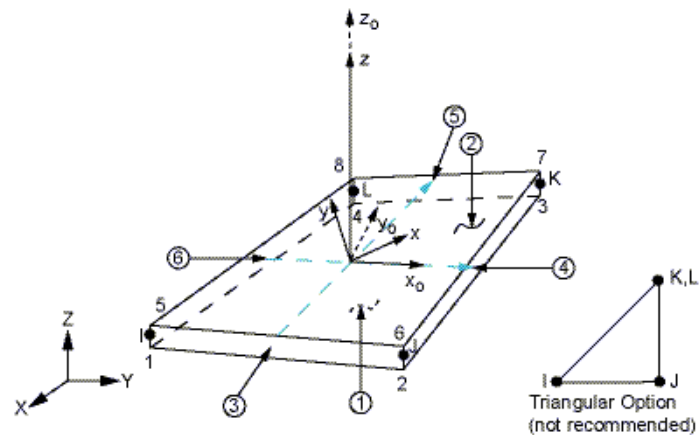


Figura 3.10 - Elemento *Shell181* (ANSYS, 2011)

Para modelar os componentes em concreto, tanto na laje (concreto armado) como no núcleo do pilar misto (concreto simples) utilizou-se o elemento *Solid65* (Figura 3.11). Trata-se de um elemento para a modelagem tridimensional com a condição opcional de acréscimo de armadura imersa no elemento, via taxa de armadura. O elemento é capaz de simular a fissuração quando submetido a tensões de tração e o esmagamento quando submetido a tensões de compressão. Neste estudo, este elemento finito representa o concreto armado, onde a parcela sólida do elemento representa o concreto e as barras de armadura constituem o reforço. O elemento é definido por oito nós tendo três graus de liberdade em cada nó, translações nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ . Essas especificações, no caso das barras de armadura, são dadas em forma de taxas em volume e dos ângulos de orientação (Figura 3.11).

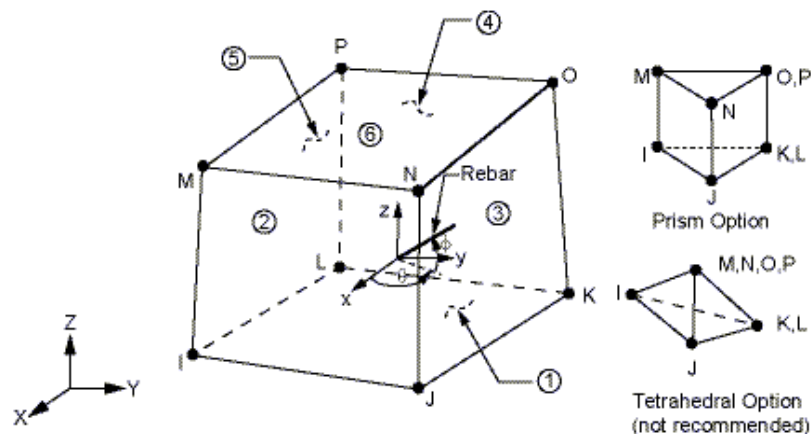


Figura 3.11 - Elemento *Solid65* (ANSYS, 2011)

Os conectores de cisalhamento e os parafusos da ligação foram representados por elementos de viga lineares do tipo *Beam189* (Figura 3.12). É um elemento adequado para análises de estruturas predominantemente lineares tanto esbeltas quanto mais espessas, ou compactas. O elemento é baseado na teoria de vigas de *Timoshenko*. A deformação transversal é constante ao

longo da seção fazendo com que a seção permaneça plana e sem modificação após a deformação. Possui seis graus de liberdade por nó: translações e rotações nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ . O elemento é adequado para situações lineares, de grandes rotações, além de grandes deformações não lineares.

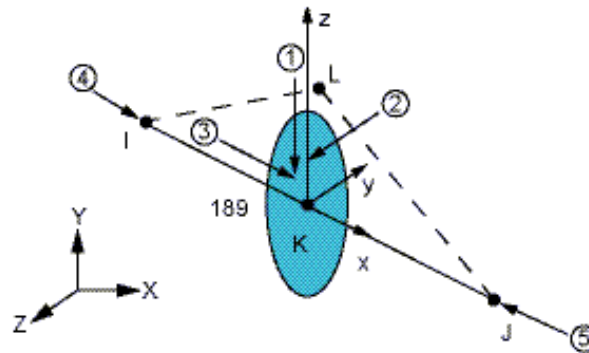


Figura 3.12 - Elemento *Beam189* (ANSYS, 2011)

O contato entre a laje e a mesa superior do perfil I foi caracterizado por um par de elementos de contato formado pelos elementos *Conta173* e *Targe170*. O elemento *Conta173*, apresentado na Figura 3.13, é usado para representar o contato e o escorregamento entre uma superfície deformável e outra denominada de ‘alvo’. O elemento é aplicável a análises estruturais tridimensionais como em outras análises de contato específicas. Posicionado na superfície do elemento sólido, superficial e sem nós intermediários, o elemento *Conta173* tem a mesma característica geométrica do elemento a ele conectado, seja sólido ou superficial. O contato acontece quando a superfície do elemento tende a penetrar em um dos segmentos do elemento alvo na superfície especificada.

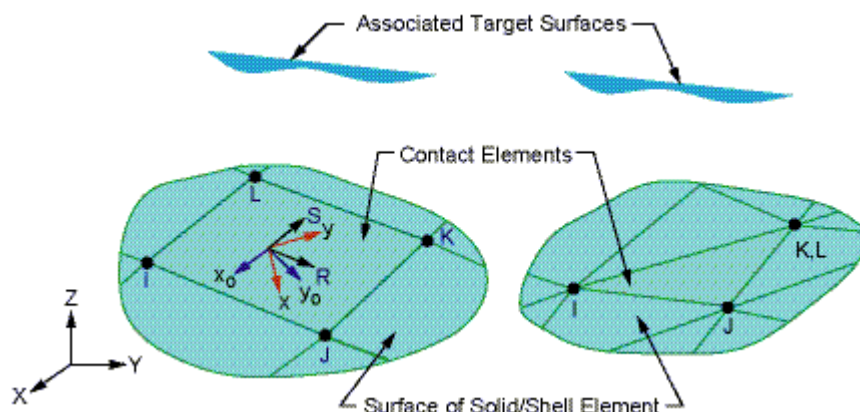


Figura 3.13 - Elemento *Conta173* (ANSYS, 2011)

O elemento *Targe170* é usado para representar diversas superfícies alvo tridimensionais em associação com os elementos de contato, como ilustrado na Figura 3.14. Esta superfície alvo é

descrita por um ajuste dos segmentos do elemento alvo e é pareada com a superfície de contato associada por meio da definição de uma constante real compartilhada.

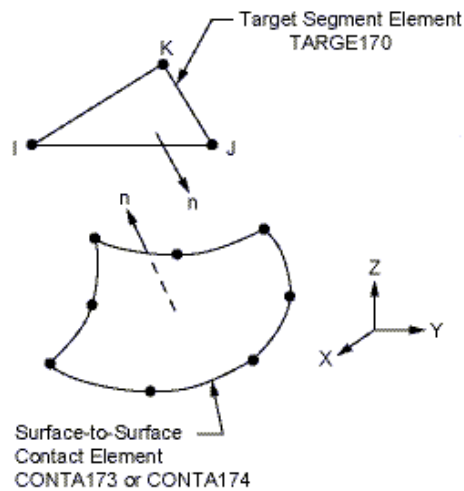
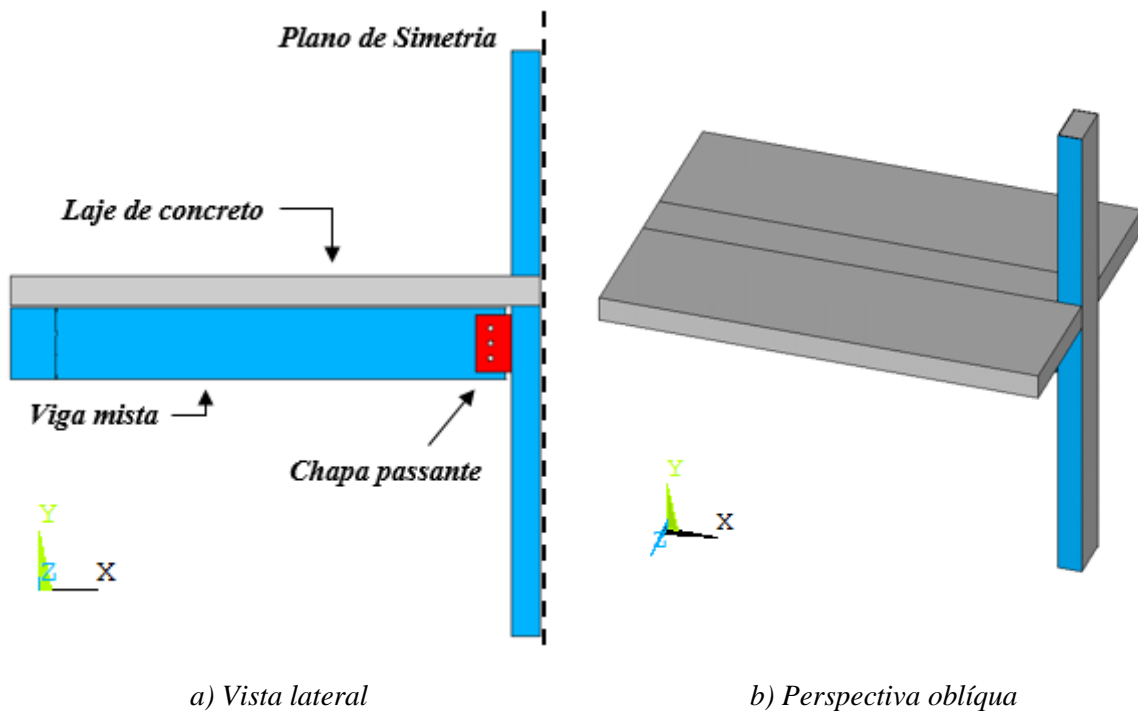


Figura 3.14 - Elemento *Targe170* (ANSYS, 2011)

Cada tipo de elemento finito apresenta determinadas características que são expressas em termos de constantes, conhecidas como constantes reais. Constituem constantes reais, espessuras de elementos do tipo casca, taxas de armadura nos elementos sólidos que representam o concreto armado, propriedades do contato nos elementos de contato, entre outras.

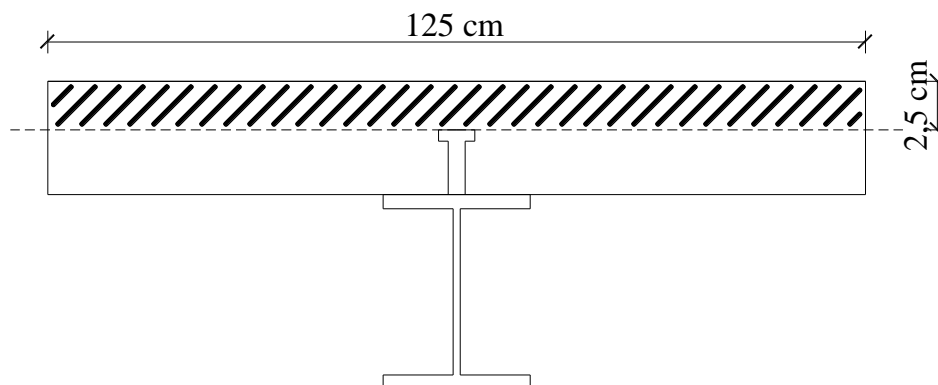
### 3.2.3 Geometria do modelo numérico

Construiu-se o modelo com as configurações geométricas baseadas nas dimensões dos elementos constituintes do modelo ensaiado por De Nardin (2007) como apresentado anteriormente. Geometricamente, foi considerada simetria em relação ao eixo que passa no centro geométrico do pilar preenchido (Figura 3.15) pois isto permitiu a redução do tempo de processamento computacional.



**Figura 3.15 - Geometria do modelo numérico**

A consideração das armaduras negativas da laje foi feita por meio de inserção dos valores de taxas relativas no elemento finito *Solid65*. Este elemento finito permite a modelagem do material juntamente com a inclusão das respectivas taxas de reforço, no caso do concreto armado, as próprias armaduras. Assim, os valores considerados de taxas de armaduras foram obtidos com base na área total de armadura negativa utilizada no modelo físico, porém dispostas apenas na faixa de área superior da laje, localizada acima dos conectores. A taxa utilizada na caracterização do elemento finito sólido, representativo do concreto armado da laje, foi determinada através da razão entre a área total de armadura (12,27 cm<sup>2</sup>) pela área da seção transversal do trecho da laje com a armadura negativa (312,5 cm<sup>2</sup>), como pode ser observado através do esquema ilustrado na Figura 3.16.



**Figura 3.16 - Desenho esquemático para determinação da taxa de armadura negativa**

### 3.2.4 Relações constitutivas

A partir das propriedades mecânicas dos materiais, determinadas experimentalmente, pôde-se definir relações constitutivas tensão vs. deformação para os materiais. As curvas foram determinadas com base nos modelos constitutivos utilizados por Bessa (2009) na simulação numérica de ligações mistas, com alterações nos valores de deformação que se mostraram mais coerentes com o modelo em análise. Para a determinação das deformações de escoamento considerou-se inicialmente um módulo de elasticidade para o aço equivalente a 21000 kN/cm<sup>2</sup>. Como dado de entrada no modelo numérico, os valores de módulo de elasticidade tiveram de ser alterados para ocorrer compatibilidade com a inclinação do primeiro trecho da curva tensão vs. deformação dos materiais.

Foram utilizados dois modelos constitutivos para a representação do comportamento dos componentes de aço. Para o aço dos perfis (perfil I da viga e perfil tubular do pilar) e da chapa passante foi utilizado o modelo com encruamento cinemático, KINH (*Kinemactic Isotropic Hardening*). A Figura 3.17 ilustra a relação tensão vs. deformação para o material aço dos perfis e da chapa passante.

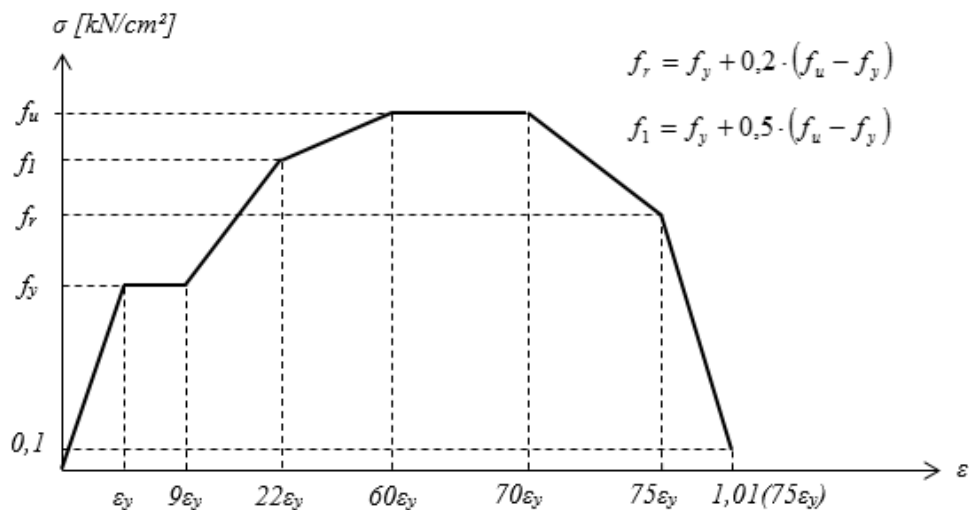
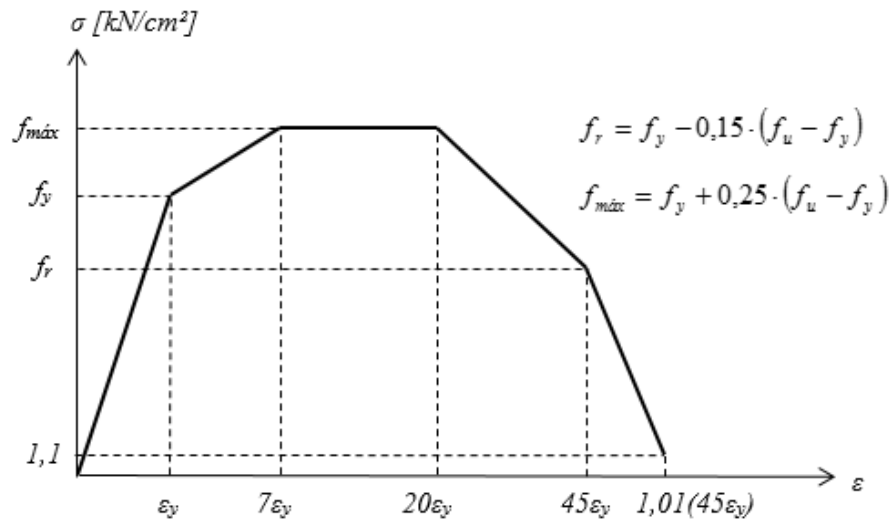


Figura 3.17 - Relação constitutiva do material aço para os perfis e chapa

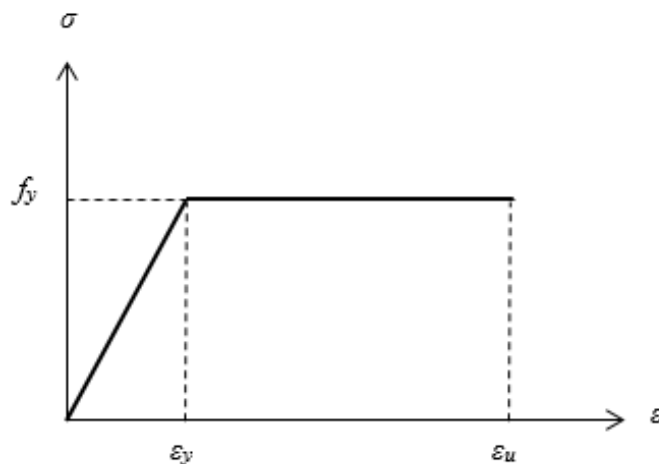
A relação entre tensão e deformação ilustrada na Figura 3.18 revela o comportamento do material aço adotado para os parafusos e conectores de cisalhamento.





**Figura 3.18 - Relação constitutiva do material aço para os parafusos e conectores**

Para o concreto e o aço das armaduras negativas foi considerado o modelo multilinear com encruamento linear, o MISO (*Multilinear Isotropic Hardening*). Para a caracterização do material aço das armaduras, considerou-se uma tensão de escoamento de 59,30 kN/cm<sup>2</sup> com uma deformação de 2,58‰ (0,00258) e uma deformação máxima de 10‰ (0,01) para o mesmo valor de tensão. Como foram considerados apenas dois pontos, configurou-se na verdade uma relação bilinear (Figura 3.19).



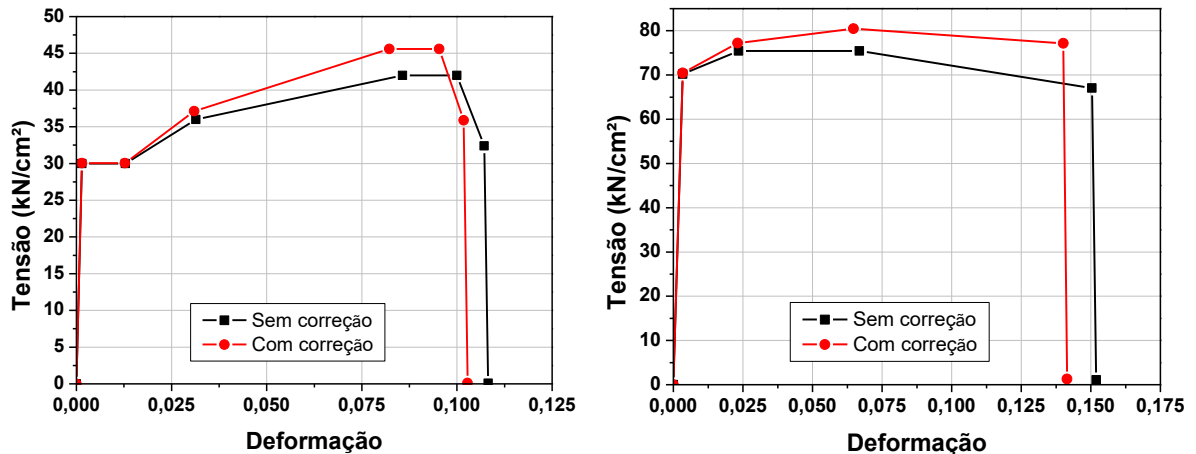
**Figura 3.19 - Relação constitutiva do material aço para as armaduras**

Os valores das tensões e das deformações dos materiais característicos dos componentes de aço foram ainda corrigidos de acordo com Maggi (2004) utilizando as relações que consideram a diferença entre as características mecânicas determinadas para corpos de prova e as correspondentes à estrutura. As Equações 1 e 2 indicam as correções das deformações e das tensões que foram realizadas.

$$\varepsilon' = \ln \cdot (1 + \varepsilon) \quad (\text{Eq. 1})$$

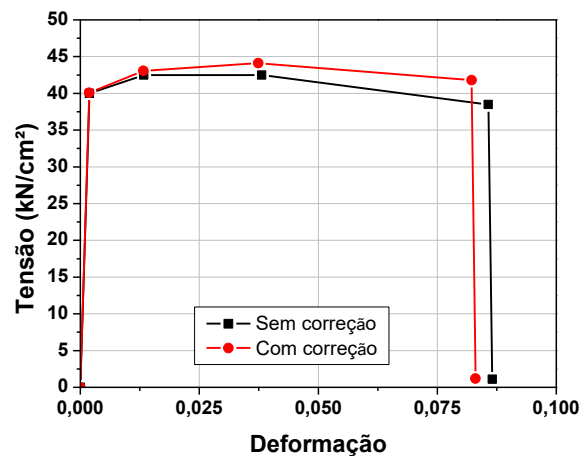
$$\sigma' = \sigma \cdot (1 + \varepsilon) \quad (\text{Eq. 2})$$

As curvas representadas na Figura 3.20 ilustram as diferenças entre os modelos seguindo as relações apresentadas anteriormente e os modelos com os valores corrigidos.



a) Perfis e chapa passante

b) Parafusos



c) Conectores de cisalhamento

Figura 3.20 - Curvas do material aço

A Tabela 3.2 apresenta os valores de tensões dos principais pontos das curvas características dos materiais utilizados para os componentes de aço. Para simplificação do modelo numérico utilizou-se a mesma relação tensão vs. deformação para os componentes dos perfis e da chapa passante. Os valores de tensão máxima ( $f_{m\acute{a}x}$ ) dos parafusos foram determinados considerando tensão última de 91,1 kN/cm<sup>2</sup>, já para os conectores considerou-se uma tensão última de 50 kN/cm<sup>2</sup>.

Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do aço - Perfis e chapa

<i>Componentes</i>	<i>Resistência ao escoamento (<math>f_y</math>)</i>	$\epsilon_y$	$(f_r)$	$(f_l)$	<i>Resistência última (<math>f_u</math> e <math>f_{máx}</math>)</i>
Perfil de aço da viga	30,04	0,0014	35,87	37,13	45,60
Perfil tubular do pilar					
Chapa passante	70,43	0,0033	77,15	-	77,19
Parafusos					
Conectores de cisalhamento	40,08	0,0019	41,80	-	43,07

*Unidade em kN/cm<sup>2</sup>*

Ainda em relação às relações tensão vs. deformação para o concreto, de modo a simplificar o modelo numérico foram adotadas as mesmas características para o concreto da laje e do núcleo do pilar misto. As resistências à compressão obtidas para os dois casos foram diferentes, como apresentado anteriormente na Tabela 3.1, porém esta diferença foi pouco relevante, sendo tomado o mesmo valor para ambos, no caso, 60 MPa (6,0 kN/cm<sup>2</sup>). O modelo constitutivo do concreto à compressão, representado por uma curva multilinear, foi elaborado com base na curva sugerida pelo Eurocode 2 Parte 1-1 (2004), apresentada na Figura 3.21 e descrita pela Eq. 3.

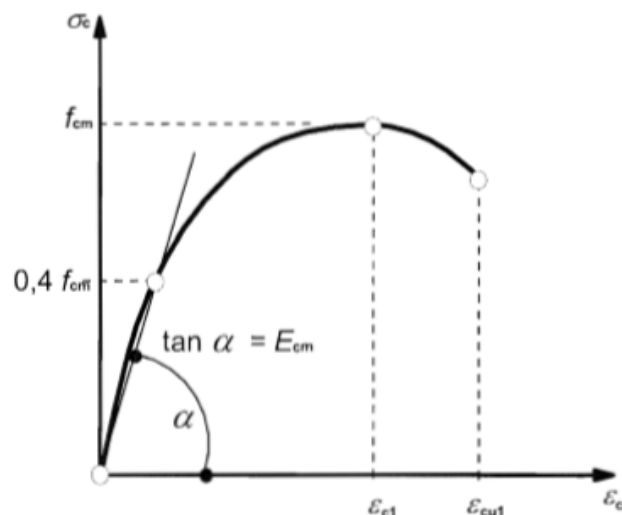


Figura 3.21 - Relação tensão-deformação do concreto (Eurocode 2 Parte 1-1, 2004)

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

Onde:

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}$$

$$\varepsilon_{c1} (\%) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$$

$$k = \frac{1,05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$\sigma_c$ : tensão de compressão no concreto;

$f_{cm}$ : resistência máxima do concreto à compressão;

$\varepsilon_{c1}$ : deformação no concreto correspondente a tensão máxima;

$\varepsilon_{cu1}$ : deformação última do concreto;

$E_{cm}$ : módulo de elasticidade do concreto.

Para o concreto submetido à tração foi utilizado o modelo ‘Concrete’ disponível no programa Ansys®, baseado no modelo de Willam-Warnke, o qual permite a simulação da fissuração do concreto. Para isso, foi necessário incluir os valores referentes às propriedades mecânicas do concreto à tração. Encontram-se na Tabela 3.3 os valores referentes às propriedades mecânicas e àquelas necessárias ao modelo ‘concrete’. Os coeficientes de transferência de cisalhamento (fissura aberta e fechada) foram adotados com base nos valores sugeridos em Nogueira, Leonel e Venturini (2010). A resistência última uniaxial à tração do concreto foi determinada com base no Eurocode 2 Parte 1-1 (2004), utilizando a Eq. 4. O valor referente à resistência última uniaxial à compressão igual a -1 é tomado para que o modelo ‘concrete’ desconsidere a capacidade do material à compressão, já considerada via relação tensão vs. deformação multilinear.

$$f_{cm} = 2,12 \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad (\text{Eq. 4})$$

**Tabela 3.3 - Propriedades do concreto**

<i>Concreto</i>	
<i>Módulo de elasticidade (kN/cm<sup>2</sup>)</i>	4041
<i>Coefficiente de Poisson</i>	0,2
<i>Resistência à compressão (kN/cm<sup>2</sup>)</i>	6,0
<i>Modelo 'Concrete'</i>	
<i>Coefficiente transferência de cisalhamento fissura aberta</i>	0,1
<i>Coefficiente transferência de cisalhamento fissura fechada</i>	0,3
<i>Resistência última uniaxial à tração</i>	0,4
<i>Resistência última uniaxial à compressão</i>	-1

### 3.2.5 *Malha de elementos finitos*

Antes mesmo da geração da malha de elementos finitos, procede-se à divisão das linhas, áreas e volumes constituintes dos elementos sólidos, definindo tanto a quantidade como as dimensões dos posteriores elementos finitos. Essas divisões foram definidas previamente tendo em vista as dimensões finais desejadas para os elementos finitos.

No programa *Ansys*<sup>®</sup> são disponíveis dois tipos de malhas para elementos finitos não sólidos, a livre e a mapeada. A malha livre é construída a partir de um arranjo aleatório definido pelo próprio programa, enquanto a malha mapeada é uma geração de malha forçada, de modo que os elementos gerados apresentem um perfil regular compatível com as dimensões impostas. Em seções regulares é possível a utilização de malhas mapeadas, porém em seções irregulares somente pode-se proceder com a geração de malha livre.

Fez-se uso da geração livre de malhas devido à existência de regiões irregulares, por exemplo, a presença de furos na alma da viga e na chapa passante. Apesar das demais regiões não serem irregulares, a prévia divisão de volumes e linhas proporcionou uma construção de malhas mais regulares, mesmo tendo sido adotada a opção de malha livre. Isto fica visível, por exemplo, na malha de elementos finitos gerada para o perfil da viga mista (Figura 3.22c) em que próximo à região dos furos há uma distribuição irregular de elementos e, à medida, que se distancia dos furos, a malha torna-se regular e formada por elementos quadráticos.

