



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO  
ESCOLA DE MINAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



# **ESTUDO TEÓRICO, NUMÉRICO E EXPERIMENTAL DE TRELIÇAS MISTAS EM PERFIS TUBULARES.**

**AUTOR: JOEL DONIZETE MARTINS**

ORIENTADORA: Prof.<sup>a</sup>. Dr.<sup>a</sup> Arlene Maria Sarmanho

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, Março de 2014

M386e Martins, Joel Donizete.  
Estudo teórico, numérico e experimental de treliças mistas em perfis tubulares [manuscrito] / Joel Donizete Martins. – 2014.  
179f.: il. color., grafs., tabs.

Orientador: Profa. Dra. Arlene Maria Sarmanho.

Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Rede Temática em Engenharia de Materiais.

Área de concentração: Construção Metálica.

1. Estruturas Mistas - Teses. 2. Treliças (Construção civil) - Teses. 3. Cisalhamento - Teses. 4. Ligações tubulares – Teses. I. Sarmanho, Arlene Maria I. Sarmanho, Arlene Maria. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

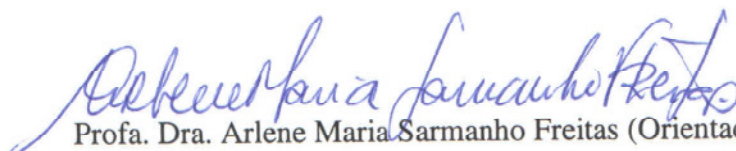
CDU: 624.014.2

Catálogo: [sisbin@sisbin.ufop.br](mailto:sisbin@sisbin.ufop.br)

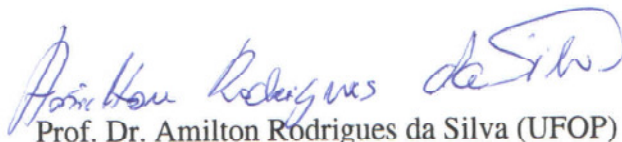
# ESTUDO TEÓRICO, NUMÉRICO E EXPERIMENTAL DE TRELIÇAS MISTAS EM PERFIS TUBULARES

**AUTOR: JOEL DONIZETE MARTINS**

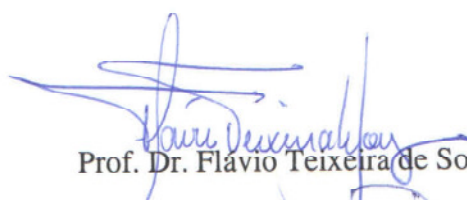
Esta tese foi apresentada em sessão pública e aprovada em 11 de março de 2014, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



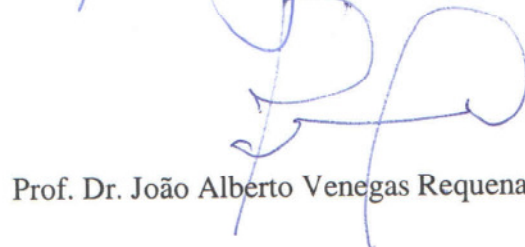
Prof. Dra. Arlene Maria Sarmanho Freitas (Orientadora / UFOP)




Prof. Dr. Amilton Rodrigues da Silva (UFOP)



Prof. Dr. Flávio Teixeira de Souza (IFMG)



Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena (UNICAMP)



Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima (UERJ)

À minha esposa, Celâine;  
aos meus filhos, Laura e Davi;  
e aos meus pais, João e Ubaldina;  
dedico mais esta vitória alcançada.

## **Agradecimentos**

*"Que darei ao senhor, por todos os benefícios que me tem feito?"  
Salmo 116*

Em primeiro lugar, agradeço a Deus pela presença contínua em minha vida.

À minha esposa, Celâine; que entrou na minha vida como uma benção, sendo fundamental neste período em que construímos nossa casa, nasceram nossos dois filhos, e que conciliei o trabalho como diretor no IFMG com realização desta pesquisa de doutorado.

À minha orientadora, professora Arlene; pela atenção, incentivo e por ter acreditado no meu trabalho.

À UFOP, pelo suporte institucional, à Vallourec e ao CNPQ pelo apoio financeiro.

Aos amigos do laboratório de estruturas, que auxiliaram na realização dos experimentos, em especial ao Flávio e Gabriel que deram um apoio fundamental para a realização deste trabalho.

Aos funcionários do laboratório: Dequinha, João e Sr. Osvaldo pela disposição na montagem e na execução dos ensaios.

Aos amigos servidores do IFMG campus Congonhas, em especial aos colegas diretores e aos servidores do DAP, pelo companheirismo.

Aos meus pais João e Ubaldina, pela minha vida, pelas incansáveis orações, por sempre me conduzirem no caminho do amor e da justiça; minha eterna gratidão.

Aos professores do PROPEC, pelos ensinamentos transmitidos; e à Róvia, sempre tão prestativa.

## Resumo

Neste trabalho avaliou-se o comportamento de treliças mistas em perfis metálicos com seção transversal tubular associadas a lajes maciças de concreto armado. Foram analisados os resultados experimentais de uma treliça mista em escala real com vão de 10000 mm, laje com 2000 mm de largura e 100 mm de espessura, com perfis em seção tubular circular nas diagonais (TC 101,6 x 6,4) e montantes (TC 60,2 x 6,4), e perfis em seção tubular retangular no banzo inferior (TR 150,0 x 120,0 x 6,4) e no banzo superior (TR 150,0 x 120,0 x 5,6). As análises realizadas identificaram que o mecanismo de falha da treliça mista foi na ligação de cisalhamento. Os resultados indicaram a necessidade de maiores avaliações em relação aos conectores soldados em perfis tubulares, sendo realizados ensaios do tipo "push-out" com a ligação de cisalhamento em perfil tubular. Foram realizados ensaios "push-out" com os conectores de cisalhamento iguais ao da treliça mista testada anteriormente, tipo "U" laminado, com comprimento de 80 mm. Para avaliação da influência do comprimento do conector foram também ensaiados conectores do tipo "U" com comprimentos de 40 mm e 120 mm. Foram realizados 12 ensaios e os conectores foram soldados a perfis tubulares de mesma seção dos bantos da treliça mista. O comportamento da estrutura, das suas ligações e da ligação de cisalhamento também foi avaliado utilizando prescrições de normas e modelos em elementos finitos criados a partir do programa computacional ANSYS. Os resultados numéricos apresentaram boa correlação com resultados experimentais e foram utilizados em diversas análises paramétricas. Tais análises envolveram treliças mistas em perfis tubulares com diferentes vãos e uma proposta de treliça mista com banzo superior com seção reduzida. Foram também avaliados modelos numéricos de ligações isoladas de treliça mista, incluindo a laje e os conectores de cisalhamento, indicando que se pode usar este modelo para avaliação de ligações mistas. Os resultados numéricos também identificaram um modo de falha na conexão associado à parede do tubo retangular. Foi proposto um modelo teórico simplificado para a avaliação deste modo, cujos resultados foram comparados com dados dos experimentos e concluiu-se que para avaliar a capacidade resistente de ligação de cisalhamento em perfis tubulares deve-se considerar a ruptura da conexão e a flexão da parede do tubo e que, quanto maior é a resistência do concreto, mais importante é esta verificação.

## **Abstract**

In this thesis we evaluated the behavior of composite trusses in steel profiles with tubular cross section associated with reinforced concrete slabs. Experimental results are analyzed concerning a composite truss in full scale with ranging from 10000 mm, 2000 mm of wide slab and 100 mm thick, with circular tubular section profiles in the diagonals (TC 101.6 x 6.4) and verticals (TC 60.2 x 6.4), and profiles in rectangular tubular section at the bottom chord (TR 150.0 x 120.0 x 6.4) and upper chord (TR 150.0 x 120.0 x 5, 6). The analyses revealed that the failure mechanism of the composite truss was in the connection shear. The results indicated the need for further evaluation in relation to the connectors welded on to hollow section profiles. Push-out tests were conducted with connectors welded on to hollow section profiles. Channel shear connectors equal to the composite truss previously tested, with a length of 80 mm were used. To evaluate the influence of the length of the shear connectors, connectors were also tested with lengths of 40 mm and 120 mm. Twelve tests were performed and the connectors were welded in profiles with tubular section on the same section of the chords of composite truss. The behavior of the structure, of its joints and connection shear was also evaluated using the requirements of rules and finite element models created through the ANSYS software. The numerical results showed good correlation with experimental results and were used in various parametric analyses. These analyses involved composites trusses in tubular profiles with different spans and the proposal of a composite truss with a reduced section top chord. Numerical models of isolated joints composite trusses were also analyzed, including the slab and shear connectors, indicating that we can use this model to test the composite joints of trusses. The numerical results also identified a failure mode in the shear connection associated with the rectangular hollow profile wall. A simplified theoretical model for the analysis of this failure mode was proposed. The results were compared with data from the tests and we concluded that to evaluate the bearing capacity of the shear connection using profiles tubular section, one should consider breaking the connection and also the bending of the wall of the hollow profile, and that the larger the strength of concrete, the more important this consideration.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS .....	3
1.2	METODOLOGIA.....	6
1.3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO .....	20
<b>2</b>	<b>MÉTODOS ANALÍTICOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>22</b>
2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ESTRUTURAS MISTAS .....	22
2.1.1	Avaliação da laje.....	25
2.1.2	Ligações de cisalhamento.....	31
2.2	ESTUDO DA CONFIGURAÇÃO DE TRELIÇAS.....	35
2.3	ANÁLISE ESTRUTURAL DA TRELIÇA MISTA .....	37
2.3.1	Análise global à flexão .....	37
2.3.2	Avaliação dos elementos da treliça.....	39
2.3.3	Avaliação dos estados limites de serviço .....	43
2.4	AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES TUBULARES.....	46
2.5	LIGAÇÕES DE CISALHAMENTO EM TRELIÇAS MISTAS.....	53
<b>3</b>	<b>ESTUDOS COM A TRELIÇA MISTA .....</b>	<b>58</b>
3.1	ANÁLISE EXPERIMENTAL .....	58
3.1.1	Programação do experimento .....	61
3.1.2	Apresentação e discussão dos resultados da treliça mista.....	67
3.2	ANÁLISE NUMÉRICA .....	80
3.2.1	Modelos numéricos.....	81
3.2.2	Características dos materiais dos modelos .....	88
3.2.3	Estudos Preliminares.....	91
3.2.4	Análise da treliça mista avaliada experimentalmente neste trabalho.....	106
3.2.5	Avaliação das ligações tubulares em treliças mistas.....	116
<b>4</b>	<b>ESTUDOS “PUSH-OUT” COM O CONECTOR SOLDADO EM PERFIL TUBULAR.....</b>	<b>125</b>
4.1	ANÁLISE EXPERIMENTAL .....	125
4.1.1	Fabricação dos protótipos.....	126
4.1.2	Montagem e execução dos ensaios .....	129
4.1.3	Apresentação de resultados .....	131
4.2	ANÁLISE NUMÉRICA .....	139
4.2.1	Apresentação e comparação de resultados .....	141
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>149</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>156</b>



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Força axial resistente de cálculo de ligações sem reforço do tipo T, X e Y e Momento fletor resistente de cálculo de ligações T adaptada da NBR 16239:2013.....	49
Tabela 2.2 Força axial resistente de cálculo de ligações soldadas reforçadas T, X e Y (NBR 16239:2013).....	50
Tabela 2.3 Força axial resistente de cálculo de ligações K e N (NBR 16239:2013).....	51
Tabela 2.4 Força axial resistente de cálculo de ligações soldadas reforçadas K e N (NBR 16239:2013).....	52
Tabela 2.5 Condições de validade de ligações soldadas de perfis tubulares (adaptada da NBR 16239:2013) .....	53
Tabela 3.1 Resultados dos testes com os materiais utilizados na treliça mista .....	60
Tabela 3.2 Características das treliças avaliadas .....	96
Tabela 4.1 Dados de resistência à compressão do concreto .....	132
Tabela 4.2 Propriedades mecânicas do aço do conector .....	132
Tabela 4.3 Comparação de resultados experimentais e teóricos.....	136
Tabela 4.4 Comparação de resultados experimentais, teóricos e numéricos.....	146
Tabela 4.5 Comparação de resultados experimentais e teóricos.....	148

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Instalações passando por treliças mistas, adaptada de Samuelson (2002).....	2
Figura 1.2 Exemplos de ligação de elementos em seção tubular.....	5
Figura 1.3 Alternativas de redução na seção do banzo superior.....	7
Figura 1.4 Tipo de conectores utilizados em teste por Viest <i>et al.</i> (1952). ....	15
Figura 2.1 Exemplos de treliças mistas compostas por elementos em perfis tubulares..	23
Figura 2.2 Grau de interação entre estruturas adaptado de Johnson (2004).....	24
Figura 2.3 Definição da largura efetiva da laje em treliças mistas. ....	26
Figura 2.4 Fissurações causadas por esforços de cisalhamento.....	27
Figura 2.5 Fissuras de cisalhamento em uma laje observadas em ensaios por Piotter (2001) .....	28
Figura 2.6 Dados para a avaliação da resistência ao cisalhamento.....	29
Figura 2.7 Modelo de atrito cisalhamento adaptado de Fuzihara (2006) .....	30
Figura 2.8 Equilíbrio de forças longitudinais entre o elemento de aço e a laje de concreto. ....	32
Figura 2.9 Conector de cisalhamento em perfil “U” laminado.....	33
Figura 2.10 Conector de cisalhamento em chapa perfurada “perfobond”.....	34
Figura 2.11 Tipologias de treliças planas e nomenclaturas de conexões com perfis tubulares.....	35
Figura 2.12 Comparação do peso de perfis tubulares e perfis em seção aberta sob compressão em relação à carga resistente (adaptada de Dutta, 1998) .....	36
Figura 2.13 Modelo para análise global à flexão de uma treliça mista. ....	38
Figura 2.14 Modelos de flexão propostos por Piotter (2001).....	40
Figura 2.15 Esforços nos elementos de uma treliça mista.....	41
Figura 2.16 Exemplos de ligações com excentricidades .....	42
Figura 2.17 Modelo em pórtico plano proposto para análise por Packer (2009).....	42
Figura 2.18 Exemplo de um modelo em pórtico plano proposto por Chien & Ritchie (1984) .....	43
Figura 2.19 Seção homogeneizada em regime elástico.....	44
Figura 2.20 Classificação das ligações de treliças planas, adaptada de Wardenier <i>et al.</i> (2010). ....	46
Figura 2.21 Modos de falha em ligações com perfil tubular retangular (NBR 16239:2013).....	47
Figura 2.22 Dados geométricos de ligações .....	48
Figura 2.23 Carregamentos nas ligações de treliça mista.....	54
Figura 2.24 Distribuição de forças de cisalhamento longitudinal ao longo da interface, adaptada do Eurocode 4 (ENV 1994-2:2001).....	56
Figura 3.1 Detalhes da metade da treliça mista e do esquema de carregamento .....	59
Figura 3.2 Vista em perspectiva dos elementos metálicos de metade da treliça .....	59
Figura 3.3 Vista geral da montagem dos ensaios.....	61
Figura 3.4 Contêncões laterais utilizadas na laje e na treliça .....	62
Figura 3.5 Posicionamento dos extensômetros nos banzos .....	63
Figura 3.6 Posicionamento dos extensômetros nos demais elementos .....	64
Figura 3.7 Posicionamento dos transdutores de deslocamento durante o ensaio. ....	65
Figura 3.8 Posicionamento dos deflectômetros analógicos durante o ensaio.....	66
Figura 3.9 Gráficos de carga x deslocamento.....	67
Figura 3.10 Imagem com a treliça mista deformada durante os ensaios.....	68

Figura 3.11 Gráfico carga x deformação do conector próximo do apoio.....	69
Figura 3.12 Gráfico carga x deslocamento entre o banzo superior e a laje de concreto ..	70
Figura 3.13 Gráfico carga x deslocamento na região dos apoios.....	71
Figura 3.14 Gráfico carga x deformação da região central ao longo do banzo inferior..	72
Figura 3.15 Gráficos com valores de cargas e esforços (em kN) para sete casos diferentes.....	73
Figura 3.16 Gráfico Carga x Deformação na região de um nó ao longo do banzo inferior .....	74
Figura 3.17 Deformações na face inferior banzo superior .....	75
Figura 3.18 Deformações medidas no banzo superior .....	76
Figura 3.19 Deformações nas faces superior e inferior da laje.....	77
Figura 3.20 Deformações nas armaduras próximo ao eixo longitudinal e no meio do vão .....	78
Figura 3.21 Deformações medidas ao longo da altura da laje .....	79
Figura 3.22 Gráfico carga x deformação específica das diagonais.....	79
Figura 3.23 Gráfico Carga x Deformação para a placa de ligação .....	80
Figura 3.24 Modelo 1 em elementos de barra para a Treliça mista avaliada por Pereira (2011). .....	81
Figura 3.25 Geometria do Elemento Beam 23 (ANSYS, 2007).....	81
Figura 3.26 Geometria do Elemento SOLID 65 (ANSYS, 2007) .....	82
Figura 3.27 Detalhe do elemento LINK 8 e da sua conexão com os elementos da laje ..	83
Figura 3.28 Elemento finito SHELL 181 e um exemplo da discretização utilizada.....	84
Figura 3.29 Acoplamento entre nós de elementos finitos da laje e do conector de cisalhamento .....	84
Figura 3.30 Modo local de falha na região de ligação do conector com o banzo superior. ....	85
Figura 3.31 Geometria do Elemento CONTACT 178 (ANSYS, 2007).....	86
Figura 3.32 Vista geral do Modelo 2 com a discretização em elementos finitos. ....	86
Figura 3.33 Detalhes da modelagem em regiões específicas da treliça .....	87
Figura 3.34 Modelos de curvas de Tensão x Deformação adotadas nas análises.....	88
Figura 3.35 Características dos materiais utilizados na laje de concreto .....	89
Figura 3.36 Superfície de ruptura para o concreto adaptada do ANSYS (2007).....	90
Figura 3.37 Dados da treliça mista avaliada em ensaios por Machacek & Cudejko (2009) .....	91
Figura 3.38 Comparação de resultados com a treliça de Machacek & Cudejko (2009) ..	92
Figura 3.39 Vista lateral do modelo de treliça mista utilizado. ....	94
Figura 3.40 Configurações de treliças utilizadas nas análises numéricas. ....	95
Figura 3.41 Curvas de Carga x Deslocamento.....	97
Figura 3.42 Plastificação (em MPa) do nó com o aumento do carregamento na Treliça C. ....	99
Figura 3.43 Tensões de Von Mises (MPa) nos elementos metálicos das treliças analisadas. ....	100
Figura 3.44 Tensões máximas observadas ao longo dos elementos metálicos da Treliça A. ....	102
Figura 3.45 Tensões máximas observadas ao longo dos elementos metálicos da Treliça B. ....	103
Figura 3.46 Distribuição de tensões de cisalhamento nas Treliças A e B.....	104

Figura 3.47 Tensões desenvolvidas ao longo da laje nas Treliças A e B .....	104
Figura 3.48 Deformações axiais na seção transversal média das lajes. ....	105
Figura 3.49 Padrão de fissuração na laje para os carregamentos últimos .....	105
Figura 3.50 Nó superior da treliça com imperfeições geométricas.....	107
Figura 3.51 Resultados numéricos x Resultado experimental.....	108
Figura 3.52 Deslizamento horizontal medido entre a laje e o banzo superior.....	108
Figura 3.53 Comparação de resultados numéricos, experimental e teóricos.....	109
Figura 3.54 Influência da ligação de cisalhamento sobre o comportamento da treliça.	110
Figura 3.55 Influência das ligações tubulares sobre o comportamento da treliça. ....	111
Figura 3.56 Curvas de Carga x Flecha. ....	112
Figura 3.57 Deformações ao longo da face inferior do banzo inferior .....	112
Figura 3.58 Deformações no conector de cisalhamento.....	113
Figura 3.59 Deformações na região de um dos nós inferiores.....	113
Figura 3.60 Vista lateral com diagramas em cores das tensões de von Mises em MPa	114
Figura 3.61 Vista 3D de regiões com diagramas em cores das tensões de von Mises em MPa .....	114
Figura 3.62 Medição do amassamento da parede banzo, adaptada de Nunes (2012)...	115
Figura 3.63 Curva de Carga x amassamento nas ligações não reforçadas .....	116
Figura 3.64 Ligações avaliadas nas análises numéricas. ....	117
Figura 3.65 Condições de contorno e cargas consideradas na modelagem das ligações isoladas. ....	118
Figura 3.66 Modelo numérico adotado nas ligações 2 e 3 .....	118
Figura 3.67 Curva de Carga x amassamento para a Ligação 1.....	119
Figura 3.68 Cargas em kN aplicadas na Ligação 2.....	119
Figura 3.69 Tensões de von Mises (MPa) na Ligação 2 .....	120
Figura 3.70 Curva de carga x amassamento da diagonal comprimida na Ligação 2....	121
Figura 3.71 Tensões de von Mises (MPa) na Ligação 2 .....	121
Figura 3.72 Cargas em kN aplicadas na Ligação 3.....	122
Figura 3.73 Tensões de von Mises (MPa) na Ligação 3 .....	122
Figura 3.74 Curva de Carga x amassamento para a Ligação 3.....	123
Figura 3.75 Cargas em kN aplicadas nas ligações .....	124
Figura 3.76 Desenvolvimento de esforços ao longo dos conectores.....	124
Figura 3.77 Tensões de von Mises (MPa) na Ligação 4 .....	124
Figura 4.1 Modelo utilizado nos ensaios do tipo “push-out” .....	126
Figura 4.2 Aspecto da fôrma montada. ....	127
Figura 4.3 Posicionamento de instrumentos para a medição de deformações .....	128
Figura 4.4 Regularização e nivelamento da base dos protótipos .....	129
Figura 4.5 Posicionamento de instrumentos para a medição de deslocamentos .....	130
Figura 4.6 Imagem do ensaio "push-out" montado.....	131
Figura 4.7 Corpos-de-prova de aço extraídos para caracterização .....	132
Figura 4.8 Curvas de carga x deslizamento .....	133
Figura 4.9 Padrão de fissuração observado em cada série de ensaios.....	134
Figura 4.10 Curvas de Carga x Deslocamento horizontal .....	135
Figura 4.11 Identificação dos extensômetros no protótipo.....	137
Figura 4.12 Curvas de Carga x deformação para o conector com 40 mm .....	137
Figura 4.13 Curvas de Carga x deformação para o conector com 80 mm .....	138
Figura 4.14 Curvas de Carga x deformação para o conector com 120 mm .....	139

Figura 4.15 Geometria do Elemento SOLID 185 (ANSYS, 2007) .....	140
Figura 4.16 Detalhes dos modelos numéricos utilizados nos estudos do tipo "push-out" .....	140
Figura 4.17 Comparação de curvas de Carga x Deslizamento experimental e numérica .....	142
Figura 4.18 Tensões de von Mises (MPa) desenvolvidas nos elementos de concreto..	143
Figura 4.19 Tensões de von Mises (MPa) desenvolvidas nos elementos de aço.....	144
Figura 4.20 Comparação do aspecto deformado do conector.....	145
Figura 4.21 Amassamento no perfil observado após os ensaios.....	145
Figura 4.22 Amassamento no tubo (mm) na região onde está soldado o conector obtido de forma numérica.....	146
Figura 4.63 Modelo simplificado do conector para avaliação do Modo de falha no perfil tubular.....	147

## LISTA DE SIMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACOES.

$A$	- altura da linha neutra plástica da estrutura mista
$A_a$	- área da seção transversal do elemento de aço
$A_{bi}$	- área da seção transversal do banzo inferior
$A_{bs}$	- área da seção transversal do banzo superior
$A_{blc}$	- metade da área da seção transversal entre planos prováveis de fendilhamento da laje
$A_c$	- área efetiva da laje de concreto  compressão
$A_{cc}$	- área no plano de fendilhamento da laje no alinhamento dos conectores
$A_{cs}$	- área da seção transversal do conector
$A_{ct}$	- área da seção de concreto transformada em seção de aço equivalente
$A_{cv}$	- área da seção longitudinal do concreto no plano de fendilhamento
$A_{long}$	- área da armadura longitudinal que atravessa a região entre planos prováveis de fendilhamento da laje
$A_s$	- área da armadura transversal que atravessa o plano de fendilhamento
$A_{tr}$	- área da armadura transversal que está na região de influencia do conector "perfobond"
$A_v$	- área de cisalhamento da seção
$A_0$	- rea da seção transversal do banzo
$B$	- largura do elemento estrutural
$B_e$	- largura Efetiva no modelo para o modo de ruptura da face do banzo nas conexões de elementos TC
$b_{ef}$	- largura efetiva da laje de concreto
$b_{eff}$	- comprimento da parte efetiva do perímetro do elemento tubular
$b_{ep}$	- Largura efetiva de cisalhamento com punção
$b_f$	- largura da mesa do perfil
$b_i$	- largura do elemento em seção tubular i
$b_1$	- largura efetiva da laje no lado onde se analisa a resistência ao fendilhamento longitudinal
$b_2$	- largura efetiva da laje do lado oposto a $b_1$
$b_3$	- distancia entre eixos de treliças paralelas
$b_w$	- altura da alma do perfil
$C_c$	- esforço de compressão na laje
$C'$	- esforço de compressão na região central da laje de concreto
$TC$	- perfis em seção tubular circular
$C''$	- esforço de compressão na região próxima das bordas da laje de concreto
$C_r$	- Fator de redução de inércia
$c_w$	- constante de empenamento da seção transversal
$d_{cs}$	- diâmetro do conector de cisalhamento "stud"
$d_h$	- diâmetro da cabeça do conector de cisalhamento "stud"
$d_i$	- diâmetro do elemento em seção tubular i ligado a uma conexão
$d_f$	- diâmetro do furo do conector de cisalhamento "perfobond"
$d_{mist}$	- distancia entre o centroide da seção transversal do banzo inferior e o da seção transversal da laje transformada em elemento de aço equivalente
$d_{met}$	- distancia entre o centroide da seção transversal do banzo inferior e o da seção transversal do banzo superior
$d_w$	- altura da alma do perfil

$d_0$	- diâmetro do banzo
$d_1$	- distância, medida no plano de flexão, do centroide da área $A_{ct}$ à linha de ação do carregamento $F_d$
$d_2$	- braço de alavanca formado entre o banzo inferior e o ponto de aplicação do esforço de compressão na laje
$E$	- excentricidade nos nós de ligação
$e_d$	- valor igual a $2e_h$ ou a $2e_v$
$e_h$	- distância lateral do ponto de aplicação do carregamento, $F_d$ , à alma do elemento de aço, se este carregamento está aplicado na laje
$e_v$	- distância vertical do ponto de aplicação do carregamento, $F_d$ , ao plano da ligação de cisalhamento, se a força está aplicada no elemento de aço
$E$	- módulo de elasticidade
$E_a$	- módulo de elasticidade do aço
$E_c$	- módulo de elasticidade do concreto
$E_{ci}$	- módulo de elasticidade inicial do concreto
$F$	- frequência de vibração da estrutura
$f_{ck}$	- resistência característica do à compressão do concreto
$f_{cd}$	- resistência de cálculo do à compressão do concreto
$f_{ct}$	- resistência à tração no concreto
$F_c$	- força concentrada de cisalhamento
$f_y$	- resistência característica de escoamento do aço
$f_{yd}$	- resistência de cálculo de escoamento do aço
$f_{yi}$	- resistência de cálculo de escoamento do elemento i
$F_{ucs}$	- resistência característica de ruptura do aço do conector do tipo “stud”
$F_h$	- força de cisalhamento horizontal ou longitudinal
$F_{hd,máx}$	- esforço máximo de cisalhamento por unidade de comprimento.
$G$	- espaçamento entre pontos de ligação de diagonais e montantes afastamento com o banzo
$G$	- módulo de elasticidade transversal do aço
$H$	- altura do elemento estrutural
$h_{cs}$	- altura do conector de cisalhamento “perfobond”
$h_{LNE}$	- altura da linha neutra elástica
$h_0$	- altura do banzo
$I$	- momento de inércia da seção transversal
$I_i$	- momento de inércia em relação ao eixo i
$I_{ct}$	- momento de inércia da seção de concreto transformada em seção de aço equivalente
$I_{ef}$	- momento de inércia efetivo da seção mista
$I_{bi}$	- momento de inércia do banzo inferior
$I_{bs}$	- momento de inércia do banzo superior
$I_{met}$	- momento de inércia da seção dos elementos metálicos da treliça
$I_{mist}$	- momento de inércia da seção mista
$I_t$	- momento de inércia transformado da seção mista utilizando $n_t$ .
$J$	- constante de torção da seção transversal
$k_g$	- coeficiente que leva em conta o efeito da esbeltez da parede do banzo
$k_p$	- coeficiente que leva em conta a redução na resistência da conexão quando o banzo fica submetido à flexão composta