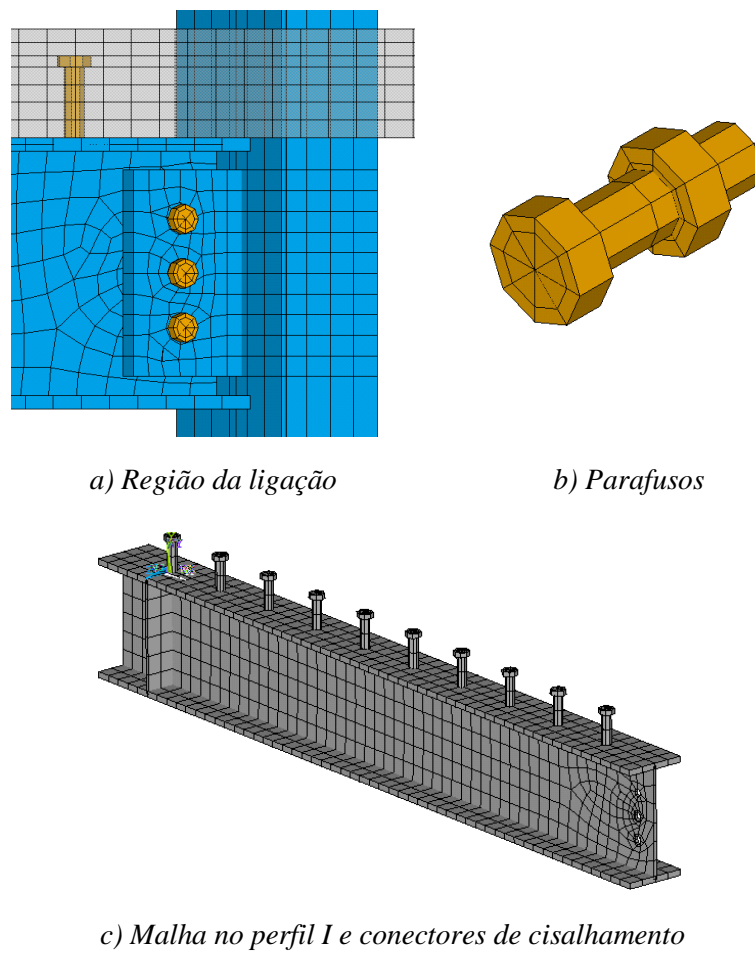
Os elementos finitos da laje apresentaram comprimento de 3 cm (direção x), altura que variou de 1 a 1,65 cm (direção y), e largura que variou de 1,625 a 2,92 cm (direção z). Os elementos na região da viga mista apresentaram dimensões menores, onde se optou por um refinamento maior da malha, apresentando dimensões de aproximadamente 3 x 1,25 x 1,625 cm (comprimento x altura x largura) sendo alguns elementos com alturas de 1 cm e 1,625 cm.

Os elementos finitos das mesas do perfil de aço da viga mista foram estabelecidos de modo que apresentassem as mesmas dimensões, no caso, 3 cm de comprimento e 3,25 cm de largura. Na região intermediária da alma do perfil da viga mista os elementos finitos apresentaram dimensões de aproximadamente 3 x 3 cm. Por outro lado na extremidade da alma os elementos finitos apresentaram dimensões de cerca de 2 cm de altura e 3 cm de comprimento.

A chapa passante apresentou elementos finitos com dimensões de aproximadamente 1,9 cm de altura por 1,7 cm de comprimento. Isso se deu por conta da quantidade de divisões que foi adotada para a altura e comprimento da chapa passante. Na região dos furos os elementos finitos apresentaram dimensões variadas por conta da irregularidade das regiões e superfícies. As linhas das bordas dos furos foram divididas em 8 unidades, determinando por consequência os elementos da região dos furos tanto da chapa passante quanto da alma da viga mista.

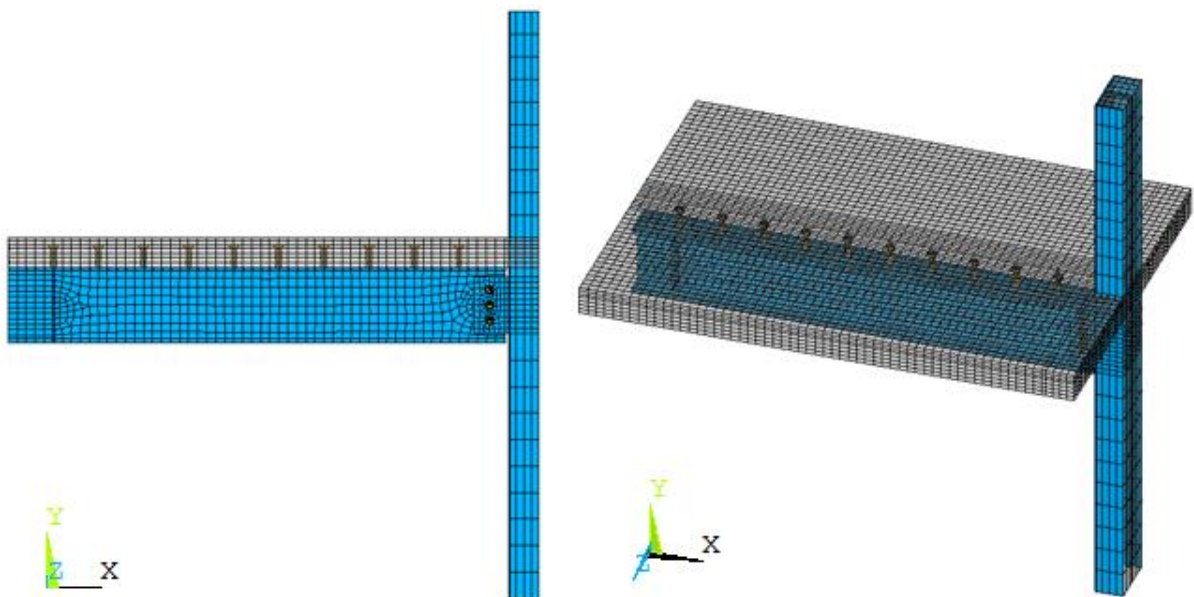
Os elementos finitos dos pilares mistos foram divididos de modo que a maioria apresentasse dimensão de 2,5 cm de comprimento e aproximadamente 9 cm de altura. Os elementos sólidos do núcleo de concreto apresentaram as mesmas dimensões de comprimento e altura dos elementos superficiais com largura de cerca de 3,25 cm, ou seja, os elementos finitos do núcleo apresentaram dimensões de aproximadamente 2,5 x 9 x 3,25 cm. Variações destas dimensões ocorreram na região da ligação onde a altura dos elementos foi determinada para coincidir com os elementos da chapa passante.

Os conectores de cisalhamento (Figura 3.22a) e os parafusos (Figura 3.22b), modelados com elementos lineares e elementos finitos *Beam189*, apresentaram malha correspondente com as suas respectivas divisões. A malha de elementos finitos na região da ligação juntamente com a chapa passante, a laje, o pilar preenchido e os parafusos podem ser visualizados na Figura 3.22a, assim como o detalhe do parafuso (Figura 3.22b).



**Figura 3.22 - Malha de elementos finitos em diversos componentes da ligação mista**

Na Figura 3.23 têm-se uma visão geral da malha de elementos finitos em diversos componentes do modelo numérico, a partir de uma vista lateral e de uma perspectiva oblíqua.



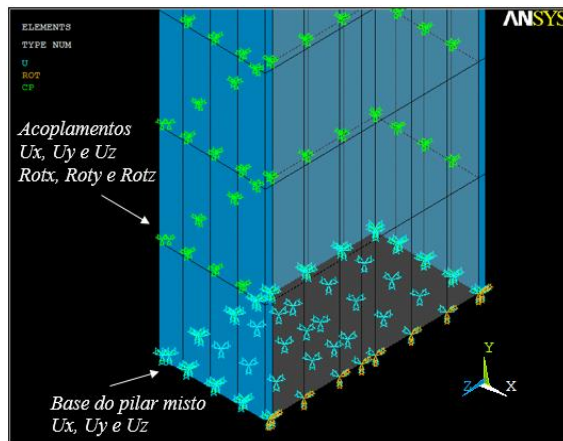
**Figura 3.23 - Apresentação geral dos elementos do modelo**

### 3.2.6 Restrições de movimento (acoplamentos e vinculações)

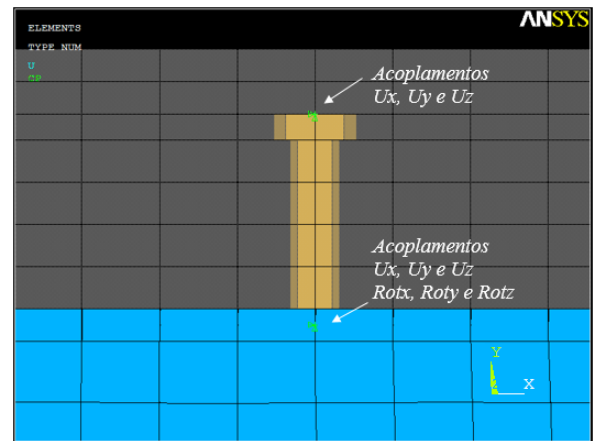
Os acoplamentos são considerações de restrições de graus de liberdade impostas a determinados nós, conectando-os a outros nós pré-estabelecidos. Ou seja, impõe-se determinada característica ou grau de liberdade ao nó de modo que seja correspondente a outro nó de interesse. Foram feitos acoplamentos entre diversos elementos, sendo:

- a) Conectores de cisalhamento: os conectores de cisalhamento foram acoplados simultaneamente à laje e ao perfil I da viga mista (Figura 3.24b). Os nós da base dos conectores foram acoplados ao perfil I da viga mista para todos os graus de liberdade (três translações e três rotações). No topo dos conectores foram feitos os acoplamentos com a laje de concreto para as três direções de deslocamentos. Tais acoplamentos visam simular o comportamento real do conector imerso no concreto da laje.
- b) Pilar preenchido: na região entre os elementos de aço e de concreto do pilar, optou-se pelo acoplamento completo dos nós coincidentes, impedindo deslocamentos e rotações em todas as direções (Figura 3.24a).
- c) Ligação parafusada: na ligação parafusada idealizou-se um acoplamento (Figura 3.24c) que pudesse unir, simultaneamente, os nós da alma do perfil da viga mista aos parafusos e à chapa passante. Para isso, foi feito o acoplamento simultâneo entre os nós das bordas dos furos e o nó do parafuso no plano coincidente. Esses nós foram então selecionados e acoplados. Para os furos superior e inferior optou-se pelo acoplamento de apenas uma parte dos nós dos furos, por outro lado para o nó central fez-se o acoplamento de todos os nós das bordas. Para os furos superior e central selecionou-se os três graus de liberdade de translação e dois graus de liberdade de rotação (direções x e z). Já para o furo intermediário foram acoplados todos os graus de liberdade de translação e de rotação.
- d) Chapa passante: a chapa foi acoplada ao pilar misto na região onde ocorre a ‘união’ entre ambos, assim foram selecionados os deslocamentos nas direções x, y e z (Figura 3.24d).
- e) Laje: os nós da face extrema da laje foram acoplados na direção y, de modo que fosse considerado que todos os nós deslocassem da mesma forma durante a aplicação dos deslocamentos na fase de carregamento (Figura 3.25).

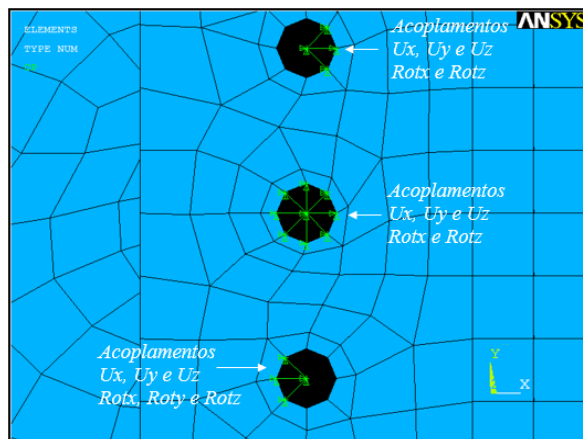




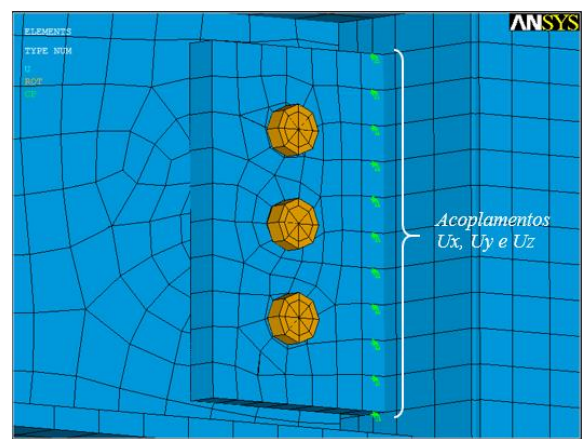
a) Pilar: restrição na base e acoplamentos



b) Conector de cisalhamento



c) Parafusos



d) Chapa passante

**Figura 3.24 - Acoplamentos e restrição na base do pilar misto**

As vinculações compreendem as condições de contorno relacionadas aos deslocamentos do modelo, ou seja, os impedimentos dos graus de liberdades de determinados nós do modelo, de modo a representar os vínculos da ligação mista ensaiada. No modelo em estudo temos:

- Restrição da base do pilar: a principal vinculação do modelo deu-se na base do pilar com a restrição dos deslocamentos nos eixos  $x$ ,  $y$ , e  $z$  de todos os nós constituintes da seção da base.
- Condição de simetria ao longo do eixo longitudinal: a condição de contorno relacionada à simetria nada mais é do que a aplicação, nos nós da seção simétrica, de restrições que simulem o comportamento destes nós caso o modelo fosse simulado desconsiderando a simetria. No presente estudo, o modelo possui um único plano de simetria, no centro do pilar, transversalmente às vigas mistas. Esse plano de simetria, devido às características particulares de construção deste modelo, é ortogonal ao eixo  $x$ . Dessa forma, os nós

dessa seção não apresentariam deslocamentos no eixo x, tampouco rotações em torno dos eixos y e z. (Figura 3.25). Portanto, aplicando-se essas condições nos nós da seção simétrica, tem-se que a representação de metade do modelo deve ser fiel ao modelo completo, porém com a vantagem de possuir a metade do número de elementos e nós, agilizando os procedimentos de análise numérica sem comprometimento dos resultados.

Ambas as restrições no pilar, como a condição de contorno simulando a simetria, podem ser visualizadas na Figura 3.25.

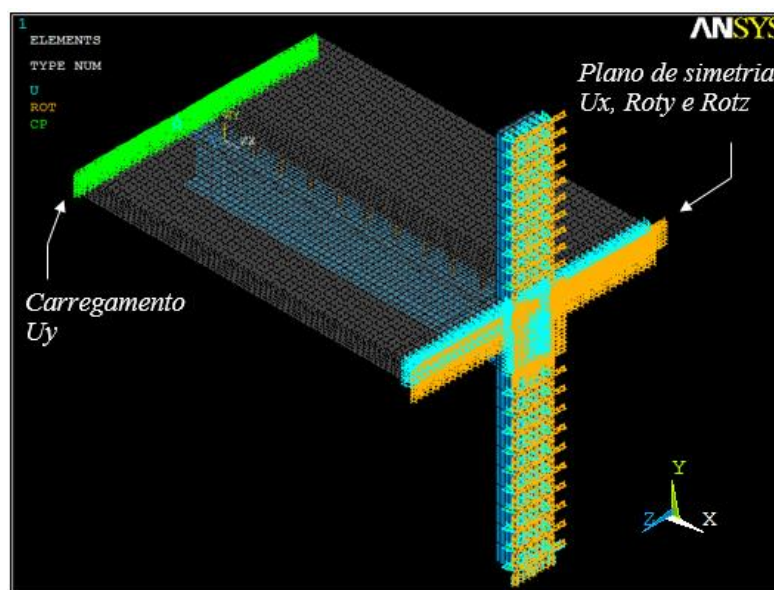
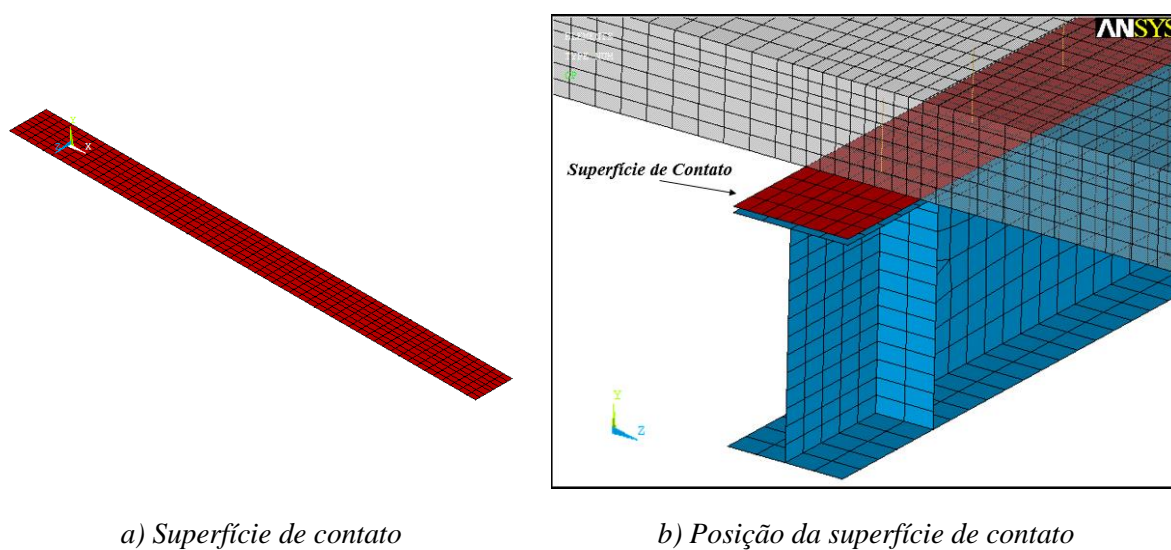


Figura 3.25 - Condição de simetria e carregamento

### 3.2.7 Superfície de contato

Com base no estudo de Kotinda (2006) foram adotados os valores referentes à caracterização do contato entre a laje de concreto e a perfil de aço da viga mista (Figura 3.26), ou seja,  $0,18\text{kN/cm}^2$  para a coesão entre os materiais e 0,4 para o coeficiente de atrito. O método de solução selecionado para o contato entre os elementos foi o 'Pure Lagrange Multiplier', que permite a consideração de penetração nula quando o contato é considerado fechado e escorregamento também nulo até que se atinja o valor limite da coesão entre os materiais aço e concreto. Foram considerados os valores de 0,01cm para a caracterização do valor mínimo de penetração, e  $0,18\text{kN/cm}^2$  como o valor representante do valor mínimo de tensão de tração para abertura do contato, equivalente à coesão.



a) Superfície de contato

b) Posição da superfície de contato

**Figura 3.26 - Superfície de contato**

### 3.2.8 Forças aplicadas

Diferentemente do modelo físico, optou-se pela aplicação de deslocamentos ao invés de forças. Essa opção justifica-se, simplificada, pela facilidade de convergência associada ao processo de análise numérica baseado em deslocamentos. Além disso, no modelo numérico não foi aplicada a força de compressão no pilar preenchido pois esta força teve o objetivo de estabilizar o modelo físico e não se mostrou necessária no caso da simulação.

Foi realizado o acoplamento dos nós na linha correspondente à aplicação dos deslocamentos de forma que tal deslocamento foi aplicado no nó de menor valor (identificador), com os demais nós seguindo o mesmo comportamento.

Os deslocamentos foram aplicados na forma de incrementos, ou passos de deslocamento. Os valores dos passos de carga foram determinados indiretamente, visto que os dados de entrada adotados corresponderam ao tempo de processamento total (deslocamento máximo) e o total de passos de análise. Como dado inicial o modelo previa um deslocamento máximo de 10 cm com um total de 500 passos, chegando-se ao valor de 0,02 cm de deslocamento por passo.

Aqui cabe ressaltar que também foi definido um valor máximo de passos de deslocamento e, a partir disto, a opção de automatização de passos permitia que o programa escolhesse valores de passos menores que os iniciais caso fossem encontradas dificuldades de convergência.

### 3.2.9 Considerações

Antes da apresentação dos resultados vale acrescentar ainda alguns aspectos relacionados às dificuldades encontradas desde a construção dos modelos até a obtenção do modelo considerado adequado para validação, permitindo sua utilização nas análises paramétricas. Dentre esses aspectos destacam-se algumas condições e considerações que foram alteradas ao longo dos processos de modelagem.

Inicialmente procurou-se proceder com aplicação de força no modelo. Porém este procedimento apresentou dificuldades de convergência o que levou à opção de aplicação de deslocamento. A aplicação de deslocamentos diminuiu consideravelmente as dificuldades de convergência, sem, no entanto, deixar de apresentar os valores de força. Os resultados de força, a partir da aplicação de deslocamentos, são obtidos como reação de apoio.

Ainda com relação ao processo de aplicação dos deslocamentos, foi necessário realizar a união dos nós do mesmo plano. Somente assim foi possível impedir determinadas distorções e deslocamentos, o que muitas vezes ocorria no modelo numérico e não tinha nenhuma correlação com o modelo experimental. Com esta determinação (de mesmos deslocamentos) foram aplicados deslocamentos igualmente em toda a face da laje, na linha correspondente à aplicação dos deslocamentos.

Uma modificação com relação ao carregamento do modelo físico foi a desconsideração da aplicação de forças no pilar como parte inicial do ensaio. Isto foi adotado, tendo em vista que a aplicação de tais forças de compressão no pilar atuava apenas com função de promover estabilidade ao modelo físico. Sendo que sua ausência no modelo numérico não alteraria o comportamento do modelo como um todo, e desta forma evitou-se a utilização de duas etapas de carregamento.

Algumas modificações a respeito do comportamento do material aço também foram necessárias para a obtenção dos resultados apresentados. A princípio as relações constitutivas dos materiais estavam baseadas no modelo de encruamento linear (MISO). As relações constitutivas do material aço foram então alteradas para o comportamento baseado no modelo de encruamento cinemático (KINH), pela possibilidade de inclusão dos trechos pós-pico do comportamento tensão-deformação.

O tipo de *solver* utilizado para a realização das análises numéricas, inicialmente era o método de Newton-Raphson completo, porém o mesmo foi alterado para o tipo modificado. Esta alteração ocorreu com base no proposto por Nogueira, Leonel e Venturini (2010) como

alternativa para a análise de peças de concreto armado tracionadas, como é o caso das lajes dos modelos aqui apresentados.

Outra questão que foi levada em consideração, e de grande valia, principalmente em se tratando de um conjunto vasto de análises numéricas foi a opção de armazenamento de dados. Optou-se por salvar dados de resultados em quantidade específica e menor que o total de passos utilizados para análise dos modelos. Assim, utilizando menor memória física no computador foi possível armazenar os resultados de várias análises numéricas.

# 4 RESULTADOS

Este capítulo contempla os resultados da simulação numérica realizada no pacote computacional *Ansys®* e, para este fim, foi dividido em duas partes: resultados do modelo representativo da ligação mista estudada por De Nardin (2007) visando validar o modelo numérico e avaliação da influência de parâmetros geométricos e de resistência sobre a capacidade resistente e rigidez da ligação mista.

## 4.1 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A etapa de validação do modelo numérico consistiu em uma análise comparativa dos resultados gerados numericamente com aqueles obtidos no modelo físico de referência.

A importância desta etapa está na verificação da representatividade do modelo numérico tendo em vista as diversas simplificações feitas no desenvolvimento do referido modelo. Esta etapa é imprescindível à posterior extensão de estudos para outras análises baseadas neste modelo inicial.

Para a fase de validação foram tomados como parâmetros principais os deslocamentos verticais das vigas mistas em diversos pontos, em função da força aplicada, e a curva momento *vs.* rotação da ligação. Valores de força, momento máximos e rigidez inicial também foram utilizados nesta etapa e os principais resultados comparativos são apresentados a seguir. Aqui vale ressaltar que o primeiro dos resultados considerados nesta avaliação foi a evolução dos deslocamentos verticais das vigas mistas em função da variação da força aplicada, isto porque os deslocamentos têm reflexo direto na rotação e na rigidez da ligação.

### *a) Deslocamentos verticais*

Ao todo foram analisados quatro pontos de deslocamentos verticais, gerando quatro curvas representativas dos deslocamentos verticais ao longo do comprimento da viga. Os deslocamentos verticais em função da força aplicada, tanto para o modelo numérico quanto experimental (físico) estão apresentados na Figura 4.1.

Para a construção das curvas do modelo numérico, a força aplicada nas vigas foi obtida a partir da força de reação no ponto de aplicação dos deslocamentos, haja vista que no modelo numérico foram aplicados deslocamentos. Em seguida, a determinação dos deslocamentos verticais nos

respectivos pontos de interesse. Por fim, fez-se a relação da força com os deslocamentos ao longo do comprimento da viga, permitindo a construção das curvas (Figura 4.1). Na legenda as letras F e N correspondem, respectivamente, aos pontos relacionados ao modelo Físico e Numérico.

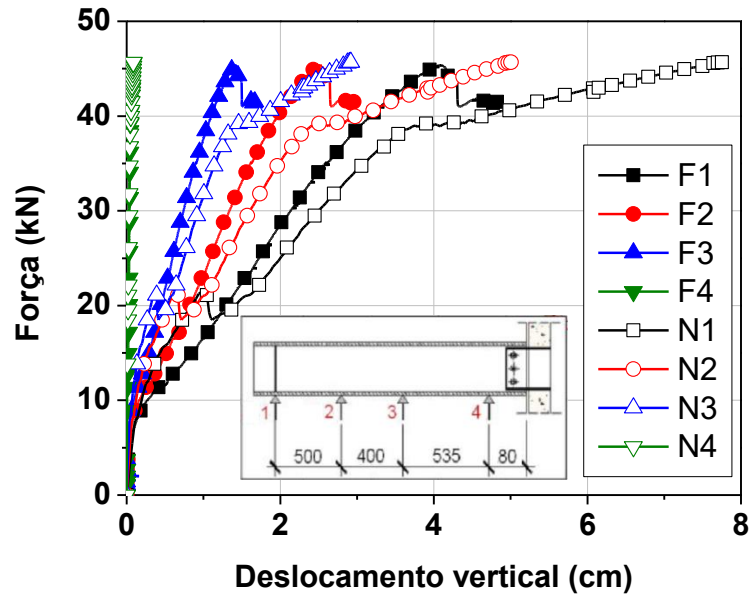


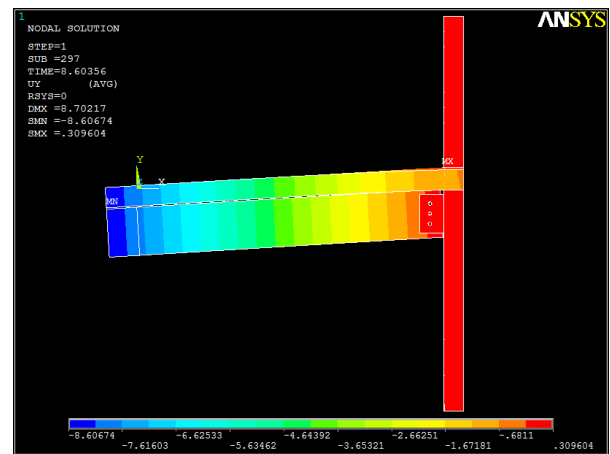
Figura 4.1 - Curvas força vs. deslocamento: modelos físico e numérico de validação

A comparação entre deslocamentos mostra que há uma boa correlação tanto de comportamento quanto de valores de deslocamentos para os quatro pontos em que tal parâmetro foi avaliado (Figura 4.1). Em todos os pontos observa-se valores superiores do modelo numérico em relação ao experimental, mostrando que o primeiro superestima os deslocamentos. Uma primeira análise, ainda qualitativa da força aplicada também mostra boa correlação para este quesito.

A configuração deformada também é importante parâmetro qualitativo para avaliar a representatividade do modelo numérico. Neste sentido, a comparação entre as configurações deformadas dos modelos físico e numérico mostra que há uma boa representatividade neste quesito (Figura 4.2).



a) Modelo físico



b) Modelo numérico

Figura 4.2 - Configuração deformada

## b) Rotação da ligação

Para a obtenção da curva momento *vs.* rotação do modelo numérico partiu-se do princípio que a rotação da ligação corresponde à rotação da viga mista menos a rotação do pilar. A Figura 4.3 ilustra a metodologia utilizada para a determinação da rotação das ligações para os modelos analisados. Em relação à rotação da viga, esta foi calculada a partir dos deslocamentos verticais medidos no ponto 4, que é o mais próximo ao pilar e onde a curva deformada da viga não é tão significativa a fim de interferir nos deslocamentos.