$L$	- comprimento do elemento estrutural
$L$	- vão livre da estrutura
$LNE$	- linha neutra elástica
$LNP$	- linha neutra plástica
$l_b$	- distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado)
$L_c$	- comprimento de contato entre o concreto e a mesa da viga de aço por conector (mm).
$l_{fcs}$	- comprimento do conector de cisalhamento em perfil U
$L_v$	- comprimento de distribuição dos esforços de cisalhamento longitudinal, $F_h$
$M$	- massa da estrutura por unidade de comprimento
$M_0$	- Momento fletor no banzo da treliça
$M_{rd}$	- momento fletor resistente de cálculo de elementos metálicos
$M_{sd}$	- momento fletor solicitante de cálculo de elementos metálicos
$n_c$	- número de conectores na conexão
$N$	- razão entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto
$n_f$	- número de furos no conector de cisalhamento “perfobond”
$n_p$	- fator que leva em conta a combinação de tensões normais resultantes carregamentos axiais com carregamentos de flexão
$n_n$	- número de conectores necessários para alcançar a resistência máxima da viga mista (interação total)
$N_0$	- força axial no banzo da treliça
$N_{cr,d}$	- força axial de compressão resistente de cálculo de elementos metálicos
$N_{cs,d}$	- força axial de compressão solicitante de cálculo de elementos metálicos
$N_e$	- força axial de flambagem elástica,
$N_{rdi}$	- resistência à ruptura da conexão com elementos de diagonais $i$
$n_t$	- razão entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto em tração
$P$	- fator que leva em consideração o grau de interação entre os elementos de aço e a laje de concreto
$P_u$	- carregamento sobre os nós superiores que leva o banzo inferior ao escoamento
$Q$	- carga distribuída sobre a estrutura
$Q$	- fator de redução total associado à flambagem local
$Q_r$	- capacidade resistente de um conector de cisalhamento
$Q_{r,teór.}$	- capacidade resistente de um conector de cisalhamento obtida de forma teórica
$Q_{r,num}$	- capacidade resistente de um conector de cisalhamento obtida de forma numérica
$Q_{r,exp}$	- capacidade resistente de um conector de cisalhamento obtida de forma experimental
$TQ$	- perfis em seção tubular quadrada
$R$	- raio de curvatura da solda entre as mesas e a alma do perfil metálico
$r_g$	- raio de giração da seção transversal do elemento estrutural
$r_{g0}$	- raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento,
$TR$	- perfis em seção tubular retangular



$R_g$	- fator que leva em conta os efeitos da atuação de grupos de conectores do tipo “stud” sobre a resistência ao cisalhamento
$R_p$	- fator que leva em conta os efeitos da posição dos conectores “stud” sobre a resistência ao cisalhamento
$S$	- metade da distância entre conectores na direção longitudinal
$T_a$	- esforço de tração no elemento de aço
$t_0$	- espessura da parede do banzo
$t_c$	- espessura da laje de concreto
$t_{cs}$	- espessura do conector de cisalhamento “perfobond”
$t_f$	- espessura da mesa do perfil metálico
$t_{fcs}$	- espessura da mesa do conector de cisalhamento em perfil U
$t_w$	- espessura da alma do perfil metálico
$t_{wcs}$	- espessura da alma do conector de cisalhamento em perfil U
$t_i$	- espessura das diagonais ou montantes $i$ ligados a um mesmo nó
$T_l$	- esforço de tração no banzo superior da treliça
$V_{pl,Rd}$	- força de cisalhamento vertical aplicada na conexão de uma treliça
$V_{sd}$	- força de cisalhamento de projeto a ser resistida e transmitida por cada um dos dois planos longitudinais mais frágeis a estes esforços da laje
$V_{sdi}$	- força de cisalhamento vertical aplicada na conexão
$V_{rd}$	- força de cisalhamento de projeto que cada um dos dois planos longitudinais mais frágeis a estes esforços da laje consegue resistir
$W_0$	- módulo elástico da seção transversal do banzo de uma treliça
$W_i$	- módulo elástico da seção transversal do elemento em relação ao eixo $i$
$Y$	- distância do centroide da área efetiva da laje de concreto à linha neutra elástica
$y_0$	- distância da base ao centroide da seção transversal do elemento
$Z_i$	- módulo plástico da seção transversal do elemento em relação ao eixo $i$
$z_a$	- distância do centroide da área $A_{mist}$ ao centroide da área $A_a$
$z_{ct}$	- distância do centroide da área $A_{mist}$ ao centroide da área $A_{ct}$ .
$\alpha$	- razão entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto
$\alpha_l$	- coeficiente que depende do procedimento construtivo, sendo igual a 0,5 para construção escorada e 0,3 para construção não escorada
$\beta$	- razão entre a média do diâmetro dos elementos das diagonais e o diâmetro ou a largura do elemento dos banzos
$\beta_1, \beta_2$ e $\beta_3$	- constantes de calibração da expressão para o cálculo da resistência ao cisalhamento do conector “perfobond”
$\Delta$	- amassamento na ligação tubular
$\Delta N$	- acréscimo de carga no elemento que recebe um esforço concentrado de cisalhamento $F_d$
$\Delta s$	- deflexão resultante da retração de secagem do concreto
$\delta$	- deslizamento relativo entre dois elementos
$\delta_a$	- deslizamento vertical no meio do vão da viga metálica
$\delta_c$	- deslizamento vertical no meio do vão da viga mista, considerando interação total
$\delta_{gw}$	- deflexão instantânea devido à reaplicação do peso próprio somado a 10% da sobrecarga prevista
$\varepsilon_c$	- deformação no concreto

$\varepsilon_{sh}$	- deformação de retração livre do concreto
$\phi$	- coeficiente de minoração da resistência da conexão de elementos tubulares
$\gamma$	- esbeltez da parede do banzo
$\gamma_a$	- coeficiente de ponderação da resistência do aço
$\gamma_c$	- coeficiente de ponderação da resistência do concreto
$\gamma_n$	- coeficiente ajustamento da resistência da conexão quando a resistência ao escoamento de um elemento em seção tubular é superior a 350 MPa
$\lambda$	- esbeltez de um elemento estrutural
$\eta$	- fator que leva em conta o tipo de agregado utilizado no concreto sobre a resistência ao fendilhamento da laje
$\rho$	- peso específico do concreto
$\theta_i$	- ângulo de inclinação das diagonais ou montantes $i$ ligados a um mesmo nó
$\sigma$	- tensão normal
$\sigma_c$	- tensão de compressão no concreto
$\tau$	- tensão de cisalhamento
$X$	- fator de redução associado à resistência à compressão

### 1 INTRODUÇÃO

Por muito tempo, as estruturas de aço e concreto foram dimensionadas considerando comportamento independente dos elementos componentes. Na maioria dos casos, a ação conjunta na capacidade resistente aos esforços não era considerada porque se desconhecia a possibilidade de melhorar o desempenho mecânico da estrutura associado ao deslizamento relativo entre as seções de aço e concreto, que caracteriza uma estrutura mista. O desenvolvimento dos dispositivos denominados conectores de cisalhamento, que ficam soldados ao elemento de aço e embutidos na laje de concreto, propiciou o comportamento conjunto dos dois materiais. Os conectores são utilizados na transmissão dos esforços de cisalhamento horizontais na interface entre os dois materiais e impedem também a separação vertical. O trabalho conjunto dos elementos de aço e de concreto nas estruturas mistas torna o sistema estrutural mais eficaz quanto a capacidade resistente à flexão.

Em geral, na construção de pontes e edificações com grandes vãos livres, tem sido mais viável utilizar estruturas mistas feitas com treliças metálicas do que com perfis em alma cheia. Os sistemas treliçados têm se mostrado mais econômicos nestes casos, por permitir uma exploração das melhores características de cada material, e combinam a eficiência da forma da treliça com a velocidade e a economia conferidas pelas estruturas mistas. Portanto, estas características garantem às treliças mistas menor peso em relação aos vigamentos mistos. Além disso, permitem maior flexibilidade em função da possibilidade da passagem de tubulações de diversas instalações por meio das aberturas entre os banzos. Na Figura 1.1 tem-se um esquema geral do sistema treliçado misto identificando-se os elementos: a laje, o conector de cisalhamento, a treliça metálica e as instalações por entre as treliças metálicas.

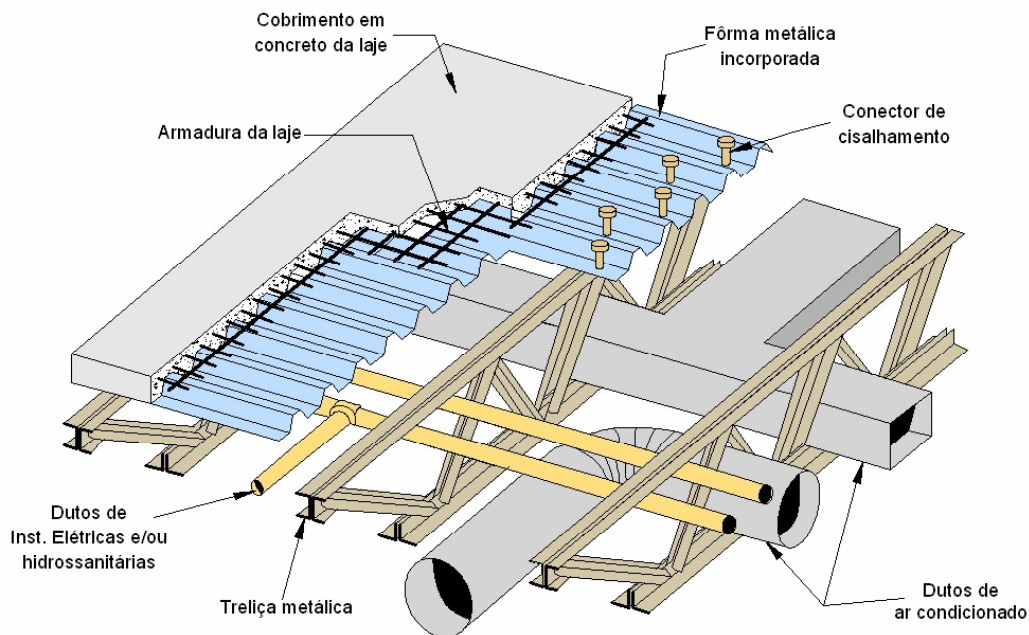


Figura 1.1 Instalações passando por treliças mistas, adaptada de Samuelson (2002)

A estrutura pode ter uma altura maior, o que minimiza as flechas e as vibrações quando utilizadas em lajes de pisos, sendo estes os maiores problemas que envolvem as estruturas com grandes vãos livres. No entanto, em função das especificidades na fabricação e montagem da treliça, a sua viabilidade depende também de um projeto no qual esteja previsto um grande número de estruturas similares e com elementos modulados.

Considerando-se os efeitos da flexão nas treliças mistas, os maiores esforços de compressão ficam concentrados na laje de concreto, e os de tração no banzo inferior. Os esforços de cisalhamento são na sua maioria suportados pelas diagonais e montantes, o que confere maior rigidez e maior capacidade resistente à estrutura, principalmente para maiores vãos. Segundo Wardenier, *et al.* (1991), nas treliças dimensionadas sem considerar a ação mista: 50% do peso do material utilizado fica concentrado no banzo comprimido, 30% no banzo tracionado e 20% nos elementos das diagonais e montantes. Portanto, ao se considerar a ação mista pode haver uma redução importante no consumo de aço, uma vez que podem ser reduzidas as dimensões do banzo superior, sem influenciar a resistência global da estrutura.

## 1.1 JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS

Os sistemas treliçados em perfis tubulares têm sido nas últimas décadas objeto de uma série de estudos. Isto ocorre em função da diversidade de aplicação destes perfis, principalmente quando se exigem estruturas mais eficientes quanto à capacidade resistente, esteticamente mais atraentes e que atendam plenamente às condições de segurança. Estes requisitos permitem estruturas mais leves e que podem ser fabricadas com diferentes geometrias. Assim, faz-se necessária uma otimização da forma da estrutura, para que se tenha ligações simples, quanto a projeto e montagem, e que esteticamente sejam adequadas.

Quando se utilizam treliças para suportar lajes de piso, pode-se projetá-las considerando o trabalho misto da treliça com a laje, transferindo a responsabilidade pela resistência aos esforços de compressão do banzo superior à laje de concreto. Desta forma, pode-se minimizar o consumo de material na treliça reduzindo-se a seção transversal do banzo superior. Deve-se analisar a estrutura considerando o trabalho conjunto dos elementos compostos por diferentes materiais desde que haja a garantia da transmissão de esforços da treliça à laje por meio dos conectores de cisalhamento.

O estudo isolado de lajes e treliças é muito difundido, apesar das especificidades das ligações de treliças tubulares; já o comportamento conjunto destas estruturas não é plenamente conhecido. Alguns autores apresentam recomendações para avaliação destas estruturas que são baseadas em estudos de vigas mistas com perfil de alma cheia. No entanto, existem algumas diferenças de comportamento que exigem avaliações específicas, como por exemplo, a transmissão de esforços de cisalhamento horizontal. Na treliça mista, o cisalhamento horizontal tende a ser mais concentrado nas regiões de ligação das diagonais com o banzo superior, o que pode influenciar a redistribuição plástica dos esforços entre conectores.

Nas treliças mistas em perfis tubulares faz-se necessário avaliar também a influência da espessura do banzo superior no comportamento do conector de cisalhamento. Chien & Richie (1984) recomendam manter algumas proporções mínimas entre as dimensões do conector e a espessura da parede do banzo. No entanto, esta

recomendação está associada ao processo de fabricação de modo a garantir condições adequadas de soldagem. O conector em serviço exige uma rigidez mínima da base onde está soldado para atingir a sua resistência máxima; se a parede desta base não atende a esta condição, pode haver uma falha localizada devido à concentração de tensão na região. Este efeito e sua consequência sobre a resistência e sobre o comportamento da treliça mista deve ser melhor avaliado. Destaca-se também que na região das ligações das diagonais e montantes com o banzo, pode haver uma superposição dos efeitos localizados de ligação de treliça metálica com os dos conectores de cisalhamento citados anteriormente.

Na maioria das normas de projeto como por exemplo a brasileira, NBR 8800: 2008, há poucas informações sobre o dimensionamento de treliças mistas e a norma NBR 16239: 2013 não aborda o tema. A NBR 8800: 2008 considera apenas estruturas onde se garanta o regime de interação total, no qual se considera que há transmissão integral dos esforços da treliça para laje.

No projeto da estrutura para os estados limites últimos é inicialmente avaliada a resistência à tração no banzo inferior da estrutura sob flexão, considerando a plastificação total da seção. Na sequência, determina-se a área efetiva necessária da laje de concreto sob compressão que equilibra o esforço de tração no banzo inferior, e avalia-se a posição da linha neutra plástica, que deve estar na laje de concreto. Em seguida, determina-se: a força resistente à flexão da estrutura e o número de conectores de cisalhamento, baseados na força de tração no banzo inferior; as dimensões das diagonais e montantes, considerando que estes elementos resistirão aos esforços totais de cisalhamento vertical sem a participação da laje e dos banzos. Por fim, tem-se também o dimensionamento das ligações.

O banzo superior é importante na transmissão de esforços de cisalhamento horizontal entre a treliça e a laje e na transferência da componente horizontal de força axial proveniente da diagonal tracionada na extremidade (ASCE, 1996). Assim, este elemento deve ser avaliado considerando-se estas condições.

Existem poucos estudos que relatam o uso de elementos estruturais com perfis tubulares em treliças mistas. Na maioria dos estudos, apenas nos elementos dos banzos é utilizado este tipo perfil; nos elementos das diagonais e montantes são mais comuns os perfis metálicos do tipo “cantoneira” ou perfis tipo “U” soldados ao perfil tubular dos banzos. Há a possibilidade dos eixos das diagonais e montantes não coincidirem com o eixo do banzo; o que provoca excentricidades,  $e$ , e efeito de flexão no nó da treliça. Na Figura 1.2a e na Figura 1.2b têm-se ligações com e sem excentricidades, respectivamente, e afastamento das diagonais; na Figura 1.2c e na Figura 1.2d têm-se ligações com e sem excentricidades, respectivamente, e sobreposição das diagonais.

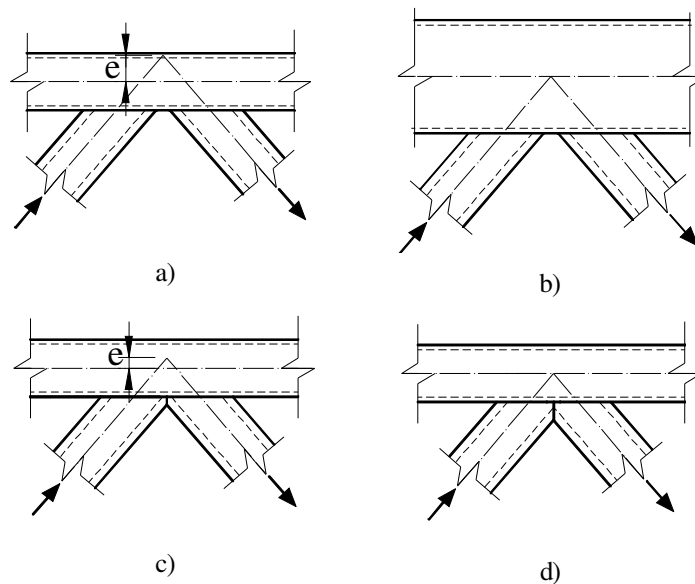


Figura 1.2 Exemplos de ligação de elementos em seção tubular

Em função do exposto e dada a escassez de estudos sobre o tema, tem-se como objetivo geral nesta tese, o estudo do comportamento de treliças mistas em perfis tubulares, dando-se ênfase na possibilidade de reduzir as dimensões do banzo superior (não considerado na capacidade resistente à compressão da estrutura flexionada); na influência das ligações da treliça tubular e na ligação de cisalhamento.

Têm-se como objetivos específicos:

- avaliar o comportamento de treliças mistas com banzos e diagonais em perfis tubulares, fazendo-se um estudo de bibliografias que tratam do assunto;
- propor modelos numéricos que permitam avaliar de forma realista o comportamento global de treliças mistas e da sua ligação de cisalhamento;
- mensurar a participação do banzo superior no comportamento global de treliças mistas e propor uma alternativa segura de redução nas dimensões do elemento;
- avaliar o comportamento de treliças mistas em perfis tubulares com conectores de cisalhamento do tipo U laminado e em placa perfurada "perfobond";
- observar a influência de falhas em ligações tubulares sobre o comportamento global de treliças mistas;
- avaliar criteriosamente um estudo experimental em escala real com treliças mistas fabricadas com perfis em seção tubular;
- propor e executar um estudo experimental do tipo "push-out" com o conector de cisalhamento em U laminado soldado em perfis tubulares retangulares;
- apresentar, comparar e analisar os resultados obtidos com os modelos analíticos, numéricos e experimentais;
- propor soluções para o dimensionamento mais adequado de treliças mistas.

## **1.2 METODOLOGIA**

Inicialmente, visando avaliar a influência do banzo superior da treliça, foram realizados estudos numéricos em elementos finitos utilizando o programa computacional ANSYS, considerando a redução nas dimensões daquele elemento. Assim, optou-se por avaliar ligações sem sobreposição das diagonais da treliça, onde se pudesse reduzir a altura do banzo superior sem implicar em aumentos consideráveis nas excentricidades, ou comprometer a resistência da ligação aos efeitos localizados de flexão. Esta redução nas dimensões do banzo superior é uma alternativa interessante, pois o mesmo é desconsiderado nas análises à flexão da estrutura mista; e também porque, quanto maiores as suas dimensões, mais distante o centroide da seção transversal está da linha neutra e maior será a parcela de força de tração resistida por este elemento. Desta forma, a ligação de cisalhamento tem que transferir uma parcela de forças maior do que aquela para a qual foi dimensionada e que é baseada apenas na força de tração do banzo inferior. O perfil tubular do banzo superior foi substituído por



uma barra chata, tendo a largura definida como a mínima necessária para a soldagem de diagonais. Na Figura 1.3 observa-se que para manter o eixo das diagonais coincidente com o do banzo, seria necessário utilizar uma chapa com grande espessura em função dos esforços localizados ou fazer a sobreposição das diagonais, ambas as soluções foram descartadas. Optou-se então por soldar outra barra chata contínua na posição vertical que, além de conferir maior rigidez formando uma seção em T invertido, funciona também como conector de cisalhamento em chapa perfurada “perFOBOND” (Figura 1.3), com furos vazados. Esta solução também diminui a excentricidade existente, pela mudança da posição do eixo que passa pelo baricentro do elemento.

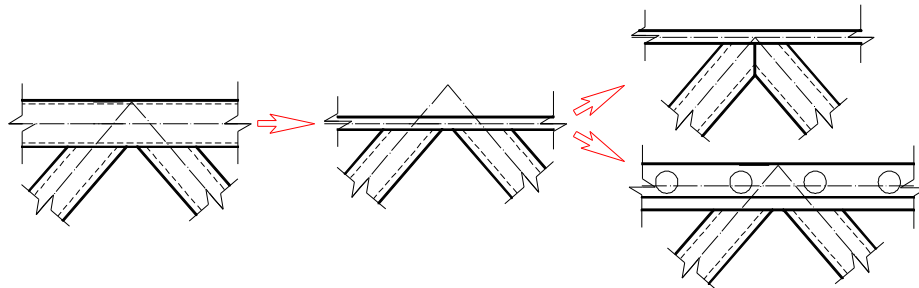


Figura 1.3 Alternativas de redução na seção do banzo superior

Em uma segunda etapa, foram avaliadas treliças mistas em perfis com seção tubular e laje maciça de concreto. Foi considerado um estudo experimental de uma treliça mista de 10000 mm de vão, com perfis tubulares retangulares nos banzos e circulares nas diagonais e montantes, associada a uma laje de concreto com 1000 mm de largura e 100 mm de espessura. Este estudo experimental foi desenvolvido em conjunto com uma dissertação de mestrado (Pereira, 2011). Em sequência, o comportamento estrutural de treliças mistas foi avaliado analiticamente, seguindo recomendações de normas e, numericamente, por modelos em elementos finitos utilizando o programa computacional ANSYS. Os resultados das análises foram comparados com resultados experimentais, obtidos neste e em outros trabalhos. Nestas avaliações procurou-se investigar os mecanismos que podem ser utilizados para garantir um comportamento favorável destas estruturas e propor soluções que as tornem mais eficientes e seguras.

Para finalizar, foram realizados estudos para avaliar a transmissão do cisalhamento por meio da conexão entre a treliça em perfis tubulares e a laje de concreto. Estes estudos envolveram análises experimentais e numéricas, com conectores do tipo U laminado com diferentes comprimentos soldados em perfis tubulares retangulares (TR).

### **1.3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Neste item são apresentadas as referências bibliográficas que deram embasamento teórico ao desenvolvimento desta pesquisa, destacando os trabalhos que envolvem treliças mistas, ligações de cisalhamento e ligações tubulares utilizadas em treliças mistas, bem como as principais normatizações que abordam estes temas.

De acordo com Malite (1990), as primeiras pesquisas sobre sistemas estruturais de pisos mistos de aço e concreto tiveram início na Inglaterra, antes da Primeira Guerra Mundial. Entre os anos de 1922 e 1939, foram construídos edifícios e pontes empregando-se o sistema de vigas mistas.

Slutter & Driscoll (1963), conduziram um programa experimental com vistas à investigação do comportamento mecânico de vigas mistas de edifícios. Nesse programa, investigaram vários tipos de conectores de cisalhamento. O objetivo do trabalho foi estabelecer um critério de projeto para vigas mistas de edifícios e avaliar o comportamento de vigas projetadas com base nesses critérios.

As primeiras pesquisas experimentais com treliças mistas ocorreram nos Estados Unidos após a década de 60 (Chien & Richie, 1984). Estas pesquisas ocorreram com estruturas conhecidas como “*Steel Joists*”; que são treliças metálicas, com dimensões padronizadas e pré-fabricadas com perfis em cantoneiras. Na maioria dos estudos a laje tem fôrma metálica incorporada e é utilizado o conector de cisalhamento do tipo "stud". Estas treliças são muito utilizadas principalmente nos Estados Unidos. Quando se utiliza diferentes configurações, como por exemplo as treliças tubulares, os estudos são mais escassos.

Galambos & Tide (1970) realizaram um estudo com cinco treliças mistas, analisando o comportamento de conectores de cisalhamento. Os autores concluíram que o posicionamento dos conectores de cisalhamento não influencia significativamente o

comportamento da treliça mista, mas verificaram que quando os conectores estão com menor espaçamento pode ser evitada uma possível torção do banzo superior e a separação deste elemento em relação à laje de concreto.

Johnson (1970) publicou um dos primeiros trabalhos abordando o cisalhamento longitudinal em lajes de vigas mistas. O autor propõe um método preliminar de projeto para a determinação da armadura transversal necessária na laje.

Um trabalho na mesma área foi publicado por El-Ghazzi *et al.* (1976) *apud* Piotter (2001). No estudo os autores desenvolveram um método para a avaliação da transferência de cisalhamento longitudinal da viga metálica à laje, recomendando que haja transferência total de carregamento, sem haver fissurações excessivas na laje, antes de se atingir a resistência última à flexão. Tal método foi adotado na avaliação da lajes de treliças mistas.

Na década de 80 inicia-se uma série de pesquisas na Universidade de Alberta no Canadá; quando são avaliados outros tipos de perfis metálicos nas treliças mistas. Um dos primeiros trabalhos, publicado por Bjorhovde (1981), apresentou o resultado de um estudo experimental de uma treliça mista utilizada na construção de edifício na cidade de Edmonton no Canadá. A treliça tinha 12000 mm de vão, banzos e montantes em perfil tubular e diagonais em dupla cantoneira. A laje era mista e os conectores de cisalhamento do tipo "stud". Nos ensaios observa-se a ruptura prematura na região de um dos conectores de cisalhamento.

Um dos principais trabalhos teóricos nesta área foi publicado por Chien & Richie (1984), envolvendo vigas e treliças mistas. Ao longo do texto do trabalho foi apresentada uma série de tabelas, com diferentes combinações de perfis em diagonais e banzos, e procedimentos para análise e dimensionamento destas estruturas. Detalhes deste trabalho serão apresentados ao longo desta tese.

Brattland & Kennedy (1986) realizaram estudos experimentais em duas treliças mistas com característica semelhantes à avaliada por Bjorhovde (1981), com exceção do vão que era de 11500 mm. As diferenças entre as duas treliças davam-se em relação à quantidade de armadura utilizada na laje e ao comprimento dos conectores de

cisalhamento. O objetivo nestes ensaios foi avaliar os efeitos da retração do concreto sobre os deslocamentos da estrutura e o seu comportamento à flexão. Na avaliação dos efeitos da retração na primeira treliça, os autores observaram que, do valor total de deformação medido no meio do vão ao longo 65 dias, 77% ocorreu nos primeiros 30 dias. Já para a segunda treliça avaliada por 85 dias, 65% das deformações ocorreram nos primeiros 30 dias. Observou-se também que as deformações causadas pela retração variam linearmente ao longo da altura. A ruptura destas estruturas ocorreu também na ligação de cisalhamento.

Merril (1992) publicou um trabalho teórico envolvendo treliças mistas, trazendo recomendações de projeto que segundo o autor foram baseadas na norma BS 5950 (1990). Apresentou uma concepção de projeto diferente daquela adotada por Chien & Ritchie (1984), pois considera a participação do banzo superior nas análises e no dimensionamento de treliças mistas.

Macgregor (1992) apresenta um trabalho completo sobre avaliações de estruturas de concreto, ilustrando como ocorre o fluxo de tensões em cada elemento estrutural, incluindo os esforços em vigas do tipo "T" nas quais são baseados os estudos com vigas e treliças mistas.

Maurer & Kennedy (1994) analisaram uma treliça mista com 11780 mm de vão, banzos em perfis com seção "T" e diagonais em dupla cantoneira. A laje era mista e os conectores de cisalhamento do tipo "stud". O ensaio foi bem semelhante ao realizado por Brattland & Kennedy (1986), inclusive a ruptura na ligação de cisalhamento.

Woldegiorgis & Kennedy (1994) realizaram um estudo experimental com duas treliças mistas com a mesma configuração da treliça avaliada por Brattland & Kennedy (1986). O objetivo foi comparar os esforços nos elementos das diagonais em relação ao considerado em análises teóricas, considerando-se três tipologias estruturais: diagonais rotuladas e sem excentricidade nas ligações, engastadas e sem excentricidade nas ligações, engastadas e com excentricidade nas ligações. Os autores afirmam que os resultados obtidos com a terceira tipologia foram melhores. No entanto, os esforços axiais nos elementos nas três análises ficaram muito próximos, havendo uma pequena

redução nos esforços da primeira à terceira análise e, que em média, se aproximaram dos resultados obtidos experimentalmente.

ASCE (1996) é outra publicação que aborda os procedimentos para o dimensionamento de treliças mista. Em relação aos estudos anteriores, acrescenta recomendações específicas para a avaliação do banzo superior.

Piotter (2001) desenvolveu um estudo com uma estrutura mista em forma de grelha, tendo duas treliças e uma viga em perfil "I" na direção longitudinal, com um vão de aproximadamente 9144 mm. Na direção transversal havia duas treliças com 3650 mm de vão. As treliças foram fabricadas com perfis em dupla cantoneira. O objetivo neste estudo era avaliar o comportamento global da estrutura, o efeito da armadura transversal sobre a capacidade resistente da laje ao cisalhamento. Segundo o autor, os resultados dos experimentos aproximaram-se daqueles obtidos seguindo as recomendações de normas. Concluiu ainda que, se houver concreto suficiente para resistir ao cisalhamento no plano vertical, não é necessário a colocação de armadura.

Kravanja & Silih (2002) realizaram um estudo onde compararam a eficiência de vigas mistas convencionais (vigas em alma cheia composta por perfil "I") e de treliças mistas em perfis tubulares com a configuração Pratt. Nestes estudos avaliam o custo de fabricação de cada estrutura, que passou por um processo de otimização de projeto, considerando diferentes vãos e diferentes níveis de carregamento. Os autores concluem que as vigas mistas são mais econômicas quando se trabalha com maiores valores de sobrecarga. Já a viabilidade das treliças mistas é maior quando se trabalha com menores sobrecargas. Enquanto a principal vantagem da treliça mista é o menor peso próprio, tem desvantagem de exigir uma altura consideravelmente maior. Os resultados mostram que a altura pode ter uma redução significativa com aumento no número de diagonais, sem causar muitos efeitos sobre o custo.