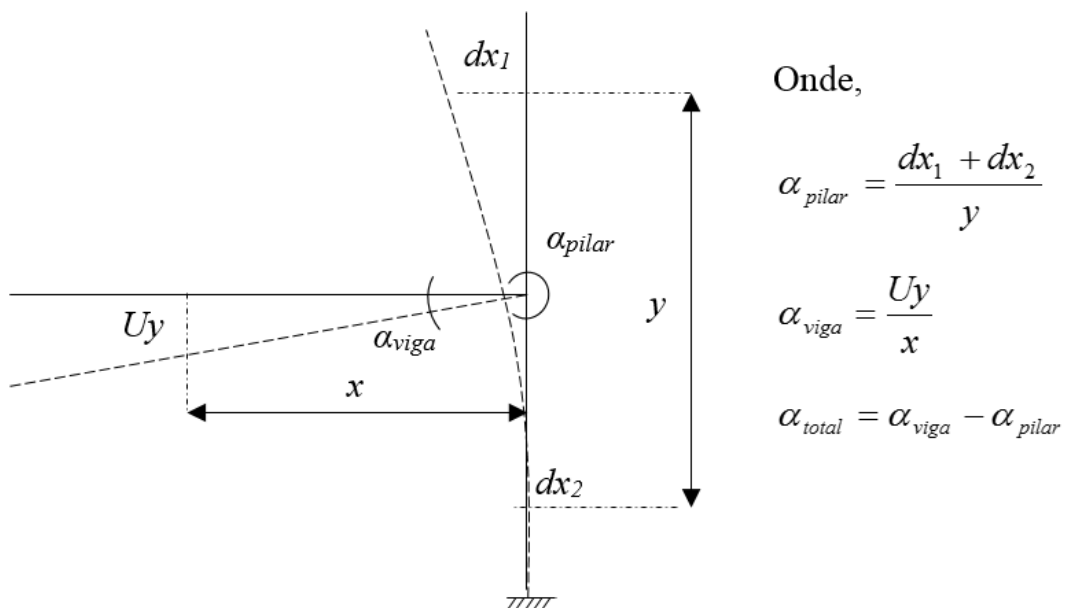


Figura 4.3 - Representação esquemática para determinação das rotações

O momento aplicado foi determinado tomando as forças aplicadas e multiplicando-as pela distância do ponto de aplicação até a face do pilar, o chamado braço de alavanca.



As curvas momento vs. rotação (Figura 4.4) mostram a boa representatividade do modelo numérico em relação ao experimental considerando-o válido para representar o comportamento da ligação mista com chapa passante.

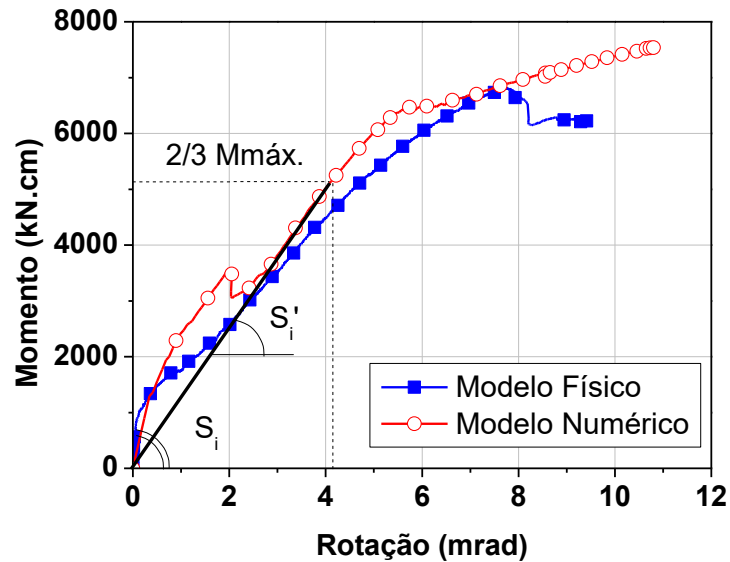


Figura 4.4 - Curvas momento vs. rotação: modelos físico e numérico de validação

c) *Valores máximos*

Uma análise mais precisa pode ser feita a partir dos resultados máximos experimentais e da simulação numérica mostrados na Tabela 4.1. Verifica-se excelente correlação entre os valores de força e boa correlação dos momentos máximos, o mesmo não ocorrendo com os deslocamentos na extremidade das vigas mistas e rotação correspondente ao momento máximo. Aqui cabe lembrar que a rotação para o momento máximo não é um parâmetro relevante para caracterizar o comportamento momento vs. rotação de uma ligação.

Tabela 4.1 - Valores máximos experimentais e da análise numérica

<i>Modelos</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Deslocamento (cm)</i>	<i>Momento (kN.cm)</i>	<i>Rotação (mrad)</i>
Físico	45,39	4,89	6807,75	9,05
Numérico	45,80 (+0,9%)	7,78	7556,57 (+10%)	10,84 (+19,8%)

Em termos de força máxima, o modelo numérico atingiu uma força máxima de 45,80 kN ao passo que o modelo físico apresentou uma força de 45,39 kN. Tomando o valor experimental como referência, o modelo numérico atingiu força máxima correspondente a 99,1% deste valor, superando em 0,9% o valor experimental. Para o momento máximo a diferença observada foi de 10%, o que também valida a representatividade do modelo numérico para este quesito.

Sabe-se que devido à natureza altamente não linear das curvas momento *vs.* rotação, há recomendações normativas (ABNT NBR 8800:2008 e Eurocode 3-1-8, 2005) para que a rigidez rotacional seja tomada no ponto correspondente a 2/3 do momento máximo. Tomando-se os valores correspondentes a 2/3 do momento máximo, nas curvas experimental e numérica, são obtidos os resultados mostrados na Tabela 4.2. Na mesma tabela também são apresentados os valores de momento, rotação e rigidez inicial ( $S_i$ ) calculados com base na perda de linearidade visual da curva momento *vs.* rotação (Figura 4.4), indicado na tabela como ‘análise gráfica’.

**Tabela 4.2 - Valores de momento, rotação e rigidez inicial**

<i>Modelo</i>	<i>Análise gráfica</i>			<i>NBR 8800:2008 / Eurocode 3 Parte 1-8</i>		
	<i>Momento (kN.cm)</i>	<i>Rotação (mrad)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i>Momento (kN.cm)</i>	<i>Rotação (mrad)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
Físico	1032,70	0,11	9388,2	4538,5	4,06	1117,9
Numérico	1294,29	0,34	3806,7	5037,71	4,01	1256,3 (+12,4%)

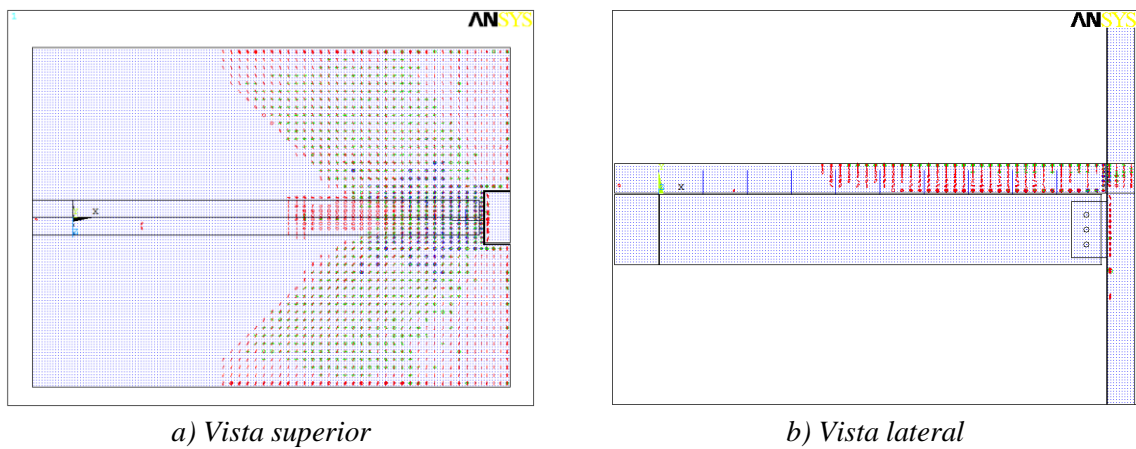
Do exposto na Tabela 4.2, Figura 4.1 e Figura 4.4, conclui-se que o modelo numérico representa, de forma bastante satisfatória, os valores máximos de força e momento fletor. No caso da rigidez inicial, apresentada na Tabela 4.2, a melhor representatividade do modelo numérico foi verificada ao calcular a rigidez inicial adotando os valores de momento e rotação correspondentes a 2/3 do valor do momento máximo, como recomendado em normas técnicas nacional e estrangeira. Assim, para efeitos de posterior análises paramétricas, a rigidez inicial, será calculada para o par momento-rotação correspondente a 2/3 do momento máximo.

Como o modelo numérico foi considerado validado para representar o comportamento experimental da ligação mista com chapa passante, ele agora será utilizado como ferramenta para análise de parâmetros geométricos e de resistência dos materiais, visando avaliar e ampliar a extensão do resultado experimental.

#### *d) Evolução das fissuras*

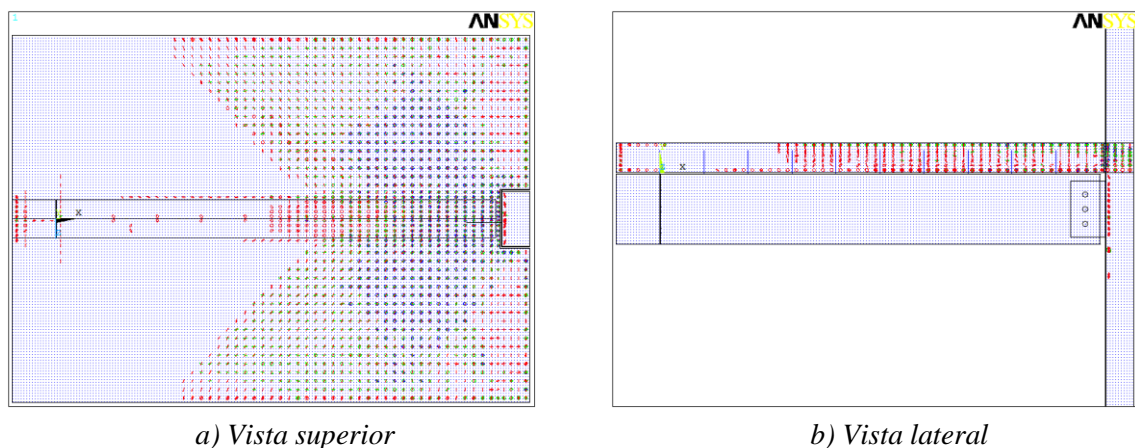
Outro parâmetro bastante interessante do comportamento do modelo analisado refere-se à representação gráfica das fissuras nos elementos de concreto. Na Figura 4.5a são mostradas as fissuras posicionadas nos centroides dos elementos sólidos de concreto, a partir de uma vista superior, para 25% do carregamento. Já na Figura 4.5b observa-se uma vista lateral, permitindo

a visualização das fissuras ao longo da altura da laje de concreto. Verifica-se uma distribuição das fissuras diagonalmente do centro da seção para as extremidades laterais.



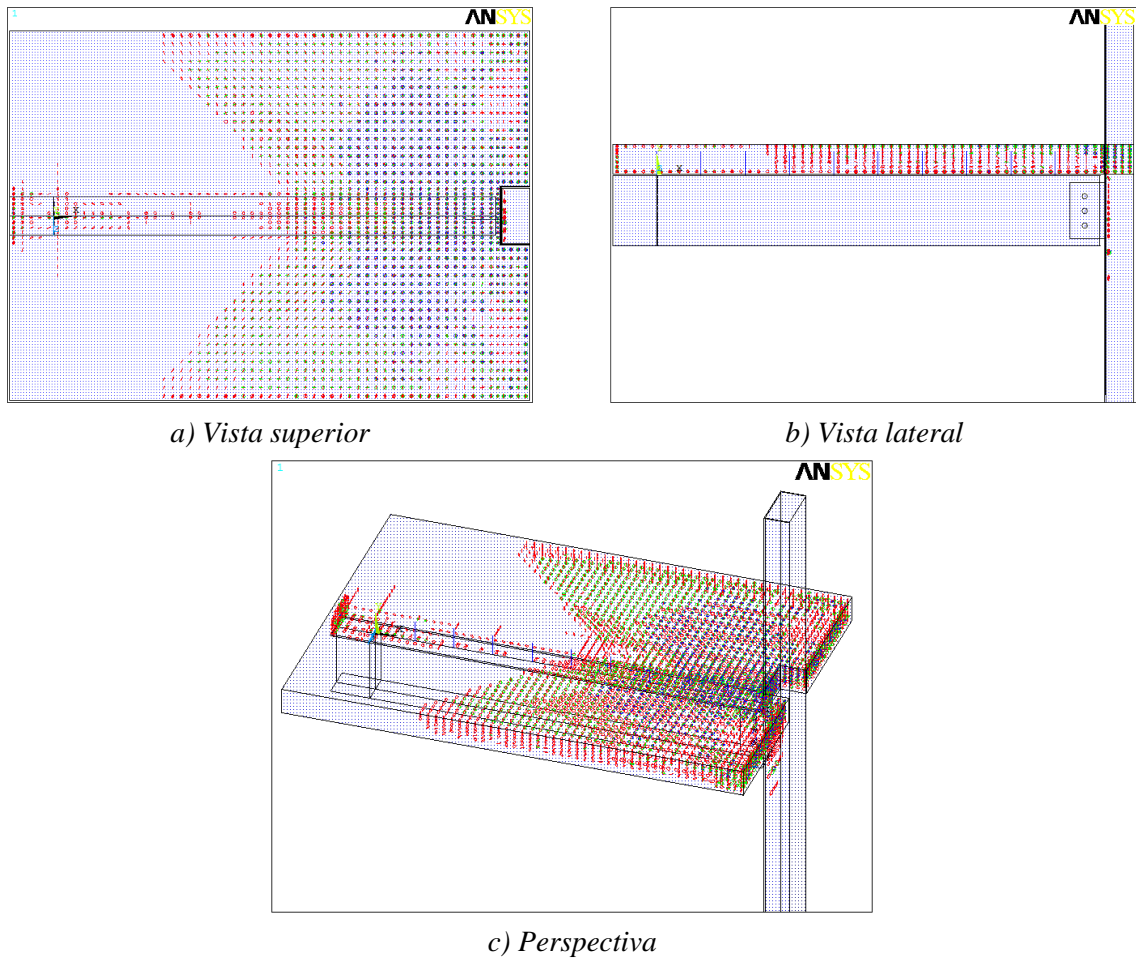
**Figura 4.5 - Distribuição das fissuras para 25% do carregamento**

Com 50% do carregamento observa-se uma progressão das fissuras ao longo da seção da laje de concreto em direção ao ponto de aplicação da força (Figura 4.6a). Na Figura 4.6b pode-se observar a evolução das fissuras na seção longitudinal para esse nível de carregamento.



**Figura 4.6 - Distribuição das fissuras para 50% do carregamento**

A Figura 4.7 ilustra a disposição das fissuras no modelo numérico para a condição final de análise, ou seja, para 100% do carregamento. Na vista superior (Figura 4.7a) verificam-se fissuras próximas ao ponto de aplicação dos deslocamentos (carregamento). Na vista lateral (Figura 4.7b) pode-se observar o surgimento de fissuras na face superior da laje de concreto nas regiões próximas ao ponto de aplicação dos deslocamentos. Na Figura 4.7c tem-se uma vista em perspectiva do modelo numérico com a disposição de todas as fissuras.



**Figura 4.7 - Distribuição das fissuras para 100% do carregamento**

Na Figura 4.8 é ilustrado o panorama final de fissuração da laje no modelo experimental e percebe-se distribuição semelhante à obtida no modelo numérico.



**Figura 4.8 - Distribuição das fissuras no modelo experimental (DE NARDIN, 2007)**

e) *Classificação da ligação quanto à rigidez*

As ligações foram ainda classificadas quanto à rigidez tomando como base os parâmetros da ABNT NBR 8800:2008 - Tabela 4.3, segundo a qual é possível classificar uma ligação viga-pilar em rotulada, semirrígida ou rígida.

**Tabela 4.3 - Classificação das ligações quanto à rigidez (ABNT NBR 8800:2008)**

<i>Rotulada</i>	<i>Rígida</i>	<i>Semirrígida</i>
$S_i' \leq 0,5 \frac{EI_v}{L_v}$	$S_i' \geq 25 \frac{EI_v}{L_v}$	$0,5 \frac{EI_v}{L_v} \leq S_i' \leq 25 \frac{EI_v}{L_v}$

Onde,

$S_i'$ : rigidez da ligação correspondente a 2/3 do momento máximo (rigidez inicial);

$E$ : módulo de elasticidade do aço;

$I_v$ : inércia da seção homogeneizada;

$L_v$ : comprimento da viga conectada à ligação.

Para a determinação das propriedades geométricas da seção mista homogeneizada, dividiu-se a largura efetiva (125 cm) pela relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. As vigas foram consideradas biapoiadas com 6 m de comprimento.

A Figura 4.9 ilustra os limites de classificação quanto à rigidez para a ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante. A presença das duas curvas momento vs. rotação, modelo físico e numérico, no trecho intermediário, mostra que a ligação pode ser classificada como semirrígida para ambos os modelos (experimental e numérico).

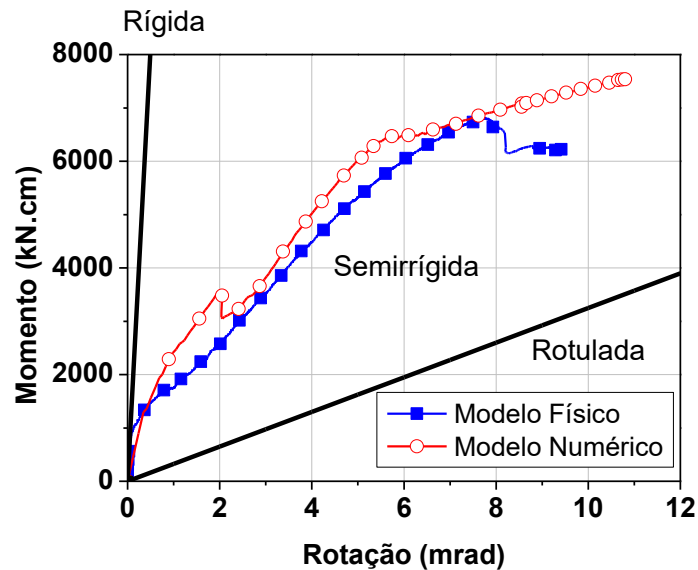


Figura 4.9 - Classificação quanto à rigidez - modelo físico e numérico de validação

Os valores dos limites de classificação para os modelos físico e numérico encontram-se também na Tabela 4.4. Assim como na Figura 4.9, observa-se que os modelos se caracterizam como ligações semirrígidas pois os valores de rigidez inicial, tomada a 2/3 do momento máximo, são intermediários a esses limites.

Tabela 4.4 - Classificação quanto à rigidez - modelo físico e numérico de validação

<i>Modelo</i>	$0,5EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	$25EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math></i> (kN.cm/mrad)	<i>Classificação</i>
Físico	307,57	15378,56	1117,86	Semirrígida
Numérico	307,57	15378,56	1256,29	Semirrígida

*f) Classificação quanto à resistência da ligação*

As ligações podem ser classificadas também quanto à capacidade resistente. As ligações com resistência igual ou maior às vigas a ela conectadas são consideradas de resistência total. Por outro lado, as ligações com resistência máxima menor que a capacidade das vigas são consideradas de resistência parcial.

Para classificar a ligação investigada quanto à resistência os valores de momento máximo experimental e da simulação numérica foram comparados com o momento resistente da viga mista em questão. A determinação do momento resistente da viga mista foi realizada segundo os procedimentos encontrados na ABNT NBR 8800:2008, considerando-se uma viga mista biapoiada com 600 cm de vão e admitindo-se construção escorada e interação total. O

procedimento de cálculo para a determinação do momento resistente da seção da viga mista do modelo experimental encontra-se em Anexo. Dessa forma, no corpo deste texto apresentam-se apenas os valores de momento resistente da viga mista.

Na Tabela 4.5 apresentam-se os valores dos momentos resistentes das vigas mistas e os momentos resistentes das respectivas ligações. A comparação entre estes valores permite a classificação das ligações quanto à resistência. No caso dos modelos físico e numérico de validação observa-se que ambas as ligações são classificadas como de resistência parcial.

**Tabela 4.5 - Classificação quanto à resistência - modelo físico e numérico de validação**

<i>Modelo</i>	<i>Momento resistente da viga (kN.cm)</i>	<i>Momento resistente da ligação (kN.cm)</i>	$M_{rlig}/M_{rv}$	<i>Classificação</i>
Físico	26895,15	6807,75	0,25	Parcial
Numérico	26895,15	7556,57	0,28	Parcial

## 4.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com a validação do modelo numérico inicial, pôde-se proceder com as análises paramétricas. Para a realização destas análises foi necessária a identificação de variáveis a serem avaliadas e isto foi feito tomando por base parâmetros que tenham se mostrado relevantes em estudos anteriores, citados na revisão bibliográfica. Foram eleitos para avaliação os seguintes parâmetros: taxa de armadura negativa da laje, perfil de aço da viga mista, diâmetro dos parafusos, altura da laje, altura da chapa passante, resistência à compressão do concreto e resistência ao escoamento do aço. Os modelos numéricos utilizados nas análises paramétricas partiram do modelo inicial (de validação), variando-se apenas os parâmetros necessários para a distinção do modelo.

### 4.2.1 Taxas de armadura negativa

A taxa de armadura negativa da laje foi o primeiro parâmetro analisado pois, em estudos anteriores desenvolvidos por outros autores, foi o que se mostrou mais relevante para o momento resistente e rigidez das ligações mistas.

Ao todo foram avaliadas cinco taxas de armadura, duas superiores e duas inferiores ao valor correspondente ao modelo físico, que foi 1%. Na Figura 4.10 tem-se as curvas momento vs. rotação das ligações mistas para as diversas taxas de armadura negativa analisadas.

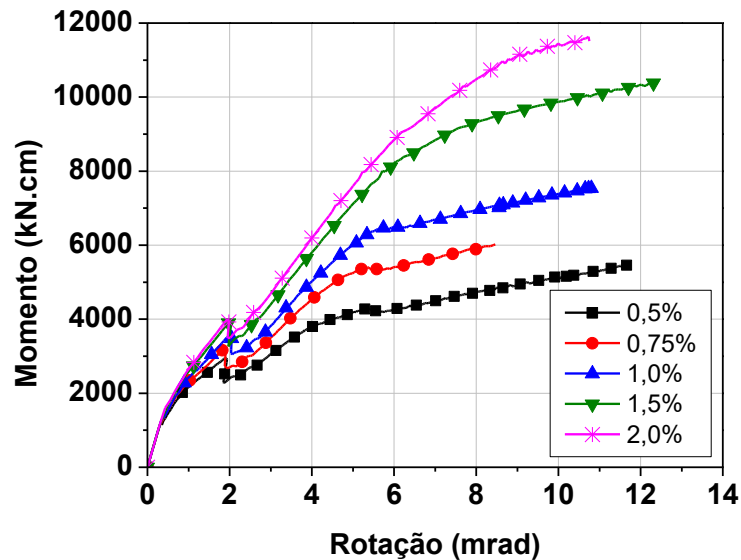


Figura 4.10 - Curvas momento vs. rotação: influência das taxas de armadura

Observa-se claramente, como esperado, um ganho de capacidade resistente proporcional ao acréscimo nas taxas de armadura negativa da laje. Quanto maior a taxa imposta ao modelo, maior a capacidade resistente da ligação ao momento fletor.

A influência da variação das taxas de armadura negativa da laje é apresentada também em termos de força máxima, momento máximo e rigidez inicial da ligação (Tabela 4.6).

Tabela 4.6 - Influência da taxa de armadura negativa da laje

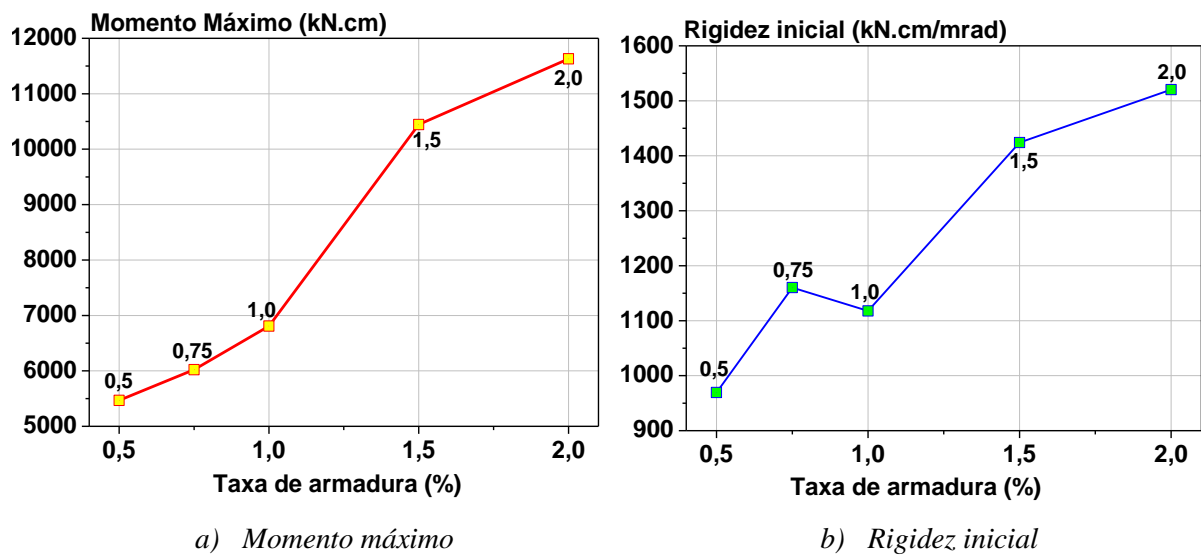
<i>Taxa (%)</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
0,50	33,14	5467,49 (-19,7%)	969,41 (-13,3%)
0,75	36,49	6021,46 (-11,5%)	1160,20 (+3,8%)
1,00*	45,39*	6807,75*	1117,86*
1,50	63,30	10445,14 (+53,4%)	1424,0 (+27,4%)
2,00	70,49	11630,88 (+70,8%)	1520,4 (+36,0%)

(\*) *modelo experimental (físico)*

Os valores de momento máximo e de rigidez inicial mostrados na Tabela 4.6, estão ilustrados em forma de relação gráfica na Figura 4.11. Observa-se que a capacidade da ligação em transmitir momento fletor, expressa pelos valores de momento máximo, aumenta significativamente com o aumento na taxa de armadura, sobretudo quando a taxa aumenta de 1% para 1,5%. Aparentemente, para taxas acima de 1,5% o ganho já não é tão expressivo, provavelmente porque para taxas desta magnitude ocorram mudanças nos modos de falha e o



aumento de capacidade resistente decorrente da armadura conduza a falha para outros componentes da ligação.



**Figura 4.11 - Influência da taxa da armadura negativa da laje**

Quanto à rigidez inicial, houve ganho considerável para taxa de 1,5% em relação ao modelo experimental no qual foi utilizada taxa de 1,0%, o mesmo que ocorreu com o momento máximo. Para taxa de 2% o ganho de rigidez inicial já não é tão expressivo quanto no caso anterior. Novamente, a causa pode ser a mudança no modo de falha em função da maior contribuição da taxa de armadura para o momento resistente da ligação. Para taxas inferiores a 1%, houve ganho entre as taxas de 0,5% e 0,75%, mas comparando a rigidez inicial para as taxas de 0,75% e 1,0%, valores menores foram registrados para a taxa maior. Na Tabela 4.7 apresentam-se os comparativos entre os limites de rigidez e os valores de rigidez inicial das ligações analisadas, permitindo classificar as ligações quanto à rigidez. Observa-se que todas as ligações que variaram as taxas de armadura foram classificadas quanto à rigidez como semirrígidas.

**Tabela 4.7 - Classificação quanto à rigidez - taxas de armadura**

<i>Taxa de armadura</i>	$0,5EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	$25EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math></i> (kN.cm/mrad)	<i>Classificação</i>
0,5%	307,57	15378,56	969,41	Semirrígida
0,75%	307,57	15378,56	1160,20	Semirrígida
1,0%	307,57	15378,56	1117,86	Semirrígida
1,5%	307,57	15378,56	1424,01	Semirrígida
2,0%	307,57	15378,56	1520,38	Semirrígida

As ligações com variação nas taxas de armadura foram também classificadas quanto à resistência (Tabela 4.8). Observa-se que todas as ligações que variaram as taxas de armadura foram classificadas como de resistência parcial.

**Tabela 4.8 - Classificação quanto à resistência - taxas de armadura**

<i>Taxa de armadura</i>	<i>Momento resistente da viga (kN.cm)</i>	<i>Momento resistente da ligação (kN.cm)</i>	$M_{rlig}/M_{rv}$	<i>Classificação</i>
0,5%	26895,15	5467,49	0,20	Parcial
0,75%	26895,15	6021,46	0,22	Parcial
1,0%	26895,15	6807,75	0,25	Parcial
1,5%	26895,15	10445,14	0,39	Parcial
2,0%	26895,15	11630,88	0,43	Parcial

#### **4.2.2 Perfil de aço da viga mista**

O perfil de aço da viga mista foi o segundo parâmetro avaliado e, para isso, inicialmente foram adotadas seções padronizadas e disponíveis em catálogos comerciais.

A análise levou em consideração perfis com maior inércia e menor área da seção transversal. Porém, os resultados (Figura 4.12) revelaram ligações com momento máximo inferior ao modelo de validação, o que não era esperado pois houve aumento de inércia e área dos perfis. Isto levou a uma consideração sobre a influência de alguns parâmetros geométricos do perfil de forma isolada, como por exemplo, a altura do perfil da viga mista e a espessura da alma, os quais foram analisados na sequência e de forma independente.

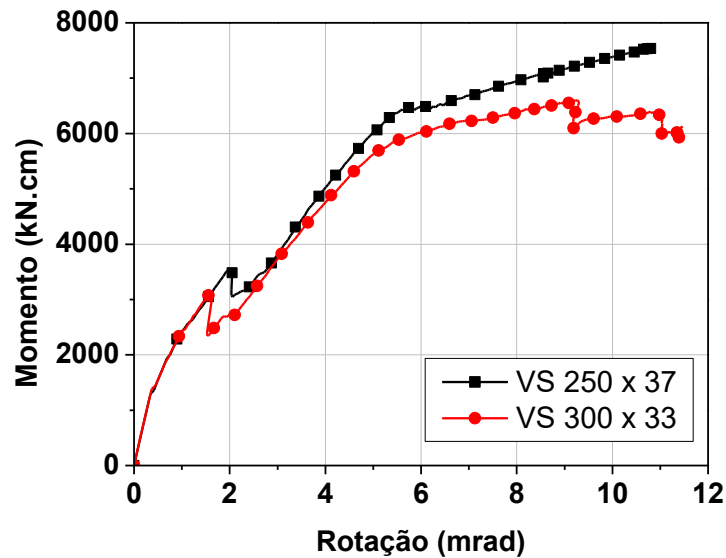


Figura 4.12 - Curvas momento vs. rotação: perfil padronizado da viga mista

a) *Altura do perfil da viga mista*

Com o objetivo de analisar a influência unicamente da altura do perfil e, por consequência a inércia, foram criados perfis cuja variável era a altura total. Por conta da limitação da esbeltez da alma a fim de evitar instabilidades locais de alma, a espessura da alma também foi aumentada com este propósito. Portanto, as variações nos perfis da viga mista foram realizadas respeitando-se os limites de esbeltez local. Além disso, cabe destacar que a chapa passante se manteve centralizada com dimensões inalteradas em relação aos perfis de viga mista analisados. A Figura 4.13 ilustra o comportamento da ligação quanto ao momento aplicado, para as diferentes alturas de perfil da viga mista analisados. Foram analisadas três seções, além do modelo de validação, cujas alturas da viga mista variaram de 250 mm a 400 mm.

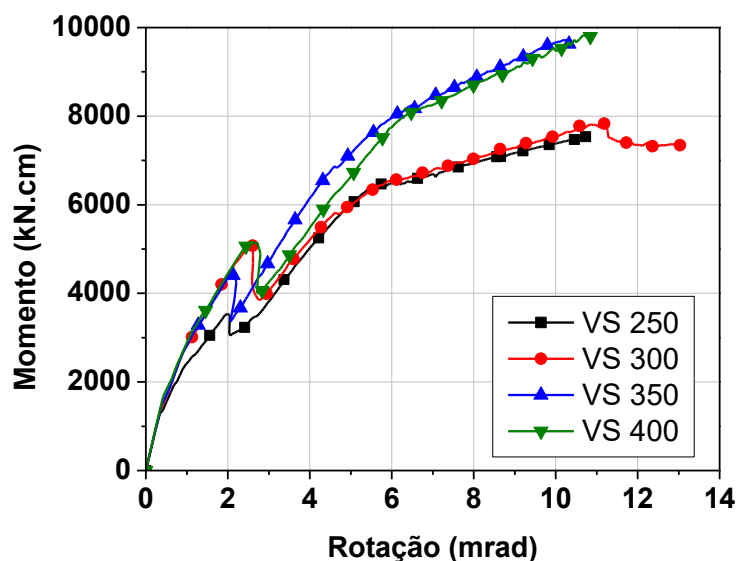


Figura 4.13 - Curvas momento vs. rotação: influência da altura da viga mista

Todos os modelos analisados com relação à altura do perfil da viga mista são mostrados na Tabela 4.9, juntamente com seus valores de força máxima, momento máximo e rigidez inicial.

Tabela 4.9 - Influência da altura do perfil da viga mista

<i>Perfil I</i>	<i>Espessura da alma (mm)</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
Seção comercial (VS 300x33)	4,75	39,99	6598,14 (-3,1%)	1208,45 (+8,1%)
VS 250*	6,3*	45,39*	6807,75*	1117,86*
VS 300	8,0	47,55	7845,29 (+15,2%)	1304,29 (+16,7%)
VS 350	9,5	58,91	9719,59 (+42,8%)	1524,64 (+36,4%)
VS 400	9,5	59,59	9833,03 (+44,4%)	1326,99 (+18,7%)

(\* ) modelo experimental (físico)

Em relação à capacidade de momento, observa-se, tanto na Tabela 4.9 quanto na Figura 4.14, que os modelos com maior altura apresentaram maiores valores de momento máximo, sendo que os maiores ganhos foram observados para as alturas de 300 mm (15,2%) e 350 mm (42,8%). Todas as variações apresentaram ganhos de momento máximo, ainda que no caso do perfil com 400 mm não tenham sido expressivos (1,2%). Esses resultados revelam, aparentemente, que a partir de determinada altura do perfil da viga mista outros parâmetros podem influenciar na capacidade resistente da ligação.

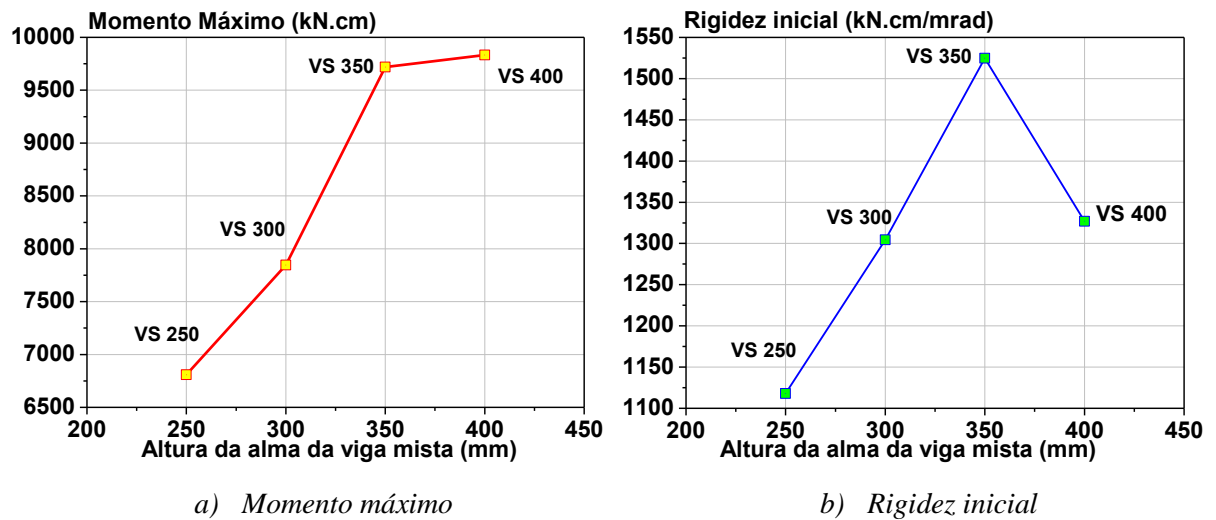


Figura 4.14 - Influência da altura do perfil da viga mista

Os resultados também revelaram que a rigidez inicial dos modelos analisados foi ampliada com o aumento da altura do perfil da viga mista, exceto para o modelo com altura de 400 mm. Ainda que em termos quantitativos os resultados não sejam muito distintos, em relação à diminuição da rigidez inicial para o modelo com 400 mm de altura do perfil da viga mista, este pode ser um fator revelador da limitação deste parâmetro.

As ligações que variaram a altura do perfil da viga mista foram classificadas quanto à rigidez (Tabela 4.10). A comparação entre os valores de rigidez inicial e dos limites de classificação permite classificar todas as ligações com variação na altura do perfil da viga mista em semirrígidas.

Tabela 4.10 - Classificação quanto à rigidez – altura do perfil da viga mista

Altura do perfil da viga mista	$0,5EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	$25EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	Rigidez inicial $S_i'$ (kN.cm/mrad)	Classificação
Seção comercial VS 300 x 33	383,98	19199,08	1208,45	Semirrígida
VS 250	307,57	15378,56	1117,86	Semirrígida
VS 300	463,04	23152,10	1304,29	Semirrígida
VS 350	667,74	33386,90	1524,64	Semirrígida
VS 400	884,94	44246,92	1326,99	Semirrígida

Quanto à resistência os modelos das ligações com variação no perfil da viga mista também foram classificados (Tabela 4.11). Os valores comparativos entre os momentos resistentes, da viga mista e da ligação, permitiram classificar as ligações como de resistência parcial.

Tabela 4.11 - Classificação quanto à resistência - altura do perfil da viga mista

<i>Altura do perfil da viga mista</i>	<i>Momento resistente da viga (kN.cm)</i>	<i>Momento resistente da ligação (kN.cm)</i>	$M_{rtig}/M_{rv}$	<i>Classificação</i>
Seção comercial VS 300 x 33	27428,91	6598,14	0,24	Parcial
VS 250	26895,15	6807,75	0,25	Parcial
VS 300	34752,87	7845,29	0,23	Parcial
VS 350	44306,27	9719,59	0,22	Parcial
VS 400	51999,07	9833,03	0,19	Parcial

*b) Espessura da alma da viga mista:*

Os estudos envolvendo a variação da altura do perfil I da viga mista revelaram que a espessura da alma poderia ser relevante no comportamento da ligação, haja vista que a ligação entre os componentes de aço se dá justamente pela alma. Quando a análise foi feita considerando perfis I, tipo VS, com dimensões padronizadas, alguns destes perfis apresentavam alma de espessura menor que o modelo de referência utilizado na validação, mesmo com alturas e inércia maiores. Em função disto, a fim de identificar a influência unicamente da variação da espessura da alma procedeu-se à análise aqui apresentada. Nesta avaliação foram consideradas as seguintes espessuras: 4.75, 6.3, 8, 9.5 e 12.5 mm. As demais dimensões do perfil foram mantidas constantes e iguais ao perfil utilizado no modelo físico. As curvas momento vs. rotação obtidas são apresentadas na Figura 4.15. Percebe-se que não há mudança significativa na forma das curvas indicando que a variação da espessura da alma não modifica o comportamento momento vs. rotação da ligação mista.

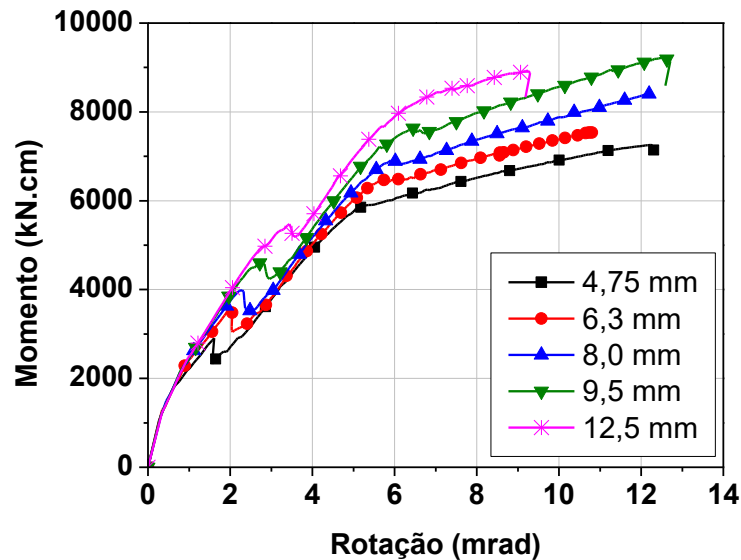


Figura 4.15 - Curvas momento vs. rotação: influência da espessura da alma da viga mista

Quanto aos valores de momento máximo e rigidez inicial, expressos na Tabela 4.12, estes revelam a influência da espessura da alma do perfil da viga mista, tanto do ponto de vista da força, quanto do momento máximo e da rigidez inicial da ligação.

Tabela 4.12 - Influência da espessura da alma do perfil da viga mista

<i>Espessura (mm)</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
4,75	43,97	7254,57 (+6,6%)	1230,63 (+10,1%)
6,3*	45,39*	6807,75*	1117,86*
8	50,93	8403,02 (+23,4%)	1279,00 (+14,4%)
9,5	55,86	9216,93 (+35,4%)	1324,27 (+18,5%)
12,5	54,12	8929,17 (+31,2%)	1410,61 (+26,2%)

(\*) *modelo experimental (físico)*

De acordo com o exposto na Tabela 4.12 e Figura 4.16, dois são os pontos importantes a se destacar com relação ao momento máximo decorrente da variação na espessura da alma do perfil I. Primeiro, o menor momento fletor resistido pela ligação ocorreu para a espessura de 6,3 mm, que não foi a menor espessura considerada na análise (Figura 4.16a). Segundo, houve redução do momento máximo para o modelo com 12,5 mm, menor que o modelo com 9,5 mm, para o qual foi registrado o maior momento resistente. Assim como no caso da armadura, que houve um limite para a taxa de armadura a partir da qual não ocorre acréscimos no momento resistente, o mesmo ocorreu para a espessura da alma. Novamente, há uma limitação na

espessura da alma a partir da qual, provavelmente, ocorre mudança no modo de falha da ligação tornando outro parâmetro mais relevante que este.

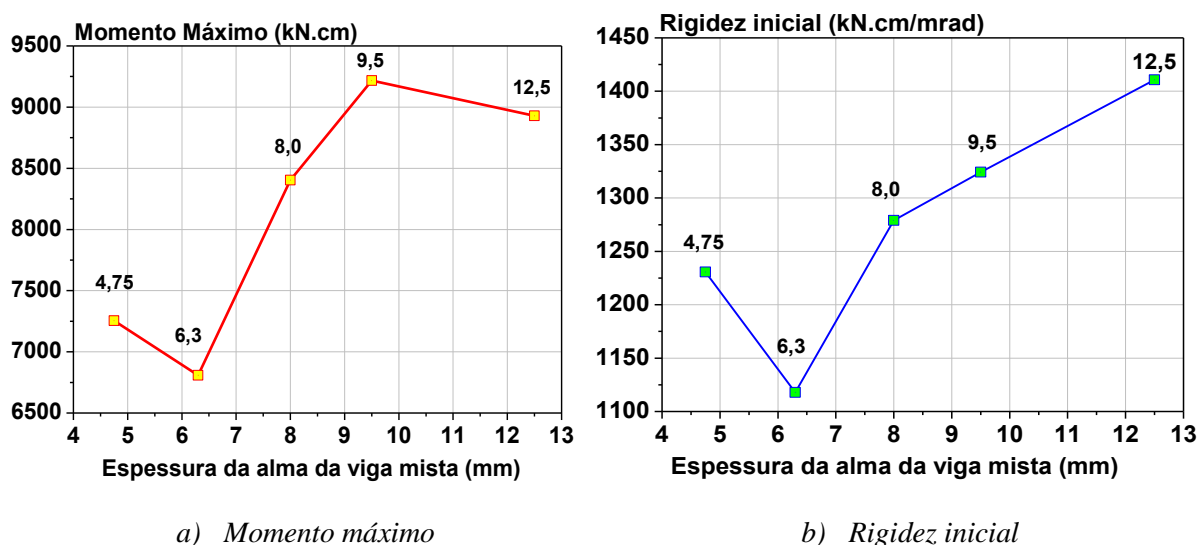


Figura 4.16 - Influência da espessura da alma do perfil da viga mista

Por outro lado, com relação à rigidez inicial (Figura 4.16), observou-se que todos os modelos apresentaram valores superiores ao modelo experimental. A tendência de crescimento da rigidez inicial foi observada em todos os modelos até mesmo para o modelo com o maior valor de espessura da alma do perfil da viga mista. Apesar de todos os modelos apresentarem aumentos de rigidez inicial, o mais expressivo foi registrado quando a espessura mudou de espessura de 6,3 mm para 8,0 mm, neste caso o aumento relativo de rigidez inicial foi de 14,4%.

As ligações que variaram a espessura da alma do perfil da viga mista foram classificadas quanto à rigidez (Tabela 4.13). A comparação entre os valores de rigidez inicial e dos limites de classificação permite classificar todas as ligações com variação na espessura da alma do perfil da viga mista em semirrígidas.

Tabela 4.13 - Classificação quanto à rigidez - espessura da alma do perfil da viga mista

<i>Espessura da alma (mm)</i>	$0,5EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	$25EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math></i> (kN.cm/mrad)	<i>Classificação</i>
4,75	291,47	14573,61	1230,63	Semirrígida
6,3	307,57	15378,56	1117,86	Semirrígida
8	324,85	16242,52	1279,00	Semirrígida
9,5	339,78	16989,03	1324,27	Semirrígida
12,5	368,79	18439,70	1410,61	Semirrígida



Quanto à resistência os modelos das ligações com variação na espessura da alma da viga mista também foram classificados (Tabela 4.14). Os valores comparativos entre os momentos resistentes, da viga mista e da ligação, permitiram classificar as ligações como de resistência parcial.

**Tabela 4.14 - Classificação quanto à resistência - espessura da alma da viga mista**

<i>Espessura da alma (mm)</i>	<i>Momento resistente da viga (kN.cm)</i>	<i>Momento resistente da ligação (kN.cm)</i>	$M_{rlig}/M_{rv}$	<i>Classificação</i>
4,75	25003,52	7254,57	0,29	Parcial
6,3	26895,15	6807,75	0,25	Parcial
8	28961,29	8403,02	0,29	Parcial
9,5	30749,70	9216,93	0,30	Parcial
12,5	34271,20	8929,17	0,26	Parcial

#### **4.2.3 Diâmetro dos parafusos**

A contribuição da ligação parafusada é fundamental para o comportamento da ligação mista como um todo. Em função disto, buscou-se avaliar a influência dos parafusos no comportamento da ligação, a qual foi considerada por meio da variação do diâmetro dos parafusos. Nesta análise foram considerados dois diâmetros comerciais adicionais, lembrando que no modelo experimental foi utilizado diâmetro de 16 mm (5/8"). Assim, foram avaliados os diâmetros de 12,5 mm (1/2") e 19 mm (3/4"). Os resultados desta avaliação, expressos pelas curvas momento vs. rotação são apresentados na Figura 4.17. Porém, para o modelo com parafusos de diâmetros de 19mm verificou-se que o modelo não conseguia convergência a partir de um determinado valor de deslocamento aplicado (expresso em termos de momento fletor na Figura 4.17). A análise das tensões nas bordas dos furos da alma da viga mista mostrou que estas atingiram os valores máximos característicos do material e isto levou à não convergência numérica e, por consequência, à paralisação da análise do modelo. Para o diâmetro de 12,5 mm percebe-se que a ligação mista apresenta comportamento semelhante ao observado para o modelo experimental (diâmetro de 16 mm) porém com menor momento resistente e maior rotação (Figura 4.17).

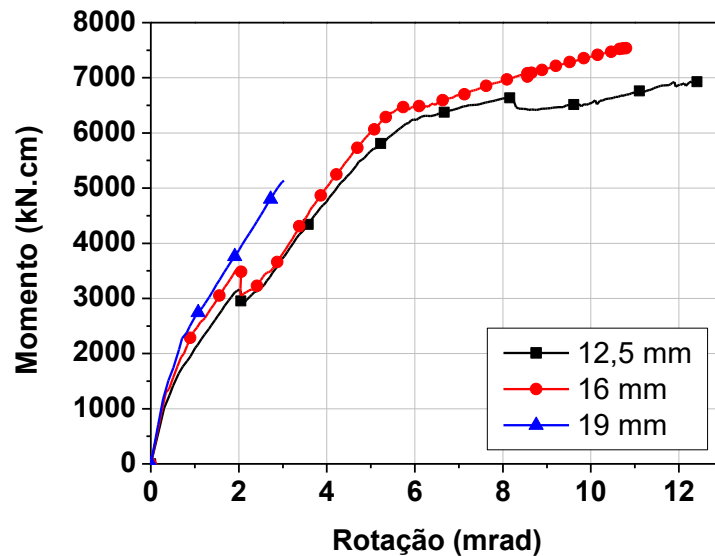


Figura 4.17 - Curvas momento vs. rotação: influência do diâmetro dos parafusos,  $t_w = 6,3$  mm

A fim de eliminar este efeito e avaliar somente a influência do diâmetro dos parafusos, realizou-se uma análise complementar a fim de identificar qual espessura da alma do perfil I, combinada com o diâmetro de 19 mm do parafuso levaria o modelo a avançar mais em termos de deslocamento aplicado. Nesta análise, cujos resultados são apresentados na Figura 4.18, verificou-se que apenas o modelo cuja espessura da alma do perfil da viga mista foi de 12,5 mm apresentou convergência completa para o modelo com parafuso de 19 mm. Assim, fica evidente a influência da espessura da alma da viga mista (Figura 4.18). Quanto maior a espessura, maior o momento resistente das ligações mistas. Os modelos com alma de espessura inferior a 12,5 mm tiveram sua análise interrompida abruptamente mostrando capacidades inferiores aos demais devido a tensões elevadas na borda do furo inferior.

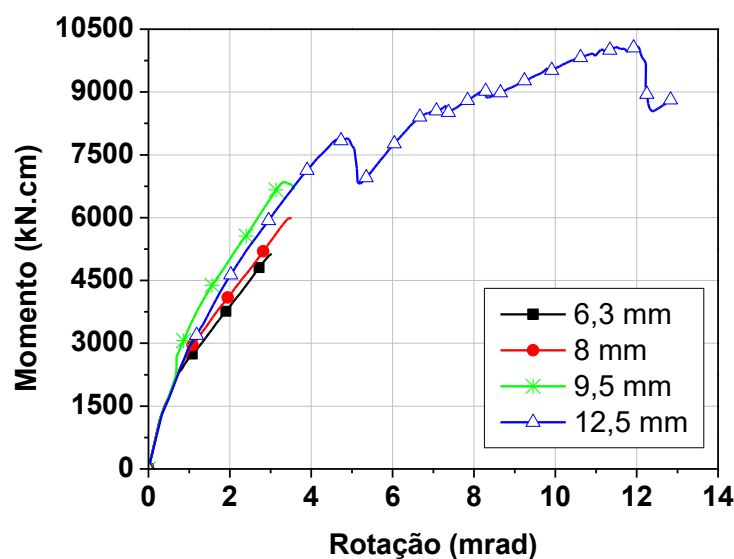


Figura 4.18 - Curvas momento vs. rotação: Espessuras da alma, parafuso diâmetro de 19 mm

Uma vez identificada a espessura da alma que permitiria ao modelo com parafuso de 19 mm avançar mais no processamento, uma nova análise foi realizada, agora considerando os diversos diâmetros de parafusos combinados com alma de 12,5 mm de espessura.

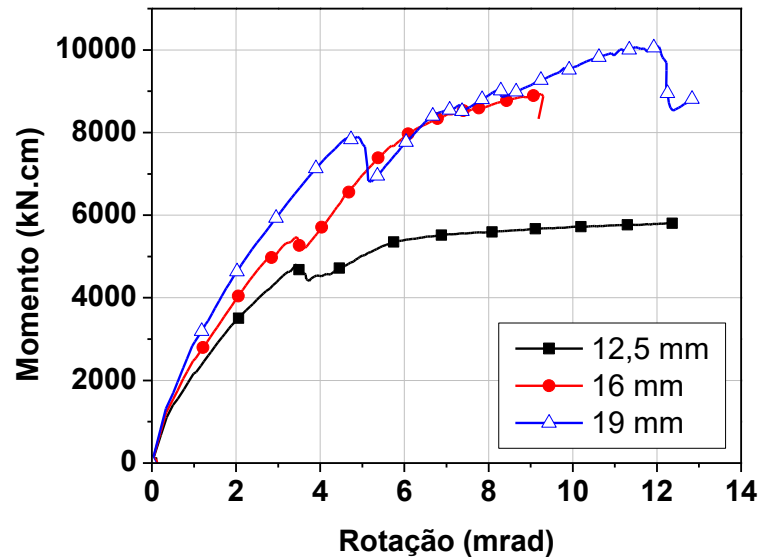


Figura 4.19 - Curvas momento vs. rotação: influência do diâmetro dos parafusos,  $t_w = 12,5$  mm

Feita a alteração na espessura da alma, não é mais possível comparar com o modelo experimental. As curvas momento vs. rotação apresentadas na Figura 4.19 em que os modelos têm o diâmetro do parafuso como única variável mostram que quanto maior a espessura, maior a capacidade resistente da ligação.

A Tabela 4.15 apresenta os valores máximos de força e momento na ligação mista, bem como a rigidez, em função do diâmetro dos parafusos.

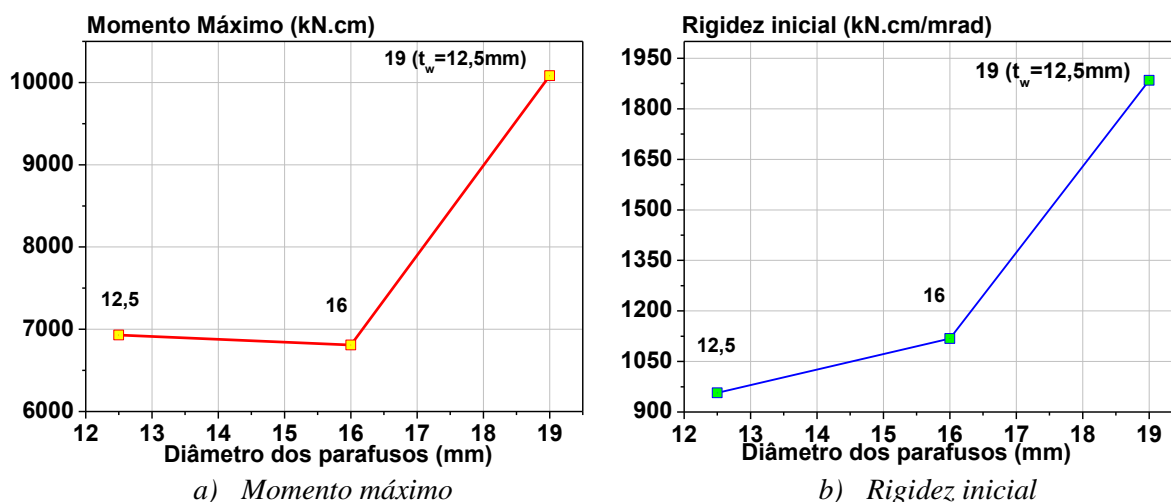
Tabela 4.15 - Influência do diâmetro dos parafusos

<i>Diâmetro dos parafusos (mm)</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
12,5 ( $t_w = 6,3$ mm)	42,00	6930,53 (+1,8%)	956,59 (-14,4%)
16 ( $t_w = 6,3$ mm) *	45,39*	6807,75*	1117,86*
19 ( $t_w = 12,5$ mm)	61,12	10084,29 (+48,1%)	1888,44 (+69,9%)

(\* ) *modelo experimental (físico)*

Com base na Tabela 4.15 e na Figura 4.20a, tem-se que ocorre, com relação ao momento máximo alcançado pelos modelos, um aumento considerável apenas para o modelo com parafuso de 19 mm de diâmetro. Relativamente ao modelo experimental, obteve-se um

acrécimo de cerca de 48% no momento máximo, lembrando que neste caso específico também houve acréscimo na espessura da alma do perfil I. O menor diâmetro avaliado (12,5 mm), apresentou momento máximo ligeiramente superior ao modelo experimental cerca de 2% maior, sugerindo que a influência do diâmetro do parafuso não é tão significativa se for mantida a mesma espessura da alma.



**Figura 4.20 - Influência do diâmetro dos parafusos**

Com relação à rigidez inicial, verificou-se um acréscimo com o aumento do diâmetro dos parafusos, como ilustrado na Figura 4.20b. O aumento mais expressivo foi observado para o modelo com parafusos de 19 mm de diâmetro, mas neste caso há também a influência da maior espessura da alma em relação aos demais modelos. Para o modelo com parafusos de 12,5 mm de diâmetro, obteve-se uma rigidez inicial menor se comparada ao modelo experimental de 16 mm, revelando que se trata, de fato, de um parâmetro importante e influente no comportamento da ligação mista analisada.

Da análise da influência do diâmetro do parafuso um aspecto merece destaque: ao aumentar tal diâmetro ocorre mudança de falha da ligação e o modelo numérico passa a não convergir. A exemplo do que ocorreu para o diâmetro de 19 mm cuja análise foi possível somente para alma com 12,5 mm de espessura, fica evidente que não basta alterar um parâmetro indefinidamente pois este interfere nos demais. Ou seja, a partir de determinado valor, o parâmetro necessitou ser considerado combinado com outra variável geométrica.

As ligações que variaram o diâmetro dos parafusos foram classificadas quanto à rigidez (Tabela 4.16). A comparação entre os valores de rigidez inicial e dos limites de classificação permite classificar todas as ligações com variação no diâmetro dos parafusos em semirrígidas.