Em 2003, foi publicada a norma canadense, CAN/CSA (2003), que aborda o projeto de estruturas metálicas e mistas, incluindo o dimensionamento de treliças, sendo, portanto, o Canadá um dos primeiros países a tratar as treliças mistas de forma específica em normas de projeto. No entanto, o fato da não previsão, até então, desta estrutura no escopo das normas americanas, canadense e brasileira, não impediu a

construção nestes países de obras como pontes e edificações utilizando treliças mistas (Chien & Richie, 1984 e Queiroz *et al.*, 2001).

Fruchtengarten (2003) realizou um estudo com treliças mistas, utilizando o programa computacional ANSYS e um modelo em elementos finitos de barra. Avaliou a evolução das tensões normais e das flechas em sete estudos de caso. No estudo foram variadas as dimensões dos banzos (em perfil "I"), das diagonais (em cantoneira) e da laje maciça de concreto; bem como a configuração geométrica das diagonais. O autor conclui que o comportamento em serviço de treliças mistas é praticamente independente da configuração das diagonais e das dimensões do banzo. No entanto, com a redução na largura da laje, confirma-se nos estudos o aumento da parcela de contribuição do banzo superior na resistência aos esforços de flexão e a influência sobre a deformabilidade da treliça mista.

Paes (2003) faz um estudo dos efeitos da interação parcial em vigas mistas de aço e concreto. O autor desenvolveu um modelo de viga mista, usando o Método dos Elementos Finitos, considerando a deformabilidade da conexão. Os resultados do modelo numérico são comparados com resultados de um modelo analítico que permite considerar o efeito da deformabilidade da conexão em vigas mistas.

Montagner (2006) fez um levantamento bibliográfico referente às treliças mistas, coletando uma série de informações para o dimensionamento destas estruturas. Os dados do estudo foram posteriormente implementados em um programa computacional para o dimensionamento automatizado de treliças mistas. Foram abordadas no trabalho treliças mistas compostas por perfis com seções tubulares. Utilizando o programa, avaliou-se o consumo de aço ao se variar o vão, o ângulo de inclinação das diagonais, a inclusão ou não de montantes nas treliças. Segundo o autor as treliças mistas sem montantes mostraram-se com maiores consumos de aço, principalmente para os maiores vãos. Quanto à geometria das diagonais, mostraram-se mais viáveis aquelas cuja inclinação aproximou-se dos 45°.

Silva (2006), com o objetivo de melhor avaliar vigas mistas com interação parcial, desenvolveu elementos finitos que permitem simular o deslizamento na interface de contato entre aço e concreto, considerando a não linearidade física dos

materiais e a possibilidade de se trabalhar com seções transversais genéricas. Com os elementos desenvolvidos o autor faz análises com vigas mistas e também com uma treliça mista, considerando interação parcial.

Em 2008, foi publicada a norma brasileira de estruturas metálicas e mistas, NBR 8800: 2008, que também apresenta critérios para o dimensionamento de treliças mistas. No entanto, a abordagem do tema é muito simplificada e muito semelhante ao que já havia sido apresentado por Chien & Ritchie (1984).

Machacek & Cudejko (2009) fizeram um estudo experimental com duas treliças mistas, com o objetivo de calibrar um modelo numérico em elementos finitos proposto pelos autores. O vão das treliças mistas era de 6000 mm. O banzo inferior e as diagonais foram projetadas em perfis tubulares quadrados e o banzo superior em perfil com seção “T”. A laje de concreto tinha 1500 mm de largura e 80 mm de espessura. Utilizaram um conector de cisalhamento contínuo e em placa perfurada, desenvolvido por Studnicka *et al.* (2000). Segundo autores, os resultados dos experimentos aproximaram-se daqueles obtidos com o modelo numérico. Foi confirmada a alta resistência e a baixa deformabilidade do conector utilizado.

Em outro trabalho, Machacek & Cudejko (2010) criam o modelo numérico, que foi calibrado os resultados experimentais, para avaliar uma treliça mista apresentada por Merrill (1992), como exemplo de dimensionamento. Fazem uma série de análises com o modelo com o objetivo de avaliar a transmissão dos esforços de cisalhamento em treliças mistas, e quanto a ductilidade do conector influencia a distribuição de esforços entre conectores. O conector de cisalhamento é modelado utilizando um elemento finito de mola, para tornar possível alguma relação não linear entre as cargas aplicadas e a extensão correta de esforços de cisalhamento ao modelo, na direção longitudinal da treliça. Ao elemento de mola, foram aplicadas diferentes características de conexões, quanto ao diagrama de carga *versus* deslocamento, baseadas em resultados de estudos experimentais do tipo “push-out”. Os resultados mostraram que independentemente das características da conexão, ocorrem concentrações de esforços de cisalhamento nas regiões dos nós para os carregamentos iniciais.

Bouchair *et al.* (2012) fez um estudo utilizando o modelo de treliça avaliado experimentalmente por Machacek & Cudejko (2009), sendo utilizado no estudo o conector “Stud”, com espaçamento de 100 mm. Nas análises o autor avalia as flechas máximas e a distribuição de esforços de cisalhamento entre conectores, com a variação no diâmetro do conector e nas dimensões da seção transversal do banzo superior. Os resultados mostraram que em regime de interação parcial, maiores flechas foram observadas com a redução da seção do banzo superior. Em relação aos esforços de cisalhamento nos conectores ao longo da treliça, ocorreu uma distribuição mais uniforme ao se utilizar o conector com o diâmetro padrão (19 mm) e o banzo superior com maior seção transversal. Ao se utilizar um conector com um diâmetro superior (50 mm), houve uma maior dificuldade na distribuição de esforços entre conectores, devido à concentração de esforços nos conectores da região dos nós.

Silva (2013) realizou um estudo numérico com uma treliça mista em perfil tubular com de 15000 de vão livre, tendo o vão central constituído por painéis vierendeel. O autor avaliou a proporção recomendada destes painéis em relação ao vão livre, concluindo que a proporção vão/3 - vão/3 - vão/3 como a ideal para a relação entre trechos treliçado - Vierendeel - treliçado.

Dando maior enfoque nos conectores de cisalhamento em perfil U laminado e nos conectores "perfobond" que foram utilizados nesta pesquisa, apresentam-se na sequência alguns trabalhos desenvolvidos nestas áreas. Um dos primeiros estudos com o conector do tipo "U" foi desenvolvido por Viest *et al.* (1952). O estudo envolveu análises experimentais de vigas mistas em escala real e estudos do tipo “push-out”. Nos ensaios do tipo “push-out” o autor trabalhou com conectores com cinco diferentes configurações (Figura 1.4). A pesquisa permitiu um bom entendimento da influência dos diferentes parâmetros, tais como a espessura da mesa e da alma do conector, o seu comprimento e a resistência do concreto.



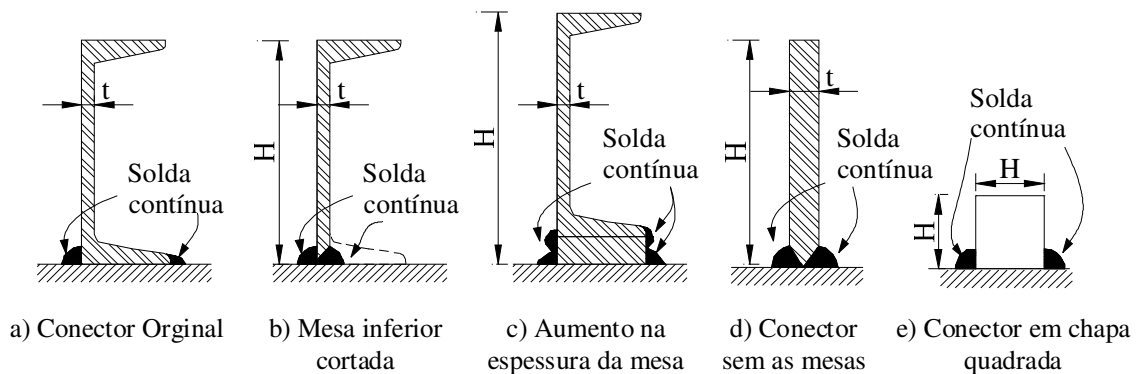


Figura 1.4 Tipo de conectores utilizados em teste por Viest *et al.* (1952).

Baseando-se nos resultados dos estudos de Viest *et al.* (1952) e em outros resultados, Slutter & Driscoll (1963) sugeriram uma equação para a avaliação da capacidade resistente ao cisalhamento do conector do tipo "U". Nesta expressão foram incluídos parâmetros como a espessura da alma e da mesa do conector, o seu comprimento, a resistência à compressão do concreto e o seu módulo de elasticidade. Esta expressão foi apresentada pelo AISC (2005), com pequenas modificações. O mesmo procedimento foi adotado pela NBR 8800: 2008. A norma canadense, CAN/CSA (2003), também apresentou uma expressão semelhante, no entanto, não incluiu o módulo de elasticidade do concreto.

Tristão (2002) apresentou um estudo do comportamento estrutural de conectores de cisalhamento por meio de análises numéricas em elementos finitos. Utilizou modelos estruturais do tipo "push-out" avaliados de forma experimental, para fins de calibração de modelo numérico. O estudo incluiu conectores do tipo "stud" e em perfil "U" formado a frio. Melhores resultados foram obtidos com o conector "stud" e problemas na simulação do concreto foram observados no modelo com o conector "U".

Estudos mais recentes com o conector "U" foram realizados por Pashan (2006). As análises incluíram quarenta e um ensaios de tipo "push-out" com lajes maciças e lajes mistas. Os autores compararam os resultados das análises com resultados teóricos obtidos com a equação apresentada pela CAN/CSA (2003), concluindo que esta equação subestima a resistência do conector. Baseando-se em resultados experimentais o autor propõe uma nova equação para a avaliação da resistência do conector "U".

Maleki & Bagheri (2008a) também realizaram um estudo experimental do tipo "push-out" com conector U laminado. Foram dezesseis ensaios, variando o tipo de concreto nas lajes: concreto simples, concreto armado, concreto reforçado com fibra, e concreto com compósitos cimentícios. Os estudos abordaram análises com carregamentos estáticos e com carregamentos cíclicos. Foram observadas perdas de 10 a 23% na capacidade resistente da conexão ao se trabalhar com carregamentos cíclicos, em relação ao carregamento estático. Houve o ganho de resistência na conexão ao se trabalhar com concreto reforçado por fibra. Os resultados do experimento são comparados com outros fornecidos pelo AISC (2005) e pela CAN/CSA (2003). Foi observada melhor concordância dos resultados experimentais com os resultados fornecidos pela norma canadense.

Em uma segunda parte do trabalho, Maleki & Bagheri (2008b) apresentam um modelo em elementos finitos para simular ensaios "push-out" com o conector U laminado que foi calibrado com os resultados experimentais. Foram feitas análises variando-se a resistência do concreto, as dimensões do conector U e a sua orientação em relação à solicitação. Os resultados mostram a pouca influência da altura do conector e confirmam a influência da orientação do conector sobre a rigidez e a capacidade resistente da conexão.

A maior dificuldade relatada em estudos numéricos do tipo "push-out" é a modelagem do concreto (Cruz, 2011 e Tristão, 2002), que exigiu, em alguns casos, a supressão das características de esmagamento e fissuração ao utilizar o modelo de material "concrete". Maleki & Bagheri (2008b) adotam a estratégia da modelagem do concreto utilizando um elemento finito SOLID 185. Este elemento exibe uma excelente capacidade para grandes deformações, podendo ser utilizado para modelar materiais com diferentes comportamentos nas solicitações de tração e compressão. No entanto, para se chegar a resultados coerentes os autores suprimiram o perfil metálico durante as modelagens numéricas. Os carregamentos foram aplicados em forma de deslocamento na direção longitudinal do perfil, diretamente sobre a mesa inferior do conector, impedindo totalmente os deslocamentos nas outras direções e rotações. No estudo do presente trabalho, verifica-se que sem este procedimento haveria uma falha localizada

na mesa do perfil. Como o objetivo deste trabalho foi avaliar exatamente a influência da espessura da parede do perfil, não se adota a mesma modelagem de Maleki & Bagheri (2008b).

Em relação ao conector "perfobond", um primeiro ensaio do tipo "push-out" foi realizado por Leonhardt *et al.* (1987). O estudo incluiu carregamentos estáticos e dinâmicos e em ambos houve pouco deslizamento entre os elementos de concreto e de aço. Após o atingimento do carregamento máximo não houve nenhuma queda súbita na carga.

Em estudos numéricos e experimentais do tipo "push-out" com o conector "perfobond", Oguejiofor & Hosain (1994 e 1997) avaliaram individualmente a influência sobre a resistência da conexão: do efeito de pino, da presença da armadura transversal, e da resistência do concreto ao fendilhamento. A partir destes estudos, os autores chegaram à uma expressão para avaliação da capacidade resistente do conector de cisalhamento.

Outros estudos foram conduzidos posteriormente para verificar aplicabilidade dos conectores em chapas perfuradas em estruturas de edifícios. Alguns destes estudos foram feitos com conectores "perfobond" (Ferreira, 2000); (Nishido *et al.*, 2000); (Valente & Cruz, 2004); e outros com conectores com algumas variações de geometria (Kraus & Wurzer, 1997); (Studnicka, 2000); (Vianna *et al.*, 2008); (Veríssimo, 2007). De forma geral, os resultados destes estudos confirmaram a grande rigidez do conector com esta configuração.

Em relação às treliças em perfis tubulares, foram publicados diversos trabalhos teóricos, dentre os quais destacam-se as publicações de Packer *et al.* (2009), de Wardenier *et al.* (2010) e de Freitas & Requena (2008) que serviram como referência na presente pesquisa. Este trabalhos reúnem uma série de recomendações para o dimensionamento de elementos e das ligações. Muitas destas recomendações já estão incluídas nas normas americana (AISC, 2005), europeia (Eurocode 3, 1993-1-8: 2003), e brasileira (NBR 16239: 2013). Na sequência apresentam-se resumos de outros trabalhos com o objetivo de dar uma visão geral do estado atual das pesquisas nesta área.

Lu *et al.* (1994) fizeram um estudo que abordou análises numéricas e experimentais, utilizando diversos tipos de ligações tubulares soldadas. O objetivo do estudo era definir um limite de deformação na parede do tubo para o modo de plastificação da face do banzo, que resultou em um novo critério de falha para as ligações tubulares.

Liu *et al.* (1998) fizeram uma análise da influência de carregamentos atuantes sobre o banzo e das condições de borda sobre a resistência de ligações tubulares soldadas do tipo K. Mostram a partir dos resultados a necessidade da determinação adequada destas condições para não haver interferências consideráveis sobre a resistência da ligação.

Santos (2003) desenvolveu um trabalho com ligações soldadas em perfis tubulares de estruturas metálicas planas. As estruturas foram analisadas utilizando as metodologias de cálculo previstas em normas nacionais e internacionais. A partir deste estudo, foi desenvolvido um programa computacional no qual foram implementadas estas metodologias com o objetivo de automatizar o dimensionamento e a verificação de ligações, visando a racionalização do sistema de cálculo.

Lima *et al.* (2005) realizou uma análise numérica em elementos finitos de ligações tubulares soldadas do tipo “T”. O principal objetivo foi investigar as formulações propostas no Eurocode 3 (1993-1-8:2003). Os resultados mostraram que determinados limites fornecidos por esta norma podem levar a resultados contra a segurança.

Mendanha (2006) apresentou um estudo de ligações tubulares soldadas do tipo “T”, “K” com afastamento e “KT” com afastamento. No trabalho foram desenvolvidos modelos numéricos em elementos finitos, utilizando o programa computacional ANSYS, que foram calibrados a partir de resultados experimentais. Foram analisados modelos com variações em diversos parâmetros como a modelagem da solda, a influência do raio de dobramento, entre outros. Os resultados indicaram os parâmetros a serem adotados para que os resultados dos modelos numéricos e experimentais tenham maior aproximação.

Vieira (2007) realizou um estudo de uma ligação soldada em perfil tubular do tipo YT, utilizadas em estruturas treliçadas planas, tendo como ponto de partida a verificação do comportamento global. O estudo envolveu análise numérica utilizando o programa computacional ANSYS e análise experimental cujos resultados foram comparados entre si e com resultados analíticos obtidos por meio de normas.

Mendes (2008) fez um estudo com ligações tubulares soldadas do tipo “T”, “K” com afastamento e “KT” com afastamento. Foram realizados experimentos com protótipos em escala real, avaliando também as tensões residuais no perfil retangular do banzo; estudos numéricos por meio de elementos finitos; e avaliações teóricas baseadas em prescrições normativas. Os resultados indicaram boa correlação entre os carregamentos limites dos experimentos e os carregamentos de projeto, obtidos a partir das prescrições do Eurocode 3 (1993-1-8:2003) para a ligação do tipo “T”, o que não aconteceu para as ligações do tipo “K” e “KT”. Os resultados numéricos seguiram a mesma tendência, com bons resultados apenas para a ligação do tipo “T”.

Bittencourt (2008) desenvolveu modelos numéricos em elementos finitos para a avaliação de ligações tubulares do tipo “T” entre perfis tubulares quadrados (TQ) e para a avaliação de ligação do tipo “K” entre perfis circulares (TC). O objetivo era otimizar os modelos utilizados em uma análise paramétrica. O autor conclui que, para as ligações tipo “T”, o Eurocode 3 (1993-1-8:2003) fornece resultados que precisam ser observados com cautela. Todavia, para as ligações do tipo “K”, os resultados numéricos mostraram-se sempre inferiores em relação aos obtidos com o Eurocode 3 (1993-1-8:2003), a favor da segurança.

Mayor (2010) avaliou ligações tubulares soldadas do tipo “K” e “KT” com afastamento das barra. O estudo envolveu análises teórica, numérica e experimental das ligações. Ao se comparar os resultados das três análises, observa-se boa correlação.

Nunes (2012) realizou um estudo numérico de ligações tubulares soldadas do tipo “T”, “K” com afastamento e “KT” com afastamento. Foram desenvolvidos modelos numéricos em elementos finitos, que passaram por estudos de refinamento de malha e de avaliação das condições de contorno, visando a definição do modelo mais eficiente para as análises. Os modelos numéricos foram calibrados com resultados experimentais

de trabalhos anteriores. Desta forma, foi feito um estudo paramétrico da ligação e a avaliação da influência de carregamentos no banzo sobre sua capacidade resistente. Os resultados de análises numéricas são comparados com resultados experimentais e com resultados teóricos obtidos a partir de prescrições de normas, utilizando também o método da deformação limite desenvolvido por Lu *et al.* (1994), apresentando boa correlação.

Lima (2012) apresenta em seu trabalho uma análise paramétrica em elementos finitos de ligações tipo “KT” e “T” compostas por perfil tubular retangular (TR) no banzo e perfis circulares (TC) nas diagonais e montantes. Utilizando o critério de deformação limite, determina-se a resistência última da ligação e compara-se com resultados obtidos a partir de prescrições teóricas. Compara-se também o comportamento numérico global do nó de uma treliça, com a análise do comportamento numérico do nó isolado. Conclui-se no trabalho que para o nó da treliça avaliada, o carregamento máximo de projeto permitido pelas normas fica a favor da segurança, quando comparado com o critério de deformação limite.

Brasil (2013) apresenta no seu trabalho uma análise paramétrica de ligação reforçada do tipo “T” composta por perfil tubular retangular (TR) no banzo e perfis circulares (TC). Utilizando o critério de deformação limite, determina-se a resistência última da ligação e compara-se com resultados obtidos a partir de prescrições teóricas. Apresentam-se também no trabalho resultados do comportamento da ligação tipo T com reforço para diversos tipos de perfis (banzo e montante) e diferentes espessuras da chapa de reforço.

Outros trabalhos consultados durante esta pesquisa serão referenciados ao longo do texto da tese em citações específicas.

#### **1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO**

No capítulo 2, a partir das referências consideradas, faz-se um levantamento e a discussão sobre metodologias que devem ser utilizadas na avaliação de treliças mistas em perfil tubular, incluindo suas ligações e a ligação de cisalhamento

No capítulo 3, apresenta-se o programa experimental proposto com detalhes dos ensaios que foram realizados, tais como: a concretagem da laje; a caracterização dos materiais; a montagem dos ensaios, com os equipamentos e a instrumentação utilizada; e os resultados obtidos.

No capítulo 4, são apresentados os modelos numéricos em elementos finitos propostos para análise de treliças mistas, das suas ligações e da ligação de cisalhamento. São apresentados detalhes da construção de cada um dos modelos, tipos de elementos finitos e malha utilizados, modelos constitutivos dos materiais, tipo de carregamento, condições de contorno e o processo de solução utilizado. Os resultados obtidos com cada modelo são apresentados e comparados entre si e com resultados experimentais e/ou analíticos.

No capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões a que se chegou a partir dos estudos realizados e sugestões para trabalhos futuros.

Apresentam-se em seguida as referências bibliográficas utilizadas neste trabalho.

### 2 MÉTODOS ANALÍTICOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo faz-se uma breve introdução sobre o trabalho conjunto do aço e concreto na resistência à flexão de estruturas mistas, dando ênfase na transmissão de forças de cisalhamento do elemento metálico à laje de concreto por meio dos conectores. Faz-se um estudo específico de treliças mistas, apresentando metodologias de dimensionamento, tanto para os estados limites últimos quanto para os estados limites de serviço. O estudo também aborda avaliações específicas sobre comportamento da ligação de cisalhamento, dos componentes estruturais e das ligações tubulares entre diagonais e banzos em treliças mistas.

#### 2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ESTRUTURAS MISTAS

As estruturas mistas de aço e concreto vêm sendo cada vez mais utilizadas na construção civil. Neste tipo de estrutura podem ser exploradas as melhores características de cada material, considerando o trabalho conjunto da laje de concreto com os elementos metálicos. O concreto é mais eficiente sob tensões de compressão e devido à sua baixa resistência à tração (aproximadamente 10% da resistência à compressão), utilizam-se armaduras nas regiões tracionadas; sendo esta uma primeira associação dos dois materiais, caracterizando o concreto armado. O aço apresenta praticamente a mesma capacidade resistente em tração ou compressão e um módulo de elasticidade superior ao do concreto. Portanto, uma combinação eficiente dos dois materiais na qual possa ser melhor explorada a capacidade resistente de cada material pode permitir estruturas mais econômicas, ampliando a aplicabilidade de ambos os materiais e sua funcionalidade.

O termo treliça mista refere-se ao sistema formado por uma viga treliçada em aço conectada a uma laje de concreto. Em geral, utilizam-se treliças com os banzos contínuos e paralelos ligados por diagonais e montantes dependendo do tipo de treliça considerado. Para a união da laje com a treliça utilizam-se conectores de cisalhamento soldados no banzo superior e embutidos na laje de concreto, permitindo a ação mista



após a cura do concreto. A Figura 2.1a mostra alguns exemplos de seções transversais possíveis quando se utilizam treliças em perfis tubulares, sendo os três exemplos posteriormente avaliados neste trabalho.

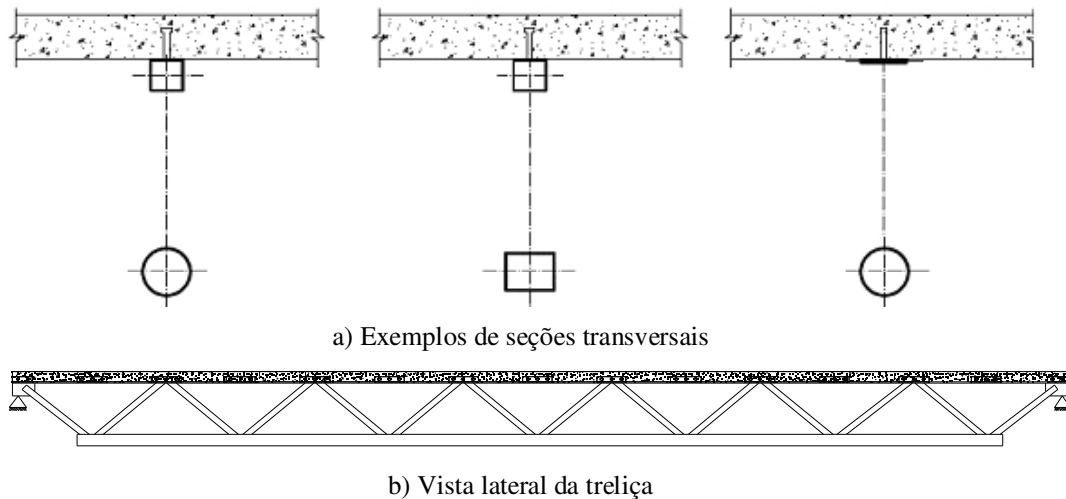


Figura 2.1 Exemplos de treliças mistas compostas por elementos em perfis tubulares.

Nas treliças mistas, a treliça metálica pode estar associada a uma laje de concreto maciça, a uma laje com forma metálica incorporada, ou a um sistema de laje pré-fabricada. Usualmente, as treliças mistas são utilizadas como biapoiadas; inclusive algumas recomendações de normas consideram apenas esta condição de contorno (ex: NBR 8800: 2008). Estas estruturas podem ser utilizadas como elementos principais, servindo de apoio direto a vigas ou a outras treliças; ou como elementos secundários, apoiando-se em outras estruturas. Quando a estrutura apresenta maiores vãos, a utilização de treliças mistas passa a ser mais viável comercialmente do que as vigas mistas. Segundo Merrill (1992), para vão menores que 12 metros, o vigamento misto convencional utilizando perfis “I” pode ser mais interessante. Para vãos de 12 a 15 metros, o sistema treliçado pode ser mais competitivo, quando não há limitações em relação à altura do pé direito. Para vãos superiores a 18 metros, em geral, as treliças mistas propiciam um sistema estrutural mais viável economicamente.

A maioria dos procedimentos recomendados para o dimensionamento de treliças mistas são originalmente baseados em estudos com um tipo de estrutura conhecido como “*Steel Joists*” (ver Figura 1.1),<sup>01</sup> associadas a lajes mistas. As “*Steel Joists*” são

treliças metálicas com dimensões padronizadas, pré-fabricadas, e com perfis em cantoneiras. Nestes estudos priorizava-se a possibilidade da fabricação e comercialização de estruturas em grande escala e com dimensões padronizadas. Existem publicações específicas para o seu dimensionamento como o SJI (2007).

A norma brasileira de estruturas de aço e de estruturas mistas (NBR 8800: 2008), recomenda que as treliças mistas sejam dimensionadas considerando o regime de interação total ou completa entre a laje e a treliça metálica, o que requer o dimensionamento da ligação de cisalhamento para a resistência integral aos esforços desenvolvidos na interface dos dois materiais. O grau de interação é que determina o quanto as duas estruturas trabalham conjuntamente (Figura 2.2).

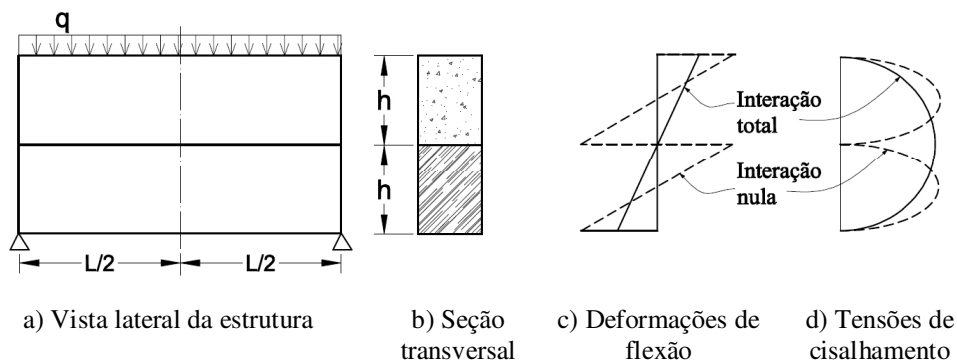


Figura 2.2 Grau de interação entre estruturas adaptado de Johnson (2004)

Quando há interação total, teoricamente, não ocorre um deslizamento relativo entre materiais, ou este deslizamento é desprezível, forçando uma distribuição de tensões na seção média da estrutura mista. Quando há interação nula, ocorre o deslizamento relativo entre os materiais, apresentando deformações e distribuição de tensões específicas, surgindo duas linhas neutras independentes. Em uma situação intermediária, a estrutura mista trabalha em regime de interação parcial, quando surgem duas linhas neutras, com posições determinadas pelo grau de interação entre as estruturas de aço e de concreto e com menor deslizamento. A interação depende da quantidade e da capacidade resistente e de transmissão dos esforços dos conectores de cisalhamento que ligam os dois materiais (aço e concreto).

Na avaliação dos estados limites de serviço, quando se calcula a rigidez da estrutura mista, utiliza-se a hipótese de deformação plana de Navier-Bernoulli,

considerando-se a união perfeita entre os dois materiais. No entanto, um deslizamento totalmente nulo é quase impossível, em função da deformabilidade da ligação de cisalhamento. Ocorre deslizamento mesmo que a conexão seja dimensionada considerando interação total e que sejam utilizados conectores considerados rígidos, como o conector perfobond, conforme observado em ensaios por Ushijima *et al.* (2001). Por outro lado, em função da análise plástica da conexão para os estados limites últimos, é desejável que o conector apresente certa flexibilidade para permitir a redistribuição de forças entre todos os conectores utilizados. O Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004) recomenda considerar um conector como dúctil, quando em ensaios do tipo “push-out”, o deslizamento relativo for superior a 6,0 mm para uma carga igual a 90% da carga máxima atingida. Portanto, uma conexão ideal seria aquela que tivesse um deslizamento relativo mínimo para os carregamentos de serviço e ductilidade em estado limite último (Veríssimo, 2007).