Tabela 4.16 - Classificação quanto à rigidez - diâmetro dos parafusos

<i>Diâmetro dos parafusos (mm)</i>	<i><math>0,5EI_v/L_v</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i><math>25EI_v/L_v</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i>Classificação</i>
12,5	307,57	15378,56	956,59	Semirrígida
16	307,57	15378,56	1117,86	Semirrígida
19	368,79	18439,70	1888,44	Semirrígida

Quanto à resistência os modelos das ligações com variação no diâmetro dos parafusos também foram classificados (Tabela 4.17). Os valores comparativos entre os momentos resistentes, da viga mista e da ligação, permitiram classificar as ligações como de resistência parcial.

Tabela 4.17 - Classificação quanto à resistência - diâmetro dos parafusos

<i>Diâmetro dos parafusos (mm)</i>	<i>Momento resistente da viga (kN.cm)</i>	<i>Momento resistente da ligação (kN.cm)</i>	<i><math>M_{rlig}/M_{rv}</math></i>	<i>Classificação</i>
12,5	26895,15	6930,53	0,26	Parcial
16	26895,15	6807,75	0,25	Parcial
19	26895,15	10084,29	0,37	Parcial

#### 4.2.4 Altura da laje

Assim como a variação da altura do perfil da viga mista pode ser considerado um parâmetro importante no comportamento da ligação, a influência da altura da laje de concreto também merece ser avaliada. Este parâmetro é outra opção quando se deseja aumentar o braço de alavanca e distanciar os componentes resistentes da linha neutra, contribuindo para o aumento do momento resistente da ligação mista. Tendo em vista essa relação, optou-se por analisar variações da altura na laje e observar o comportamento dos modelos numéricos frente a esse parâmetro.

Duas novas alturas de laje foram avaliadas: 12 cm e 15 cm. Ambos os modelos foram analisados para taxas de armadura negativa da laje constantes e iguais a 1,0%, assim como o modelo experimental. Em função da taxa de armadura ter sido mantida constante, houve acréscimo na quantidade de armadura em função do aumento na altura da laje. As curvas momento vs. rotação para as diferentes alturas da laje são mostradas na Figura 4.21.

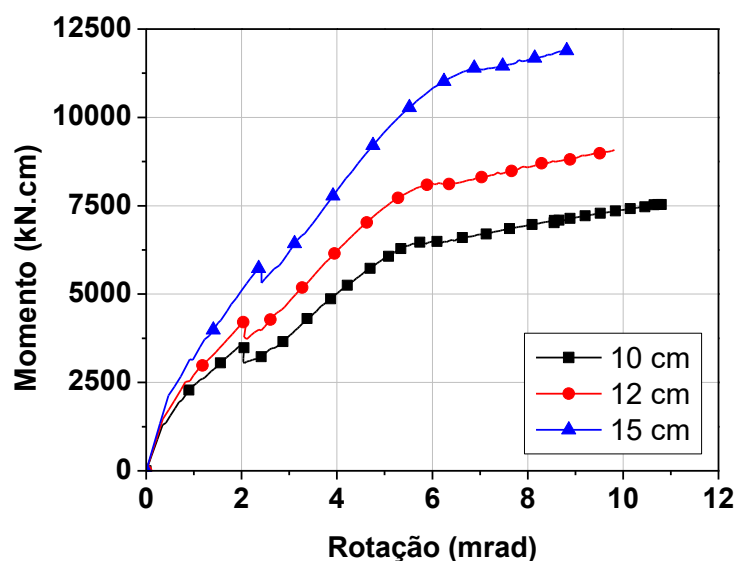


Figura 4.21 - Curvas momento vs. rotação: influência da altura da laje

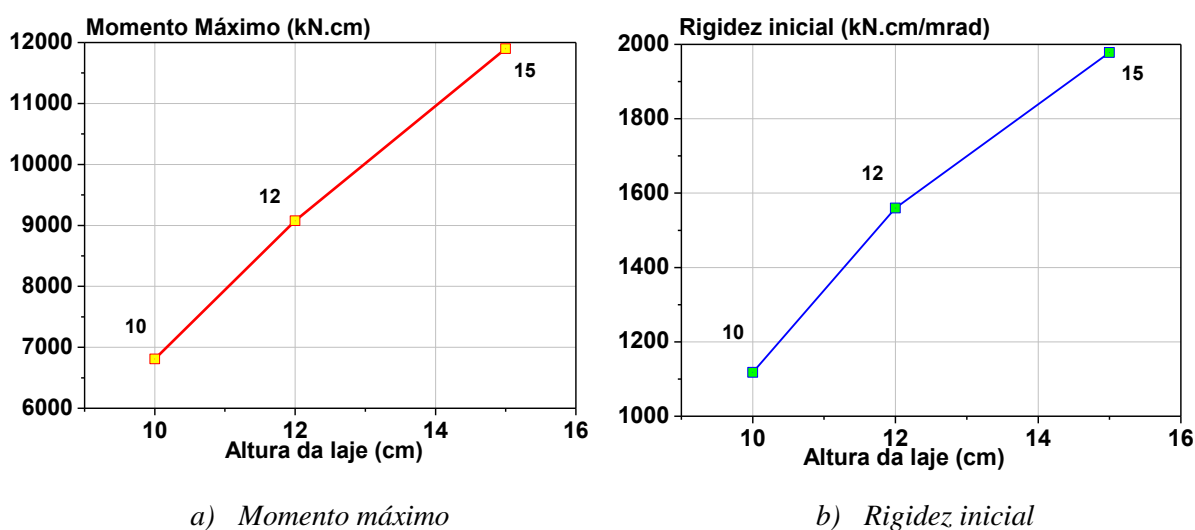
A Tabela 4.18 apresenta a influência da altura da laje de concreto sobre a força máxima, momento máximo e rigidez inicial.

Tabela 4.18 - Influência da altura da laje de concreto

Altura da laje (cm)	Força (kN)	Momento Máximo (kN.cm)	Rigidez inicial $S_i'$ (kN.cm/mrad)
10*	45,39*	6807,75*	1117,86*
12	55,01	9076,96 (+33,3%)	1559,62 (+39,5%)
15	72,11	11898,81 (+74,8%)	1978,19 (+77,0%)

(\*) modelo experimental (físico)

Quanto ao momento máximo, claramente se observa que a variação da altura da laje é um parâmetro importante que tem grande influência. Verifica-se, a partir da Figura 4.22a e da Tabela 4.18, um aumento do momento máximo na ligação mista proporcional ao aumento da altura da laje. Percebe-se uma relação praticamente linear entre o momento máximo e a altura da laje.



**Figura 4.22 - Influência da altura da laje**

De modo semelhante ao observado para os momentos máximos alcançados, no caso da rigidez inicial da ligação também se observa que o aumento na altura da laje resulta em aumento da rigidez inicial. Portanto, de acordo com os resultados aqui obtidos, o aumento da altura da laje está diretamente relacionado com aumentos no momento resistente e rigidez inicial.

A partir da Figura 4.22b observa-se que o aumento relativo da rigidez inicial foi maior para o modelo de 12 cm, com um acréscimo de 39,5% em relação ao modelo de 10 cm. Por outro lado, o aumento da rigidez inicial do modelo de 15 cm com relação ao modelo de 12 cm foi de 26,8%, ainda significativa, porém menor que na situação anterior.

As ligações que variaram a altura da laje foram classificadas quanto à rigidez (Tabela 4.19). A comparação entre os valores de rigidez inicial e dos limites de classificação permite classificar todas as ligações com variação na altura da laje em semirrígidas.

**Tabela 4.19 - Classificação quanto à rigidez - altura da laje**

Altura da laje (cm)	$0,5EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	$25EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	Rigidez inicial $S_i'$ (kN.cm/mrad)	Classificação
10	307,57	15378,56	1117,86	Semirrígida
12	340,49	17024,67	1559,62	Semirrígida
15	392,68	19633,91	1978,19	Semirrígida

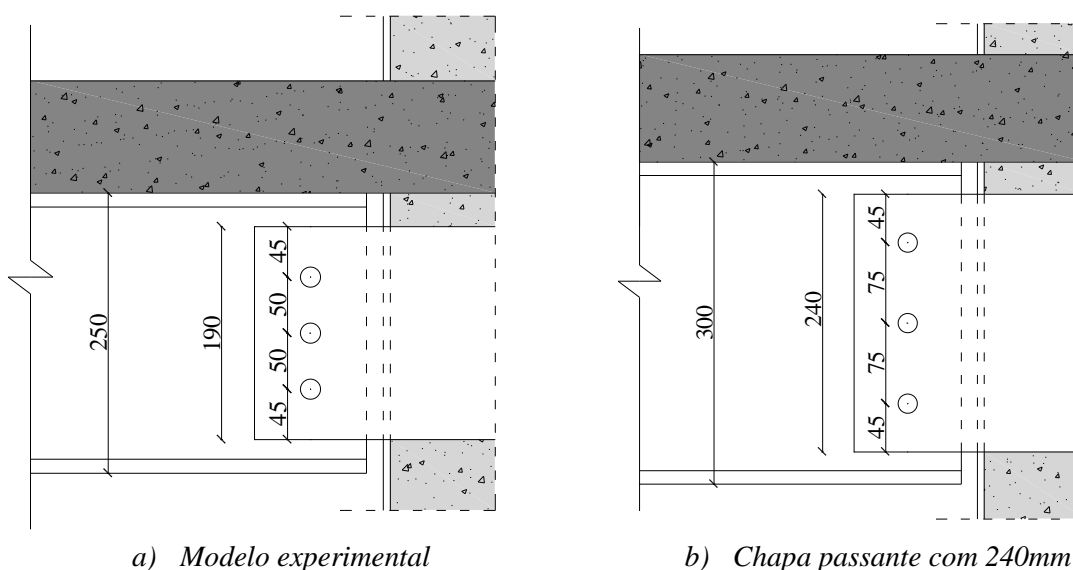
Quanto à resistência os modelos das ligações com variação na altura da laje também foram classificados (Tabela 4.20). Os valores comparativos entre os momentos resistentes, da viga mista e da ligação, permitiram classificar as ligações como de resistência parcial.

**Tabela 4.20 - Classificação quanto à resistência - altura da laje**

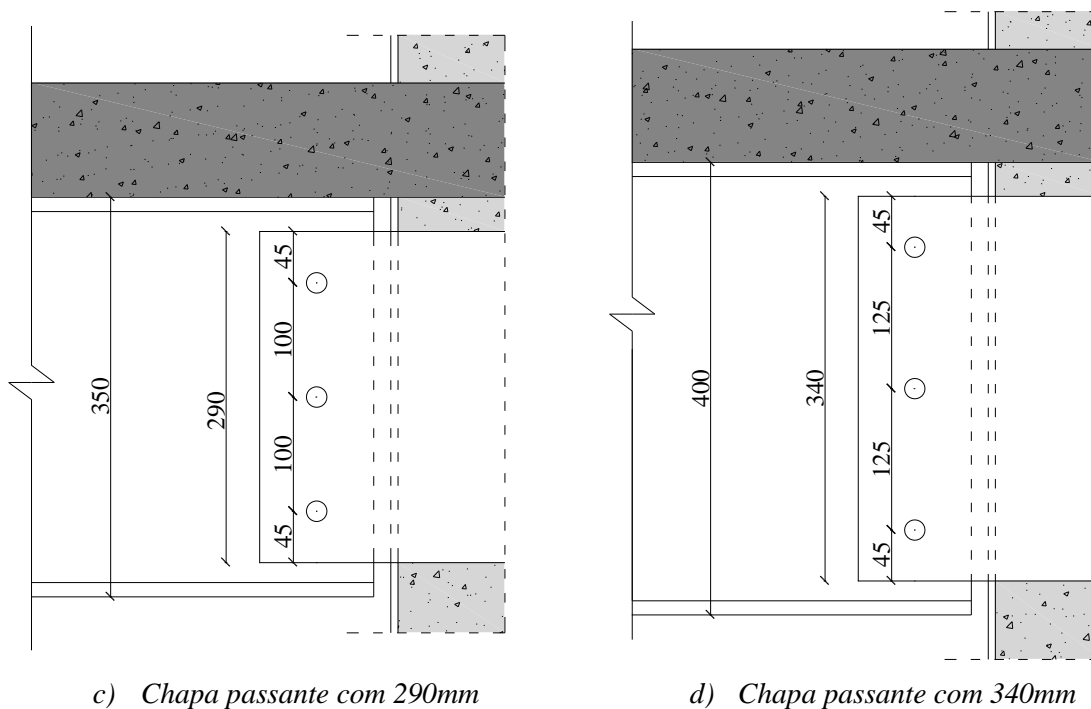
<i>Altura da laje (cm)</i>	<i>Momento resistente da viga (kN.cm)</i>	<i>Momento resistente da ligação (kN.cm)</i>	$M_{rlig}/M_{rv}$	<i>Classificação</i>
10	26895,15	6807,75	0,25	Parcial
12	29444,46	9076,96	0,31	Parcial
15	33268,41	11898,81	0,36	Parcial

#### 4.2.5 *Altura da chapa passante*

Outro parâmetro geométrico que se julgou que poderia influenciar na capacidade resistente e rigidez da ligação mista foi a altura da chapa passante. Para fazer esta análise foram mantidas constantes as distâncias entre a chapa passante e as mesas da viga mista e variou-se a altura da chapa juntamente com a altura do perfil de aço da viga mista. A Figura 4.23 ilustra os detalhes da região da ligação para os diversos modelos analisados, destacando a variação da altura da chapa passante em conjunto com o perfil de aço da viga mista. Não é possível variar somente a altura da chapa pois não haveria como posicioná-la à alma da viga mista. Também não é possível aumentar a altura total da chapa sem que se modifique a distância entre os furos e isto foi feito em todos os modelos analisados neste item. Assim, com a variação da altura da chapa passante também variam a altura do perfil I e a distância entre furos (Figura 4.23).







c) Chapa passante com 290mm

d) Chapa passante com 340mm

**Figura 4.23 - Detalhes da ligação para variação da chapa passante, cotas em mm**

Também na Figura 4.23, observam-se variações nas distâncias entre os parafusos, de 50 mm para o modelo experimental para 125 mm para o modelo apresentado na Figura 4.23d.

O aumento da altura do perfil de aço da viga mista, como analisado anteriormente, sem alteração das características dos demais componentes da ligação (dimensões da chapa passante, por exemplo), acarreta certa concentração dos parafusos na região central da ligação. Com isso, há redução da capacidade de transmitir momento da ligação uma vez que os parafusos ficam concentrados mais próximos da linha neutra do perfil I.

Outro parâmetro modificado, juntamente com a altura das vigas mistas, foi a espessura da alma da viga mista. Isto se deu pela necessidade de impedir possíveis instabilidades locais, respeitando-se os limites de esbeltez, como feito anteriormente nas análises que envolveram a modificação da altura dos perfis de aço da viga mista. Na Figura 4.24 pode-se observar o comportamento momento vs. rotação para as diferentes alturas de chapa passante.

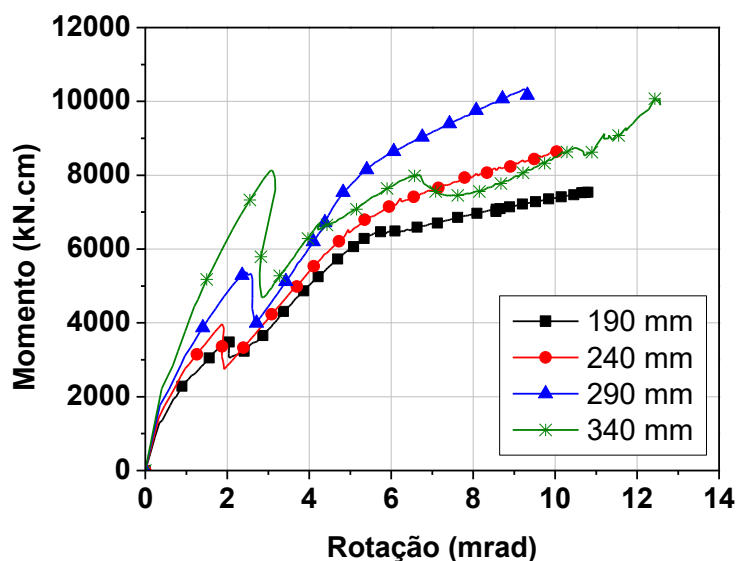


Figura 4.24 - Curvas momento vs. rotação: influência da altura da chapa passante

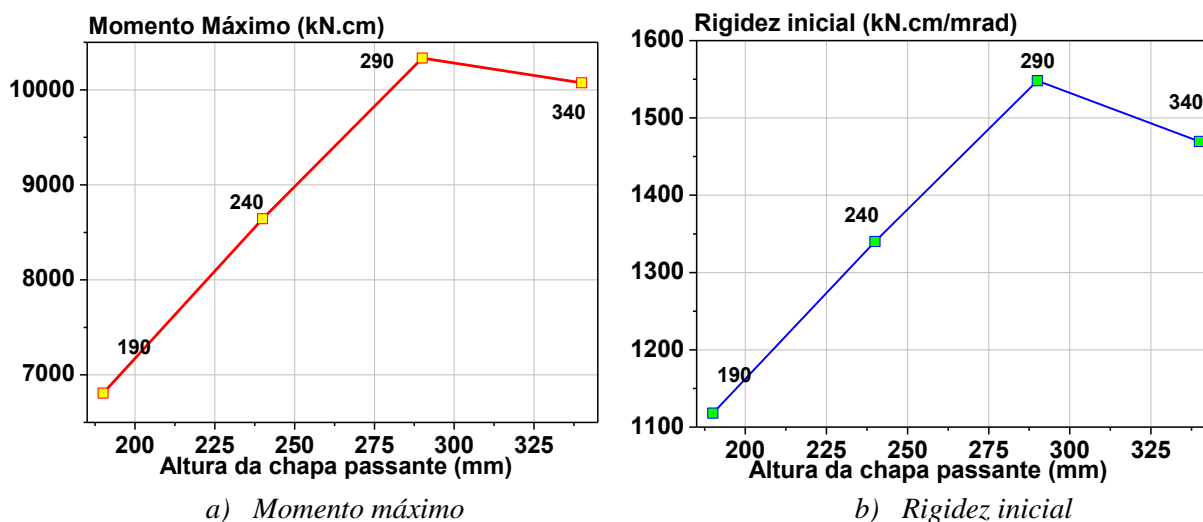
A Tabela 4.21 apresenta os valores máximos obtidos para força e momento, assim como a rigidez inicial calculada com base em prescrições normativas.

Tabela 4.21 - Influência da altura da chapa passante

<i>Altura da chapa passante (mm)</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
190*	45,39*	6807,75*	1117,86*
240	52,38	8642,87 (+27,0%)	1339,98 (+19,9%)
290	62,63	10333,92 (+51,8%)	1548,15 (+38,5%)
340	61,05	10072,74 (+48,0%)	1469,4 (+31,4%)

(\*) *modelo experimental (físico)*

Todos os modelos analisados apresentaram maiores valores de momento em relação ao modelo experimental (Figura 4.25). Houve uma alteração no comportamento do modelo com chapa passante de 340 mm em relação aos demais. Este resultado também foi constatado no comportamento momento vs. rotação do modelo, como observado na Figura 4.24 e pode estar relacionado com outros parâmetros geométricos da ligação como, por exemplo, o diâmetro dos parafusos ou a espessura de alguns componentes.



**Figura 4.25 - Influência da altura da chapa passante**

O mesmo comportamento frente aos momentos máximos foi obtido para a rigidez inicial. Chapas passantes com altura de até 290 mm produziram aumento de rigidez inicial, já para o modelo com chapa passante de 340 mm houve diminuição da rigidez em relação ao modelo com 290 mm, porém todos os modelos apresentaram valores maiores que o modelo experimental, cuja chapa tinha a menor altura.

Em comparação com as análises em que se variou somente a altura dos perfis de aço da viga mista se observa que a modificação conjunta da altura da chapa passante, da distribuição dos furos e da espessura da alma é fator influente no comportamento da ligação, aumentando consideravelmente tanto o momento máximo quanto a rigidez inicial.

Na Tabela 4.22 observa-se a comparação entre os modelos que analisaram apenas a altura do perfil I da viga mista e os modelos que analisaram a variação da altura da chapa passante em conjunto com a altura do perfil I da viga mista. Verifica-se que os modelos onde se avaliou a altura da viga mista com modificação da chapa passante apresentaram valores de força, momento máximo e rigidez inicial maiores que os modelos com modificações apenas na altura do perfil I da viga mista.

Tabela 4.22 - Comparativo entre altura do perfil I e altura da chapa passante

<i>Altura do perfil I da viga mista</i>	<i>Altura da chapa passante (mm)</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
VS 250*	190*	45,39*	6807,75*	1117,86*
VS 300	190	47,55	7845,29 (+15,2%)	1304,29 (+16,7%)
VS 300	240	52,38	8642,87 (+27,0%)	1339,98 (+19,9%)
VS 350	190	58,91	9719,59 (+42,8%)	1524,64 (+36,4%)
VS 350	290	62,63	10333,92 (+51,8%)	1548,15 (+38,5%)
VS 400	190	59,59	9833,03 (+44,4%)	1326,99 (+18,7%)
VS 400	340	61,05	10072,74 (+48,0%)	1469,4 (+31,4%)

(\* ) modelo experimental (físico)

As ligações que variaram a altura da chapa passante foram classificadas quanto à rigidez (Tabela 4.23). A comparação entre os valores de rigidez inicial e dos limites de classificação permite classificar todas as ligações com variação na altura da chapa passante em semirrígidas.

Tabela 4.23 - Classificação quanto à rigidez - altura da chapa passante

<i>Altura da chapa passante (mm)</i>	<i><math>0,5EI_v/L_v</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i><math>25EI_v/L_v</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i>Classificação</i>
190	307,57	15378,56	1117,86	Semirrígida
240	463,04	23152,10	1339,98	Semirrígida
290	667,74	33386,90	1548,15	Semirrígida
340	884,94	44246,92	1469,40	Semirrígida

Quanto à resistência os modelos das ligações com variação na altura da chapa passante também foram classificados (Tabela 4.24). Os valores comparativos entre os momentos resistentes, da viga mista e da ligação, permitiram classificar as ligações como de resistência parcial.

Tabela 4.24 - Classificação quanto à resistência - altura da chapa passante

<i>Altura da chapa passante (mm)</i>	<i>Momento resistente da viga (kN.cm)</i>	<i>Momento resistente da ligação (kN.cm)</i>	$M_{rlig}/M_{rv}$	<i>Classificação</i>
190	26895,15	6807,75	0,25	Parcial
240	34752,87	8642,87	0,25	Parcial
290	44306,27	10333,92	0,23	Parcial
340	51999,07	10072,74	0,19	Parcial

#### 4.2.6 Resistência do concreto

Alterações no comportamento tensão vs. deformação do material concreto permitiram análises da influência da resistência do concreto no desempenho da ligação. Foram analisados modelos de ligação cujas resistências do concreto fossem menores que o modelo experimental, concretos classe C20 e C40, respectivamente com resistências à compressão de 20MPa e 40MPa. A Figura 4.26 ilustra as relações tensão vs. deformação para os diferentes concretos considerados nesta análise.

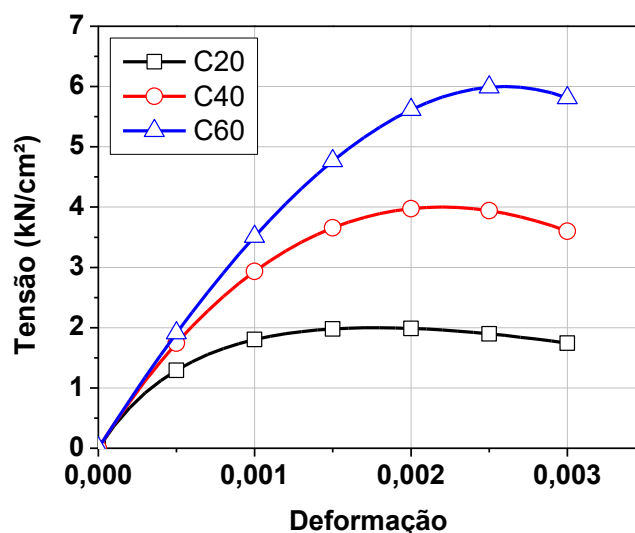


Figura 4.26 - Curvas tensão vs. deformação dos concretos

Os modelos mantiveram as características geométricas idênticas, variando-se apenas as propriedades físicas do material concreto, cujos dados de entrada foram obtidos por meio da relação tensão vs. deformação exposta anteriormente no item 3.2.4. A Figura 4.27 ilustra o comportamento momento vs. rotação dos modelos numéricos com variações da resistência do concreto.

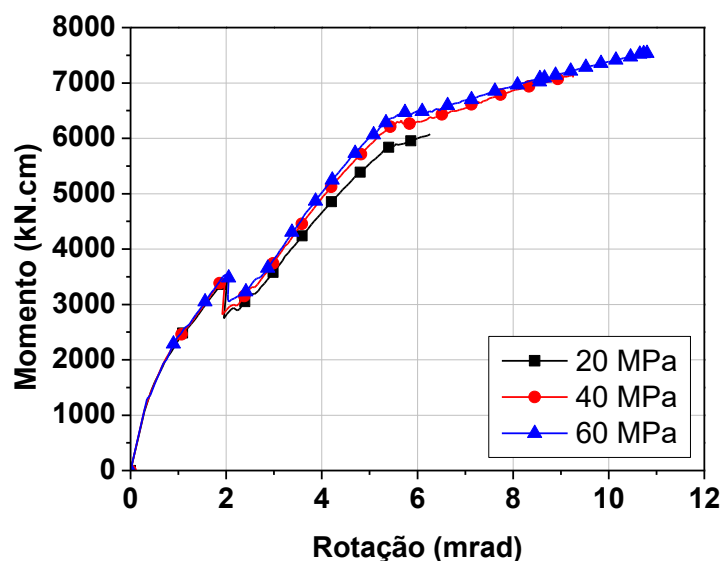


Figura 4.27 - Curvas momento vs. rotação: influência da resistência do concreto

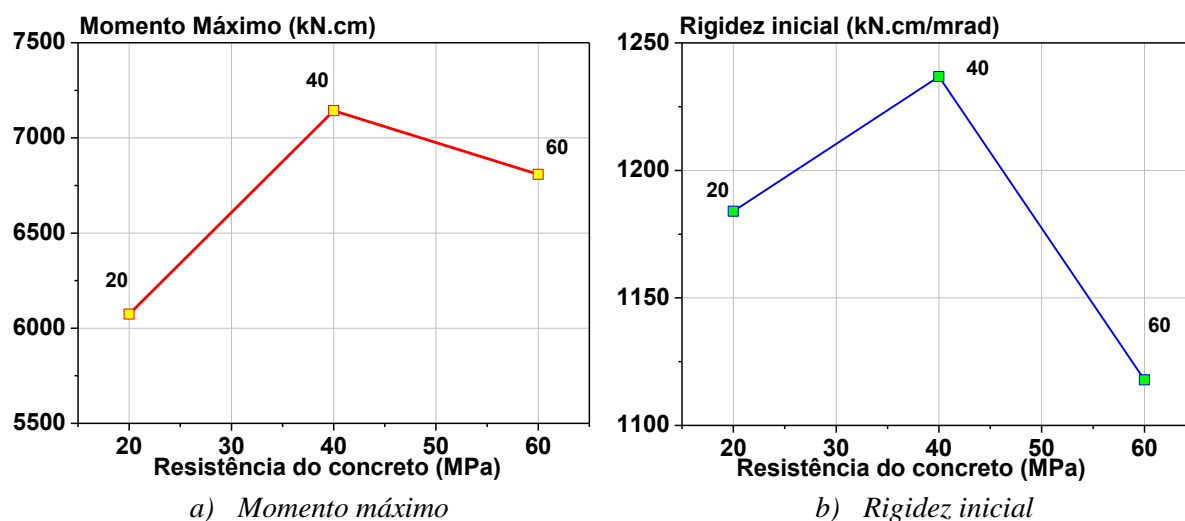
A Tabela 4.25 apresenta a influência da resistência à compressão do concreto sobre os principais parâmetros que definem uma ligação: força máxima, momento máximo, e rigidez inicial.

Tabela 4.25 - Influência da resistência do concreto

<i>Resistência do concreto</i>	<i>Força (kN)</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
C20: 20MPa	36,81	6073,65 (-10,8%)	1183,95 (+5,9%)
C40: 40MPa	43,29	7142,34 (+4,9%)	1236,77 (+10,6%)
C60: 60MPa*	45,39*	6807,75*	1117,86*

(\*) *modelo experimental (físico)*

O modelo com concreto classe C40 apresentou o maior valor de momento máximo superando, inclusive, o modelo experimental, com concreto classe C60 (com resistência de 60 MPa). Em termos quantitativos, pode-se afirmar que os valores obtidos foram próximos, não configurando um parâmetro com influência significativa nos parâmetros de resistência e rigidez da ligação mista, mas produzindo algumas diferenças comparativas tanto no momento resistente quanto na rigidez rotacional inicial (Figura 4.28).



**Figura 4.28 - Influência da resistência do concreto**

Com relação à rigidez inicial, observa-se que os modelos apresentaram valores maiores que o modelo experimental, embora a resistência do concreto neste último modelo tenha sido a maior (Figura 4.28b). Porém, em termos percentuais as diferenças foram de 5,9% e 10,6%, respectivamente para as ligações com concretos classes C20 e C40, em relação ao modelo experimental (classe C60).

As ligações que variaram a resistência do concreto foram classificadas quanto à rigidez (Tabela 4.26). A comparação entre os valores de rigidez inicial e dos limites de classificação permite classificar todas as ligações com variação na resistência do concreto em semirrígidas.

**Tabela 4.26 - Classificação quanto à rigidez - resistência do concreto**

<i>Resistência do concreto (MPa)</i>	<i><math>0,5EI_v/L_v</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i><math>25EI_v/L_v</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>	<i>Classificação</i>
20	304,28	15214,14	1183,95	Semirrígida
40	306,91	15345,71	1236,77	Semirrígida
60	307,57	15378,56	1117,86	Semirrígida

Quanto à resistência os modelos das ligações com variação na resistência do concreto também foram classificados (Tabela 4.27). Os valores comparativos entre os momentos resistentes, da viga mista e da ligação, permitiram classificar as ligações como de resistência parcial.

Tabela 4.27 - Classificação quanto à resistência - resistência do concreto

<i>Resistência do concreto (MPa)</i>	<i>Momento resistente da viga (kN.cm)</i>	<i>Momento resistente da ligação (kN.cm)</i>	$M_{rlig}/M_{rv}$	<i>Classificação</i>
20	23326,13	6073,65	0,26	Parcial
40	26002,90	7142,34	0,27	Parcial
60	26895,15	6807,75	0,25	Parcial

#### 4.2.7 Resistência do aço

Além da resistência do concreto, outro parâmetro relativo aos materiais que foi avaliado foi a resistência ao escoamento do perfil da viga mista e da chapa passante. A propriedade física do material aço foi considerada no pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup> por meio da relação tensão vs. deformação. Os demais parâmetros mantiveram-se constantes e iguais ao modelo de validação.

Optou-se por analisar dois tipos de aço de alta resistência, o ASTM A709 Grau70 (HPS70W) e o ASTM A709 Grau100 (HPS 100W). A Tabela 4.28 apresenta os valores de resistência ao escoamento e resistência última para estes dois tipos de aço utilizados nesta análise paramétrica.

Tabela 4.28 - Propriedades físicas dos aços analisados

<i>Aço</i>	<i>Resistência ao escoamento (kN/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Resistência última (kN/cm<sup>2</sup>)</i>
ASTM A36	30,04	45,60
ASTM A709 Grau HPS70W*	48,61	66,61
ASTM A709 Grau HPS100W*	69,23	90,98

(\*) Fonte: ASTM (2016) – valores corrigidos

A Figura 4.29 ilustra o comportamento das curvas momento vs. rotação para os diversos modelos analisados com os diferentes tipos de aços.



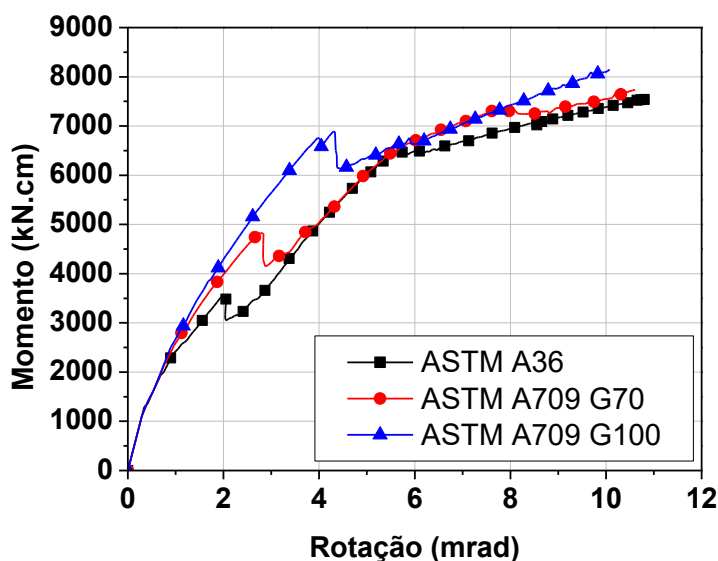


Figura 4.29 - Curvas momento vs. rotação: influência da resistência do aço

Observa-se que os modelos apresentaram tendências de comportamento semelhantes entre si, variando um pouco nos primeiros trechos da curva, com destaque para as diferenças nos picos iniciais, revelando que este primeiro patamar está também relacionado com as propriedades físicas dos materiais envolvidos na ligação analisada. A Tabela 4.29 apresenta os valores de força e momento máximos, assim como os de rigidez inicial para os modelos analisados.

Tabela 4.29 - Influência da resistência do aço

Aço	Resistência ao escoamento do aço ( $kN/cm^2$ )	Força ( $kN$ )	Momento Máximo ( $kN.cm$ )	Rigidez inicial $Si'$ ( $kN.cm/mrad$ )
ASTM A36*	30,04*	45,39*	6807,75*	1117,86*
ASTM A709 Grau HPS70W	48,61	46,92	7741,29 (+13,7%)	1252,64 (+12,0%)
ASTM A709 Grau HPS100W	69,23	49,36	8143,87 (+19,6%)	1911,71 (+71,0%)

(\*) modelo experimental (físico)

Quanto ao momento máximo, observa-se que todos os modelos analisados apresentaram valores superiores ao modelo experimental. Por meio da Figura 4.30a, pode-se verificar que para ambos os aços ASTM A709 avaliados houve aumento no momento resistente, no entanto este aumento foi mais significativo para o aço grau HPS100W, da ordem de 19,6% ao passo que para o aço grau HPS70W foi registrado acréscimo de 13,7%.

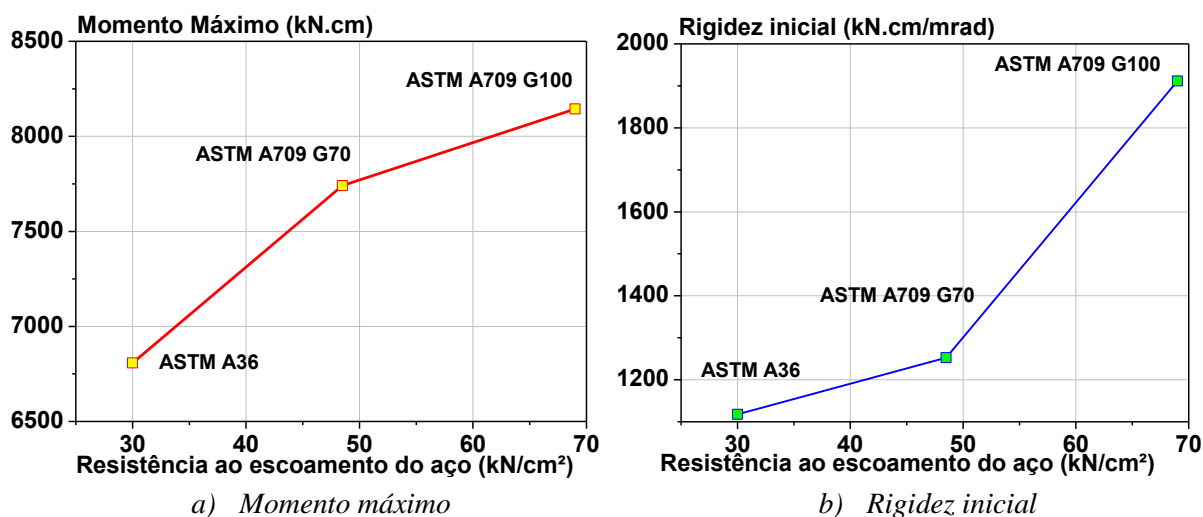


Figura 4.30 - Influência da resistência do aço

Com relação à rigidez inicial, também ocorreram acréscimos em função do aumento nas resistências ao escoamento e última dos aços do perfil I e da chapa passante, em relação ao modelo experimental. Os acréscimos na rigidez inicial foram significativos, sobretudo para o aço grau HPS100W que resultou em acréscimos de 71% em relação ao modelo experimental.

As ligações que variaram a resistência do aço foram classificadas quanto à rigidez (Tabela 4.30). A comparação entre os valores de rigidez inicial e dos limites de classificação permite classificar todas as ligações com variação na resistência do aço em semirrígidas.

Tabela 4.30 - Classificação quanto à rigidez - resistência do aço

Aço	$0,5EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	$25EI_v/L_v$ (kN.cm/mrad)	Rigidez inicial $S_i'$ (kN.cm/mrad)	Classificação
ASTM A36	307,57	15378,56	1117,86	Semirrígida
ASTM A709 Grau HPS70W	303,46	15172,99	1252,64	Semirrígida
ASTM A709 Grau HPS100W	301,45	15072,45	1911,71	Semirrígida

Quanto à resistência os modelos das ligações com variação na resistência do aço também foram classificados (Tabela 4.31). Os valores comparativos entre os momentos resistentes, da viga mista e da ligação, permitiram classificar as ligações como de resistência parcial.

Tabela 4.31 - Classificação quanto à resistência - resistência do aço

<i>Aço</i>	<i>Momento resistente da viga (kN.cm)</i>	<i>Momento resistente da ligação (kN.cm)</i>	$M_{rig}/M_{rv}$	<i>Classificação</i>
ASTM A36	26895,15	6807,75	0,25	Parcial
ASTM A709 Grau HPS70W	41769,58	7741,29	0,19	Parcial
ASTM A709 Grau HPS100W	56547,93	8143,87	0,14	Parcial

### 4.3 ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

Os diversos parâmetros analisados neste trabalho podem ser comparados entre si considerando as diferenças percentuais em relação ao modelo experimental, tomado sempre como referência. Assim, aqui será analisado comparativamente as variações percentuais de momento máximo e rigidez inicial em função dos parâmetros analisados. Por exemplo, para o parâmetro altura da laje, cada altura analisada foi transformada em diferença percentual calculada em relação ao valor correspondente ao modelo experimental (considerado como referência e, portanto, com 0% de variação), ou seja, 12 cm e 15 cm correspondem a 20% e 50% de acréscimo em relação ao modelo experimental, cuja altura tem 10 cm de altura.

Esta análise comparativa final tem o objetivo de esclarecer quais dos parâmetros analisados exercem as maiores influências no momento resistente e rigidez inicial da ligação mista com chapa passante e laje em concreto armado. Para tal análise foram considerados os valores percentuais mostrados na Tabela 4.32.

Tabela 4.32 - Principais parâmetros e resultados da análise paramétrica

<i>Parâmetro</i>	<i>Valores</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
<i>Taxa de armadura</i>	0,50% (-50%)	5467,49 (-19,7%)	969,41 (-13,3%)
	0,75% (-25%)	6021,46 (-11,5%)	1160,20 (-3,8%)
	1,00%*	6807,75*	1117,86*
	1,50% (+50%)	10445,41(+53,4%)	1424,01 (+27,4%)
	2,00% (+100%)	11630,88 (+70,8%)	1520,38 (+36,0%)

(Continua)

(Continuação)

Tabela 4.32 - Principais parâmetros e resultados da análise paramétrica

<i>Parâmetro</i>	<i>Valores</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
<i>Altura do perfil da viga mista</i>	Seção comercial (VS 300 x 33)	6598,14 (-3,1%)	1208,45 (+8,1%)
	250 mm*	6807,75*	1117,86*
	300 mm	7845,29 (+15,2%)	1304,29 (+16,7%)
	350 mm	9719,59 (+42,8%)	1524,64 (+36,4%)
	400 mm	9833,03 (+44,4%)	1326,99 (+18,7%)
<i>Espessura da alma do perfil da viga mista</i>	4,75 mm	7254,57 (+6,6%)	1230,63 (+10,1%)
	6,3 mm*	6807,75*	1117,86*
	8,0 mm	8403,02 (+23,4%)	1279,00 (+14,4%)
	9,5 mm	9216,93 (+35,4%)	1324,27 (+18,5%)
	12,5 mm	8929,17 (+31,2%)	1410,61 (26,2%)
<i>Diâmetro dos parafusos</i>	12,5 mm ( $t_w = 6,3$ mm)	6930,53 (+1,8%)	956,59 (-14,4%)
	16 mm ( $t_w = 6,3$ mm)*	6807,75*	1117,86*
	19 mm ( $t_w = 12,5$ mm)	10084,29 (+48,1%)	1888,44 (+69,9%)
<i>Altura da laje</i>	10 cm	6807,75*	1117,86*
	12 cm	9076,96 (+33,3%)	1559,62 (+38,9%)
	15 cm	11898,81 (+74,8%)	1978,19 (+77,0%)
<i>Altura da chapa passante</i>	190 mm*	6807,75*	1117,86*
	240 mm	8642,87 (+27,0%)	1339,98 (+19,9%)
	290 mm	10333,92 (+51,8%)	1548,15 (+38,5%)
	340 mm	10072,74 (+48,0%)	1469,4 (+31,4%)
<i>Resistência do concreto</i>	C20: 20MPa	6073,65 (-10,8%)	1183,95 (+5,9%)
	C40: 40MPa	7142,34 (+4,9%)	1236,77 (+10,6%)
	C60: 60MPa*	6807,75*	1117,86*

(Continua)

(Continuação)

Tabela 4.32 - Principais parâmetros e resultados da análise paramétrica

<i>Parâmetro</i>	<i>Valores</i>	<i>Momento Máximo (kN.cm)</i>	<i>Rigidez inicial <math>S_i'</math> (kN.cm/mrad)</i>
<i>Aços</i>	ASTM A36 ( $f_y=30,04$ kN/cm <sup>2</sup> )	6807,75*	1117,86*
	ASTM A709 Grau HPS70W ( $f_y=48,61$ kN/cm <sup>2</sup> )	7741,29 (+13,7%)	1252,64 (+12,0%)
	ASTM A709 Grau HPS100W ( $f_y=69,23$ kN/cm <sup>2</sup> )	8143,87 (+19,6%)	1911,71 (+71,0%)

(\*) *modelo experimental (físico)*

A Figura 4.31 apresenta as variações percentuais do momento máximo para os diversos parâmetros analisados neste trabalho.

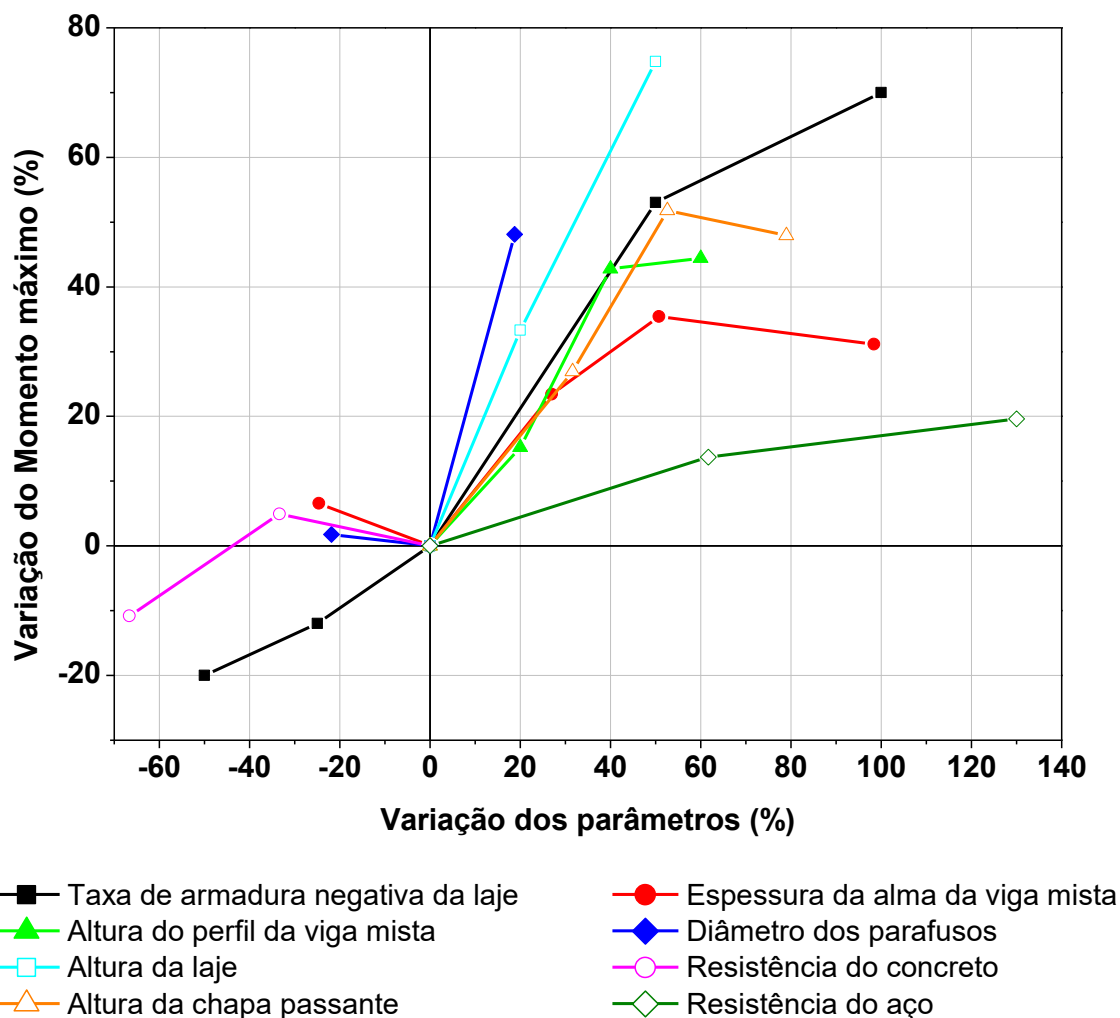


Figura 4.31 - Variações percentuais do momento máximo

Da Figura 4.31 observa-se que os modelos que envolveram os parâmetros altura da laje e taxas de armadura apresentaram os maiores aumentos percentuais de momento máximo. O parâmetro referente ao diâmetro dos parafusos apresentou os maiores aumentos com as menores variações percentuais do parâmetro. Verifica-se também, com relação aos parâmetros físicos de resistência dos materiais, que foram necessárias variações muito elevadas para a observação de mudanças significativas no momento máximo. Por exemplo, para a resistência do concreto, uma diminuição de mais de 60% na resistência resultou em redução de cerca de 10% no momento máximo. Para a resistência do aço foram necessários aumentos da ordem de 130% para um acréscimo de 20% no momento máximo resistido pela ligação mista.

Outro aspecto relevante observado na Figura 4.31 diz respeito às variações de alguns parâmetros para os quais se observa diferenças percentuais semelhantes entre a variação no parâmetro e sua influência no momento máximo, por exemplo: taxas de armadura, altura da chapa passante, altura do perfil da viga mista e espessura da alma da viga mista. Até a variação

percentual de aproximadamente 30% desses parâmetros, observou-se que os acréscimos nos momentos máximos foram aproximadamente proporcionais, ou seja, também da ordem de 30%. Essa verificação permite afirmar que esses parâmetros produzem, em termos de momento máximo, relações proporcionais entre a variação no parâmetro e o efeito produzido. Porém, cabe destacar que alguns desses parâmetros foram analisados em conjunto com outras variáveis não se podendo identificar seu efeito isolado.

Na Figura 4.32 encontram-se os valores relativos à variação percentual da rigidez inicial em função das mudanças nos parâmetros avaliados no presente estudo. Todos os valores percentuais utilizados na construção deste gráfico são dados na Tabela 4.32.

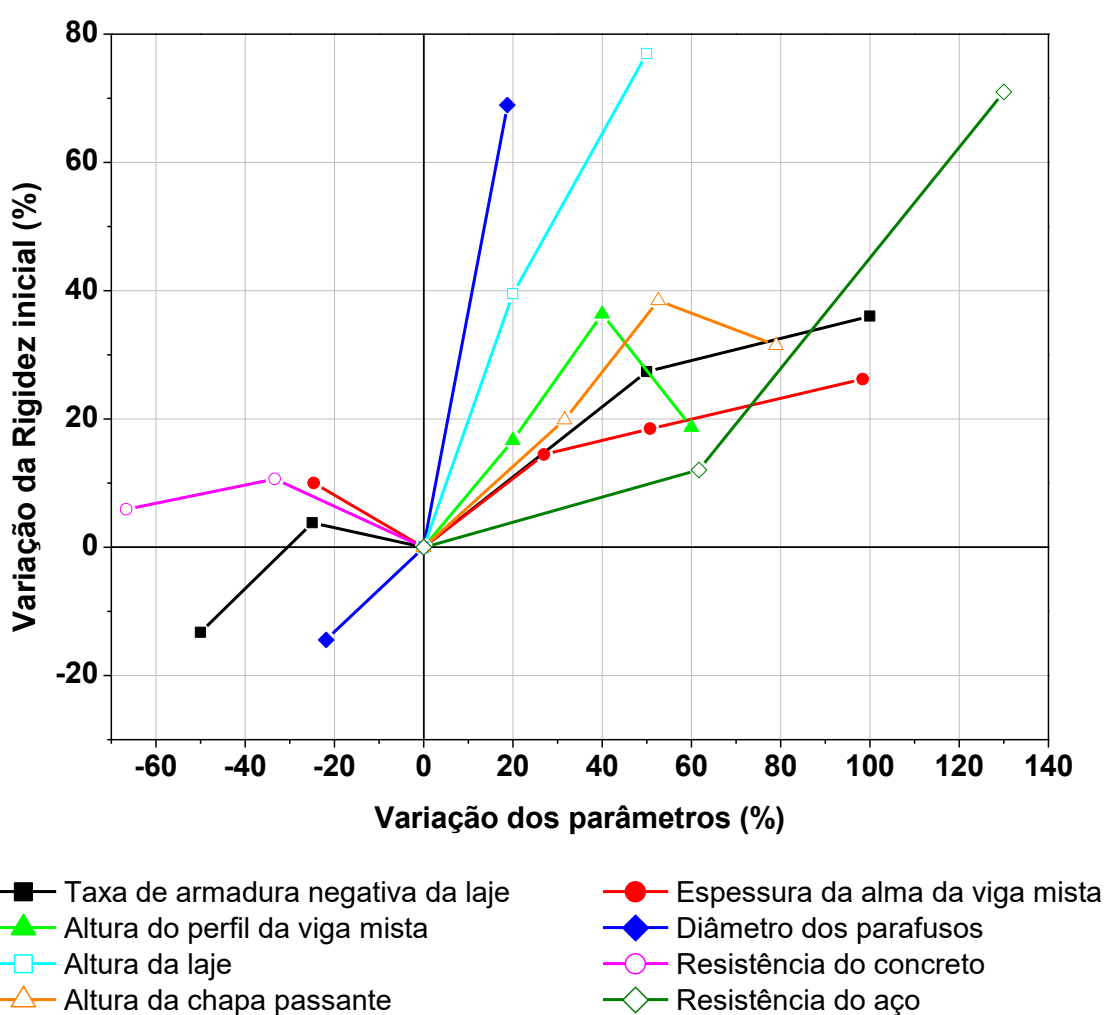


Figura 4.32 - Variações percentuais da rigidez inicial

Em termos de rigidez inicial, de modo semelhante ao verificado para o momento máximo, os parâmetros que apresentam maiores variações foram os relativos à altura da laje e ao diâmetro dos parafusos. O parâmetro resistência do aço causou variação bastante elevada na rigidez

inicial (aproximadamente 70%), porém, para tanto, foi necessário um acréscimo de cerca de 130% do parâmetro na resistência ao escoamento do aço.

Além disso, verificou-se que alguns parâmetros apresentaram resultados próximos, em termos percentuais, por exemplo: altura do perfil da viga mista, altura da chapa passante, espessura da alma do perfil I e taxa de armadura negativa da laje. Essa proximidade se deu até variações de aproximadamente 20%, promovendo acréscimos na rigidez inicial de cerca de 20% também, após esse valor percentual as relações entre os parâmetros perderam a proporcionalidade e variaram entre si.

A Tabela 4.33 apresenta os valores de momento resistente de todas ligações analisadas além do modelo físico. Os resultados de momento resistente foram ordenados dos maiores aos menores momentos encontrados nas análises. Os modelos, e por consequência os parâmetros que podem ser modificados, foram também agrupados em trechos com momentos resistentes de 1000 kN.cm, para facilitar a visualização. Assim, do ponto de vista de projeto, pode-se observar quais parâmetros podem ser modificados para a obtenção de determinado momento resistente. Dessa forma, se por exemplo, fosse necessário constituir uma ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante com capacidade resistente a momento da ordem de 11000 kN.cm poder-se-ia modificar a ligação do modelo físico para uma ligação cuja altura da laje fosse de 15 cm ou com uma taxa de armadura de 2,00%.

**Tabela 4.33 - Parâmetros e momento resistente das ligações analisadas**

<i>Parâmetro</i>	<i>Momento resistente (kN.cm)</i>
Altura da laje com 15 cm	11898,81
Taxa de armadura de 2,00%	11630,88
Taxa de armadura de 1,50%	10445,41
Altura da chapa passante de 290 mm	10333,92
Parafusos de 19 mm ( $t_w = 12,5$ mm)	10084,29
Altura da chapa passante de 340 mm	10072,74

(Continua)



(Continuação)

**Tabela 4.33 - Parâmetros e momento resistente das ligações analisadas**

Altura do perfil da viga mista de 400 mm	9833,03
Altura do perfil da viga mista de 350 mm	9719,59
Espessura da alma de 9,5 mm	9216,93
Altura da laje com 12 cm	9076,96
Espessura da alma de 12,5 mm	8929,17
Altura da chapa passante de 240 mm	8642,87
Espessura da alma de 8,0 mm	8403,02
Aço ASTM A709 Grau HPS100W	8143,87
Altura do perfil da viga mista de 300 mm	7845,29
Aço ASTM A709 Grau HPS70W	7741,29
Espessura da alma de 4,75 mm	7254,57
Concreto C40	7142,34
Parafusos de 12,5 mm ( $t_w = 6,3$ mm)	6930,53
Modelo Físico	6807,75
Perfil da viga mista (VS 300 x 33)	6598,14
Concreto C20	6073,65
Taxa de armadura de 0,75%	6021,46
Taxa de armadura de 0,50%	5467,49

Com relação a rigidez das ligações levando-se em consideração os parâmetros de classificação presentes na ABNT NBR 8000:2008, tem-se que todos os modelos analisados, tanto o modelo de validação quanto as análises paramétricas, apresentados anteriormente, foram classificados como ligações semirrígidas. As ligações foram ainda classificadas em termos de resistência. Para isso, comparou-se o momento resistente da viga mista com o momento máximo das ligações, o que levou a observação de que todas as ligações analisadas são de resistência parcial.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objetivo do presente estudo foi o desenvolvimento do modelo numérico representativo de uma ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante e laje em concreto armado. Por meio do pacote computacional *Ansys*<sup>®</sup>, modelou-se a ligação ensaiada fisicamente por De Nardin (2007), cujos resultados foram utilizados para validar o modelo numérico. Para tanto, foi necessário o dispêndio de grande período de tempo ao aprendizado do pacote computacional e à modelagem propriamente dita. Dentro da modelagem numérica realizada, destacam-se as diversas simplificações e consideradas necessárias para o desenvolvimento do modelo como, por exemplo, os tipos de elementos finitos, as relações constitutivas características dos materiais, as restrições de movimento (acoplamentos e vinculações) e o processo de aplicação das forças (via deslocamentos).

O modelo numérico desenvolvido foi então validado com base nos resultados do modelo físico de De Nardin (2007). Validou-se o modelo numérico com relação à força máxima aplicada e ao comportamento momento *vs.* rotação. A validação foi possível tendo em vista a proximidade dos comportamentos das curvas entre os modelos físico e numérico.

Após o processo de validação procedeu-se com as análises paramétricas. Estas análises buscaram avaliar a influência de diversos parâmetros geométricos e de resistência dos materiais no comportamento da ligação mista. Avaliou-se a influência dos seguintes parâmetros: taxas de armadura da laje, altura do perfil de aço da viga mista, espessura da alma da viga mista, diâmetro dos parafusos, altura da laje, altura da chapa passante, bem como variações nas propriedades mecânicas dos materiais, com variação da resistência à compressão do concreto e do aço ao escoamento e à ruptura.

As ligações analisadas na análise paramétrica foram avaliadas quanto ao momento máximo resistente e rigidez rotacional e estes dois quesitos foram também utilizados para classificar tais ligações quanto à rigidez e resistência. Quanto à rigidez todos os modelos analisados resultaram em ligações mistas semirrígidas. Por outro lado, com relação à resistência das ligações, todas foram classificadas como de resistência parcial.