### 2.1.1 Avaliação da laje

Considerando o regime de interação total, pode-se analisar a laje de concreto como responsável por resistir aos esforços de compressão que equilibram as forças de tração no banzo inferior. Na Figura 2.3a observa-se que há uma redução no valor das tensões à medida que se afasta do eixo central onde está a treliça (efeito “*Shear Lag*”); caracterizando uma distribuição não uniforme de tensões normais ao longo da largura da laje. Desta forma nem toda a largura da laje é efetiva; a região onde está localizada a treliça metálica absorve maiores esforços ( $C'$ ) do que as regiões laterais ( $C''$ ) (Figura 2.3b). Neste caso, são necessárias armaduras transversais para garantir a transmissão de esforços entre as duas regiões. Para o dimensionamento da laje à flexão, substitui-se a largura real da mesa,  $b$ , por uma largura reduzida ou largura efetiva ( $b_{ef}$ ), de forma que a teoria de flexão possa ser aplicada. Na largura efetiva, considera-se que a laje está sob compressão uniforme de magnitude equivalente à que se desenvolve na largura real (Figura 2.3c). O valor da largura efetiva varia em função de parâmetros como: a largura real da laje,  $b$ ; o vão livre da estrutura,  $L$ ; o tipo de carregamento aplicado; as condições de contorno, entre outros. Portanto, no caso de uma treliça mista biapojada, recomenda-se que o valor da largura efetiva não seja superior: a um quarto do valor do vão livre da treliça ( $L/4$ ); ao valor do espaçamento entre os eixos centrais de treliças paralelas,  $b_3$ ; e,

no caso de uma treliça de borda, à distância do eixo da treliça a uma borda livre da laje somada a  $b_3/2$ . Na Figura 2.3  $b = b_3$ .

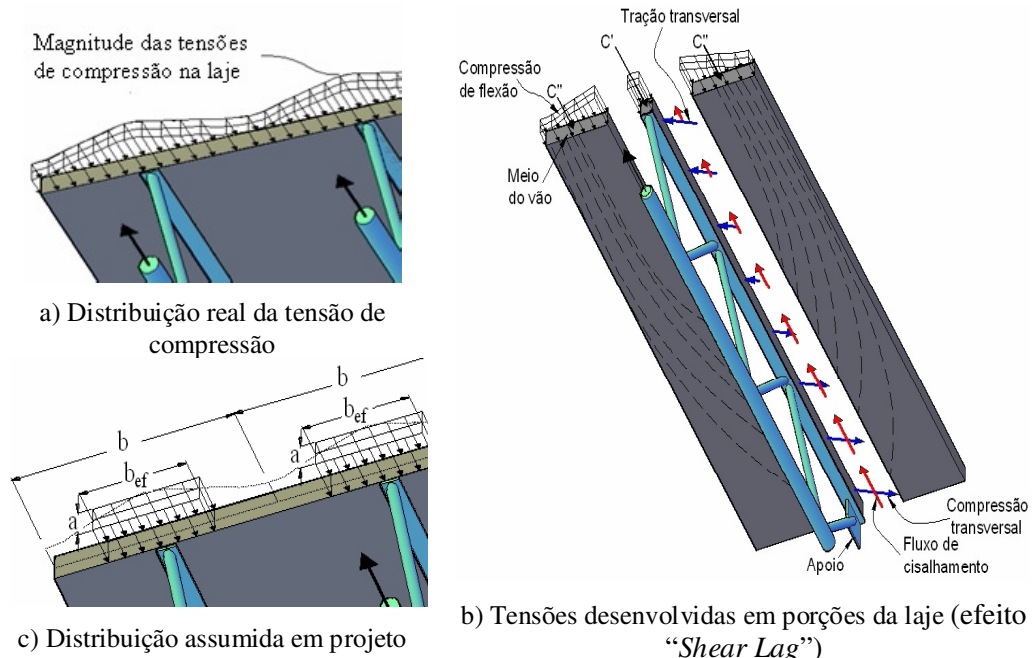


Figura 2.3 Definição da largura efetiva da laje em treliças mistas.

Para garantir que haja a transmissão integral de esforços, que mobilizem toda a largura efetiva, não deve ocorrer fissuração excessiva na laje. As fissuras causadas pelo cisalhamento longitudinal podem aumentar a probabilidade de ocorrer uma ruptura não dúctil, devido à perda de continuidade no plano de cisalhamento na região acima da mesa do perfil metálico (Piotter, 2001). Isto ocorre devido à redução gradual da capacidade resistente do concreto na região do conector. Em geral, os esforços de cisalhamento provocam três mecanismos de fissuração: fissuras por "rasgamento" ou fendilhamento transversal do concreto, fissuras paralelas às bielas de compressão e fissuras por fendilhamento do concreto, como mostra a Figura 2.4.

Inicialmente no primeiro mecanismo, o conector provoca o rasgamento do concreto e as fissuras têm início na região do conector, propagando-se pelas laterais com o aumento do carregamento. Este tipo de fissura não é usual e tem desenvolvimento influenciado pelas forças de compressão transversais na laje de

concreto, e não influi na resistência da conexão; desde que sua propagação não ocorra na direção da área de influência do conector.

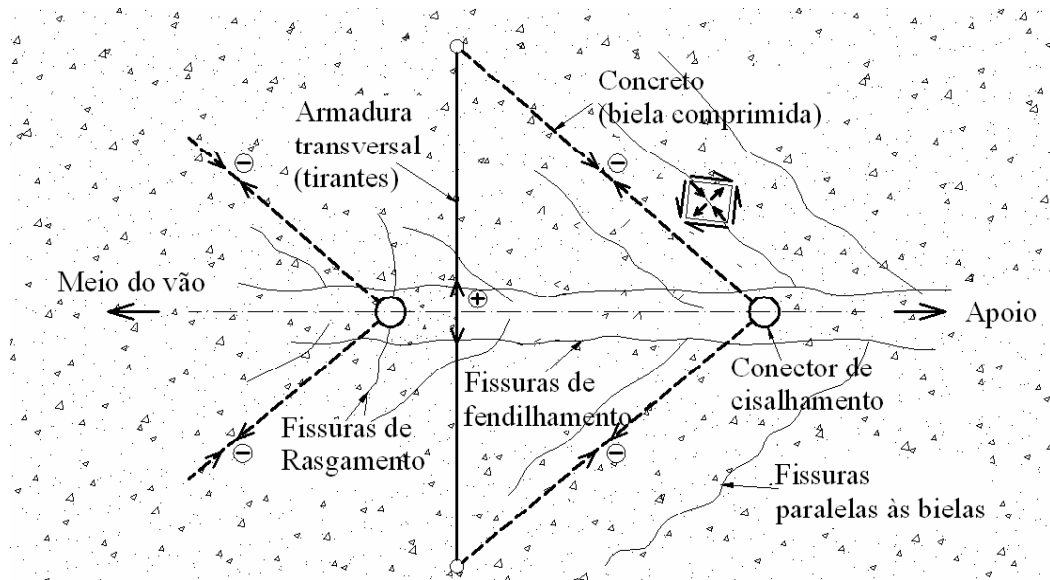
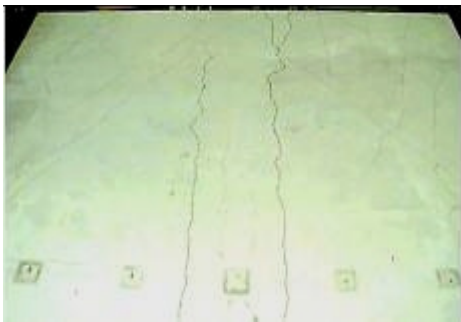


Figura 2.4 Fissurações causadas por esforços de cisalhamento

O segundo mecanismo caracteriza-se pela propagação das fissuras paralelas às bielas de compressão, formadas em uma direção que fica aproximadamente a  $45^\circ$  com o eixo longitudinal da viga. Estas fissuras ocorrem devido às tensões de tração que surgem na direção perpendicular às tensões principais de compressão na laje de concreto. Para entender o processo de formação destas fissuras, utiliza-se o modelo conhecido como modelo de bielas e tirantes, também chamado de modelo de treliça (Figura 2.4). Neste modelo, a estrutura é discretizada em elementos de barras (com extremidades rotuladas), e considera que na região onde existe um fluxo de tensões de tração, estas serão absorvidas por tirantes; cuja posição deverá coincidir com a das armaduras utilizadas. Nas regiões que existe um fluxo de tensões de compressão, estas serão resistidas pelo concreto.

No terceiro mecanismo, as fissuras ocorrem por fendilhamento na direção longitudinal paralela à linha de conectores de cisalhamento. Neste caso, as fissuras formam-se em regiões mais frágeis da laje de concreto e quando há deficiência na armadura transversal da laje. No caso de lajes maciças, essas fissuras formam-se na direção longitudinal, separando a laje que fica acima da mesa da viga. Como mostrado

anteriormente na Figura 2.3, em função da maior rigidez proporcionada pela viga e pela ação direta dos conectores, a região da laje acima da viga fica submetida a maiores esforços de compressão em relação às regiões laterais ao longo da largura da laje. Na Figura 2.5 têm-se exemplos de modos de fissuração observados em ensaios por Piotter (2001). Os ensaios à flexão envolveram uma estrutura em forma de grelha composta por uma viga e quatro treliças associadas a uma laje mista.



a) Fissuras de fendilhamento



b) Fissuras paralelas às bielas de compressão

Figura 2.5 Fissuras de cisalhamento em uma laje observadas em ensaios por Piotter (2001)

O valor do esforço de compressão a ser transmitido por cisalhamento da região central da laje para as regiões laterais (Figura 2.3), depende da posição dos planos de cisalhamento que estão sendo considerados. Deve-se definir quais são os planos longitudinais mais frágeis quanto ao fendilhamento. A partir daí, pode-se definir o valor do esforço de compressão,  $C'$ , a ser resistido pela seção transversal entre estes dois planos, caracterizada como  $2A_{blc}$  na Figura 2.6, considerando-se também a armadura longitudinal nesta seção,  $A_{long}$ , como na Equação (1).

$$C' = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot 2A_{blc} + 2 \cdot A_{long} \cdot f_y \quad (1)$$

Na Figura 2.6,  $A_{cv}$  é a seção longitudinal do concreto no plano de fendilhamento;  $A_s$  é a área da armadura transversal, tanto superior quanto inferior, que atravessa o plano de fendilhamento;  $b_1$  é a largura efetiva da laje a partir do eixo da treliça no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal;  $b_2$  é a largura efetiva da laje a partir do eixo da viga do lado oposto a  $b_1$ ;  $A_{blc}$  é a área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da

treliça;  $A_{long}$  é a área da armadura longitudinal comprimida entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da treliça e  $b'$  é a largura da área  $A_{blc}$ .

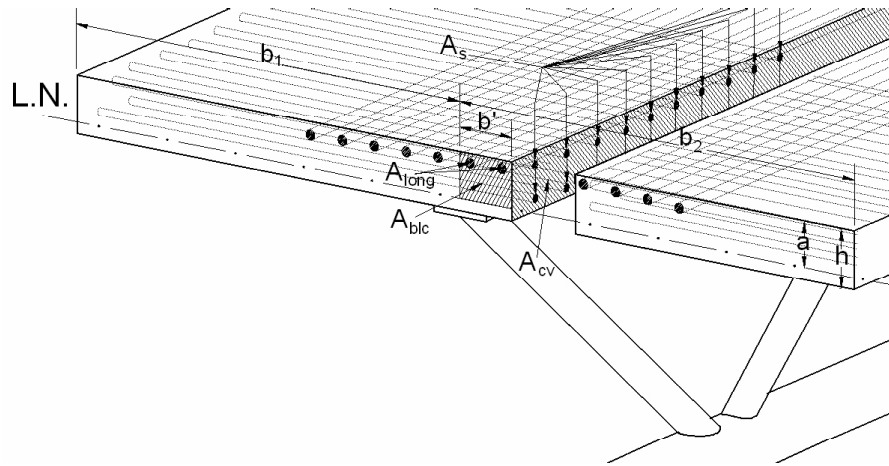


Figura 2.6 Dados para a avaliação da resistência ao cisalhamento

Como todo o esforço transmitido pelos conectores de cisalhamento,  $\Sigma Q_r$ , deve ser resistido como compressão pela laje, pode-se calcular o valor do esforço a ser resistido por cada uma das demais porções da laje,  $C''$  (Figura 2.3), subtraindo-se do valor dos esforços totais de cisalhamento, o valor obtido na Equação (1) e dividindo o resultado por dois. Portanto, o valor da força atuante de cisalhamento,  $V_{sd}$ , a ser resistida e transmitida por cada um dos dois planos longitudinais mais frágeis da laje pode ser obtido por meio da Equação (2).

$$V_{sd} = \left( \sum Q_{rd} \right) / 2 - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{blc} - A_{long} \cdot f_{yd} \quad (2)$$

Uma vez definida a força atuante,  $V_{sd}$ , deve-se então definir a força de cisalhamento que cada plano consegue resistir,  $V_{rd}$ . Para a definição desta força, assume-se a laje inicialmente fissurada e consideram-se as seguintes parcelas de contribuição: o atrito ativo no plano de cisalhamento, quando existe uma tensão normal de compressão na laje,  $\sigma_{ext}$ ; a ação de pino da armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento; e o engrenamento de agregados, conforme ilustrado na Figura 2.7.

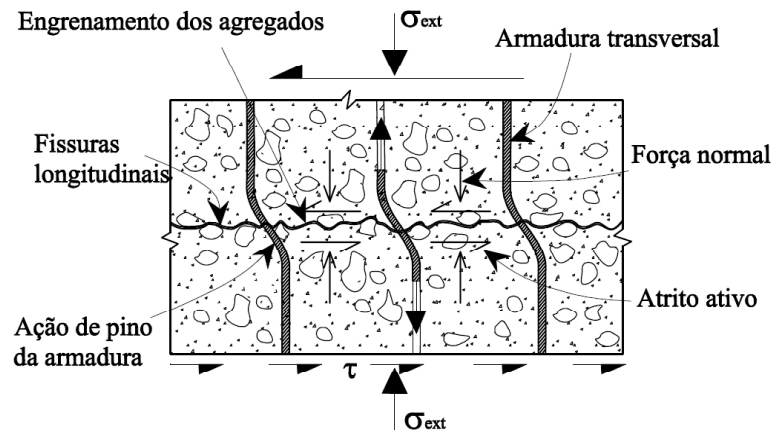


Figura 2.7 Modelo de atrito cisalhamento adaptado de Fuzihara (2006)

Considerando a parcela do atrito (ativo e engrenamento) e a ação de pino, o Eurocode 4 (ENV 1994-1-1: 2004) apresenta a equação (3) para a determinação do valor da resistência ao cisalhamento da laje maciça no plano de fendilhamento mais frágil. Este valor deve ser limitado pelo valor obtido com a Equação (4).

$$V_{rd} = 0,131A_{cv} \cdot \eta \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c + A_s \cdot f_{yd} \quad (3)$$

$$V_{rd} \leq 0,2 \cdot A_{cv} \cdot \eta \cdot f_{cd} \quad (4)$$

onde:  $A_{cv}$  é a seção longitudinal do concreto no plano de fendilhamento;  $A_s$  é a área da armadura transversal, tanto superior quanto inferior, que atravessa o plano de fendilhamento;  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão (MPa);  $f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto à compressão;  $f_{yd}$  é a resistência ao escoamento de cálculo da armadura;  $\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto;  $\eta$  é o fator que considera o tipo de agregado utilizado, considerando o peso específico do concreto,  $\rho$  ( $\eta = 0,3 + 0,7 \cdot \rho / 24$ ), se for utilizado um concreto com peso normal  $\eta=1$ .

A NBR 8800: 2008, propõe a Equação (5) para a avaliação dos esforços solicitantes e a Equação (6) para a avaliação da resistência ao fendilhamento.

$$V_{sd} = \sum Q_{rd} \cdot \frac{b_1}{b_1 + b_2} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{blc} - A_{long} \cdot f_{yd} \geq 0 \quad (5)$$

(em uma borda de laje,  $V_s = 0$ )



$$V_{rd} = 0,126 \cdot \eta \cdot A_{cv} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c + A_s \cdot f_{yd} \leq 0,2 \cdot \eta \cdot A_{cv} \cdot f_{cd} \quad (6)$$

onde:  $b_1$  é a largura efetiva da laje no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal e  $b_2$  é a largura efetiva da laje do lado oposto a  $b_1$  (Figura 2.6).

O Eurocode 4 (ENV 1994-1-1: 2004) recomenda que se utilize uma área mínima da armadura transversal igual a 0,2% de  $A_{cv}$ , independentemente do valor dos esforços de cisalhamento longitudinal que causam o fendilhamento. O mesmo valor é adotado pela CAN/CSA (2003) e pela NBR 8800: 2008, mas esta última recomenda ainda que a armadura mínima deva também ser superior a 150 mm<sup>2</sup>/m.

### 2.1.2 Ligações de cisalhamento

Para que se tenha comportamento conjunto dos elementos de aço e de concreto em uma estrutura mista, é necessário que haja uma aderência entre os dois materiais. Esta aderência é garantida pelas ligações de cisalhamento. Devido à flexão, o elemento de aço fica submetido a carregamento normal de tração e a laje de concreto a carregamento de compressão, que são equilibrados entre si e que devem, por sua vez, ser equilibrados com a força de cisalhamento longitudinal ou horizontal,  $F_h$  (Figura 2.8), oriunda da tendência de deslizamento entre as estruturas. Para ser garantida a transferência total dos esforços, é necessário que a força resistente dos conectores de cisalhamento ( $\sum Q_r$ ) seja superior ao carregamento de escoamento do banzo inferior em tração ( $T_a = A_a \cdot f_y$ ), ou ao esmagamento do concreto ( $C_c = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c$ ) como na Equação (7).

$$\sum Q_r \geq F_h \geq \begin{cases} T_a = A_a \cdot f_y \\ C_c = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c \end{cases} \quad (7)$$

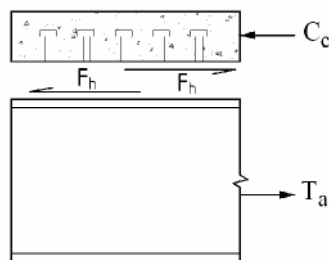


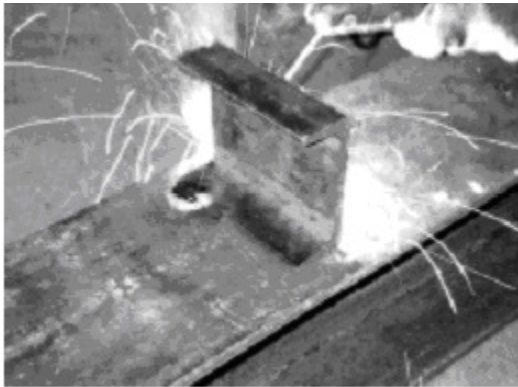
Figura 2.8 Equilíbrio de forças longitudinais entre o elemento de aço e a laje de concreto.

Existe hoje uma variedade de dispositivos que têm sido utilizados como conectores de cisalhamento como também descreve Shariati *at al.* (2012). Dentre os mais usuais nas edificações, podem ser citados os conectores do tipo pino com cabeça e os conectores em perfil laminado do tipo “U”. Existem outros conectores que também vêm recebendo destaque, como os conectores em chapas perfuradas “perfobond”, que inicialmente foram desenvolvidos para serem utilizados em pontes. Ultimamente diversas pesquisas têm sido desenvolvidas de forma a avaliar a sua aplicabilidade também em edificações, apesar das expressões para o cálculo de sua resistência não estarem previstas em normas nacionais ou internacionais.

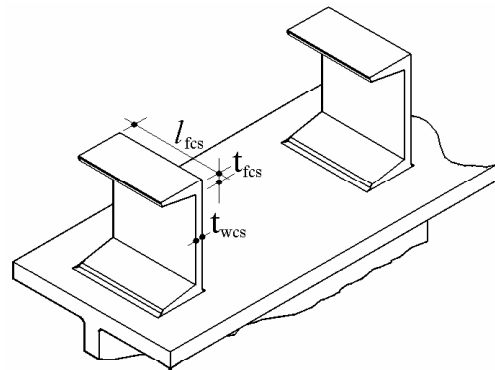
Dar-se-á ênfase no estudo dos conectores em perfil U laminado e nos conectores "perfobond" que são os usados em análises deste trabalho.

#### a) Conectores em perfil “U” laminado

Os conectores do tipo "U" tem uma das mesas soldadas à viga de aço, com o plano da alma perpendicular ao eixo da viga (Figura 2.9). Têm como vantagem, a possibilidade de apresentar maior resistência individual em relação aos conectores do tipo pino com cabeça; podem ser instalados com maior espaçamento e não precisam de equipamentos especiais de solda. Além disso, desde que se tenha uma base rígida para soldagem, testes de flexão necessários aos conectores do tipo pino com cabeça podem não ser necessários para os conectores em perfil “U” devido a rigidez que em geral apresentam (Pashan, 2006).



a) Imagem da Instalação. Fonte: Pashan (2006)



b) Dados da geometria do conector

Figura 2.9 Conector de cisalhamento em perfil “U” laminado.

Baseando-se nos resultados dos estudos de Viest *et al.* (1952) e em outros resultados, Slutter & Driscoll (1963) sugerem uma equação para a avaliação da resistência ao cisalhamento deste tipo de conector. Nesta expressão foram incluídos parâmetros como a espessura da alma ( $t_{wcs}$ ) e da mesa ( $t_{fcs}$ ) do conector, o seu comprimento ( $l_{fcs}$ ) e a resistência do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ). Mais recentemente, a NBR 8800: 2008 e o AISC (2005) apresentam a Equação (8) para a determinação da capacidade resistente deste conector. Esta equação é uma forma modificada da equação proposta por Slutter & Driscoll (1963), sendo incluído também na equação o módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ). A norma canadense, CAN/CSA (2003), apresenta uma expressão semelhante à Equação (8), sem o módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) e utilizando um coeficiente igual a 36,5, em vez de 0,3.

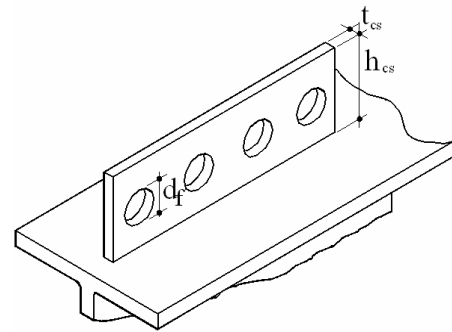
$$Q_r = 0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5t_{wcs}) \cdot l_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad (8)$$

### b) Conectores em chapa perfurada “perfobond”

Estes conectores são fabricados com chapas metálicas com furos circulares (Figura 2.10). Foi desenvolvido inicialmente por uma empresa alemã de consultoria em engenharia, Leonhardt, Andra, e Partners, e foi utilizado no projeto da 3ª Ponte sobre o rio Caroni, na Venezuela (Klaiber *et al.*, 1997).



a) Instalação (Fonte: Oguejiofor, 1994)



b) Dados da geometria do conector

Figura 2.10 Conector de cisalhamento em chapa perfurada “perfobond”

Os conectores “perfobond” foram inicialmente utilizados como alternativa aos conectores do tipo pino com cabeça nas estruturas mistas de pontes, que normalmente podem ficar submetidas a condições de fadiga. Buscava-se um conector que não necessitasse de um deslizamento relativo para que entrasse em serviço e que se deformasse apenas elasticamente para os carregamentos de serviço. Os conectores do tipo “perfobond” apresentam outras vantagens quando comparados com conectores do tipo pino com cabeça, como maior resistência individual e a possibilidade da utilização de equipamentos mais simples na sua instalação.

Oguejiofor & Hosain (1994 e 1997) avaliaram individualmente, por meio de estudos experimentais e numéricos, a influência na capacidade resistente da conexão: do efeito de pino, da presença da armadura transversal - que neste caso não atravessava os furos, e da resistência do concreto ao fendilhamento. A partir destes estudos, obteve-se a Equação (9) para avaliação da resistência do conector de cisalhamento. Veríssimo (2007) propôs uma modificação nesta equação introduzindo o efeito da excentricidade do conector e a utilização de uma taxa de armadura.

$$Q_r = 4,5 \cdot h_{cs} \cdot t_{cs} \cdot f_{ck} + 0,91 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 3,31 \cdot n_f \cdot d_f^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (9)$$

onde:  $Q_r$  = resistência nominal ao cisalhamento do conector (N);  $h_{cs}$  = altura do conector (mm) e  $t_{cs}$  = espessura do conector (mm);  $f_{ck}$  = resistência à compressão do concreto (MPa);  $A_{tr}$  = área da armadura transversal na laje de concreto dentro da zona de influência do conector, incluindo toda armadura passante aos furos

(mm<sup>2</sup>) e da frente carregada,  $f_y$  = resistência ao escoamento da armadura (MPa);  $n_f$  = número de furos por conector; e  $d_f$  = diâmetro dos furos (mm).

## 2.2 ESTUDO DA CONFIGURAÇÃO DE TRELIÇAS

A geometria de uma treliça é definida principalmente em função do vão a ser vencido, do tipo de carregamento aplicado e das flechas máximas previstas. Segundo Merrill (1992), a razão ideal entre o comprimento do vão ( $L$ ) e a altura da treliça ( $h$ ) deve estar limitada na faixa de valores de  $10 \leq L/h \leq 20$ . Tratando-se especificamente de treliças em perfis tubulares, Dutta *et al.* (1998) reduz esta faixa para  $10 \leq L/h \leq 15$  e acrescenta também limites para inclinação das diagonais,  $\theta_i$ ,  $40^\circ \leq \theta_i \leq 50^\circ$ . Segundo Packer *et al.* (2009), se o custo for determinante no dimensionamento da estrutura, deve-se adotar  $L/h=15$  e, para possibilitar a soldagem, adotar  $\theta_i \geq 30^\circ$ . Wardenier *et al.* (1991) recomenda adotar  $\theta_i \cong 40^\circ$  para minimizar o número de ligações e também para facilitar a soldagem dos elementos.

Na Figura 2.11 têm-se algumas tipologias de treliças planas que podem ser adotadas. A tipologia Warren (Figura 2.11a) é a mais simples, mas requer um maior espaçamento entre os pontos de aplicação de carga. Quando há necessidade de se diminuir o espaçamento, devido a cargas concentradas ou para reduzir o comprimento de flambagem, pode-se utilizar uma treliça do tipo Warren modificada (Figura 2.11b). Pode-se ainda utilizar outras tipologias com a do tipo Pratt (Figura 2.11c) e a do tipo Howe (Figura 2.11d), que apesar de terem eficiência comprovada, podem ter um custo maior, em função do número maior de elementos.

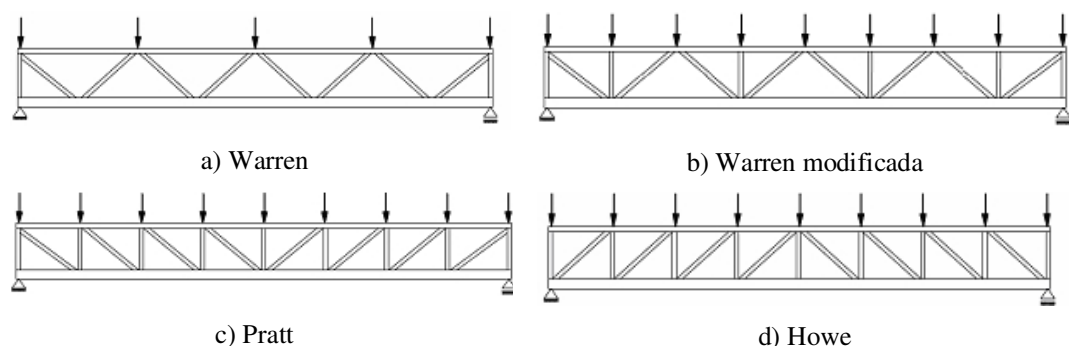


Figura 2.11 Tipologias de treliças planas e nomenclaturas de conexões com perfis tubulares.

Segundo Chien & Ritchie (1984), a experiência tem mostrado que todas as configurações são aplicáveis em treliças com vãos menores; no entanto para vãos superiores a 10 metros ou para alturas superiores a 700 mm, a configuração Warren modificada pode ser a mais apropriada.

Quanto ao tipo de perfil a ser adotado nos banzos, diagonais e montantes, podem ser utilizados perfis laminados ou dobrados (dupla cantoneira; seção “T”, “I” ou “U”); ou ainda perfis em seção tubular (retangulares, TR; quadradas, TQ e circulares, TC).

O uso de perfis com seções tubulares como elementos de treliças vem ganhando destaque em função de vantagens estruturais que apresentam (Merril, 1992). Isso ocorre principalmente quando utilizados em elementos submetidos a esforços axiais, sendo eficientes também quanto à estabilidade lateral, devido à sua rigidez à torção. Tais características permitem um projeto de treliças com baixo consumo de materiais e geometricamente mais atraentes. Particularmente, para os esforços de compressão, que muitas vezes são predominantes nos projetos dos elementos treliçados, os perfis tubulares apresentam grande vantagem em relação aos perfis em seção aberta (I, U, T, etc.), que é um maior raio de giração para uma mesma área da seção transversal, minimizando o consumo de aço (Figura 2.12).

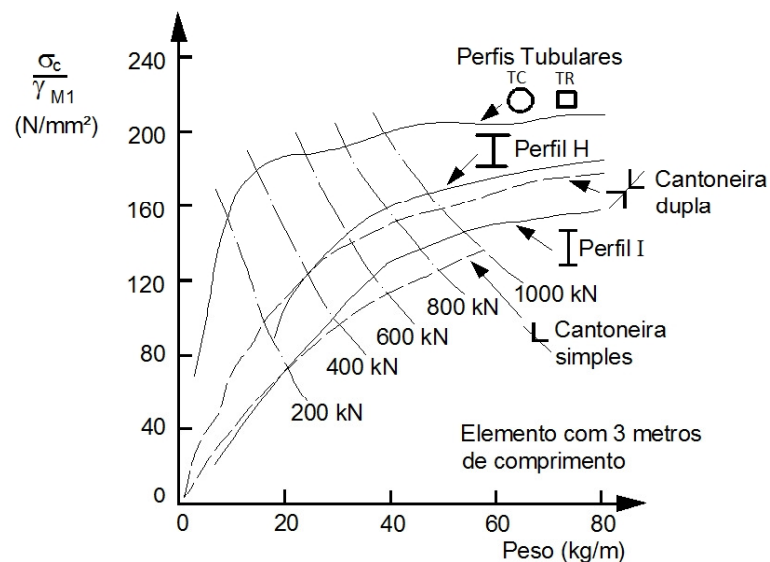


Figura 2.12 Comparação do peso de perfis tubulares e perfis em seção aberta sob compressão em relação à carga resistente (adaptada de Dutta, 1998)

Deve-se ressaltar que pode ocorrer uma redução no uso de chapas ou placas nas ligações, pois os elementos componentes podem ser soldados diretamente entre si. No entanto, avaliações específicas são necessárias nestas ligações, que devem ser dimensionadas para evitar falhas localizadas. A norma brasileira NBR 16239:2013 apresenta o dimensionamento de ligações em perfis tubulares.

### **2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL DA TRELIÇA MISTA**

A capacidade resistente de uma treliça mista depende da resistência individual dos elementos que a compõem. Para evitar uma ruptura frágil da estrutura, recomenda-se que o dimensionamento seja feito de forma que ocorra comportamento dúctil sob flexão com o banzo inferior atingindo o escoamento em tração. Segundo a ASCE (1996), estudos têm mostrado que é praticamente impossível garantir que outros mecanismos de ruptura não ocorram antes do escoamento total do banzo inferior. Isso ocorre em função das distorções envolvidas nos elementos de uma treliça mista no momento da ruptura. Deve-se ainda acrescentar que no caso de uma treliça mista em perfil tubular pode ainda ocorrer a falha nas ligações.

A seguir serão apresentadas as avaliações com relação ao comportamento global da treliça mista, considerando a interação total e a possibilidade da participação do banzo superior na capacidade resistente e no comportamento da treliça mista.

#### **2.3.1 Análise global à flexão**

Segundo Merrill (1992), o aumento na resistência à flexão de uma treliça mista é de até 30% em relação à treliça não mista.

Tomando-se por base uma estrutura biapojada, pode-se avaliar os carregamentos máximos de flexão na seção transversal no meio do vão a partir dos princípios da estática (Figura 2.13a). Faz-se uso de um modelo com a seção plastificada proposto por Chien & Ritchie (1984) que considera a laje de concreto e o banzo inferior de aço. Considerando o braço de alavanca à flexão,  $d_2$ , (Figura 2.13b), a força de compressão no concreto,  $C_{cd}$ , e a componente de tração no aço,  $T_{ad}$ , pode-se determinar a capacidade resistente à flexão da treliça mista. Para o estado limite último de escoamento do banzo inferior, a linha neutra plástica,  $LNP$ , (Figura 2.13b) deve estar posicionada na laje de

concreto, caracterizando a interação total. Assim, a altura da seção plastificada,  $a$ , deve ser menor que a espessura da laje,  $t_c$ , conforme a Equação (10). Para que ocorra um comportamento dúctil é necessário que a força axial que provoca o escoamento do banzo inferior tenha valor inferior à de esmagamento do concreto, e à de ruptura da ligação de cisalhamento, assegurando também o regime de interação total, conforme a Equação (11).

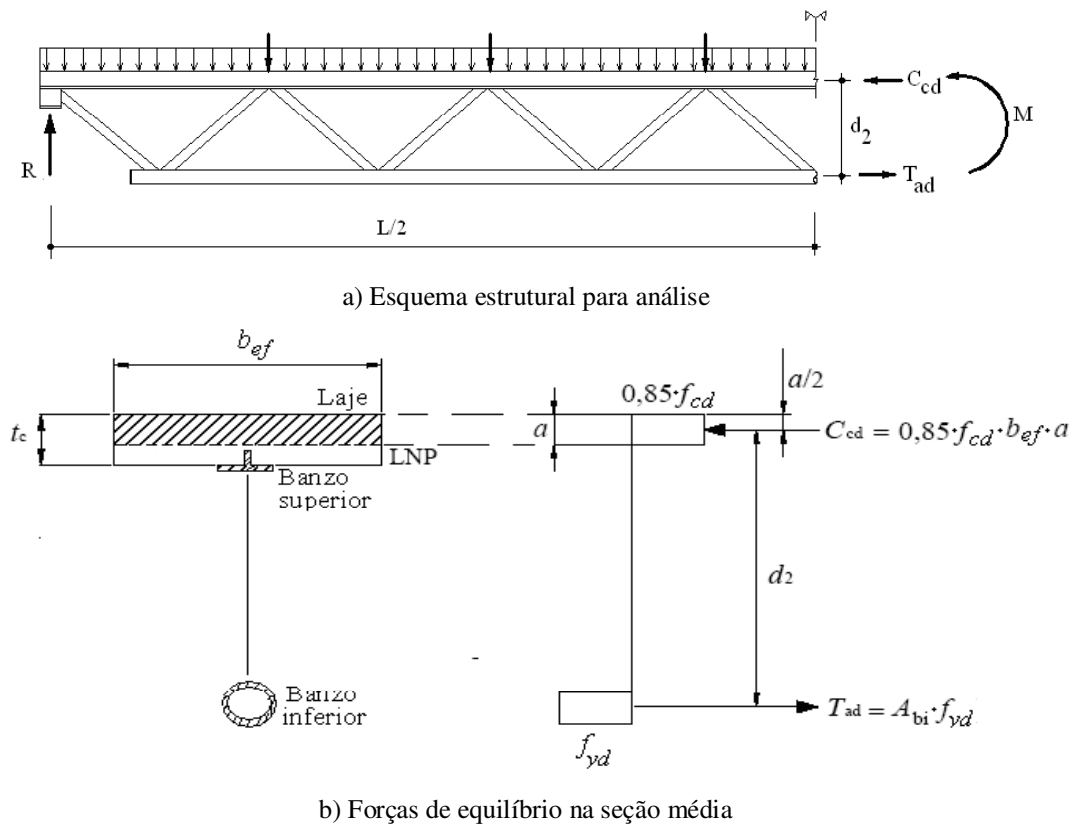


Figura 2.13 Modelo para análise global à flexão de uma treliça mista.

$$a = \frac{A_{bi} \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef}} \leq t_c \quad (10)$$

$$A_{bi} \cdot f_{yd} \leq \begin{cases} 0,85 f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot a \\ \sum Q_{rd} \end{cases} \quad (11)$$

onde:

$A_{bi}$  = a área da seção transversal do banzo inferior;



$f_{yd}$ = resistência ao escoamento de projeto do aço;  
 $f_{cd}$ = resistência à compressão de projeto do concreto;  
 $b_{ef}$ = largura efetiva da laje definida no item 2.1.1;  
 $a$ = altura da linha neutra plástica da estrutura;  
 $Q_{rd}$ = resistência ao cisalhamento por conector.

Merril (1992) afirma que o regime de interação parcial pode ser utilizado para reduzir o número de conectores de cisalhamento, mas deve estar restrito às treliças com vão menor que 16 metros. A ASCE (1996) ressalta que existem poucos estudos de treliças mistas sob este regime, recomendando a utilização de interação parcial apenas quando houver estudos experimentais que comprovem um comportamento dúctil da estrutura. A mesma recomendação é feita para a utilização de treliças mistas contínuas e que ficam submetidas a momentos negativos.

Portanto, pode-se calcular a resistência à flexão da treliça mista utilizando a Equação (12), considerando comportamento dúctil, com o escoamento total da seção do banzo inferior tracionado.

$$M_{Rd} = T_{ad} \cdot d_2 \quad (12)$$

### 2.3.2 Avaliação dos elementos da treliça

Neste item será avaliada a participação do banzo superior da treliça mista e os efeitos dos nós na transmissão dos esforços atuantes. Chien & Ritchie (1984) recomendam que o banzo superior seja dimensionado apenas para as ações antes da cura do concreto. Após a cura do concreto, a participação do banzo superior na capacidade resistente é desconsiderada devido à posição da linha neutra plástica da estrutura. Em função da distância entre banzos na treliça é necessário que o banzo inferior sofra grandes deformações plásticas para que o limite de escoamento do banzo superior seja atingido. Essa condição dificulta o dimensionamento da treliça mista com interação parcial.

Piotter (2001) recomenda considerar o banzo superior para determinadas configurações de treliças mistas, por exemplo, naquelas em que as lajes apresentam

regiões com grande espessura (Figura 2.14), em que o banzo se distancia da linha neutra ou quando o banzo apresenta grandes dimensões. No caso de banzo com grandes dimensões podem ocorrer grandes deformações em tração, contribuindo para a resistência à flexão, conforme observado nos ensaios de Brattland & Kennedy (1986) e Maurer & Kennedy (1994). Mesmo que a seção não escoe totalmente, Piotter (2001) recomenda considerar um percentual de 25% da carga de escoamento como tração no banzo superior da treliça (Figura 2.14).

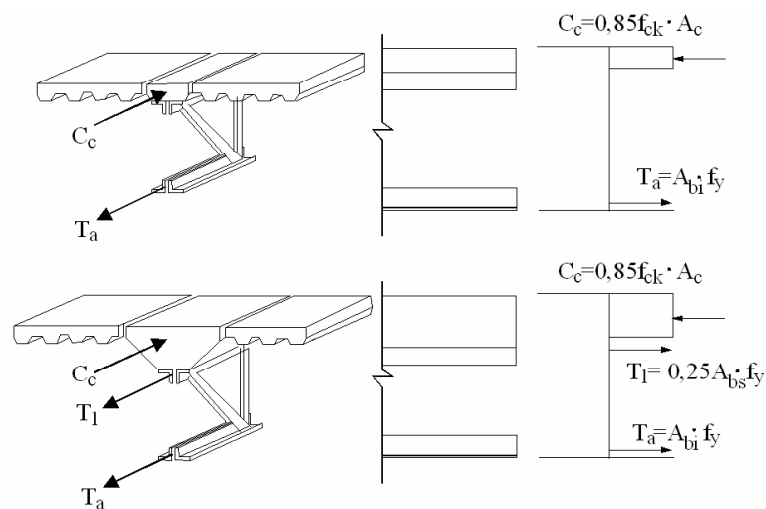


Figura 2.14 Modelos de flexão propostos por Piotter (2001)

A ASCE (1996) também recomenda que a participação do banzo superior seja desprezada apenas quando este elemento não desenvolver grandes deformações. O banzo superior deve também ter capacidade resistente suficiente para a transferência à laje dos esforços de cisalhamento transmitidos pelas diagonais.

Recomenda-se que as diagonais sejam dimensionadas para resistir aos esforços de cisalhamento vertical, ou seja, que se analise a estrutura como uma treliça com nós rotulados (Figura 2.15). No entanto, Chien & Ritchie (1984) afirmam ser conservador este tipo de análise, pois desconsidera a contribuição da laje de concreto e dos banzos na resistência ao cisalhamento. Os autores complementam que, em casos reais, as diagonais raramente se comportam como se estivessem totalmente rotuladas, e que desconsiderar eventuais esforços de flexão que surgem devido às excentricidades nos nós pode comprometer a segurança da estrutura. Isto é justificado considerando que

ocorre uma redistribuição de esforços de flexão entre os elementos ligados a estes nós. No entanto, a excentricidade deve ser considerada a partir de certos valores (NBR 16239:2013, Packer, 2009).

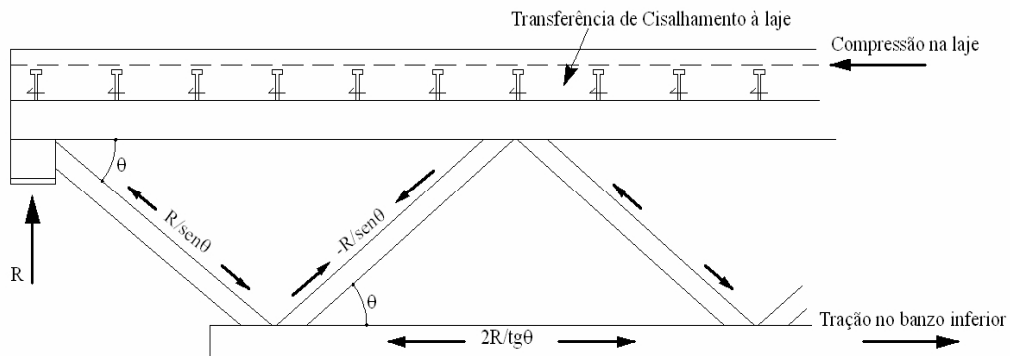


Figura 2.15 Esforços nos elementos de uma treliça mista

Segundo Packer *et al.* (2009) uma análise considerando os elementos engastados nos nós também não é recomendada, pois tende a exagerar os esforços de flexão nos elementos das diagonais e montantes. Além disso, a distribuição de esforços axiais ainda seria semelhante àquela obtida em uma análise considerando os elementos rotulados, como observado em estudos realizados por Woldegiorgis & Kennedy (1994). Assim, nas análises de treliças com perfis em seções tubulares, os elementos das diagonais e montantes podem ser considerados rotulados em suas extremidades, desde que a excentricidade (ver Figura 2.16),  $e$ , nas ligações destes elementos com os banzos esteja dentro dos limites dados na Equação (13).

Ainda segundo Packer (2009), para considerar os efeitos localizados de momentos no banzo superior comprimido, tem-se um modelo de treliça como apresentado na Figura 2.17. O mesmo modelo é previsto na NBR 16239:2013. Os momentos secundários que surgem nas diagonais e montantes resultantes de sua fixação ao banzo podem ser ignorados no dimensionamento dos elementos e de suas ligações. Para isso, é necessário que haja uma capacidade de deformação e rotação adequada para a redistribuição de tensões, após a plastificação localizada nas ligações.

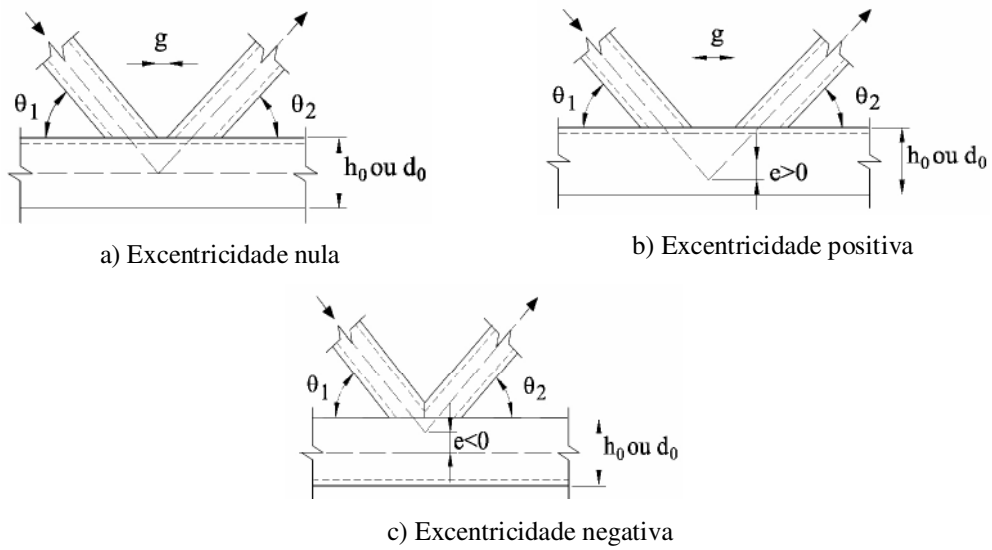


Figura 2.16 Exemplos de ligações com excentricidades

$$-0,55 \leq \frac{e}{h_0 \text{ ou } d_0} \leq 0,25 \quad (13)$$

Onde:  $h_0$  e  $d_0$  são respectivamente a altura ou o diâmetro do banzo considerado

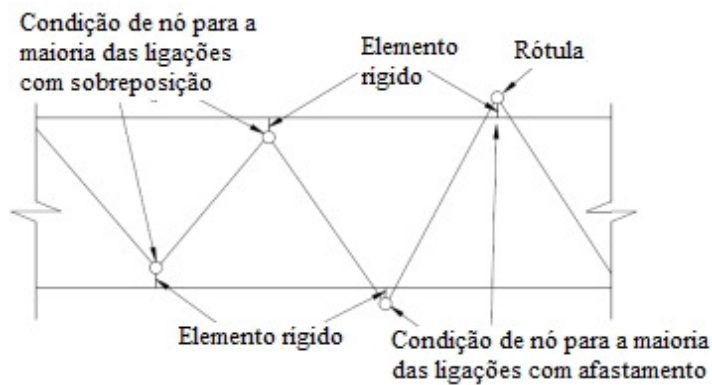


Figura 2.17 Modelo em pórtico plano proposto para análise por Packer (2009)

No caso de treliça mista, um modelo considerando pórtico plano foi proposto por Chien & Ritchie (1984). No modelo, a laje é discretizada separadamente do banzo superior e ligada ao mesmo por elementos verticais que representam os conectores de cisalhamento. Os elementos estruturais são analisados como elementos de barra cujo eixo passa pelo centro geométrico (C.G.) da seção transversal, conforme mostra a Figura

2.18. Este modelo foi adotado por Woldegiorgis & Kennedy (1994) e por Fruchtengarten (2003) em seus trabalhos. O modelo não considera a fissuração da laje de concreto em zonas tracionadas, o embutimento e a ancoragem do conector; o que gera flexão nos mesmos. Como forma de evitar a flexão no conector, Chien & Ritchie (1984) recomendam que os conectores sejam modelados como elementos fictícios com rigidez elevada. No entanto, esta solução prejudica a redistribuição plástica de esforços entre conectores.

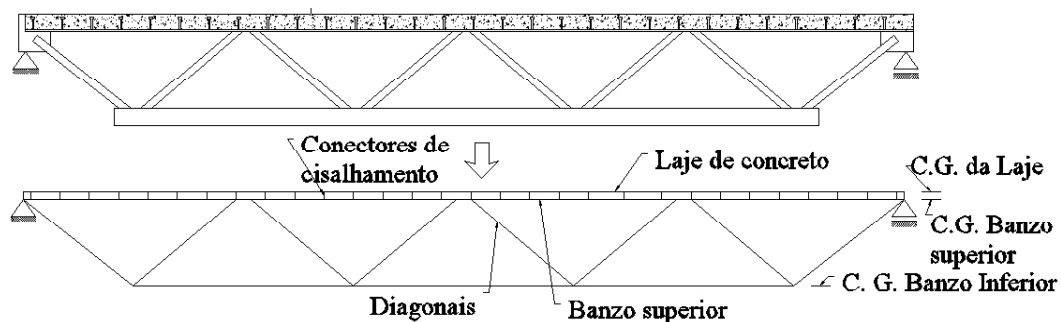


Figura 2.18 Exemplo de um modelo em pórtico plano proposto por Chien & Ritchie (1984)

Machacek & Cudejko (2010) e Silva (2006) também utilizam um modelo em pórtico plano para simular o comportamento de treliças mistas. No entanto, no primeiro trabalho, os autores utilizam um elemento finito de mola para simular o comportamento dos conectores de cisalhamento. No segundo estudo são utilizados elementos finitos desenvolvidos pelo próprio autor. Nos dois estudos tem-se o controle sobre o comportamento da ligação de cisalhamento, induzindo o grau de interação esperado entre a treliça e a laje.

### 2.3.3 Avaliação dos estados limites de serviço

Para os estados limites de serviço são avaliados os deslocamentos máximos antes e depois da cura do concreto. Em relação ao concreto, devem ser consideradas as influências da fluência (deformação lenta) e da retração.

Para a avaliação das flechas máximas é necessário determinar o momento de inércia e o módulo de elasticidade. Com o objetivo de trabalhar com um único módulo de elasticidade,  $E$ , do aço, faz-se uma homogeneização da seção, convertendo a seção do concreto em uma seção equivalente de aço,  $A_{ct}$ . A largura efetiva,  $b_{ef}$ , da laje é

dividida pela razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais, aço e concreto ( $n=E_d/E_c$  - Figura 2.19).

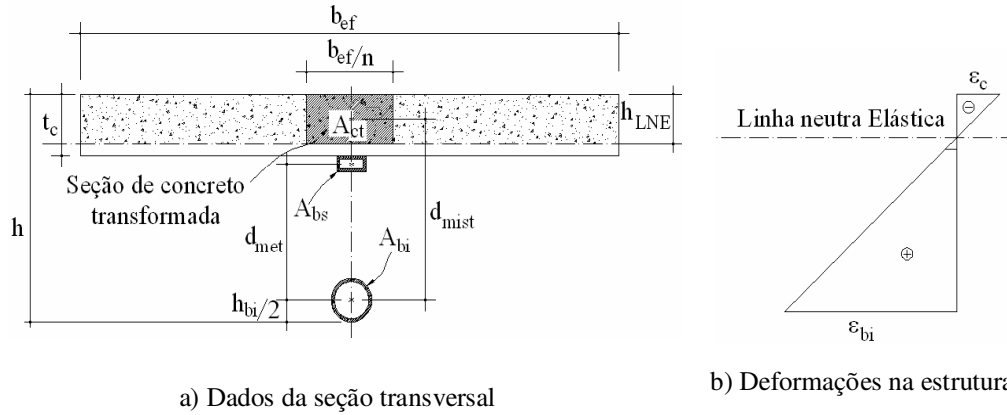


Figura 2.19 Seção homogeneizada em regime elástico.

Por hipótese, considera-se que as deformações dos materiais na região de interface são iguais e se despreza a zona tracionada do concreto e o banzo superior (Chien & Ritchie, 1984; NBR 8800: 2008; CAN/CSA, 2003), sendo que segundo Merrill (1992) deve-se considerar também o momento de inércia do banzo superior.

A posição da linha neutra elástica (LNE) é obtida por equilíbrio. Considerando-se a laje de concreto maciça e a não participação do banzo superior, tem-se a posição da altura da linha neutra elástica,  $h_{LNE}$ , utilizando a Equação (14). Caso a LNE esteja fora da laje ( $h_{LNE} > t_c$ ), utiliza-se a Equação (15).

$$h_{LNE} = \frac{-2 A_{bi} \cdot E_a + \sqrt{(2 A_{bi} \cdot E_a)^2 + 4 b_{ef} \cdot E_c \cdot A_{bi} \cdot E_a \cdot (2h - h_{bi})}}{2 b_{ef} \cdot E_c} \quad (14)$$

$$h_{LNE} = \frac{2h \cdot A_{bi} \cdot E_a - h_{bi} \cdot A_{bi} \cdot E_a + t_c^2 \cdot E_c \cdot b_{ef}}{2 b_{ef} \cdot E_c \cdot t_c + 2 E_a \cdot A_{bi}} \quad (15)$$

Com a posição da linha neutra calculada, pode-se determinar a área da seção transformada,  $A_{ct}$ , e, posteriormente, o momento de inércia da seção mista,  $I_{mist}$ , pela Equação (16).

$$I_{mist} = I_{ct} + I_{bi} + d_{mist}^2 \cdot (A_{ct} \cdot A_{bi}^2 + A_{bi} \cdot A_{ct}^2) / (A_{ct} + A_{bi})^2 \quad (16)$$

Para considerar o efeito das deformações por cisalhamento nos elementos das diagonais, Chien & Ritchie (1984) recomendam uma redução de 15% no valor do momento de inércia da seção de aço da treliça,  $I_{met}$  (Equação (17)). Este valor é chamado de momento de inércia efetivo,  $I_{ef1}$  (Equação (18)).

$$I_{met} = I_{bs} + I_{bi} + d_{met}^2 \cdot (A_{bs} \cdot A_{bi}^2 + A_{bi} \cdot A_{bs}^2) / (A_{bs} + A_{bi})^2 \quad (17)$$

$$I_{ef1} = 0,85 \cdot I_{met} \quad (18)$$

Recomenda-se que este mesmo valor de redução seja considerado para a inércia da seção mista,  $I_{mist}$ , obtendo-se o momento de inércia efetivo,  $I_{ef2}$  (Equação (19)). A mesma expressão é recomendada pela NBR 8800: 2008.

$$I_{ef2} = I_{mist} - 0,15 I_{met} \quad (19)$$

Segundo Murray *et al.* (1997), a redução padrão de 15% no momento de inércia metálico, pode conduzir a bons resultados quando a relação entre o vão e a altura da treliça ( $L/h$ ) tem valor superior ou próximo de 15. Foi observado em estudos que esta redução passa a ser de 10% para treliças com  $L/h \geq 20$ , podendo ser superior a 50% para pequenas relações de  $L/h$ . Portanto, o autor propõe utilizar um fator de redução,  $C_r$ , dependente da relação  $L/h$  conforme mostra a Equação (20) e calcular o momento de inércia efetivo utilizando a Equação (21). Desta forma, o momento de inércia da seção mista,  $I_{mist}$ , deve ser calculado considerando também o banzo superior.

$$C_r = 0,9(1 - e^{-0,28(L/h)})^{2,8} \quad (20)$$

considerando,  $6 \leq L/h \leq 24$

$$I_{ef2} = \frac{1}{\frac{1 - C_r}{C_r \cdot I_{met}} + \frac{1}{I_{mist}}} \quad (21)$$

Na norma canadense, CAN/CSA(2003), o momento de inércia efetivo é dado pela Equação (22). Observa-se que o fator “P” considera o grau de interação entre os elementos de aço e a laje de concreto (caso haja interação total este fator pode ser considerado igual a 1,00). Para considerar o efeito da fluência do concreto resultante do

peso próprio da estrutura e sobrecargas de longa duração, recomenda-se acrescentar em 15% o valor das flechas obtidas utilizando a Equação (22).

$$I_{ef2} = I_{ef1} + 0,85P^{0,25}(I_{mist} - I_{ef1}) \quad (22)$$

O Eurocode 4 (ENV 1994-1-1: 2004) propõe uma expressão para a avaliação de flechas em vigas mistas sob o regime de interação parcial, considerando as flechas obtidas em situação de interação total e o grau de interação, conforme mostra a Equação (23).

$$\frac{\delta}{\delta_c} = I + \alpha_I \left( I - \frac{n_c}{n_n} \right) \left( \frac{\delta_a}{\delta_c} - I \right) \quad (23)$$

onde:  $\delta_c$  = flecha na viga mista com interação total;  $\delta_a$  = flecha na viga de aço isolada;  $\alpha_I$  = coeficiente que depende do procedimento construtivo, sendo igual a 0,5 para construção escorada e 0,3 para construção não escorada;  $n_c$  = número de conectores de cisalhamento entre a seção de momento nulo e a seção de momento máximo;  $n_n$  = número de conectores para obter a resistência máxima da viga mista (interação total).

## 2.4 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES TUBULARES

As ligações em perfis tubulares são identificadas em função da sua forma, bem como pelas condições de equilíbrio do nó de ligação. Na Figura 2.20 têm-se exemplos de ligações em perfis tubulares e a nomenclatura utilizada.

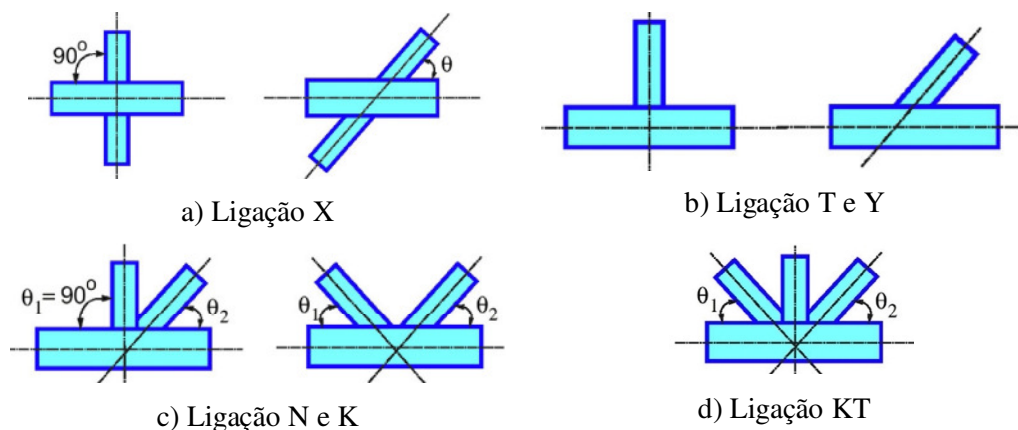


Figura 2.20 Classificação das ligações de treliças planas, adaptada de Wardenier *et al.* (2010).



Diversos trabalhos, como Mayor (2010) e Nunes (2012), têm sido desenvolvidos considerando os modos de falha (Figura 2.21) em ligações de perfis tubulares.