Dos parâmetros analisados, foi observado que a altura da laje e as taxas de armadura resultaram nos maiores aumentos percentuais de momento máximo. Por outro lado, os maiores aumentos no momento resistido pelas ligações com as menores variações percentuais de valores do

parâmetro analisado ocorreram para o diâmetro dos parafusos. Ainda quanto aos parâmetros físicos de resistência dos materiais, foram necessárias variações muito elevadas naqueles para a observação de mudanças significativas no momento máximo resistido pela ligação mista. Em função disso, as resistências dos materiais, da forma como foram variadas e avaliadas, não se constituíram em variáveis muito influentes no comportamento e na capacidade resistente das ligações. Alguns parâmetros diversos apresentaram tendências semelhantes para determinadas variações. Isso ocorreu para as taxas de armadura negativa da laje, altura da chapa passante, altura do perfil I da viga mista e espessura da alma da viga mista. Ou seja, aumentos percentuais desses parâmetros implicam até certo ponto nos mesmos aumentos de momento máximo das ligações evidenciando uma relação linear e proporcional entre a variação no parâmetro e o aumento de capacidade resistente observado. Com isso, pode ser possível selecionar, dentre os parâmetros avaliados, a melhor opção de modificação para atender a uma determinada necessidade de momento máximo resistido pela ligação mista.

Quanto à rigidez inicial das ligações observou-se que os modelos com variações na altura da laje, no diâmetro dos parafusos e na resistência do aço apresentaram as maiores variações percentuais. Assim como ocorreu no caso do momento máximo, a variação de alguns parâmetros resultou em valores semelhantes de rigidez inicial.

Por fim, vale destacar que análises numéricas foram realizadas livremente até que, por não convergência, fossem interrompidas pelo pacote computacional. Essa não convergência dava-se principalmente, por alcance de tensões elevadas em pontos próximos às bordas dos furos da ligação, comumente na alma do perfil I da viga mista. Isso ficou bastante visível nos modelos com variação do diâmetro dos parafusos, onde diâmetros maiores implicaram em análises com menos passos de deslocamentos e com menor valor de máximo deslocamento aplicado, pelo fato de rapidamente serem atingidos os limites de tensão nas bordas dos furos, caracterizando a falha da ligação.

## **5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Tendo em vista as principais dificuldades encontradas ao longo do presente estudo, bem como os aspectos que podem ser aprofundados e melhorados apontam-se algumas sugestões para trabalhos futuros:

- a) Modelar as barras de armadura negativa como elementos isolados permitindo análises localizadas sobre o comportamento das armaduras (tensões, deformações, etc.). Esta

- opção irá demandar considerações sobre a interação dos elementos da barra com a laje de concreto;
- b) Desenvolver a modelagem numérica considerando os componentes da ligação com elementos finitos sólidos e detalhando a região da ligação parafusada com a utilização de elementos de contato entre os parafusos e as bordas dos furos. Com isso, a ligação será representada com todos os seus componentes podendo-se evitar possíveis acoplamentos e vinculações equivocadas;
  - c) Realizar as modelagens dos demais modelos presentes em De Nardin (2007). Modelos correspondentes às ligações com laje mista com forma de aço incorporada e ligação com piso misto delgado. Acredita-se que partindo da geometria do modelo desenvolvido neste estudo, pode-se proceder à simulação dos demais modelos sem muitas dificuldades. Naturalmente é preciso ficar atento quanto à interação entre os elementos constituintes da forma de aço e do concreto da laje mista;
  - d) Desenvolver os modelos considerando algum outro pacote computacional voltado para a modelagem numérica como, por exemplo, o *Abaqus*<sup>®</sup> e o *Diana*<sup>®</sup>, visto a grande quantidade de modelos de ligação mista desenvolvidos com sucesso por diversos outros autores.
  - e) Estudar e complementar os estudos sobre o modelo analítico da ligação mista viga-pilar com chapa passante. Com isso, buscar por meio de um modelo analítico a compatibilidade entre os resultados do modelo físico e dos modelos numéricos aqui apresentados por meio das análises paramétricas.

# 6 REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS, **ASTM A709/A709M-16 Standard Specification for Structural Steel for Bridges**, West Conshohocken, PA, 2016. Disponível em: <[http://dx.doi.org/10.1520/A709\\_A709M-16](http://dx.doi.org/10.1520/A709_A709M-16)>. Acesso em: mar. 2016.

ANSYS, Inc. Documentation for Release 14, 2011.

ARCELORMITTAL. **CoSFB – Composite slim-floor beam**. Disponível em: <<http://sections.arcelormittal.com/products-services/constructive-solutions/slim-floor.html>>. Acesso em: jul. 2015.

ARCELORMITTAL. **IFB - Asymmetric integrated floor beam**. Disponível em: <[http://www.constructalia.com/english/products/structures/steel\\_sections\\_and\\_merchant\\_bars/asymmetric\\_sections/ifb\\_asymmetric\\_integrated\\_floor\\_beam#.Vb-7rPNViko](http://www.constructalia.com/english/products/structures/steel_sections_and_merchant_bars/asymmetric_sections/ifb_asymmetric_integrated_floor_beam#.Vb-7rPNViko)>. Acesso em: jul. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:2008**. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 254 p.

ATAEI, A.; BRADFORD, M. A.; VALIPOUR, H. R. Experimental study of flush end plate beam-to-CFST column composite joints with deconstructable bolted shear connectors. **Engineering Structures**. Australia, v. 99, p. 616-630, 2015.

BESSA, W. O. **Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento – pavimento tipo e ligações soldadas**. 2009. 266p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CONCEIÇÃO, J. L. **Ligação mista viga-pilar resistente a momento**. 2011. 217p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

COST C1. **Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings**. 1996. 208p. European Commission. European Cooperation in the field of Scientific and Technical Research, Bruxelas, Luxemburgo.

DABAON, M. A.; El-Boghdadi, M. H.; KHAROOB, O. F. Experimental and numerical model for space steel and composite semi-rigid joints. **Journal of Constructional Steel Research**. Egypt, n. 65, p. 1864-1875, 2009.

DE NARDIN, S. **Investigação de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos e vigas mistas em pavimentos mistos delgados**. 2007. 154p. Relatório científico n. 04 – pós-doutorado Processo Fapesp n.º. 02/14209-4. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DE NARDIN, S. **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. 2003. 323p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. An experimental study of the strength and stiffness of concrete-filled steel tubular column connections with weld and stiffener angles. In: **Improvement of Buildings' Structural Quality by New Technologies: Proceedings of the Final Conference of COST Action C12**, 20-22 January 2005, Innsbruck, Austria 2005 Jan 20 (p. 473). CRC Press

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. Estudo de ligações mistas viga-pilar. **Revista Construção Metálica**. São Paulo, ed.79, p. 23-26, 2007.

DESSOUKI, A. K.; YOUSEF, A. H.; FAWZY, M. M. Investigation of in-plane moment connections of I-beams to square concrete-filled steel tube columns under gravity loads. **Housing and Building National Research Center Journal**. Egypt. 14 p. 2014.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2004. 225p.

\_\_\_\_\_. **EN1993-1-8**. Eurocode 3: Design of structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels, 2005.

\_\_\_\_\_. **EN1994-1-1**. Eurocode 4: Design of structures - Part 1-1: Design of composite steel and concrete structures. Brussels, 2004.

FARIAS, R. S. **Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido**. 2008. 193p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FIGUEIREDO, L. M. B.; GONÇALVES, R. M. Comportamento de ligações mistas viga-pilar. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 9, n. 36, p. 95-116, 2007.

GIL, B.; BAYO, E. An alternative design for internal and external semi-rigid composite joints. Part II: Finite element modelling and analytical study. **Engineering Structures**. Spain, v. 30, p. 232-246, 2007.

KATAOKA, M. N. **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetido a ações cíclicas**. 2011. 192p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

KATTNER, M.; CRISINEL, M. Finite element modelling of semi-rigid composite joints. **Computers and Structures**. Switzerland, v.78, p. 341-353, 2000.

KOTINDA, T. I. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga**. 2006. 114p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

LEON, R. T. Semi-Rigid Composite Construction. **Journal of Constructional Steel Research**. United States of America, v.15, p. 99-120, 1990.

LI, T. Q.; NETHERCOT, D. A.; CHOO, B. S. Behaviour of Flush End-plate Composite Connections with Unbalanced Moment and Variable shear/Moment Ratios - I. Experimental Behaviour. **Journal of Constructional Steel Research**. United Kingdom, v. 38, n. 02, p. 125-164, 1996.

MAGGI, Y. I. **Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida**. 2004. 269p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

MALASKA, M. **Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors**. 2000. 142p. Tese (Doutorado) – Helsinki University of Technology, Espoo, Finland.

NOGUEIRA, C. G.; LEONEL, E. D.; VENTURINI, W. S. Método para análise não-linear de estruturas em concreto armado usando o método dos elementos finitos. Nono Simpósio de Mecânica Computacional. **Associação Brasileira de Métodos Computacionais em Engenharia**. Universidade Federal de São João Del-Rei, Brasil. 2010. 9p.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte, Editora O Lutador, 2001. 336 p.

SANTOS, T. J.; **Análise numérica do comportamento de uma ligação mista viga-pilar com chapa passante**. 2014. 153p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

SMITHA, M. S.; SATISH KUMAR, S. R. Steel–concrete composite flange plate connections - finite element modeling and parametric studies. **Journal of Constructional Steel Research**. India, v. 82, p.164–176, 2013

STEELCONSTRUCTION.INFO. **Educational buildings**. Disponível em: <[http://www.steelconstruction.info/Education\\_buildings](http://www.steelconstruction.info/Education_buildings)>. Acesso em: jul. 2015.

TATA STEEL CONSTRUCTION. **Rectangular hollow slimflor beam**. Disponível em: <<http://tatproddel.tat.cloud.opentext.com/sites/constructionuk/default/en/products/structural-steel/slimdek/components/rectangular-hollow-slimflor-beam>>. Acesso em: jul. 2015.

TRISTÃO, G. A. **Análise teórica e experimental de ligações viga mista-pilar de extremidade com cantoneiras de assento e alma**. 2006. 273p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

VEGA, G.; XIAO, R. Advanced study of non-linear semi-continuous beam-column endplate connection and metal-decking floor modelling. **Journal of Constructional Steel Research**. United Kingdom, v. 95, p. 191-197, 2014.

VELLASCO, P. C. G. S.; ANDRADE, S. A. L.; SILVA, J. G. S.; LIMA, L. R. O.; BRITO JUNIOR, O. A parametric analysis of steel and composite portal frames with semi-rigid connections. **Engineering Structures**. Brasil, v.28, p.543–556, 2006

XIAO, Y.; CHOO, B. S.; NETHERCOT, D. A. Composite connections in steel and concrete. Part 1 - experimental behaviour of composite beam-column connections. **Journal of Constructional Steel Research**. United Kingdom, v.31, 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**. United Kingdom, v.37, n.1, p. 63-90, 1996.



# APÊNDICE

Sequência de comandos internos no programa *Ansys*<sup>®</sup> (*Mechanical APDL – Ansys Parametric Design Language*) para a construção do modelo de validação desenvolvido no presente trabalho:

```
!*****
! *****   MODELO DE VALIDAÇÃO   *****
!*****
finish
/clear
!*****
!*****   PARÂMETROS DE ENTRADA   *****
!*****
```

l0 = 150	!distancia entre apoios, cm
l1 = 15	!distancia do apoio a extremidade, cm
bc = 125	!largura da laje de concreto, cm
tc = 10	!altura da laje de concreto, cm
bfs = 13	!largura da mesa superior, cm
tfs = 1.25	!espessura da mesa superior, cm
bfi = 13	!largura da mesa inferior, cm
tfi = 1.25	!espessura da mesa inferior, cm
hw = 22.5	!altura da alma, cm
tw = 0.63	!espessura da alma, cm
dcop = 1.9	!diametro do corpo do conector, cm
hcop = 6.5	!altura do corpo do conector, cm
dcap = 3.2	!diametro da cabeça do conector, cm
hcap = 1	!altura da cabeça do conector, cm
n1 = 10	!numero de conectores
echapa = 1.9	!espessura da chapa passante , cm
lchapa = 43	!largura da chapa passante , cm
achapa = 19	!altura da chapa passante , cm
fbc = 4.5	!distancia furo borda superior/inferior da chapa passante, cm
espf = 5.0	!distancia entre furo e borda lateral, cm
ef = 5.0	!distancia entre furos consecutivos, cm
dbolt = 1.6	!diâmetro dos parafusos, cm
df = 1.8	!diametro dos furos, cm
dhbolt = 2.7	!diametro da cabeça e porca dos parafusos, cm
hbolt = 1	!largura da cabeça e porca dos parafusos, cm
lbolt = 5	!comprimento dos parafusos, cm
lpilar = 20	!largura do pilar , cm
hpilar = 195	!altura do pilar , cm
epilar = 0.63	!espessura dos perfis do pilar , cm
folga = 1.5	!folga entre a extrem viga e o pilar, cm
aln = 12.3	!area total de armadura longitudinal negativa (cm2)
desloc = 10	!deslocamento aplicado, cm

```

!*****
!*****  OPÇÕES GERAIS  *****
!*****

```

```

/view, 1, 1, 1, 1
/ang, 1
/eshape, 1.0
/uis, msgpop, 3
/pbc, all, , 1
/rep, fast
/prep7

```

```

!*****
!*****  TIPOS DE ELEMENTOS  *****
!*****

```

```

et, 1, beam189
et, 2, solid65
et, 3, shell181
et, 4, targe170
et, 5, conta173
keyopt, 5, 1, 0
keyopt, 5, 2, 4
keyopt, 5, 4, 0
keyopt, 5, 5, 4
keyopt, 5, 6, 0
keyopt, 5, 7, 1
keyopt, 5, 8, 0
keyopt, 5, 9, 1
keyopt, 5, 10, 0
keyopt, 5, 11, 1
keyopt, 5, 12, 0
keyopt, 5, 14, 0
keyopt, 5, 15, 0
keyopt, 5, 16, 0

```

```

!*****
!*****  PROPRIEDADES DOS MATERIAIS  *****
!*****

```

```
!concreto
```

```

mp,ex, 1, 4041          !módulo de elasticidade do concreto
mp,prxy,1, 0.2         !coeficiente de poisson do concreto

```

```

tb,miso,1,1,15         !deformacao vs tensao
tbpt,,0.0000, 0.0000
tbpt,,0.0001, 0.4041
tbpt,,0.0002, 0.7973
tbpt,,0.0004, 1.5498

```

tbpt,,0.0006, 2.2548  
tbpt,,0.0008, 2.9099  
tbpt,,0.0010, 3.5120  
tbpt,,0.0012, 4.0583  
tbpt,,0.0014, 4.5453  
tbpt,,0.0016, 4.9694  
tbpt,,0.0018, 5.3269  
tbpt,,0.0020, 5.6134  
tbpt,,0.0023, 5.9002  
tbpt,,0.0030, 6.0000  
tbpt,,0.0035, 6.0001

tb, concr, 1, 1, 9,  
tbdata, , 0.1, 0.3, 0.4, -1

!viga e chapa

mp,ex, 2, 21459.21  
mp,prxy,2, 0.3

tb,kinh,2,1,8  
tbpt,,0.0000, 0.0000  
tbpt,,0.0014, 30.0429  
tbpt,,0.0128, 30.0430  
tbpt,,0.0309, 37.1314  
tbpt,,0.0822, 45.6000  
tbpt,,0.0953, 45.6001  
tbpt,,0.1018, 35.8714  
tbpt,,0.1114, 0.1118

!conector de cisalhamento

mp,ex, 3, 21092.73  
mp,prxy,3, 0.3

tb,kinh,3,1,6  
tbpt,,0.00000, 0.00000  
tbpt,,0.00190, 40.07619  
tbpt,,0.01325, 43.06667  
tbpt,,0.03739, 44.12009  
tbpt,,0.08224, 41.80000  
tbpt,,0.08303, 1.195230

!armaduras

mp,ex, 4, 22984  
mp,prxy,4, 0.3

tb,miso,4,1,3  
tbpt,,0.00000, 0.000

tbpt,,0.00258, 59.300  
 tbpt,,0.01000, 59.301

!parafusos

mp, ex, 5, 21105.4  
 mp, prxy,5, 0.3

tb,kinh, 5, 1, 6,  
 tbpt,,0.00000, 0.00000  
 tbpt,,0.00334, 70.43467  
 tbpt,,0.02313, 77.18995  
 tbpt,,0.06472, 80.46877  
 tbpt,,0.14013, 77.15349  
 tbpt,,0.14144, 1.267130

!pilar

mp,ex, 6, 21459.21  
 mp,prxy,6, 0.3

tb,kinh,6,1,8

tbpt,,0.0000, 0.0000  
 tbpt,,0.0014, 30.0429  
 tbpt,,0.0128, 30.0430  
 tbpt,,0.0309, 37.1314  
 tbpt,,0.0822, 45.6000  
 tbpt,,0.0953, 45.6001  
 tbpt,,0.1018, 35.8714  
 tbpt,,0.1114, 0.1118

!contato

mptemp, , , , , , , ,  
 mptemp, 1, 0  
 mpdata, mu, 7, , 0.4

!\*\*\*\*\*  
 !\*\*\*\*\* CONSTANTES REAIS \*\*\*\*\*  
 !\*\*\*\*\*

!concreto - face superior (armadura negativa)  
 r, 1, 4,  $\text{aln}/(\text{bc}*(\text{tc}-(\text{hcop}+\text{hcap})))$ , 0, 0, 4, 0  
 rmore, 90, 0, 4, 0, 0, 90

!concreto - intermediario e nucleo do pilar (sem armadura)  
 r, 2, 4, 0, 0, 0, 4, 0  
 rmore, 90, 0, 4, 0, 0, 90

!concreto - face inferior (possível armadura positiva)

r, 3, 4, 0, 0, 0, 4, 0,  
rmore, 90, 0, 4, 0, 0, 90

!contato (parametros baseados em Kotinda(2006))

r, 4, 0, 0, 0, -0.01, -1, -1  
rmore, 0, 0, 1000000, 0, 0, ,  
rmore, 0.18, , , , , ,  
rmore, , , 1, 0, , -0.18  
rmore, 10

!\*\*\*\*\*  
!\*\*\*\*\* SEÇÕES TRANSVERSAIS \*\*\*\*\*  
!\*\*\*\*\*

!mesa superior da viga

sectype, 1, shell, ,mesas,,  
secdata, tfs, 2, ,5, !espessura, material

!mesa inferior da viga

sectype, 2, shell, ,mesas,,  
secdata, tfs, 2, ,5 ,

!alma da viga

sectype, 3, shell, ,alma,,  
secdata, tw, 2, ,5 ,

!chapa passante

sectype, 4, shell, ,chapa,,  
secdata, echapa, 2, ,5 ,

!pilar

sectype, 5, shell, ,chapa,,  
secdata, epilar, 2, ,5 ,

!conectores

sectype, 6, beam, csolid, cop, 0  
secoffset, cent  
secdata, dcop/2, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0

sectype, 7, beam, csolid, cap, 0

secoffset, cent  
secdata, dcap/2, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0

!parafusos

sectype, 8, beam, csolid, hbolt, 0  
secoffset, cent  
secdata, dhbolt/2, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0

sectype, 9, beam, csolid, fuste, 0

secoffset, cent  
 secdata, dbolt/2, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0

```
!*****
!*****  GEOMETRIA  *****
!*****
```

!laje

block, -11, 10 + folga + lpilar/2, 0.0\*tfs, 0.0\*tfs + tc, + lpilar/2 , bc/2 !cria volumes da laje  
 block, -11, 10 + folga , 0.0\*tfs, 0.0\*tfs + tc, + lpilar/2 , - lpilar/2  
 block, -11, 10 + folga + lpilar/2, 0.0\*tfs, 0.0\*tfs + tc, - lpilar/2 , -bc/2

!viga

wpoffs, 0, -tfs/2, 0  
 rectng, -11, 10, 0, -(hw+tfs/2+tfi/2), !cria alma  
 wprota, 0, 90, 0  
 rectng, -11, 10, -bfs/2, bfs/2, !cria mesa superior  
 wpoffs, 0, 0, (hw+tfs/2+tfi/2)  
 rectng, -11, 10, -bfi/2, bfi/2, !cria mesa inferior  
 wprota, 0, 0, 90  
 ptxy, 0, -bfi/2, 0, bfi/2, (hw+tfs/2+tfi/2), bfs/2, (hw+tfs/2+tfi/2), -bfs/2 !enrijecedor  
 poly  
 /replot, resize

!furos na viga

k, 400, 10-espF, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , 0  
 k, 401, 10-espF, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , 1  
 k, 402, 10-espF, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + (fbc+ef) , 0  
 k, 403, 10-espF, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + (fbc+ef) , 1  
 k, 404, 10-espF, -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc , 0  
 k, 405, 10-espF, -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc , 1

circle, 400, df/2, 401, 402, , , !FURO N.1  
 circle, 402, df/2, 403, 404, , , !FURO N.2  
 circle, 404, df/2, 405, 402, , , !FURO N.3

kdele, 401 !deleta o ponto chave auxiliar que foi criado  
 kdele, 403  
 kdele, 405

a, 41, 42, 43, 44 !cria area do furo 1 inferior A4  
 a, 45, 46, 47, 48 !cria area do furo 2 intermediario A5  
 a, 49, 50, 51, 52 !cria area do furo 3 superior A6

!eliminacao de areas

asba, 19, 23, KEEP,DELETE !elimina o furo inferior

asba, 26, 24, KEEP,DELETE !elimina o furo central  
 asba, 19, 25, KEEP,DELETE !elimina o furo superior

!pilar

wpoffs, (hw/2 + tfi/2), 0 , 10 + folga + epilar/2  
 rectng, -hpilar/2, hpilar/2, + lpilar/2 - epilar/2, - lpilar/2 + epilar/2  
 wprota, 0, 90, 0  
 wpoffs, 0, 0, - lpilar/2 + epilar/2  
 rectng, -hpilar/2, hpilar/2, 0, lpilar/2 - epilar/2  
 wpoffs, 0, 0, + lpilar - epilar  
 rectng, -hpilar/2, hpilar/2, 0, lpilar/2 - epilar/2

!nucleo de concreto

wpoffs, -hpilar/2, epilar/2, epilar/2 - lpilar + epilar  
 block, 0, hpilar, 0, lpilar/2 - epilar , 0, lpilar - 2\*epilar

!chapa passante

k, 500, 10-(2\*espf) , -tfs -((hw-achapa)/2) - achapa , tw/2 + echapa/2  
 k, 501, 10-(2\*espf) , -tfs -((hw-achapa)/2) , tw/2 + echapa/2  
 k, 502, 10 + folga + epilar/2 , -tfs -((hw-achapa)/2) , tw/2 + echapa/2  
 k, 503, 10 + folga + epilar/2 , -tfs -((hw-achapa)/2) - achapa , tw/2 + echapa/2  
 a, 500,501,502,503  
 k, 504, 10-espf, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , tw/2 + echapa/2  
 k, 505, 10-espf, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , tw/2 + echapa/2 +1  
 k, 506, 10-espf, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + (fbc+ef), tw/2 + echapa/2  
 k, 507, 10-espf, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + (fbc+ef), tw/2 + echapa/2 +1  
 k, 508, 10-espf, -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc , tw/2 + echapa/2  
 k, 509, 10-espf, -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc , tw/2 + echapa/2 +1

circle, 504, df/2, 505, 506, , , !furo 1  
 circle, 506, df/2, 507, 508, , , !furo 2  
 circle, 508, df/2, 509, 506, , , !furo 3

kdele,505

kdele,507

kdele,508

a, 73,74,75,76

a, 77,78,79,80

a, 81,82,83,84

asba, 32, 33, keep, delete

asba, 36, 34, keep, delete

asba, 32, 35, keep, delete

!divisao em numeros menores - laje

vsel, all  
 vplot, all  
 wpcsys, -1, 0  
 /replot  
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $tw/2 + echapa/2$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $-tw/2 - echapa/2 + bfs/4$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $bfs/4$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $-bfs$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $bfs/4$   
 vsbw, all  
 wprota, 0, 0, 90  
 vsbw, all  
 wpcsys, -1, 0  
 wpoffs, 10, 0, 0  
 wprota, 0, 0, 90  
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $folga$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $lpilar/8$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $lpilar/8$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $lpilar/8$   
 vsbw, all  
 wpcsys, -1, 0  
 wprota, 0, -90, 0  
 wpoffs, 0, 0,  $0.0*tfs$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $(hcop - 0.0*tfs)/4$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $(hcop - 0.0*tfs)/4$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $(hcop - 0.0*tfs)/4$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $(hcop - 0.0*tfs)/4$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $hcap$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $(0.0*tfs + tc - (hcop+hcap))/2$   
 vsbw, all  
 wpoffs, 0, 0,  $(0.0*tfs + tc - (hcop+hcap))/2$   
 vsbw, all

!divisão dos volumes do pilar na regio da chapa passante



```

wpcsys, -1, 0
/replot
wprot, 0, -90, 0
wpoffs, 0, 0, -tfs -((hw-achapa)/2)
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
wpoffs, 0, 0, -achapa/10
vsbw, all
vsel, all
vglue, all
/replot, resize

```

!divide area do pilar para coincidir com a laje e o nucleo

```

asel, all
asel, s, loc, x, 10 + folga , 10 + folga + epilar/2 + lpilar/2
asel, r, loc, z, -lpilar/2, lpilar/2
wpcsys, -1, 0
/replot
asbw, all
wpoffs, 0, 0, tw/2 + echapa/2
asbw, all
wpoffs, 0, 0, -tw/2 - echapa/2 + bfs/4
asbw, all
wpoffs, 0, 0, bfs/4
asbw, all
wpoffs, 0, 0, -bfs
asbw, all
wpoffs, 0, 0, bfs/4
asbw, all
wpcsys, -1, 0
wpoffs, 10 , 0 , 0
wprot, 0, 0, 90

```



asbw, all  
 wpoffs, 0, 0, -achapa/10  
 asbw, all

!divisão da chapa passante

asel, all  
 asel, s, loc, z, tw/2 + echapa/2  
 wpcsys, -1, 0  
 /replot  
 wprot, 0, 0, 90  
 wpoffs, 0, 0, 10  
 asbw, all  
 wpoffs, 0, 0, folga + epilar/2  
 asbw, all

!divisao em areas menores - viga metálica

wpcsys, -1, 0

!mesas e enrijecedor

asel, s, loc, y, -tfs/2, -tfs/2  
 asel, a, loc, y, -(tfs+hw+tfi/2), -(tfs+hw+tfi/2)  
 asel, a, loc, x, 0, 0  
 asel, u, loc, y, 0, tc  
 asbw, all  
 asel, a, loc, y, -tfs/2, -(tfs+hw+tfi/2)  
 asel, u, loc, x, 0, 0  
 asel, u, loc, z, tw/2 + echapa/2  
 asel, r, loc, x, -11, 10  
 wprot, 0, 0, 90  
 asbw, all  
 asel, a, loc, x, 0, 0  
 asel, u, loc, y, 0, tc  
 aglue, all  
 allsel, all  
 /replot, resize

!\*\*\*\*\*  
 !\*\*\*\*\* ATRIBUTOS \*\*\*\*\*  
 !\*\*\*\*\*

!laje - primeiro trecho - superior

wpcsys, -1, 0  
 vsel, all  
 vsel, s, loc, y, 0.0\*tfs + (hcop+hcp), 0.0\*tfs + tc  
 vsel, r, loc, x, -11, 10 + folga  
 vsel, r, loc, z, lpilar/2, -tw/2 -echapa/2 + bc/2

vatt, 1, 1, 2, 0, 0  
 vsel, all  
 vsel, s, loc, y,  $0.0 \cdot tfs + (hcop+hcap)$ ,  $0.0 \cdot tfs + tc$   
 vsel, r, loc, x,  $-11, 10 + folga$   
 vsel, r, loc, z,  $-lpilar/2, -tw/2 - echapa/2 - bc/2$   
 vatt, 1, 1, 2, 0, 0  
 vsel, all  
 vsel, s, loc, y,  $0.0 \cdot tfs + (hcop+hcap)$ ,  $0.0 \cdot tfs + tc$   
 vsel, u, loc, x,  $-11, 10 + folga$   
 vsel, r, loc, z,  $-lpilar/2, -bc$   
 vatt, 1, 1, 2, 0, 0  
 vsel, all  
 vsel, s, loc, y,  $0.0 \cdot tfs + (hcop+hcap)$ ,  $0.0 \cdot tfs + tc$   
 vsel, u, loc, x,  $-11, 10 + folga$   
 vsel, r, loc, z,  $lpilar/2, bc$   
 vatt, 1, 1, 2, 0, 0  
 vsel, all  
 vsel, s, loc, z,  $-lpilar/2, lpilar/2$   
 vsel, u, loc, x,  $10+folga, 10+folga+lpilar/2$   
 vatt, 1, 2, 2, 0, 0