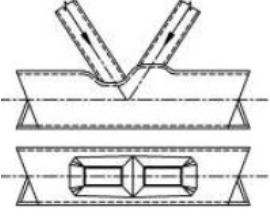
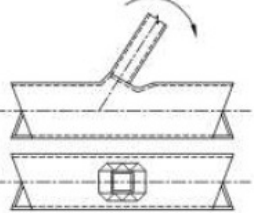
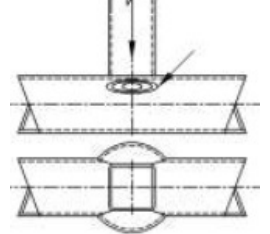
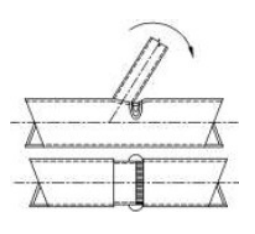
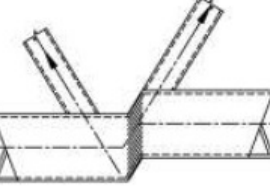
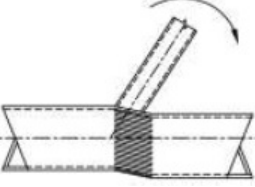
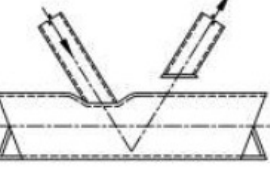
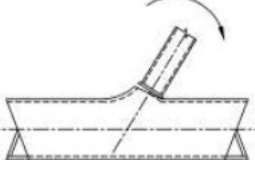
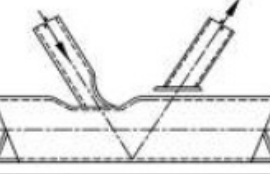
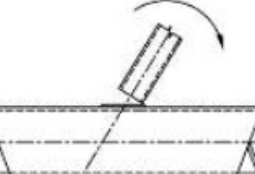
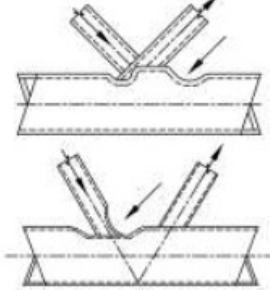
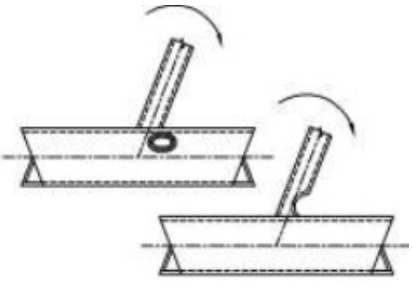
Modo	Força Axial	Momento Fletor
A		
B		
C		
D		
E		
F		

Figura 2.21 Modos de falha em ligações com perfil tubular retangular (NBR 16239:2013)

A capacidade resistente de cálculo das ligações é baseada nos seguintes modos de falha ilustrados na Figura 2.21: plastificação da face ou de toda a seção transversal do banzo, junto a diagonais ou montantes (Modo A); plastificação, amassamento ou instabilidade da face lateral da seção transversal do banzo junto a diagonais ou montantes sob compressão (Modo B); plastificação ou instabilidade por cisalhamento do banzo, junto a diagonais ou montantes (Modo C); ruptura por punção da parede do banzo na área de contato com diagonais ou montantes (Modo D); ruptura ou plastificação na região da solda ou flambagem localizada de diagonais ou montantes devido a distribuição não uniforme de tensão (Modo E); e Flambagem localizada de diagonais ou montantes comprimidos ou do banzo, na região da ligação (Modo F). A NBR 16239:2013 apresenta exemplos destes modos de falha para ligações entre perfis tubulares retangulares no banzo e circular ou retangular na diagonal ou montante.

Os modos de falha são influenciados por parâmetros geométricos dos perfis como por exemplo o parâmetro  $\beta$ , que é a razão do diâmetro das diagonais e/ou montantes em relação à largura do banzo. Na Figura 2.22 têm-se exemplos isolados de ligações, com a nomenclatura utilizada para a avaliação da capacidade resistente, considerando os banzos em perfis retangulares (TR) e as diagonais em perfis circulares (TC).

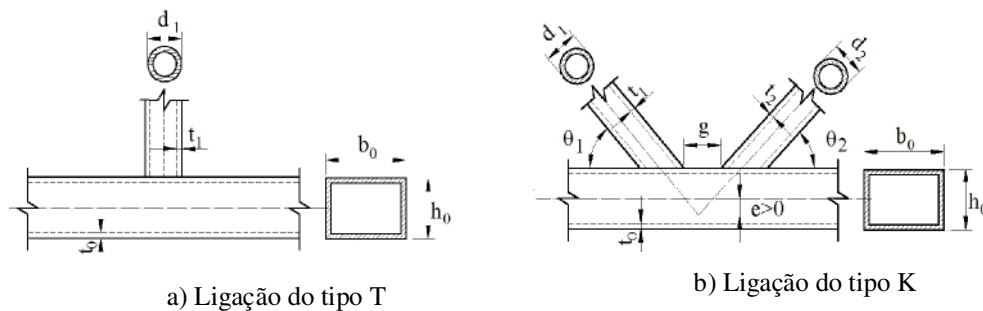


Figura 2.22 Dados geométricos de ligações

A Tabelas 2.1 e a Tabela 2.2 apresentam as equações para a avaliação da resistência de ligações do tipo T sem e com reforço, respectivamente. As Tabelas 2.3 e a Tabela 2.4 apresentam as equações para a avaliação da resistência de ligações do tipo K sem e com reforço, respectivamente. A Tabela 2.5 apresenta as relações geométricas e os limites para as diferentes tipologias de ligações.

Tabela 2.1 Força axial resistente de cálculo de ligações sem reforço do tipo T, X e Y e Momento fletor resistente de cálculo de ligações T adaptada da NBR 16239:2013

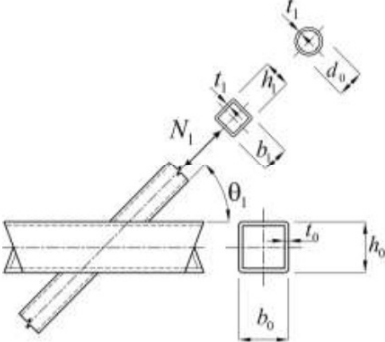
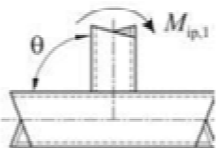
	<p>Modo de falha A <math>\beta \leq 0,85</math></p> $N_{Rd1} = \frac{k_n \cdot f_{yo} \cdot t_0^2}{(1-\beta) \cdot \text{sen}\theta_1} \cdot \left[ \frac{2,2h_1}{b_0 \cdot \text{sen}\theta_1} + 4,4\sqrt{1-\beta} \right] / \gamma_{a1}$
	<p>Modo de falha B<sup>a</sup> <math>\beta = 1,0</math><sup>b</sup></p> $N_{Rd1} = \frac{f_{yo} \cdot t_0}{\text{sen}\theta_1} \cdot \left[ \frac{2,2h_1}{\text{sen}\theta_1} + 11t_0 \right] / \gamma_{a1}$
	<p>Modo de falha E <math>\beta \geq 0,85</math></p> $N_{Rd1} = f_{y1} \cdot t_1 \cdot \left[ 2,2h_1 - 4,4t_1 + 2,2b_{eff} \right] / \gamma_{a1}$
	<p>Modo de falha D <math>0,85 \leq \beta \leq (1-1/\gamma)</math> sendo <math>\gamma = b_0/2t</math></p> $N_{Rd1} = \frac{0,6 \cdot f_{yo} \cdot t_0}{\text{sen}\theta_1} \cdot \left[ \frac{2,2h_1}{\text{sen}\theta_1} + 2,2b_{ep} \right] / \gamma_{a1}$
	<p>Modo de falha A <math>\beta \leq 0,85</math></p> $M_{ip,1Rd} = 1,1k_n \cdot f_{yo} \cdot t_0^2 \cdot h_1 \cdot \left[ \frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta} \right] / \gamma_{a1}$
	<p>Modo de falha B <math>0,85 \leq \beta \leq 1,0</math></p> $M_{ip,1Rd} = 0,5 f_{yk} \cdot t_0 \cdot (1,1h_1 + 5,5t_0)^2 / \gamma_{a1}$ <p style="text-align: center;"><math>f_{yk} = f_{y0}</math> para ligação T</p>
<p>Para tração: <math>f_b = f_{yo}</math></p>	$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot \frac{f_{yo} \cdot t_0}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_1 \leq b_1$
<p>Para Compressão: <math>f_b = \chi \cdot f_{yo}</math> (ligação T e Y) <math>f_b = 0,8\chi \cdot f_{yo} \cdot \text{sen}\theta_1</math> (ligação X) Onde <math>\chi</math> é dado em 5.2 da NBR 16239:2013 ou obtido conforme a NBR 8800:2008, o que for aplicável, usando um índice de esbelteza reduzido igual a:</p> $\lambda_0 = 3,46 \frac{\left( \frac{h_0}{t_0} - 2 \right) \sqrt{\frac{1}{\text{sen}\theta_1}}}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_{yo}}}}$	$b_{ep} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot b_1 \leq b_1$ <p>Para <math>n &lt; 0</math> <math>k_n = 1,3 + \frac{0,4n}{\beta}</math> Para <math>n \geq 0</math> <math>k_n = 1,0</math> Onde <math>n = \sigma_{0,sd} / f_{yo}</math>, sendo <math>\sigma_{0,sd}</math> determinado considerando sinal negativo para compressão</p>

Tabela 2.2 Força axial resistente de cálculo de ligações soldadas reforçadas T, X e Y  
(NBR 16239:2013)

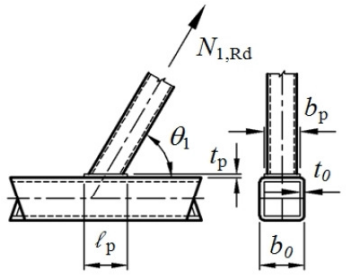
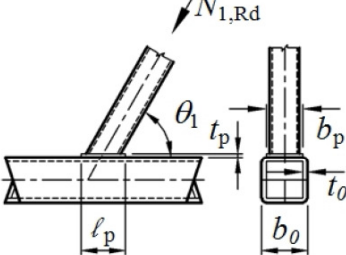
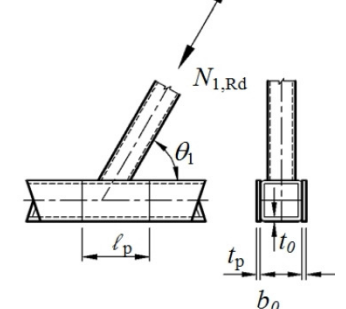
Tipo de ligação	Força axial resistente de cálculo
Reforço com chapa na mesa do banzo para os modos de falha A, D e E	
Diagonal ou montante tracionado	$\beta \leq 0,85$
	$N_{1,Rd} = \frac{1,1 \cdot f_{yp} \cdot t_p^2}{(1 - b_1/b_p) \cdot \text{sen}\theta_1} \cdot \left( \frac{2h_1/b_p}{\text{sen}\theta_1} + 4\sqrt{1 - b_1/b_p} \right) / \gamma_{a1}$ <p>Adicionalmente, as seguintes condições devem ser atendidas:</p> $\ell_p \geq \begin{cases} \frac{h_i}{\text{sen}\theta_1} + \sqrt{b_p(b_p - b_1)} \\ 1,5h_1 / \text{sen}\theta_1 \end{cases}$ $b_p \leq b_0 - 2t_0$
Diagonal ou montante comprimido	$\beta \leq 0,85$
	<p>Tomar <math>N_{1,Rd}</math> como o valor de <math>N_{1,Rd}</math> da Tabela 2.1 para uma Ligação T, X ou Y, mas com <math>k_n=1,0</math> e <math>t_0</math> substituído por <math>t_p</math>, para os modos de falha A, D e E. Adicionalmente, as seguintes condições devem ser atendidas:</p> $\ell_p \geq \frac{h_i}{\text{sen}\theta_1} + \sqrt{b_p(b_p - b_1)} \geq 1,5h_1 / \text{sen}\theta_1$ $b_p \leq b_0 - 2t_0$
Reforço com chapas laterais nas duas almas do banzo para o modo de falha B	
	<p>Tomar <math>N_{1,Rd}</math> como o valor de <math>N_{1,Rd}</math> da Tabela 2.1 para uma ligação T, X ou Y, mas com <math>t_0</math> substituído por <math>(t_0 + t_p)</math> para o modo de falha B. Adicionalmente, deve-se ter:</p> $\ell_p \geq 1,5h_1 / \text{sen}\theta_1$

Tabela 2.3 Força axial resistente de cálculo de ligações K e N (NBR 16239:2013)

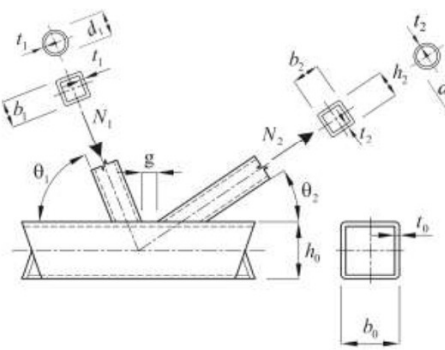
K e N com afastamento	Modo de falha A
	$N_{Rd1} = \frac{9,79k_n \cdot f_{yo} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma}}{\text{sen}\theta_1} \cdot \left[ \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} \right] / \gamma_{a1}$ $N_{Rd1} = \frac{\text{sen}\theta_1}{\text{sen}\theta_2} N_{Rd2}$
	<p style="text-align: center;"><b>Modo de falha C</b></p> $N_{Rd1} = \frac{0,66 \cdot f_{yo} \cdot A_v}{\text{sen}\theta_1} / \gamma_{a1} \quad N_{Rd1} = \frac{\text{sen}\theta_1}{\text{sen}\theta_2} N_{Rd2}$ $N_{0,Rd} = 1,1 \left[ (A_0 - A_v) \cdot f_{yo} + A_v \cdot f_{yo} \cdot \sqrt{1 - (V_{sd} / V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{a1}$
	<p style="text-align: center;"><b>Modo de falha E</b></p> $N_{Rd1} = 1,1 f_{y1} \cdot t_1 \cdot \left[ 2,0h_1 - 4,0t_1 + b_1 + b_{1,eff} \right] / \gamma_{a1}$ $N_{Rd2} = 1,1 f_{y2} \cdot t_2 \cdot \left[ 2,0h_2 - 4,0t_2 + b_2 + b_{2,eff} \right] / \gamma_{a1}$
	<p style="text-align: center;"><b>Modo de falha D</b> <math>\beta \leq (1 - 1/\gamma)</math> sendo <math>\gamma = b_0 / 2t</math></p>
	$N_{Rd1} = \frac{0,66 \cdot f_{yo} \cdot t_0}{\text{sen}\theta_1} \cdot \left[ \frac{2,0h_1}{\text{sen}\theta_1} + b_1 + b_{1,ep} \right] / \gamma_{a1}$ $N_{Rd2} = \frac{0,66 \cdot f_{yo} \cdot t_0}{\text{sen}\theta_2} \cdot \left[ \frac{2,0h_2}{\text{sen}\theta_2} + b_2 + b_{2,ep} \right] / \gamma_{a1}$
<p>Para diagonais e montantes de perfil circular, multiplicar as forças axiais resistentes acima por <math>(\pi/4)</math>, substituindo <math>b_1</math> e <math>h_1</math> por <math>d_1</math> e substituindo <math>b_2</math> e <math>h_2</math> por <math>d_2</math> exceto para o Modo C</p>	
<p><math>A_v = (2h_0 + \alpha b_0) \cdot t_0</math></p> <p>Para diagonais e montantes de perfil retangular:</p> $\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4g^2}{3t_0^2}}}$ <p>Onde <math>g</math> é o afastamento (ver Figura 2.22)</p> <p>Para diagonais e montantes de perfil circular <math>\alpha=0</math></p>	$b_{i,eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \leq b_i \quad i=1 \text{ ou } 2$ $b_{ep} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot b_i \leq b_i$ <p>Para <math>n &lt; 0</math> <math>k_n = 1,3 + \frac{0,4n}{\beta}</math></p> <p>Para <math>n \geq 0</math> <math>k_n = 1,0</math></p> <p>Onde <math>n = \sigma_{0,sd} / f_{yo}</math>, sendo <math>\sigma_{0,sd}</math> determinado considerando sinal negativo para compressão</p>

Tabela 2.4 Força axial resistente de cálculo de ligações soldadas reforçadas K e N (NBR 16239:2013)

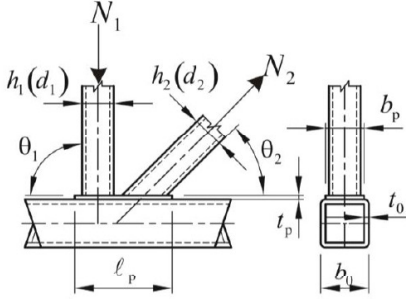
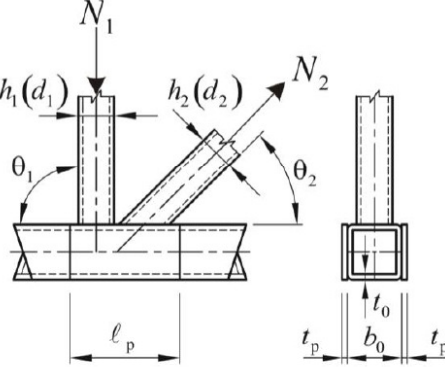
Tipo de ligação	Força axial resistente de cálculo
<p data-bbox="448 450 1214 477">Reforço com chapa na mesa do banzo para os modos de falha A, D e E</p> 	<p data-bbox="837 477 1348 629">Tomar <math>N_{1,Rd}</math> e <math>N_{2,Rd}</math> como os valores de <math>N_{1,Rd}</math> e <math>N_{2,Rd}</math>, respectivamente, para ligação K ou N da Tabela 2.3, mas com <math>t_0</math> substituído por <math>t_p</math> para os modos de falha A, D e E. Adicionalmente, as seguintes condições devem ser atendidas:</p> $\ell_p \geq 1,5 \left( \frac{h_1}{\text{sen}\theta_1} + g + \frac{h_2}{\text{sen}\theta_2} \right)$ $b_p \leq b_0 - 2t_0$ $t_p \geq \begin{cases} 2t_1 \\ 2t_2 \end{cases}$
<p data-bbox="411 875 1251 902">Reforço com chapas laterais nas duas almas do banzo para o modo de falha C</p> 	<p data-bbox="837 969 1348 1122">Tomar <math>N_{1,Rd}</math> e <math>N_{2,Rd}</math> como os valores de <math>N_{1,Rd}</math> e <math>N_{2,Rd}</math>, respectivamente, para ligação K ou N da Tabela 2.3, mas com <math>t_0</math> substituído por <math>t_p</math> para os modos de falha A, D e E. Adicionalmente, as seguintes condições devem ser atendidas:</p> $\ell_p \geq 1,5 \left( \frac{h_1}{\text{sen}\theta_1} + g + \frac{h_2}{\text{sen}\theta_2} \right)$

Tabela 2.5 Condições de validade de ligações soldadas de perfis tubulares (adaptada da NBR 16239:2013)

Perfil das diagonais e montantes e tipo de ligação	Condições de validade				
	Compressão	Tração	Tração ou compressão		
Retangular T, Y ou X	$\frac{b_i}{t_i} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$		$\frac{b_i}{b_0} \geq 0,25$		
Retangular K e N com afastamento	$\frac{h_i}{t_i} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$ $\frac{b_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{b_i}{b_0} \geq \begin{cases} 0,35 \\ 0,1+0,01 \frac{b_0}{t_0} \end{cases}$	$\frac{b_0}{t_0} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$ $\frac{h_0}{t_0} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	$\frac{g}{b_0} \leq 1,5(1-\beta)$ $\frac{g}{b_0} \leq 0,5(1-\beta)$ $0,5 \leq \frac{h_0}{b_0} \leq 2,0$ $0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2,0$
Circular	$\frac{d_i}{t_i} \leq 0,05 \frac{E}{f_y}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$0,4 \leq \frac{d_i}{b_0} \leq 0,8$	$\frac{d_0}{t_0} \leq \begin{cases} 50 \\ 0,05 \frac{E}{f_y} \end{cases}$	Conforme acima, substituindo $b_i$ por $d_i$ e $b_j$ por $d_j$ , onde aplicável.

a Se  $\frac{g}{b_0} > 1,5(1-\beta)$  e  $g > t_1 + t_2$ , tratar a como duas ligações T ou como duas ligações Y separadas.

## 2.5 LIGAÇÕES DE CISALHAMENTO EM TRELIÇAS MISTAS

Conforme citado anteriormente, no dimensionamento do sistema misto segundo as prescrições de norma, considera-se que a ligação de cisalhamento seja responsável pela transmissão dos esforços entre a treliça metálica e a laje de concreto. Tendo-se avaliada a capacidade resistente de cada conector, obtem-se o número necessário de conectores para resistir às tensões oriundas da flexão da treliça mista. Os conectores são dispostos com um espaçamento uniforme sobre o banzo superior, considerando-se a ligação de cisalhamento como dúctil, ou seja, que ocorrerá uma redistribuição plástica dos esforços entre os conectores conforme é feito nas ligações de cisalhamento de vigas mistas. No entanto, algumas condições particulares das treliças mistas em perfis tubulares devem ser observadas.

Para a avaliação da resistência individual do conector, são utilizadas equações, como a Equação (8), que foram definidas a partir de resultados de testes do tipo "push-

out" (Slutter & Driscoll, 1963)), nos quais se utiliza um perfil metálico do tipo I com o conector soldado na direção da alma do perfil. Nas treliças mistas, os conectores são soldados sobre o banzo superior, que no caso estudado neste trabalho, é um perfil tubular. No caso de seções tubulares a parede do perfil do banzo deve ser avaliada considerando os modos de falha citados no item 2.4, a sua capacidade de transmitir o esforço de cisalhamento na região de interface aço/concreto e também os efeitos localizados dos conectores da laje. A ligação de cisalhamento com banzos em perfis tubulares pode apresentar deslizamentos não previstos e influenciar a condição de interação total entre os materiais.

Segundo Machacek & Cudejko (2010), nas treliças mistas ocorre uma concentração de esforços transmitidos pelos elementos das diagonais aos nós superiores. Em função disso, observa-se uma distribuição inicial de esforços não uniforme ao longo do banzo, sendo os conectores distribuídos uniformemente sobre o banzo. Para garantir a distribuição de esforços entre conectores é necessário maior ductilidade dos mesmos na região dos nós ou a disposição de uma maior quantidade de conectores nesta região, considerando-se em projeto uma análise elástica. Assim, os esforços no nó dependem do carregamento aplicado por cada uma das diagonais e da excentricidade nestes carregamentos, como mostra a Figura 2.23.

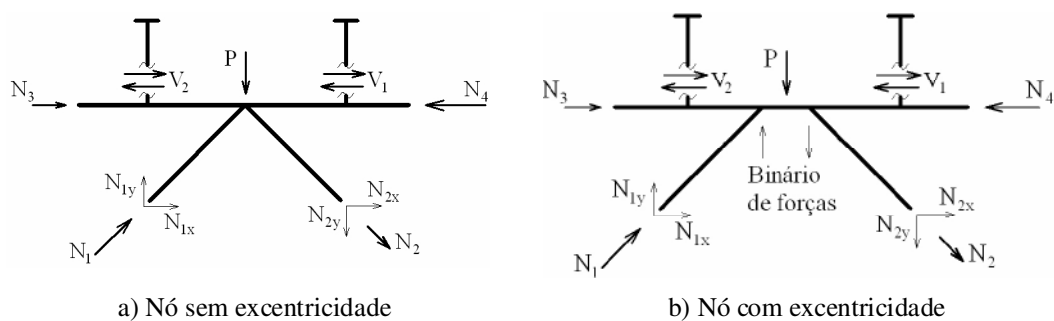


Figura 2.23 Carregamentos nas ligações de treliça mista.

Em geral, as componentes verticais dos carregamentos nos elementos equilibram-se entre si ( $N_{1y}=N_{2y}$ ) ou com o carregamento vertical sobre o nó ( $N_{1y}=N_{2y}+P$ ). Na treliça metálica, as componentes horizontais são somadas no banzo superior ( $N_{1x} + N_{2x}= N_4 - N_3$ ). No caso de uma treliça mista, têm-se outras parcelas de cisalhamento ( $N_{1x} + N_{2x}= V_1 + V_2$ ) que são transmitidas à laje. Neste caso, o banzo



superior deve ter capacidade resistente suficiente para absorver esta parcela ( $N_{1x} + N_{2x}$ ) e transmití-la à conexão, mobilizando um número maior de conectores na transferência de esforços à laje. Quando o banzo não possui tal capacidade, ocorre transmissão de esforços aos conectores localizados na face superior do perfil. Assim, se o conector for submetido a grandes deformações plásticas, pode haver um comprometimento da ligação.

No caso de ligações com excentricidade (Figura 2.23b) ocorre um efeito localizado adicional devido à flexão. Os esforços resultantes sobre os conectores devem ser limitados, segundo o Eurocode 4 (ENV 1994-1:2004). Para os conectores do tipo pino com cabeça limita-se o esforço máximo de tração igual a 10% do esforço de cisalhamento. As excentricidades são usuais nas ligações de elementos tubulares, e os conectores devem ser projetados considerando esta condição.

O Eurocode 4 (ENV 1994-2:2001) propõe uma metodologia para a análise elástica de ligações de cisalhamento quando ocorre um carregamento concentrado, como no caso de treliças mistas. Nessa metodologia, determina-se o esforço de cisalhamento a ser transmitido pela conexão na interface entre o elemento de aço e a laje de concreto, e a forma da distribuição de esforços ao longo do vão. Portanto, para um carregamento,  $F_c$ , na direção paralela ao plano de interface entre o aço e o concreto, tem-se um esforço de cisalhamento longitudinal,  $F_h$ , que pode ser obtido com a Equação (24) e que deve ser absorvido pela conexão. Pode-se considerar a distribuição do cisalhamento longitudinal,  $F_h$ , na interface entre o aço e o concreto ao longo do comprimento,  $L_v$ , como na Figura 2.24a.

$$F_h = F_c \cdot [(A_{ct} / A_{mist}) - d_1 \cdot (A_a \cdot z_a / I_{mist})] \quad (24)$$

onde:

$A_{mist}$  e  $I_{mist}$  são, respectivamente, a área e o momento de inércia da seção mista não fissurada, transformada em área de aço equivalente;

$A_a$  e  $A_{ct}$  são a área da seção transversal da estrutura de aço e do componente de concreto, respectivamente, transformado em área de aço equivalente;

$d_1$  é a distância, medida no plano de flexão, do centroide da área  $A_{mist}$  à linha de ação do carregamento  $F_c$ , e que é positivo no sentido da vertical para baixo;

$z_a$  e  $z_{ct}$  são, respectivamente, as distâncias do centroide da área  $A_{mist}$  ao centroide da área  $A_a$  e  $A_{ct}$ , respectivamente, e que é positiva no sentido da vertical para baixo.

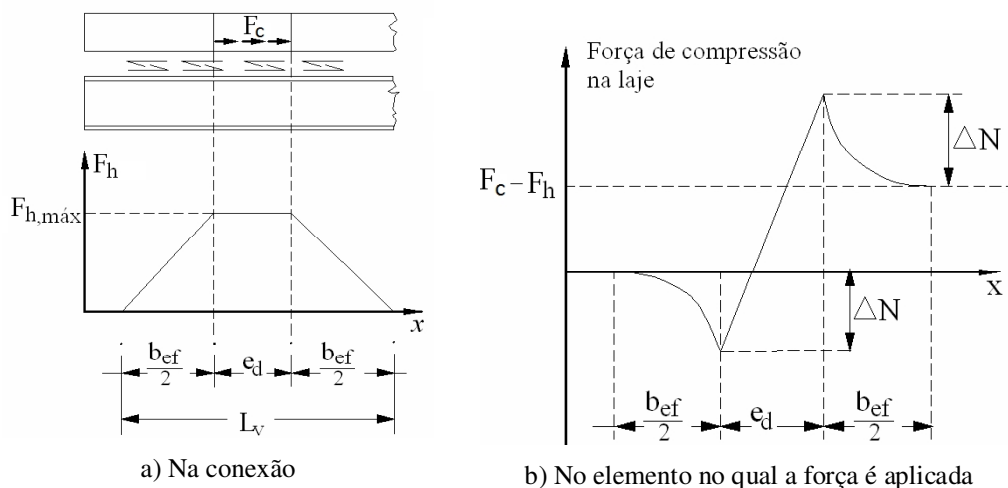


Figura 2.24 Distribuição de forças de cisalhamento longitudinal ao longo da interface, adaptada do Eurocode 4 (ENV 1994-2:2001)

A Figura 2.24 mostra o exemplo de um caso onde o carregamento,  $F_c$ , é aplicado na laje de concreto. A força máxima de cisalhamento por unidade de comprimento,  $F_{hd,max}$ , pode ser calculada utilizando a Equação (25).

$$F_{h,max} = F_h / (e_d + b_{ef} / 2) \quad (25)$$

onde:

$b_{ef}$  é a largura efetiva da laje de concreto;

$e_d$  é igual a  $2e_h$  ou a  $2e_v$ ;

$e_h$  é a distância lateral do ponto de aplicação do carregamento,  $F_c$ , à alma do elemento de aço, se este carregamento está aplicado na laje;

$e_v$  é a distância vertical do ponto de aplicação do carregamento,  $F_c$ , ao plano da ligação de cisalhamento, se a força está aplicada no elemento de aço.

Segundo o Eurocode 4 (ENV 1994-2:2001), na ausência de determinações mais precisas, pode-se considerar que a diferença entre a força aplicada e a transmitida pela

conexão ( $F_c-F_h$ ) estará dispersa no elemento de concreto ou de aço. O valor do acréscimo de carga ( $\Delta N$ -Figura 2.24b) pode ser obtido utilizando a Equação (26).

$$\Delta N = F_{h,máx} \cdot b_{ef} / 4 \quad (26)$$

### 3 ESTUDOS COM A TRELIÇA MISTA

Os estudos com as treliças mistas em perfis tubulares envolveram uma programa experimental e análises numéricas, com as quais foi avaliada a influência das ligações tubulares e da ligação de cisalhamento sobre o comportamento global da treliça mista.

#### 3.1 ANÁLISE EXPERIMENTAL

O programa de ensaios foi definido inicialmente com o objetivo de avaliar experimentalmente o comportamento de treliças mistas em perfis com seção tubular associados a uma laje maciça de concreto. O primeiro ensaio foi realizado em conjunto com um trabalho de mestrado, Pereira (2011), que descreve toda a montagem do experimento, a instrumentação e os resultados. No entanto, as análises realizadas foram superficiais, e nesse trabalho estes resultados foram utilizados em análises mais completas e conclusivas.

O ensaio da treliça mista foi realizado no Laboratório de Estruturas “Prof. Altamiro Tibiriçá Dias” do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas na Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP). O objetivo do ensaio foi determinar a resistência global, monitorar os deslocamentos e as deformações nas ligações, na ligação de cisalhamento, na laje e nas armaduras.

A treliça avaliada foi projetada e fabricada pela Vallourec por meio de um convênio com a UFOP. Como pode ser observado na Figura 3.1, foi adotada a configuração do tipo Warren, com o banzo inferior não se estendendo até o apoio. O teste foi realizado submetendo a treliça mista a carregamentos concentrados acima dos nós superiores. O objetivo foi avaliar se a falha da estrutura ocorreria por flexão, com o banzo inferior atingindo o escoamento por tração e também a influência dos nós sobre a resistência e o comportamento da treliça. O vão livre foi de 10000 mm e altura total igual a 1146 mm.

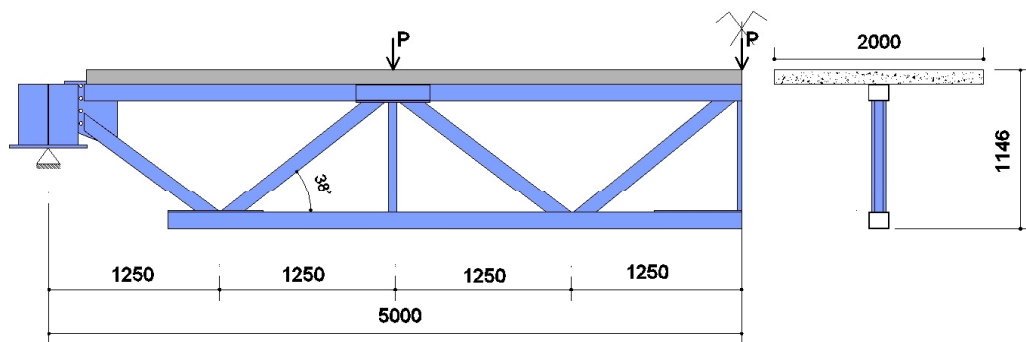


Figura 3.1 Detalhes da metade da treliça mista e do esquema de carregamento

Como indicado na Figura 3.2, a treliça foi composta por perfis em seção tubular circular nos elementos das diagonais (TC 101,6 x 6,4) e montantes (TC 60,2 x 6,4), perfis em seção tubular retangular no banzo inferior (TR 150 x 120 x 6,4) e no banzo superior (TR 150 x 120 x 5,6).

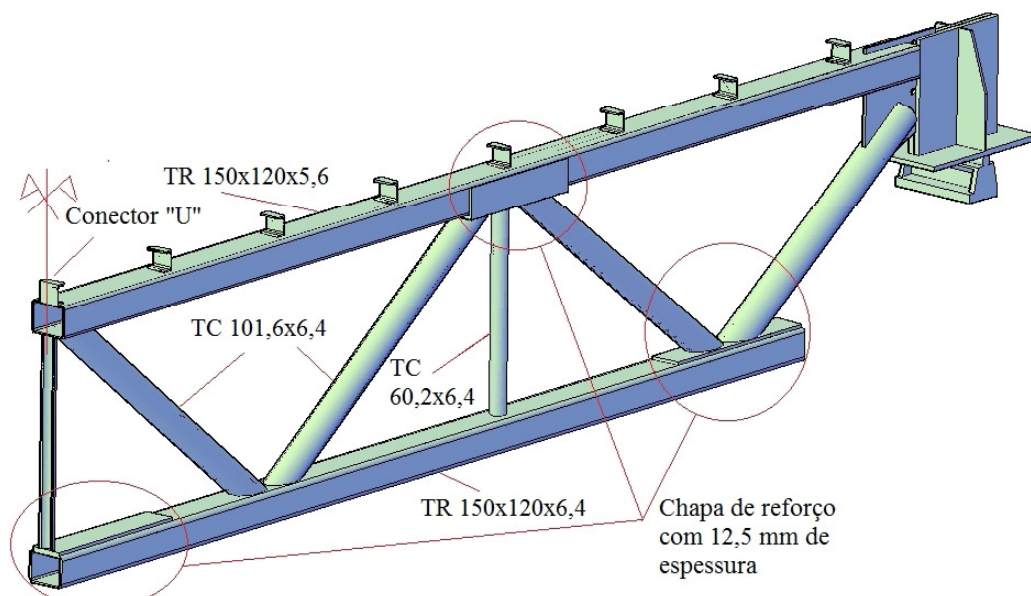


Figura 3.2 Vista em perspectiva dos elementos metálicos de metade da treliça

A estrutura foi projetada com os elementos em aço VMB 300 ( $f_y = 300\text{MPa}$ ), e chapas de reforço de 12,5 mm de espessura nos nós.

Para o experimento foi definida uma largura para a laje igual a 2000 mm, espessura de 100 mm e o concreto com resistência à compressão,  $f_{ck}$ , de 25 MPa. Os conectores de cisalhamento são em perfil U laminado com altura ( $h$ ) de 76,2 mm,

largura de mesa ( $b$ ) de 35,8 mm, comprimento ( $l_{fcs}$ ) igual a 80 mm, espessura da alma ( $t_{wcs}$ ) igual a 4,32 mm e espessura da mesa ( $t_{fcs}$ ) igual a 6,9 mm; em aço ASTM A36. Os conectores foram dispostos ao longo do banzo superior com espaçamento de 625 mm.

Os ensaios de caracterização do material da treliça de aço mostraram tensões de escoamento superiores às nominais conforme a Tabela 3.1. O aço do conector não foi caracterizado.

Tabela 3.1 Resultados dos testes com os materiais utilizados na treliça mista

Aço		
Elemento	Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência à ruptura (MPa)
Banzos	456	720
Diagonais	442	930
Montantes	442	930
Chapas de reforço	350	450
Concreto	Resistência à compressão (MPa)	
	25,4 MPa	

Como a determinação da capacidade resistente de projeto da ligação de cisalhamento dá-se em função do carregamento no banzo inferior, pode ocorrer uma mudança no modo de falha da estrutura se a resistência do banzo for alterada. Com a resistência do aço do banzo inferior obtida nos ensaios maior que o nominal, o modo de falha passou a não ser o escoamento do banzo inferior e sim a ruptura da ligação de cisalhamento.

A partir dos resultados dos ensaios de caracterização, foi feito o dimensionamento da treliça mista, seguindo-se as recomendações da NBR 8800:2008. A força de tração para o escoamento do banzo inferior ( $T_a = A_{bi} \cdot f_{yd}$ ) é igual 1501 kN, o que em regime plástico, tem-se uma altura de linha neutra plástica,  $a$ , na laje de concreto igual a 35,3 mm, inferior à espessura da laje que é de 100 mm; o que atende à norma (ver Figura 2.13). Ao se avaliar a capacidade resistente da ligação de cisalhamento,  $\Sigma Q_r$ , utilizando a Equação (8), tem-se 1171,0 kN; que é inferior a  $T_a$ , não obedecendo às prescrições de norma quanto ao regime de interação total.

Portanto, se em projeto fossem consideradas as propriedades dos materiais obtidas em ensaios, a estrutura deveria ser avaliada em regime de interação parcial, segundo a NBR 8800: 2008, cujo dimensionamento não é previsto na norma. A

capacidade resistente teórica da ligação de cisalhamento ( $\Sigma Q_r$ ) é inferior (em 22%) ao esforço de tração necessário para escoar o banzo inferior ( $A_{bi} \cdot f_y$ ).

A seguir tem-se a descrição resumida do ensaio, a apresentação dos resultados experimentais, e em seguida a análise e discussão dos resultados.

### 3.1.1 Programação do experimento

Na Figura 3.3 tem-se uma vista geral de montagem do ensaio. Foram utilizados três pórticos de reação para a aplicação do carregamento, com três atuadores hidráulicos com células de carga na extremidade. Os carregamentos foram aplicados na direção dos nós superiores da treliça, conforme esquema da Figura 3.1. O pórtico foi fixado na laje de reação e a treliça foi apoiada em blocos de concreto. A treliça e a laje foram contidas lateralmente com pórticos auxiliares como na Figura 3.4.

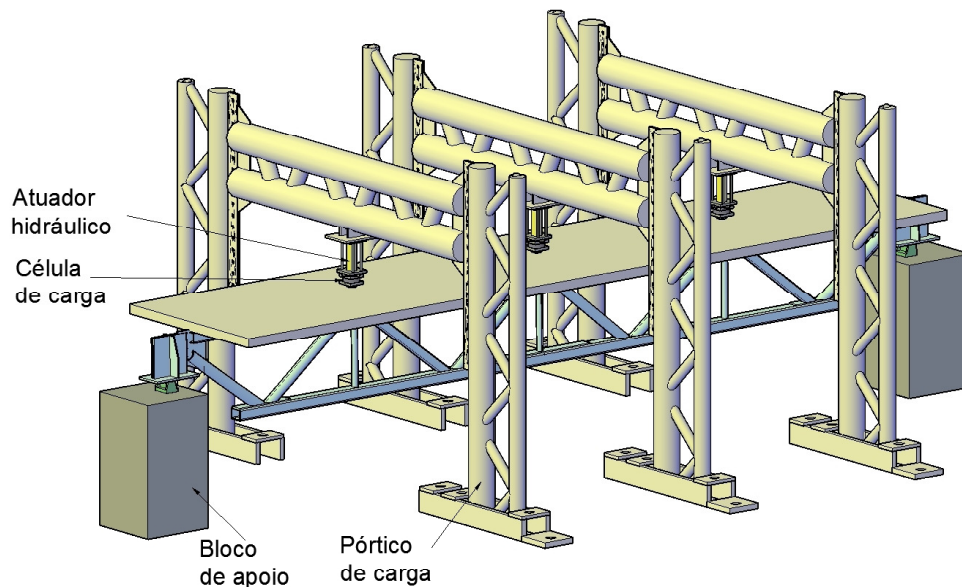


Figura 3.3 Vista geral da montagem dos ensaios.

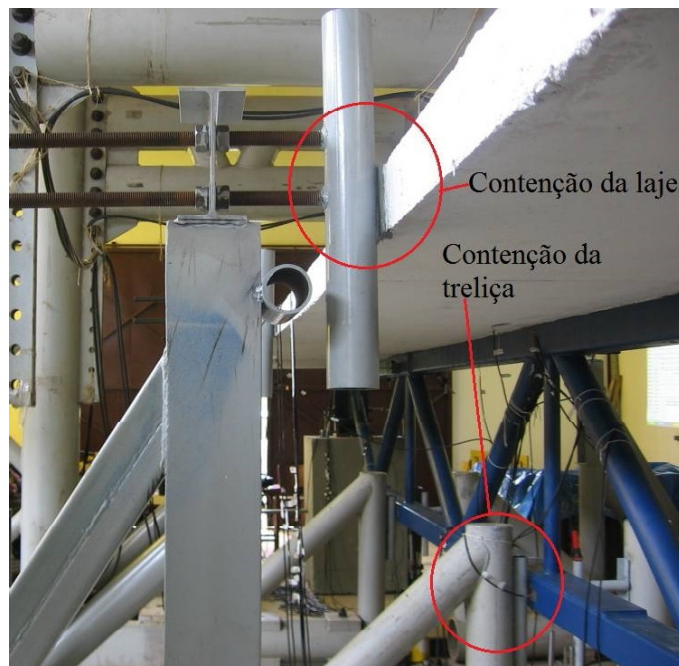


Figura 3.4 Contenções laterais utilizadas na laje e na treliça

A armadura utilizada na laje foi determinada seguindo-se as recomendações da NBR 8800: 2008. Foi armada uma malha quadrada com ferros espaçados de 100 mm, tendo diâmetro de 8,0 mm na direção longitudinal e de 6,3 mm na direção transversal. A armadura foi posicionada na altura da mesa superior do conector.

O posicionamento da instrumentação para a medição de deformações e deslocamentos foi definido com base em resultados de análises numéricas preliminares. Para a medição de deformações foram utilizados extensômetros de resistência elétrica. Foram utilizados 18 extensômetros unidirecionais para a medição de deformações lineares e 4 rosetas 45° (1 extensômetro vertical, 1 horizontal e outro a 45°) para o cálculo de deformações principais. Na Figura 3.5 e 3.6 tem-se o posicionamento destes extensômetros.



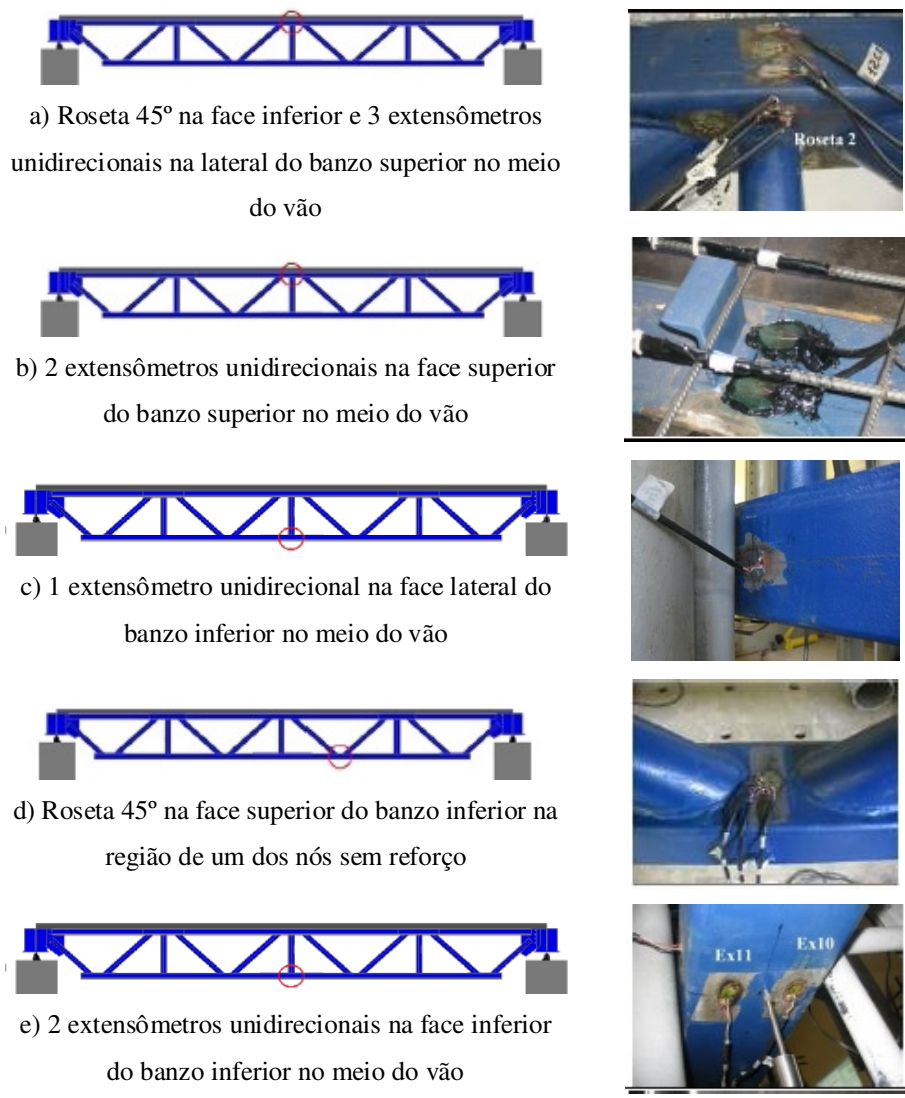


Figura 3.5 Posicionamento dos extensômetros nos banzos

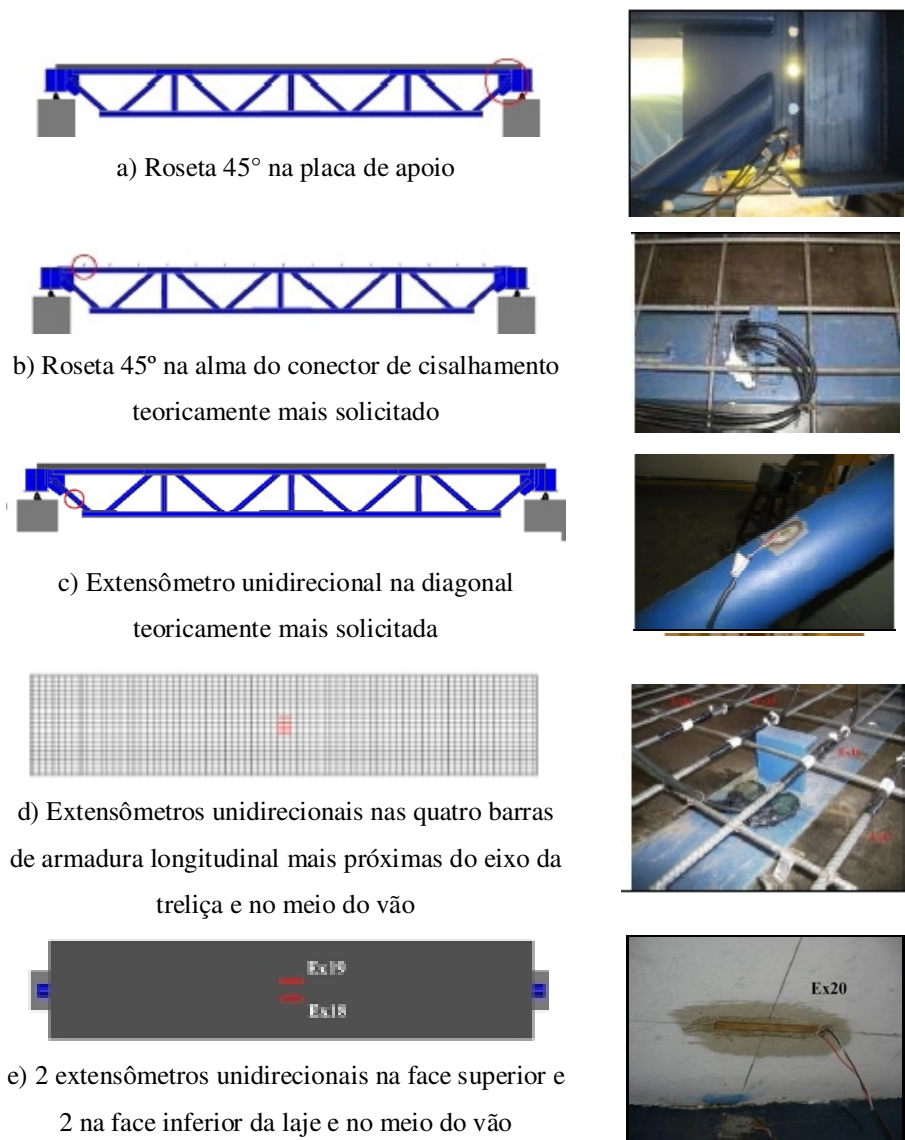
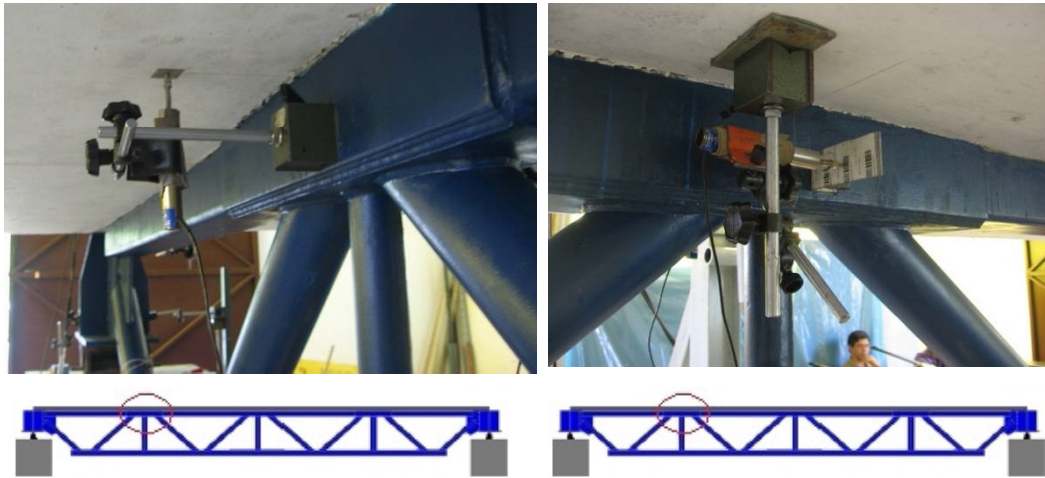


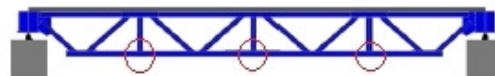
Figura 3.6 Posicionamento dos extensômetros nos demais elementos

Já para a medição de deslocamentos foram utilizados 5 transdutores de deslocamento e 7 deflectômetros analógicos. Na Figura 3.7 tem-se a posição dos 5 transdutores de deslocamento.



a) Transdutor de deslocamento para medir o deslocamento da laje em relação ao banzo em nó superior.

b) Transdutor de deslocamento para medir o deslizamento da laje em relação ao banzo em nó superior.



c) Transdutor de deslocamento para medir o deslocamento vertical do banzo inferior

Figura 3.7 Posicionamento dos transdutores de deslocamentodurante o ensaio.

Para medição do deslocamento relativo entre a laje e o banzo superior foram instalados 2 transdutores de deslocamento no nó superior intermediário entre o apoio e o meio do vão, região onde teoricamente ocorre uma maior transferência localizada de esforços de cisalhamento. Um destes transdutores de deslocamentofoi utilizado para

medir o deslocamento vertical (Figura 3.7a) e o outro para medir o deslizamento (Figura 3.7b). Para a medição da flecha da treliça mista, foram utilizados 3 transdutores de deslocamento posicionados abaixo da treliça em regiões que coincidem verticalmente com a posição dos montantes, como na Figura 3.7c.

Na Figura 3.8 tem-se a posição dos deflectômetros analógicos. Em cada apoio foram utilizados: um deflectômetro para medir o deslizamento entre a extremidade da laje e a treliça; um deflectômetro para medir o deslocamento vertical entre o aparelho de apoio e o bloco de concreto; um deflectômetro para medir o deslocamento vertical entre o aparelho de apoio da treliça e a laje de reação. Em um dos apoios também foi utilizado um deflectômetro para medir o deslocamento vertical entre a extremidade da laje e da treliça.

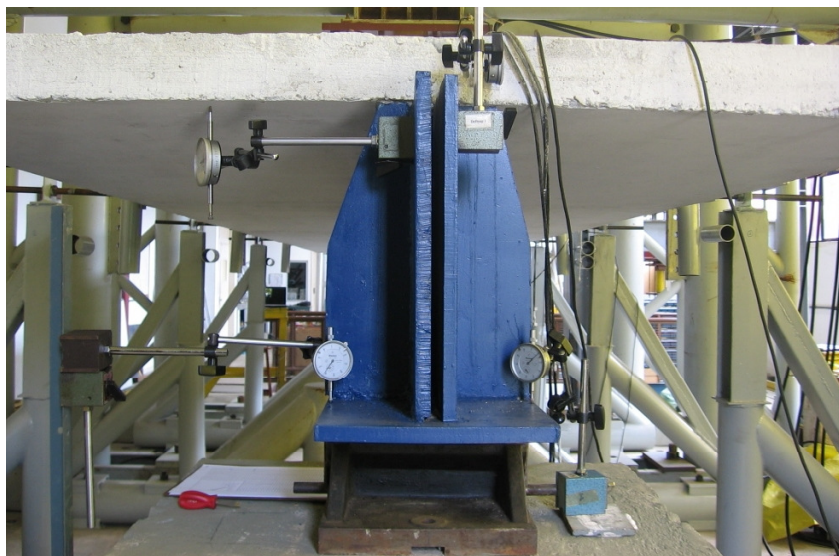


Figura 3.8 Posicionamento dos deflectômetros analógicos durante o ensaio

Foi utilizado um sistema automático de aquisição e monitoramento dos dados das células de carga, extensômetros e transdutores de deslocamento. O sistema é fabricado pela HBM, *Hottinger Baldwin Messtechnik (2003)*, controlados pelo programa CATMAN 4.5.

### 3.1.2 Apresentação e discussão dos resultados da treliça mista

Os resultados são apresentados graficamente em função da média dos carregamentos aplicados pelos três atuadores hidráulicos. Os gráficos apresentados foram obtidos a partir dos resultados de Pereira (2011) e configurados para facilitar as análises e discussões realizadas neste trabalho.

#### a) Análise dos deslocamentos da treliça mista

Para a avaliação do comportamento global da treliça em relação à curva carga *versus* deslocamento foram posicionados três transdutores de deslocamento, como já indicado na Figura 3.7c. Na Figura 3.9 têm-se os resultados obtidos a partir das leituras dos transdutores de deslocamento.

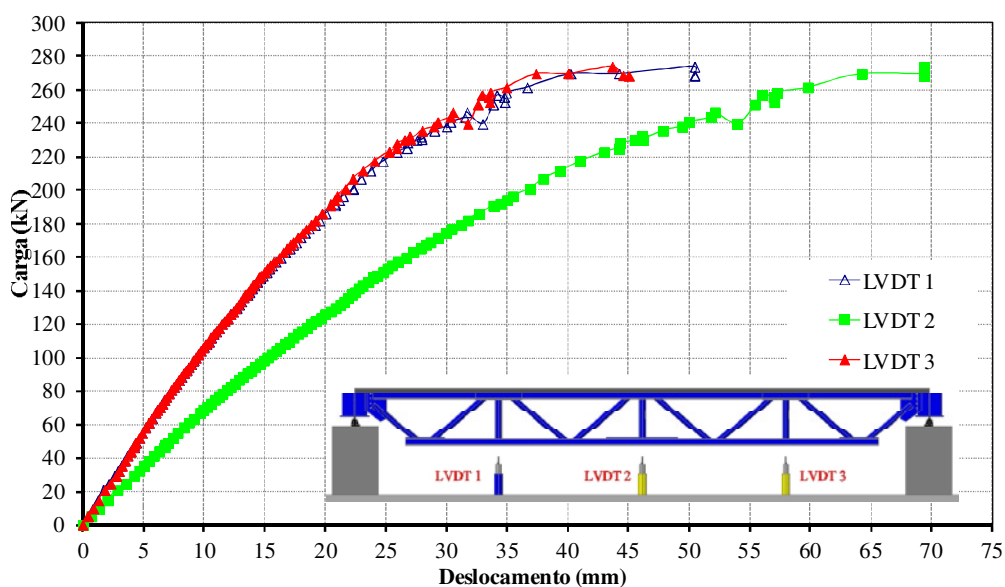


Figura 3.9 Gráficos de carga x deslocamento

Foi atingido um carregamento máximo de 268,4 kN, que é inferior ao carregamento limite teórico que é de 322,0 kN, que levaria o banzo ao escoamento por tração. Pôde-se perceber um comportamento não linear, demonstrando que houve a perda de interação entre a treliça e a laje. Foi observada uma fecho máxima de 70 mm no transdutor de deslocamento do meio do vão (transdutor de deslocamento 2) e, superior a 45 mm, nos transdutores de deslocamento laterais (transdutores de deslocamento 1 e 3). Observa-se que a estrutura apresentou um comportamento dúctil

ao longo de todo o ensaio, o que é importante para a segurança. Na Figura 3.10 tem-se uma imagem da treliça mista deformada com um linha em vermelho indicando a deformação no banzo superior.



Figura 3.10 Imagem com a treliça mista deformada durante os ensaios

#### **b) Deformações nos conectores de cisalhamento**

Na Figura 3.11 tem-se o carregamento médio na treliça em função das deformações medidas no conector de cisalhamento teoricamente mais solicitado e próximo ao apoio. Optou-se por ilustrar as três deformações (vertical, horizontal e a 45°) medidas pelos extensômetros da roseta posicionada na alma do conector. Mostra-se também a deformação de von Mises obtida a partir das deformações principais, tendo como objetivo avaliar em que nível de carregamento se inicia o escoamento do material. Os resultados indicaram elevadas deformações no conector para carregamentos bem abaixo dos máximos observados nos ensaios. Considerando um módulo de elasticidade de 205 GPa e valores nominais de resistência, percebe-se que o escoamento do aço do conector ( $\epsilon_v = 1220\mu s$ ) é atingido para a carga de 30 kN.