!laje - segundo trecho - intermediário

vsel, all  
 vsel, s, loc, y,  $0.0 \cdot tfs + (hcop/4)$ ,  $0.0 \cdot tfs + (hcop+hcap)$   
 vsel, r, loc, x,  $-11, 10 + folga$   
 vatt, 1, 2, 2, 0, 0  
 vsel, all  
 vsel, s, loc, y,  $0.0 \cdot tfs + (hcop/4)$ ,  $0.0 \cdot tfs + (hcop+hcap)$   
 vsel, u, loc, x,  $-11, 10 + folga$   
 vsel, r, loc, z,  $-lpilar/2, -bc$   
 vatt, 1, 2, 2, 0, 0  
 vsel, all  
 vsel, s, loc, y,  $0.0 \cdot tfs + (hcop/4)$ ,  $0.0 \cdot tfs + (hcop+hcap)$   
 vsel, u, loc, x,  $-11, 10 + folga$   
 vsel, r, loc, z,  $lpilar/2, bc$   
 vatt, 1, 2, 2, 0, 0

!laje - terceiro trecho - inferior

vsel, all  
 vsel, s, loc, y,  $0.0 \cdot tfs, 0.0 \cdot tfs + (hcop/4)$   
 vsel, r, loc, x,  $-11, 10 + folga$   
 vatt, 1, 2, 2, 0, 0  
 vsel, all  
 vsel, s, loc, y,  $0.0 \cdot tfs, 0.0 \cdot tfs + (hcop/4)$   
 vsel, u, loc, x,  $-11, 10 + folga$   
 vsel, r, loc, z,  $-lpilar/2, -bc$   
 vatt, 1, 2, 2, 0, 0  
 vsel, all

```
vsel, s, loc, y, 0.0*tfs , 0.0*tfs + (hcop/4)
vsel, u, loc, x, -11 , 10 + folga
vsel, r, loc, z, lpilar/2, bc
vatt, 1, 2, 2, 0, 0
```

!núcleo do pilar

```
vsel, all
vsel, s, loc, x, 10 + folga , 10 + folga + epilar/2 + lpilar/2
vsel, u, loc, z, -lpilar/2 , -bc/2
vsel, u, loc, z, lpilar/2 , bc/2
vatt, 1, 2, 2, 0, 0
```

!mesa superior

```
asel, all
asel, s, loc, y, -tfs/2, -tfs/2
areverse, all, 1
aatt, 2, , 3, , 1
```

!mesa inferior

```
asel, all
asel, s, loc, y, -(tfs+hw+tfi/2), -(tfs+hw+tfi/2)
aatt, 2, , 3, , 2
```

!alma da viga e enrijecedor

```
asel, all
asel, s, loc, y, -tfs/2, -(tfs+hw+tfi/2)
asel, u, loc, y, -tfs/2, -tfs/2
asel, u, loc, y, -(tfs+hw+tfi/2), -(tfs+hw+tfi/2)
asel, u, loc, z, tw/2+ echapa/2
asel, r, loc, x, -11,10
aatt, 2, , 3, , 3
```

!chapa passante

```
asel, all
asel, s, loc, z, tw/2+ echapa/2
aatt, 2, , 3, , 4
```

!pilar metálico

```
asel, all
asel, s, loc, x, 10 + folga + epilar/2 , 10 + folga + epilar/2 + lpilar/2
asel, u, loc, z, -lpilar/2, -bc
asel, u, loc, z, lpilar/2, bc
```

!elimina as quatro faces internas do nucleo

asel, u, loc, x,  $10 + \text{folga} + \text{epilar} - 0.001$ ,  $10 + \text{folga} + \text{epilar} + 0.001$   
 asel, u, loc, z,  $-\text{lpilar}/2 + \text{epilar}$ ,  $-\text{lpilar}/2 + \text{epilar}$   
 asel, u, loc, z,  $\text{lpilar}/2 - \text{epilar}$ ,  $\text{lpilar}/2 - \text{epilar}$   
 asel, u, loc, x,  $10 + \text{folga} + \text{epilar}/2 + \text{lpilar}/2$ ,  $10 + \text{folga} + \text{epilar}/2 + \text{lpilar}/2$

!elimina as extremidades do nucleo

asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - \text{hw}/2 + \text{hpilar}/2$ ,  $-\text{tfs} - \text{hw}/2 + \text{hpilar}/2$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - \text{hw}/2 - \text{hpilar}/2$ ,  $-\text{tfs} - \text{hw}/2 - \text{hpilar}/2$

!elimina areas da regio intermediaria - altura da laje

asel, u, loc, y,  $0.0 * \text{tfs}$   
 asel, u, loc, y,  $0.0 * \text{tfs} + (\text{hcop} - 0.0 * \text{tfs})/4$   
 asel, u, loc, y,  $0.0 * \text{tfs} + 2 * (\text{hcop} - 0.0 * \text{tfs})/4$   
 asel, u, loc, y,  $0.0 * \text{tfs} + 3 * (\text{hcop} - 0.0 * \text{tfs})/4$   
 asel, u, loc, y,  $0.0 * \text{tfs} + (\text{hcop} - 0.0 * \text{tfs})$   
 asel, u, loc, y,  $0.0 * \text{tfs} + (\text{hcop} - 0.0 * \text{tfs}) + \text{hcap}$   
 asel, u, loc, y,  $0.0 * \text{tfs} + (\text{hcop} - 0.0 * \text{tfs}) + \text{hcap} + (0.0 * \text{tfs} + \text{tc} - (\text{hcop} + \text{hcap}))/2$   
 asel, u, loc, y,  $0.0 * \text{tfs} + \text{tc}$

!elimina areas internas ao nucleo ao longo da altura

asel, u, loc, z,  $\text{tw}/2 + \text{echapa}/2$   
 asel, u, loc, z,  $\text{bfs}/4$   
 asel, u, loc, z,  $\text{bfs}/2$   
 asel, u, loc, z,  $0$   
 asel, u, loc, z,  $-\text{bfs}/4$   
 asel, u, loc, z,  $-\text{bfs}/2$   
 asel, u, loc, x,  $10 + \text{folga} + \text{lpilar}/8$   
 asel, u, loc, x,  $10 + \text{folga} + 2 * \text{lpilar}/8$   
 asel, u, loc, x,  $10 + \text{folga} + 3 * \text{lpilar}/8$

!elimina areas internas ao nucleo na regio da chapa passante

asel, u, loc, z,  $0$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2)$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - \text{achapa}/10$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - 2 * \text{achapa}/10$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - 3 * \text{achapa}/10$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - 4 * \text{achapa}/10$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - 5 * \text{achapa}/10$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - 6 * \text{achapa}/10$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - 7 * \text{achapa}/10$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - 8 * \text{achapa}/10$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - 9 * \text{achapa}/10$   
 asel, u, loc, y,  $-\text{tfs} - ((\text{hw} - \text{achapa})/2) - \text{achapa}$   
 aglue, all  
 aatt, 2, , 3, , 5

allsel, all  
/replot, resize

```
!*****
!*****  GERAÇÃO DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO  *****
!*****
```

```
dc1 = l0/n1
n, 1, l0-dc1, -tfs/2, 0 , , , ,
n, 2, l0-dc1, 0, 0 , , , ,
n, 3, l0-dc1, 0.0*tfs, 0 , , , ,
n, 4, l0-dc1, 0.0*tfs + 2*(hcop - 0.0*tfs)/4 , 0 , , , ,
n, 5, l0-dc1, hcop, 0 , , , ,
n, 6, l0-dc1, hcop + hcap/2, 0 , , , ,
n, 7, l0-dc1, hcop + hcap, 0 , , , ,
n, 8, l0-dc1 +1, tc+10, 0 , , , ,
```

type, 1  
mat, 3

secnum, 6  
tshap, line  
e, 1, 5, 4, 8

secnum, 7  
tshap, line  
e, 5, 7, 6, 8

egen, 10, 8, 1, 3, 1, , , , , -15, 0, 0           !gera 10 copias de conectores

```
!*****
!*****  GERAÇÃO DOS PARAFUSOS  *****
!*****
```

```
n, 501, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , tw/2 + echapa + hbolt , , , ,
n, 502, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , tw/2 + echapa + hbolt/2 , , , ,
n, 503, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , tw/2 + echapa , , , ,
n, 504, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , tw/2 + echapa/2 , , , ,
n, 505, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , tw/2 , , , ,
n, 506, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , 0 , , , ,
n, 507, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , -tw/2 , , , ,
n, 508, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , -tw/2 -hbolt/2 , , , ,
n, 509, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , -tw/2 -hbolt , , , ,
n, 510, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , -tw/2 -hbolt-(lbolt-echapa-tw-hbolt)/2 , , , ,
n, 511, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc , -tw/2 -hbolt-(lbolt-echapa-tw-hbolt) , , , ,
n, 512, l0-espfi, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc -1, -tw/2 -hbolt-(lbolt-echapa-tw-hbolt) -10,
, , ,
```

type, 1

mat, 5

secnum, 8

tshap, line

e, 501,503,502,512 !cabeca parafuso

e, 507,509,508,512 !porca parafuso

secnum, 9

e, 503,505,504,512 !fuste parafuso

e, 505,507,506,512

e, 509,511,510,512

egen, 3, 12, 21, 21 + 5, 1, , , , , 0, ef, 0

!gera 3 copias de parafusos

```
!*****
!*****  DIVISÃO DAS LINHAS  *****
!*****
```

lsel, all

lesize, all, , , 1, , 1, , , 0,

lsel, u, loc, x, -11, 0

lsel, u, loc, x, 10 + folga , 10 + folga

lsel, u, loc, x, 10-(2\*espf), 10-(2\*espf)

lsel, u, loc, x, 10-(2\*espf)+1chapa/2 , 10-(2\*espf)+1chapa/2

lsel, u, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc - df/2, -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc + df/2

lsel, u, loc, y, -tfs -hw/2 + hpilar/2, -tfs -hw/2 + hpilar/2

lsel, u, loc, y, -tfs -hw/2 - hpilar/2, -tfs -hw/2 - hpilar/2

lsel, u, loc, x, 10, 10

lsel, r, loc, x, -11, 10 + folga

lesize, all, 3, , , , 1, , , 0,

lsel, s, all

lsel, s, loc, y, 0, tc

lsel, r, loc, x, -11

lesize, all, 3, , , , 1, , , 0,

lsel, s, all

lsel, s, loc, y, 0, tc

lsel, r, loc, x, 0

lesize, all, 3, , , , 1, , , 0,

lsel, s, all

lsel, s, loc, y, 0, tc

lsel, r, loc, x, 10-0.01, 10+0.01

lesize, all, 3, , , , 1, , , 0,

lsel, s, all

lsel, s, loc, y, 0, tc

lsel, r, loc, x, 10 + folga-0.01, 10 + folga+0.01

lesize, all, 3, , , , 1, , , 0,



```

allsel, all
lsel, u, loc, x, -11, -11
lsel, u, loc, x, 0, 10/2
lsel, u, loc, x, 10-(2*espf), 10-(2*espf)+1chapa/2
lesize, all, 3, , , 1, , , 0,

```

```

allsel, all
lsel, s, loc, x, 10 + folga , 10 + folga + lpilar/2
lsel, u, loc, z, -lpilar/2 + epilar/2 , lpilar/2 - epilar/2
lsel, u, loc, z, -lpilar/2 -1 , -bc/2 +1
lsel, u, loc, z, lpilar/2 +1 , bc/2 -1
lsel, u, loc, x, 10 + folga
lsel, u, loc, x, 10 + folga + lpilar/2
lesize, all, 3, , , 1, , , 0,

```

```

allsel, all
lsel, u, loc, z, -bc/2, -bc/2
lsel, u, loc, z, bc/2, bc/2
lsel, u, loc, z, -lpilar/2, lpilar/2
lesize, all, 3, , , 1, , , 0,

```

!divide a largura das mesas da viga

```

allsel, all
lsel, s, loc, z, -lpilar/2, lpilar/2
lsel, u, loc, y, 0.0*tfs, 0.0*tfs+ tc
lsel, u, loc, z, 0, 0
lsel, u, loc, x, 10 + folga, 10 + folga + lpilar/2
lsel, u, loc, z, -bc/2, -bfs/2
lsel, u, loc, z, bc/2, bfs/2
lsel, u, loc, z, tw/2 + echapa/2
lesize, all, , 2, , , 1, , , 0,

```

!divide altura da viga

```

allsel, all
lsel, u, loc, y, -tfs/2, 0.0*tfs + tc
lsel, u, loc, y, -(tfs+hw+tfi/2), -(tfs+hw+tfi/2)
lsel, u, loc, z, tw/2 + echapa/2
lsel, u, loc, x, 10-espf-df/2 , 10-espf+df/2
lsel, u, loc, x, 10 + folga , 10 + folga + lpilar/2
lesize, all, achapa/10 , , , 1, , , 0,

```

! divide altura da chapa passante

```

allsel, all
lsel, s, loc, z, tw/2 + echapa/2
lsel, u, loc, y, -tfs -hw/2 + hpilar/2, -tfs -((hw-achapa)/2)
lsel, u, loc, y, -tfs -hw/2 - hpilar/2, -tfs -((hw-achapa)/2) -achapa

```

```

lssel, u, loc, x, l0-espfd/2 , l0-espfd+df/2
lssel, u, loc, x, l0 + folga + epilar +1, l0 + folga + lpilar/2 +1
lesize, all, achapa/l0 , , , 1 , , 0,

```

! divide comprimento da chapa passante

```

allssel, all
lssel, s, loc, z, tw/2 + echapa/2
lssel, r, loc, y, -tfs -((hw-achapa)/2) -achapa
lssel, r, loc, x, l0-(2*espfd) , l0 + folga + epilar/2
lesize, all, folga + epilar/2 , , , 1 , , 0,

```

```

allssel, all
lssel, s, loc, z, tw/2 + echapa/2
lssel, r, loc, y, -tfs -((hw-achapa)/2)
lssel, r, loc, x, l0-(2*espfd) , l0 + folga + epilar/2
lesize, all, folga + epilar/2 , , , 1 , , 0,

```

!divide altura do pilar aco

```

allssel, all
lssel, s, loc, x, l0 + folga + epilar/2 , l0 + folga + epilar/2 + lpilar/2
lssel, u, loc, z, -lpilar/2 , -bc/2
lssel, u, loc, z, lpilar/2 , bc/2
lssel, u, loc, y, -tfs -hw/2 + hpilar/2, -tfs -hw/2 + hpilar/2
lssel, u, loc, y, -tfs -hw/2 - hpilar/2, -tfs -hw/2 - hpilar/2
lssel, u, loc, y, -tfs -((hw-achapa)/2) - achapa, 0.0*tfs + tc
lesize, all, , , l0 , , 1 , , 0,

```

!elimina linhas do pilar

!divide as linhas dos furos

```

allssel, all
lssel, s, loc, x, l0-espfd/2 , l0-espfd+df/2
lssel, r, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc - df , -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc + df
lesize, all, , , 2 , , 1 , , 0,
allssel, all

```

```

!*****
!*****  GERAÇÃO DAS MALHAS  *****
!*****

```

!malha dos volumes

```

mshkey, 1
mshape, 0, 3D
vmesh, all

```

!malha das areas

!viga metalica

```

asel, all
asel, s, loc, y, -tfs/2, -(tfs+hw+tfi/2)
asel, u, loc, x, 10, 10 + folga + epilar/2 + lpilar/2
mshkey, 0
mshape, 0, 2D
amesh, all

```

!chapa passante

```

asel, all
asel, s, loc, z, tw/2 + echapa/2
asel, u, loc, x, 10 + folga, 10 + folga + lpilar/2
asel, u, loc, y, 0, tc
mshkey, 0
mshape, 0, 2D
amesh, all

```

!pilar metalico - 3 faces

```

asel, all
asel, s, loc, x, 10 + folga + epilar/2 -0.001, 10 + folga + epilar/2 + 0.001
mshkey, 1
mshape, 0, 2D
amesh, all

```

```

asel, all
asel, s, loc, z, -lpilar/2 + epilar/2 -0.001, -lpilar/2 + epilar/2 +0.001
mshkey, 1
mshape, 0, 2D
amesh, all

```

```

asel, all
asel, s, loc, z, lpilar/2 - epilar/2 -0.001, lpilar/2 - epilar/2 +0.001
mshkey, 1
mshape, 0, 2D
amesh, all

```

```

!*****
!*****  GERAÇÃO DO CONTATO  *****
!*****

```

```

asel, all
asel, s, loc, y, 0, 0
asel, r, loc, z, -bfs/2, + bfs/2
asel, r, loc, x, -11, 10
type, 4
mat, 7
real, 4
esys, 0

```

secnum, ,  
amesh, all

esel, s, sec, ,1  
type, 5  
mat, 7  
real, 4  
esys, 0  
secnum, ,  
esurf, , top,

```
!*****
!*****  OPÇÕES GRÁFICAS  *****
!*****
```

/color, num, oran, 1  
/color, num, dgra, 2  
/color, num, cblu, 3  
/color, num, red, 4  
/pnum, type, 1  
/number, 1  
esel, s, mat, , 1  
/trlcy, elem, 0.5, all  
allsel, all  
/color, outl, blac  
/replot

```
!*****
!*****  ACOPLAMENTOS DOS CONECTORES  *****
!*****
```

esel, s, mat, , 1, 3, 2  
allsel, below, node

!laje e conector

nset, all  
nset, s, loc, y, hcop+hcp  
nset, r, loc, z, 0  
nset, r, loc, x, -11, 10  
nplot

cpintf, ux, 1.5  
cpintf, uy, 1.5  
cpintf, uz, 1.5

!viga e conector

esel, s, mat, , 2, 3, 1  
allsel, below, node

```

nset, all
nset, s, loc, y, -tfs/2
nset, r, loc, z, 0
nset, r, loc, x, -11, 10
nplot
cpintf, all, 1.5
esel, all

```

```

!*****
!*****  ACOPLAMENTOS DOS FUIROS E PARAFUSOS  *****
!*****

```

```

!chapa passante e parafusos

```

```

esel, s, mat, , 2, 5, 3
allsel, below, node
nset, s, loc, z, tw/2 + echapa/2
nset, r, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc +df/2 , -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc -df/2
nset, r, loc, x, 10 - espf -df/2 , 10 - espf + df/2
nset, u, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc +df/2 +0.01 , -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc +df/2 -0.01
nset, u, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc -df/2 + 0.01, -tfs - (hw-achapa)/2 - fbc -df/2 - 0.01
nset, u, loc, x, 10 - espf -0.01 , 10 - espf - df/2

```

```

cpintf, ux, 2*df
cpintf, uy, 2*df
cpintf, uz, 2*df
cpintf, rotx, 2*df
cpintf, rotz, 2*df

```

```

esel, s, mat, , 2, 5, 3
allsel, below, node
nset, s, loc, z, tw/2 + echapa/2
nset, r, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + (fbc+ef) + df/2, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa +
(fbc+ef)-df/2
nset, r, loc, x, 10-esp -df/2 , 10-esp + df/2
nset, u, node, , 13162
nset, u, node, , 13164
nset, u, node, , 13166
nset, u, node, , 13167

```

```

cpintf, ux, 2*df
cpintf, uy, 2*df
cpintf, uz, 2*df
cpintf, rotx, 2*df
cpintf, rotz, 2*df

```

```

esel, s, mat, , 2, 5, 3
allsel, below, node

```

nsel, s, loc, z,  $tw/2 + echapa/2$   
 nsel, r, loc, y,  $-tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc + df/2$ ,  $-tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc - df/2$   
 nsel, r, loc, x,  $10 - espf - df/2$ ,  $10 - espf + df/2$   
 nsel, u, loc, y,  $-tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc + df/2 + 0.01$ ,  $-tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc + df/2 - 0.01$   
 nsel, u, loc, y,  $-tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc - df/2 + 0.01$ ,  $-tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc - df/2 - 0.01$   
 nsel, u, loc, x,  $10 - espf + 0.01$ ,  $10 - espf + df/2$

cpintf, ux,  $2*df$   
 cpintf, uy,  $2*df$   
 cpintf, uz,  $2*df$   
 cpintf, rotx,  $2*df$   
 cpintf, roty,  $2*df$   
 cpintf, rotz,  $2*df$

! viga e parafusos

esel, s, mat, , 2, 5, 3  
 allsel, below, node  
 nsel, s, loc, z, 0  
 nsel, r, loc, y,  $-tfS - (hw-achapa)/2 - fbc + df/2$ ,  $-tfS - (hw-achapa)/2 - fbc - df/2$   
 nsel, r, loc, x,  $10 - espf - df/2$ ,  $10 - espf + df/2$   
 nsel, u, loc, y,  $-tfS - (hw-achapa)/2 - fbc + df/2 + 0.01$ ,  $-tfS - (hw-achapa)/2 - fbc + df/2 - 0.01$   
 nsel, u, loc, y,  $-tfS - (hw-achapa)/2 - fbc - df/2 + 0.01$ ,  $-tfS - (hw-achapa)/2 - fbc - df/2 - 0.01$   
 nsel, u, loc, x,  $10 - espf - 0.01$ ,  $10 - espf - df/2$

cpintf, ux,  $2*df$   
 cpintf, uy,  $2*df$   
 cpintf, uz,  $2*df$   
 cpintf, rotx,  $2*df$   
 cpintf, rotz,  $2*df$

esel, s, mat, , 2, 5, 3  
 allsel, below, node  
 nsel, s, loc, z, 0  
 nsel, r, loc, y,  $-tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + (fbc+ef) + df/2$ ,  $-tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + (fbc+ef) - df/2$   
 nsel, r, loc, x,  $10 - espf - df/2$ ,  $10 - espf + df/2$   
 nsel, u, node, , 13863  
 nsel, u, node, , 13865  
 nsel, u, node, , 13867  
 nsel, u, node, , 13868

cpintf, ux,  $2*df$   
 cpintf, uy,  $2*df$   
 cpintf, uz,  $2*df$   
 cpintf, rotx,  $2*df$   
 cpintf, rotz,  $2*df$

```

esel, s, mat, , 2, 5, 3
allsel, below, node
nset, s, loc, z, 0
nset, r, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc + df/2, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc -
df/2
nset, r, loc, x, l0 - espf -df/2 , l0 - espf + df/2
nset, u, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc +df/2 + 0.1 , -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa +
fbc +df/2 - 0.1
nset, u, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa + fbc -df/2 + 0.1, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa +
fbc -df/2 - 0.1
nset, u, loc, x, l0 - espf +0.01 , l0 - espf + df/2

cpintf, ux, 2*df
cpintf, uy, 2*df
cpintf, uz, 2*df
cpintf, rotx, 2*df
cpintf, roty, 2*df
cpintf, rotz, 2*df

```

```

!*****
!***** ACOPLAMENTOS DA CHAPA PASSANTE COM O PILAR MISTO *****
!*****

```

```

esel, s, mat, , 1, 2, 1
allsel, below, node
nset, s, loc, x, l0 + folga + epilar/2 -0.01 , l0 + folga +epilar/2 + 0.01
nset, r, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa , -tfs - (hw-achapa)/2
nset, r, loc, z, tw/2 + echapa/2

```

```

cpintf, ux, epilar/2
cpintf, uy, epilar/2
cpintf, uz, epilar/2
cpintf, rotx, epilar/2
cpintf, roty, epilar/2
cpintf, rotz, epilar/2

```

```

!*****
!***** ACOPLAMENTOS DO NÚCLEO E DO PERFIL DO PILAR MISTO *****
!*****

```

```

esel, s, mat, , 1, 2, 1
allsel, below, node
nset, s, loc, x, l0 + folga -0.01 , l0 + folga + epilar
nset, r, loc, z, -lpilar/2 + 1, lpilar/2 - 1
nset, u, loc, y, 0, 0.0*tfs + tc
nset, u, loc, z, tw/2 + echapa/2 !elimina nós da regio chapa e pilar

```

```

cpintf, ux, 1.5*epilar
cpintf, uy, 1.5*epilar

```

cpintf, uz, 1.5\*epilar

esel, s, mat, , 1, 2, 1

allsel, below, node

nset, s, loc, x, 10 + folga -0.01 , 10 + folga + epilar

nset, r, loc, z, -lpilar/2 - 0.01, lpilar/2 + 0.01

nset, r, loc, z, tw/2 + echapa/2

nset, u, loc, y, -tfs - (hw-achapa)/2 - achapa , -tfs - (hw-achapa)/2

nset, u, loc, y, 0, 0.0\*tfs + tc

cpintf, ux, 1.5\*epilar

cpintf, uy, 1.5\*epilar

cpintf, uz, 1.5\*epilar

esel, s, mat, , 1, 2, 1

allsel, below, node

nset, all

nset, s, loc, z, -lpilar/ 2 -0.01 , -lpilar/2 + epilar

nset, u, loc, y, 0, 0.0\*tfs + tc

cpintf, ux, 1.5\*epilar

cpintf, uy, 1.5\*epilar

cpintf, uz, 1.5\*epilar

esel, s, mat, , 1, 2, 1

allsel, below, node

nset, all

nset, s, loc, z, lpilar/ 2 +0.01 , lpilar/2 - epilar -0.01

nset, u, loc, y, 0, 0.0\*tfs + tc

cpintf, ux, 1.5\*epilar

cpintf, uy, 1.5\*epilar

cpintf, uz, 1.5\*epilar

!\*\*\*\*\*

!\*\*\*\*\* ACOPLAMENTOS DA FACE DA LAJE PARA CARREGAMENTO \*\*\*\*\*

!\*\*\*\*\*

nset, s, all

nset, s, loc, x, -11

nset, r, loc, y, 0.01 , tc

nplot

cpintf, uy, 1000

!\*\*\*\*\*

!\*\*\*\*\* VINCULAÇÕES \*\*\*\*\*

!\*\*\*\*\*

!restrição na base do pilar



```

nse1, all
nse1, s, loc, y, -tfs - hw/2 - hpilar/2

```

```

d, all, , , , , ux , uy , uz , , ,

```

```

!condição de simetria

```

```

nse1, all
nse1, s, loc, x, l0 + folga + epilar/2 + lpilar/2
dsym, symm, x, ,
allse1, all

```

```

!*****
!*****  OPÇÕES DE PROCESSAMENTO  *****
!*****

```

```

antye,static           !análise estática
nlgeom, off           !não-linearidade geométrica desativada
nropt, modi,, off     !newton-raphson modificado
pred, off
lnsrch, auto
eqslv, sparse,, 0
pivcheck, on
sstif, on             !matriz de rigidez atualizada a cada iteração
neqit, 25            !número max. de eq. de equilíbrio
cnvtol,u,1,0.01,2, ,

```

```

!*****
!*****  CARREGAMENTOS  *****
!*****

```

```

nse1, s, loc, x, -l1
nplot
*get,nmestre,node,0,num,min           !pega o nó mestre (menor numeração de nó da linha)
nplot,all
d,nmestre,uy, -desloc, , , , ,       !aplica um deslocamento prescrito no nó mestre
autots, on                             !opção de tempo automático ativada
time, desloc                           !time = deslocamento
deltim, desloc/500, desloc/50000, desloc/500 !tamanho dos passos de deslocamento
outres, erase
outres, all, -200                       !salva no máximo 200 pontos de dados
allse1, all
/replot
eplot
finish

```

## ANEXO

Apresenta-se neste anexo o procedimento de cálculo utilizado para determinação do momento resistente da viga mista do modelo de validação, para tanto foi considerada construção escorada e interação completa.

Determinação do momento resistente da viga mista:

-Propriedades dos materiais:

$$f_{ck} = 6,0kN / cm^2; E_c = 4041kN / cm^2$$

$$f_y = 30,04kN / cm^2; E_s = 21459,21kN / cm^2$$

-Propriedades geométricas:

$$t_c = 10cm; h_f = 0cm$$

$$b_f = 130mm; t_f = 12,5mm; h = 225mm; t_w = 6,3mm; D = 250mm$$

$$A = 2 \cdot (b_f \cdot t_f) + h \cdot t_w = 46,675cm^2$$

$$I = \left( \frac{t_w \cdot h^3}{12} \right) + 2 \cdot \left( \left( \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} \right) + b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{D - t_f}{2} \right)^2 \right) = 5185,25cm^4$$

-Verificação da elbeltez da alma:

$$\frac{h}{t_w} = 35,71 \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 100,495 \quad \text{- Seção compacta}$$

-Largura efetiva da laje:  $b = 125cm$  (valor considerado na modelagem)

-Cisalhamento na interface (Vh)

Interação completa, logo  $Q_{rd} \geq V_h$

$V_{hrd}$  menor entre  $C_{cd}$  e  $T_{ad}$ :

$$C_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_c}{1,4} = 4553,57kN$$

$$T_{ad} = \frac{A \cdot f_y}{1,1} = 1274,65kN$$

Portanto,  $V_{hrd} = T_{ad} = 1274,65kN$

$$Q_{rd} = V_{hrd} = 1274,65kN$$

Como  $C_{cd} > T_{ad}$ , tem-se que a LNP está na laje.

-Resistência ao momento fletor:

$$\text{Posição da LNP: } a = \frac{T_{ad}}{\left( \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b}{1,4} \right)} = 2,8cm$$

$$\text{Força de tração no perfil: } T = \frac{A \cdot f_y}{1,1} = 1274,652kN$$

$$\text{Resultante no concreto: } C = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot (2,8)}{1,4} = 1275kN$$

$$\beta_{vm} = 1$$

$$M_{rd} = \beta_{vm} \cdot T_{ad} \cdot \left( 0,5 \cdot D + hf + tc - \left( \frac{2,8cm}{2} \right) \right) = 26895,15kN.cm$$