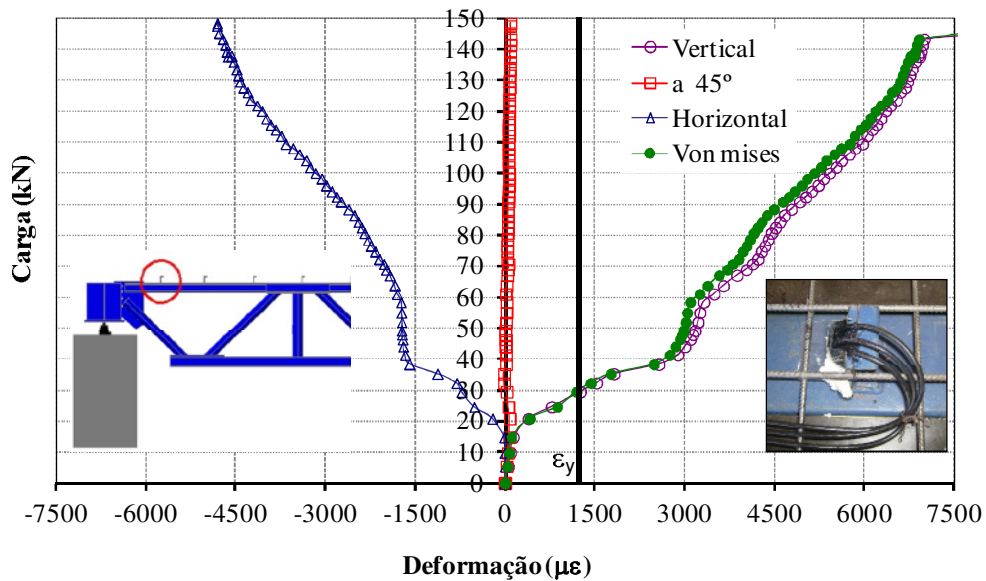


Figura 3.11 Gráfico carga x deformação do conector próximo do apoio

A resistência de cada conector de cisalhamento calculada utilizando a Equação (8) é de 167 kN. Considerando que este conector é responsável pela transmissão do carregamento na conexão, a capacidade resistente deveria ser atingida para uma carga de 38 kN aplicada em cada atuador hidráulico. Portanto, tem-se a indicação de que ocorreu outro mecanismo de ruptura no conector, o que pode ser também confirmado pela não observação de fissuras na laje de concreto. Os estudos numéricos, cujos resultados serão apresentados posteriormente, indicam que ocorreram grandes deformações na base do conector em função da espessura ( $t_0=5,6$  mm) da parede do banzo superior onde foi soldado o conector.

Pode-se também observar que para a carga de 40,0 kN ocorreram deformações plásticas na alma do conector mobilizando outros conectores. Este efeito localizado potencializou a perda de interação entre a treliça metálica e a laje. Na Figura 3.12 observa-se que ocorreu deslocamento relativo horizontal medido pelo transdutor de deslocamento sob a laje, que indicou deslizamento e a perda de interação entre os materiais. Houve pouco deslocamento vertical entre a laje e a treliça. Assim o deslocamento horizontal e as deformações medidas no conector indicam flexão na alma do conector e a formação de um mecanismo plástico na base do mesmo.

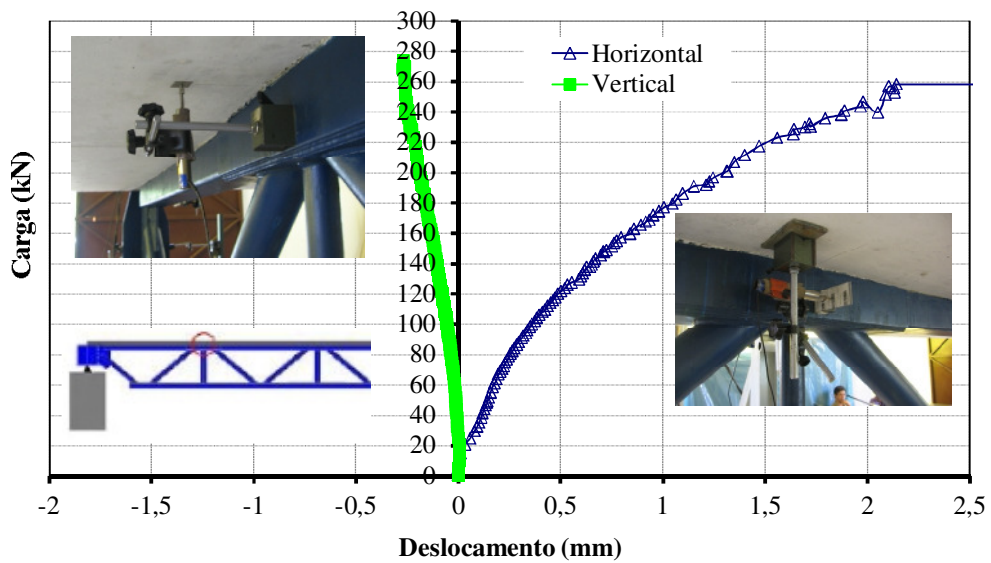


Figura 3.12 Gráfico carga x deslocamento entre o banzo superior e a laje de concreto

O deslocamento horizontal (deslizamento) máximo foi de 2,14 mm para uma carga de 258,3 kN. O transdutor de deslocamento que monitorou o deslocamento vertical forneceu valores muito pequenos de deslocamento, atingindo um valor máximo de 0,27 mm.

Na Figura 3.13 mostram-se os deslocamentos verticais medidos pelos deflectômetros analógicos instalados para controle dos apoios. Estes medidores apresentaram valores desprezíveis, revelando comportamento satisfatório da estrutura e dos aparelhos de apoio.

Ainda na Figura 3.13 mostram-se também os deslizamentos entre a laje e a treliça medidos com os deflectômetros analógicos DEF1 e DEF4 que chegaram a 3,75 mm.



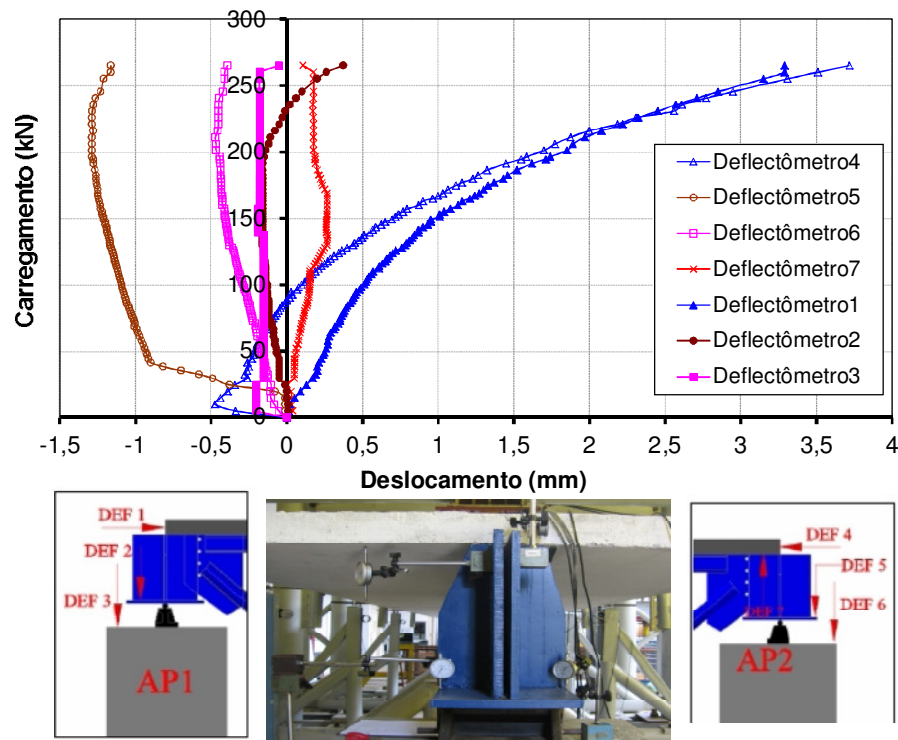


Figura 3.13 Gráfico carga x deslocamento na região dos apoios

### c) Análise do banzo inferior

Na Figura 3.14 têm-se as deformações medidas na região central do banzo inferior. A instrumentação permitiu monitorar as deformações em mais de uma região na seção do banzo e avaliar a plastificação. A face superior do banzo não foi monitorada em função da chapa de reforço (Figura 3.2). O extensômetro posicionado na face lateral do banzo indicou uma deformação específica máxima de  $2032,32 \mu\epsilon$ , que é inferior à deformação específica de escoamento (linha vertical na Figura 3.14). Os dois extensômetros posicionados na face inferior, apresentaram deformações específicas máximas entre  $3085,92 \mu\epsilon$  e  $3146,40 \mu\epsilon$ , caracterizando a plastificação desta região para o carregamento de 240 kN. Observa-se a não linearidade das deformações no banzo em relação ao carregamento, mesmo com deformações elásticas. Assim tem-se a possibilidade de outros mecanismos terem influenciado o comportamento da treliça em ensaio e não só o efeito global de flexão.

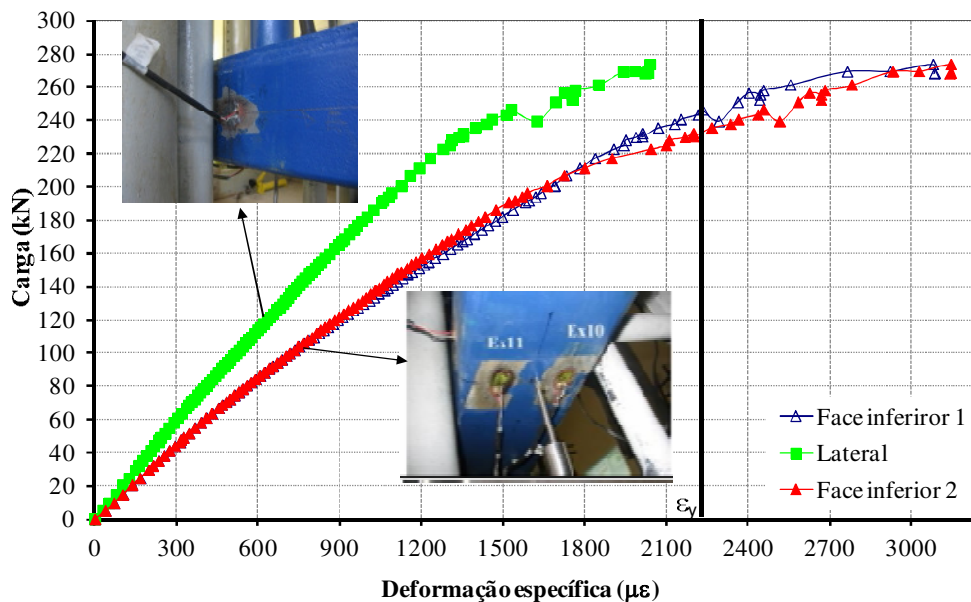


Figura 3.14 Gráfico carga x deformação da região central ao longo do banzo inferior

Para uma investigação teórica do banzo inferior, optou-se por considerar os valores dos carregamentos máximos aplicados em cada atuador hidráulico e dos esforços correspondentes sobre o banzo inferior para seis casos diferentes e que estão listados a seguir:

**Caso 1:** Com a treliça mista no regime plástico, conforme recomendado pela NBR 8800: 2008 e descrito no item 2.3.1 com o banzo inferior totalmente plastificado;

**Caso 2:** Com a treliça mista no regime plástico, considerando a força no banzo inferior igual à resistência total da ligação de cisalhamento;

**Caso 3:** Avaliando os valores com a treliça mista no regime plástico, considerando o carregamento máximo atingido no ensaio;

**Caso 4:** Com a treliça mista no regime elástico, conforme item 2.3.3, considerando o início de escoamento da fibra inferior do banzo inferior;

**Caso 5:** Com a treliça metálica no regime elástico, conforme item 2.3.3, considerando o início de escoamento do banzo superior;

**Caso 6:** Com a treliça mista no regime elástico, conforme item 2.3.3, considerando a carga máxima resistida pela ligação de cisalhamento;

**Caso 7:** Com a treliça mista no regime elástico, conforme item 2.3.3, considerando o carregamento máximo atingido no ensaio.

O regime elástico ou plástico refere-se ao nível de deformação do banzo inferior, respectivamente, inferior ou superior à deformação de escoamento. Em todos os casos analisados com a estrutura mista foi considerada interação total. Os resultados estão resumidos no gráfico da Figura 3.15.

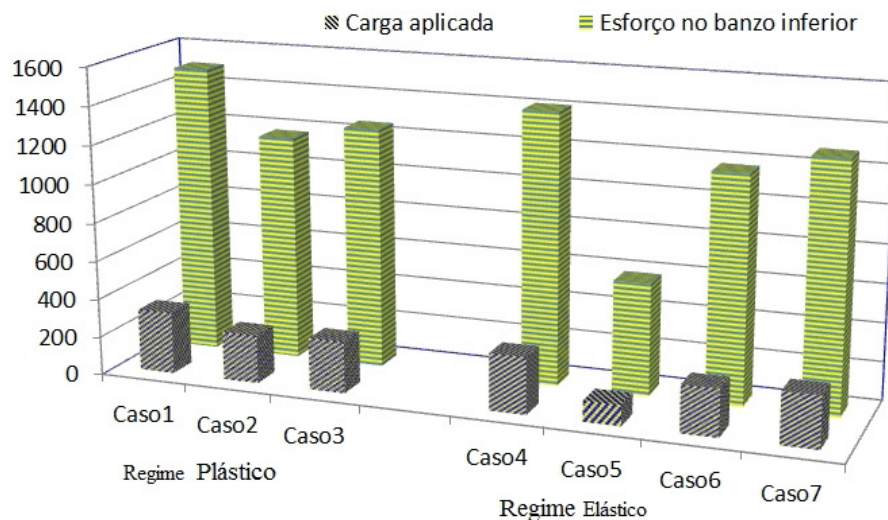


Figura 3.15 Gráficos com valores de cargas e esforços (em kN) para sete casos diferentes

Os resultados indicam que o carregamento máximo de ensaio (268,4 kN - Caso 3) é pouco superior ao carregamento teórico limite da ligação de cisalhamento (252 kN - Caso 2). O carregamento máximo é ainda inferior àquele no qual teoricamente teria início o escoamento da fibra inferior do banzo inferior (302 kN - Caso 4), confirmando a perda de interação entre a laje e a treliça. Portanto, conclui-se que houve falha na ligação de cisalhamento, o que influenciou os resultados.

Como já indicado na Figura 3.6d, foi instalada uma roseta na face superior do banzo e entre as diagonais da ligação K não reforçada, conforme Figura 3.16, que apresenta as deformações medidas e a deformação de von Mises.

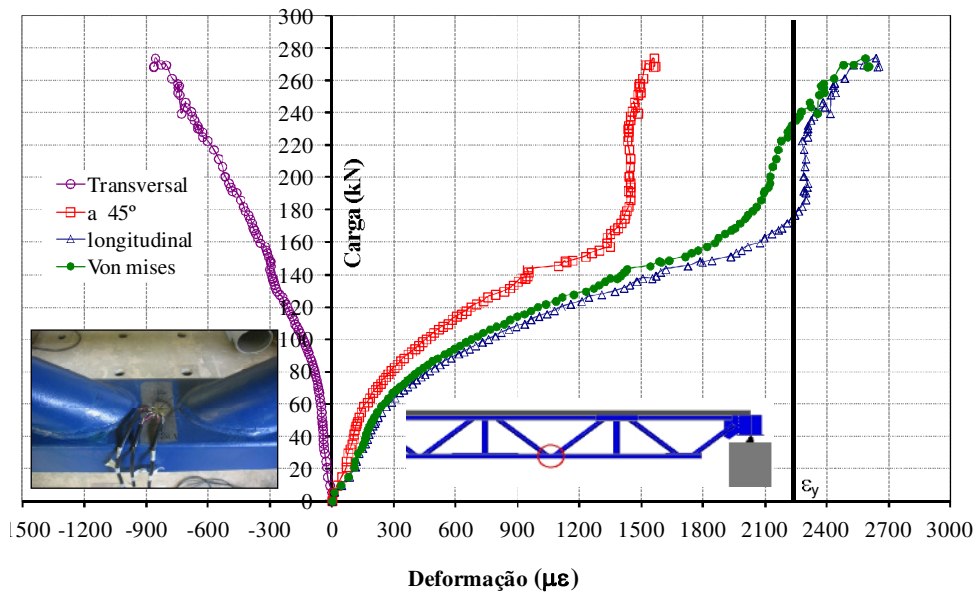


Figura 3.16 Gráfico Carga x Deformação na região de um nó ao longo do banzo inferior

Observa-se que o material atingiu a deformação de escoamento ( $\epsilon_y$ ) para a carga de 235,0 kN. As deformações plásticas são observadas em níveis mais altos de carregamento quando, provavelmente, já havia ocorrido a perda de boa parte da interação entre a laje e a treliça, indicada pelas deformações nos conectores de cisalhamento (abordado no item anterior). Observa-se também um aumento da capacidade resistente ao atingir a deformação de escoamento, o que caracteriza uma redistribuição dos esforços entre as barras da treliça.

#### d) Análise do banzo superior

Na face inferior do banzo na região logo acima do montante foi instalada uma roseta 45° (Figura 3.17) que não registrou início de plastificação. A face lateral e a face superior foram instrumentadas com 8 extensômetros lineares (Figura 3.18a). Os extensômetros Ex3, Ex4 e Ex5 foram colados em uma das faces das laterais do banzo em alturas diferentes; e na face, oposta os extensômetros Ex6, Ex7 e Ex8. Os extensômetros Ex12 e Ex13 foram posicionados na face superior do banzo. A Figura 3.18b mostra os resultados de carga *versus* deformação e a Figura 3.18c mostra os resultados na fase inicial de carregamento.

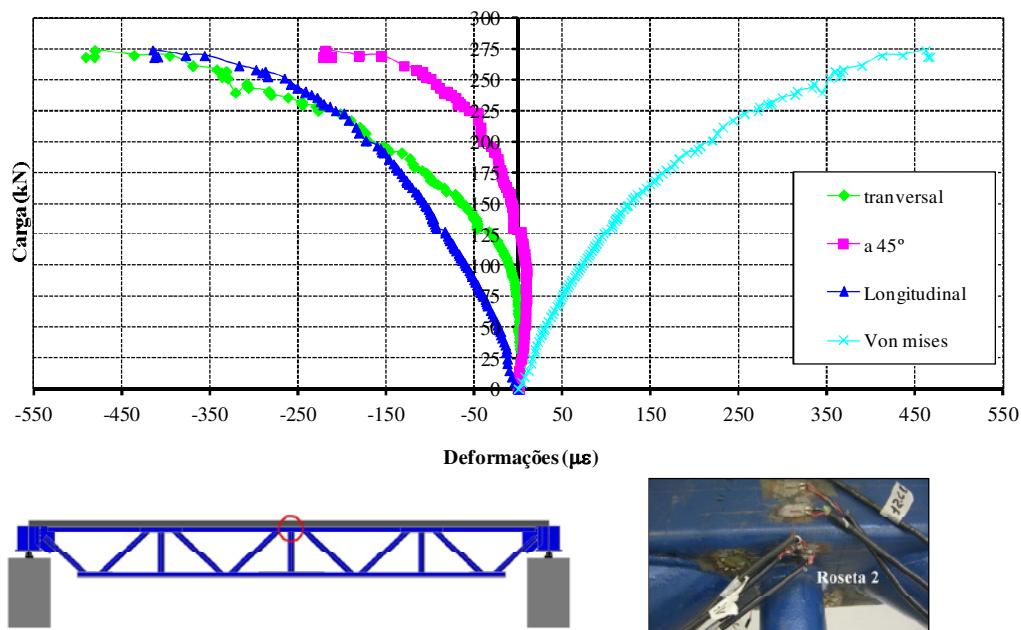
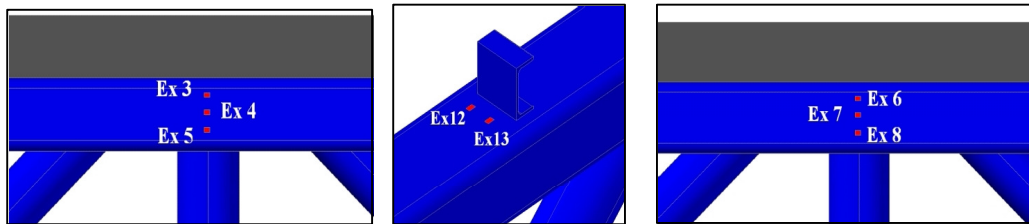
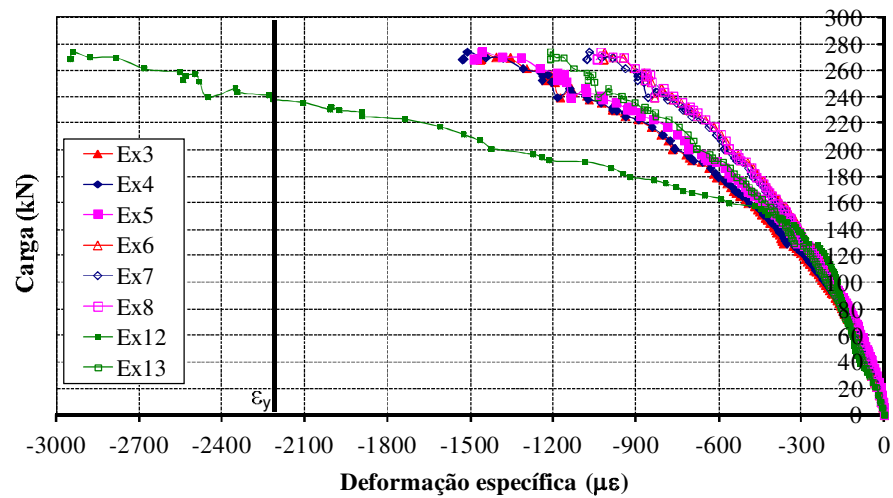


Figura 3.17 Deformações na face inferior banzo superior

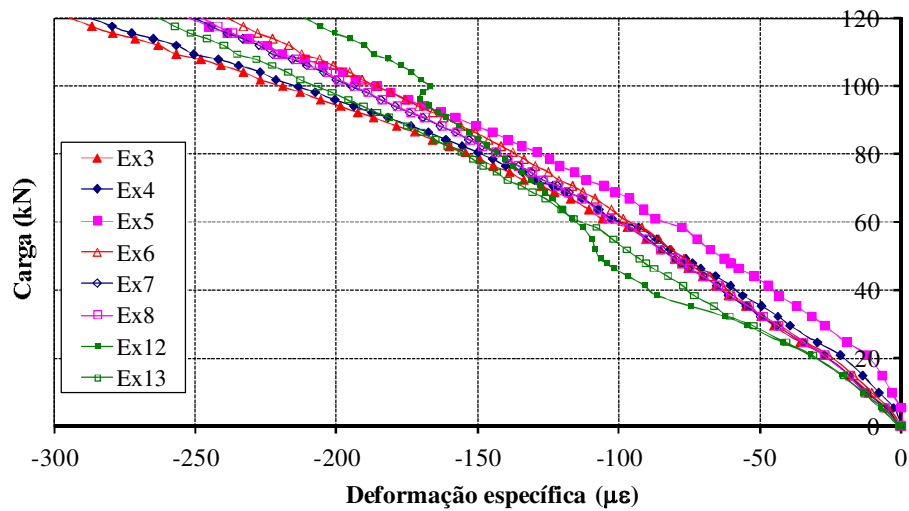
Em relação aos extensômetros posicionados na lateral observa-se um mesmo nível de deformação ao longo da altura da seção. As deformações deveriam indicar resultados equivalentes para os extensômetros posicionados nas faces opostas do banzo e uma variação linear destes ao longo da altura; o que não foi observado. Uma possível explicação para os resultados é que a região instrumentada é influenciada pela ligação das duas diagonais comprimidas e um montante na face inferior, e ainda pelo conector de cisalhamento na face superior. Além disso, deve-se considerar que há uma carga concentrada aplicada diretamente na região. Observa-se que a imperfeição geométrica pode influenciar nos resultados. Para os carregamentos iniciais, os resultados estão próximos entre si, exceto para o extensômetro Ex5, ocorrendo divergência de uma face lateral em relação à outra, a partir do carregamento de 70 kN. Em nenhuma destas regiões foram medidas deformações superiores à de escoamento. Na face superior do banzo os extensômetros Ex12 e Ex13 apresentam resultados próximos até o carregamento de 30 kN, que corresponde à carga de início de plastificação do primeiro conector (ver Figura 3.11).



a) Posição dos extensômetros



b) Gráfico de carga x deformação para os carregamentos totais



c) Gráfico de carga x deformação para os carregamentos iniciais

Figura 3.18 Deformações medidas no banzo superior

A partir do carregamento de 30 kN o extensômetro Ex12 passa a apresentar resultados divergentes em relação aos demais, registrando deformações superiores à de escoamento. A diferença entre as medições do Ex12 e Ex13 pode ser justificada por uma pequena rotação da laje durante os ensaios.

### e) Análise da laje

Na Figura 3.19 apresentam-se os resultados obtidos com os extensômetros colados no meio do vão da laje de concreto. Na face superior foram observadas deformações máximas de 800  $\mu\epsilon$ , bem inferior a 2000  $\mu\epsilon$  que é a deformação característica de início de esmagamento do concreto. Na face inferior foram medidos valores insignificantes de deformação (próximo a zero) no extensômetro Ex21, o que indica falha de funcionamento do instrumento. O outro extensômetro, Ex20, apresentou uma deformação máxima igual a 200  $\mu\epsilon$ .

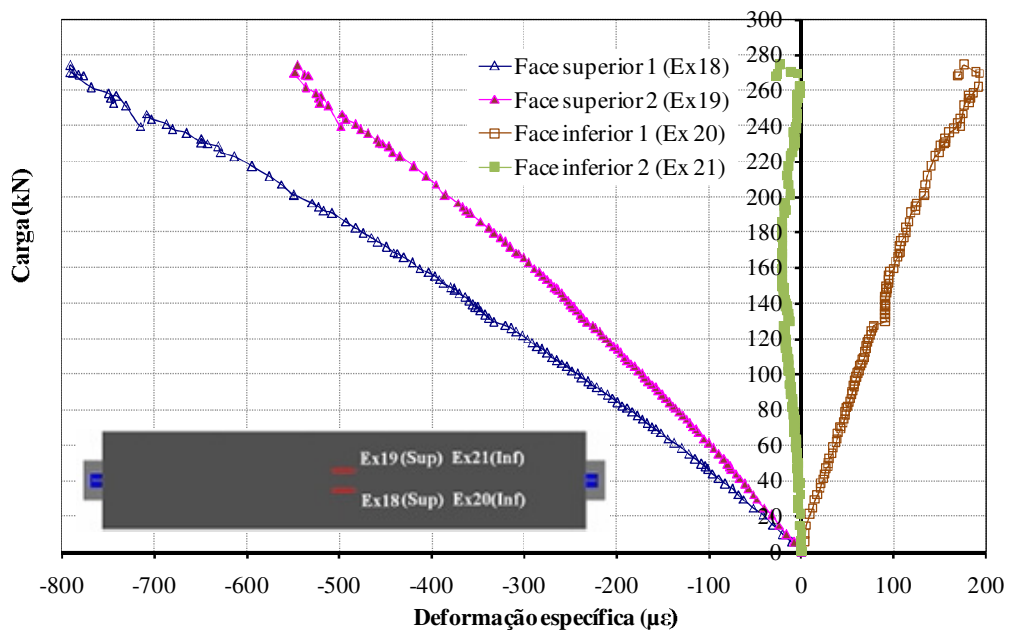


Figura 3.19 Deformações nas faces superior e inferior da laje

Na Figura 3.20 têm-se os resultados obtidos com os extensômetros colados nas armaduras posicionadas no meio do vão. As armaduras mais próximas ao eixo longitudinal e acima do banzo superior, apresentaram deformações superiores em

relação às demais, caracterizando o efeito “Shear Lag” (Figura 2.3). As deformações medidas nas armaduras centrais chegaram a ser superiores às deformações máximas medidas na face superior da laje. Mais uma vez, observa-se a divergência de resultados dos instrumentos posicionados de forma simétrica, tanto na laje quanto nas armaduras.

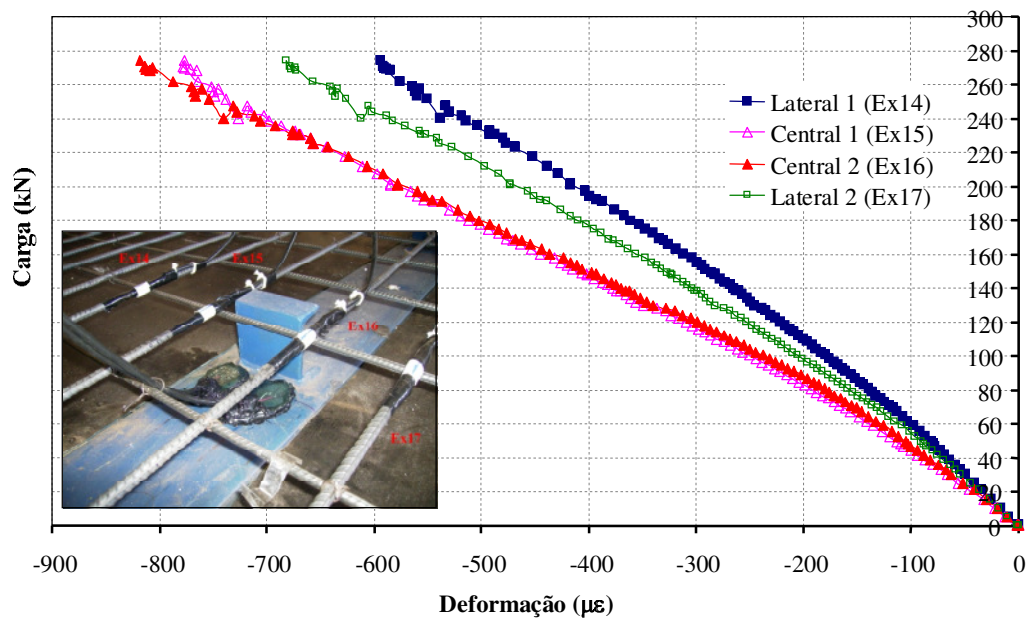


Figura 3.20 Deformações nas armaduras próximo ao eixo longitudinal e no meio do vão

Na Figura 3.21 têm-se as deformações ao longo da altura da laje, considerando as deformações médias ao longo desta altura obtidas a partir de medições dos extensômetros na face superior e inferior da laje e nas armaduras laterais. Para facilitar a visualização dos resultados foram escolhidos sete níveis de carregamento. Observa-se que a linha neutra na laje manteve-se fixa desde o início dos ensaios, mostrando o comportamento elástico da mesma.



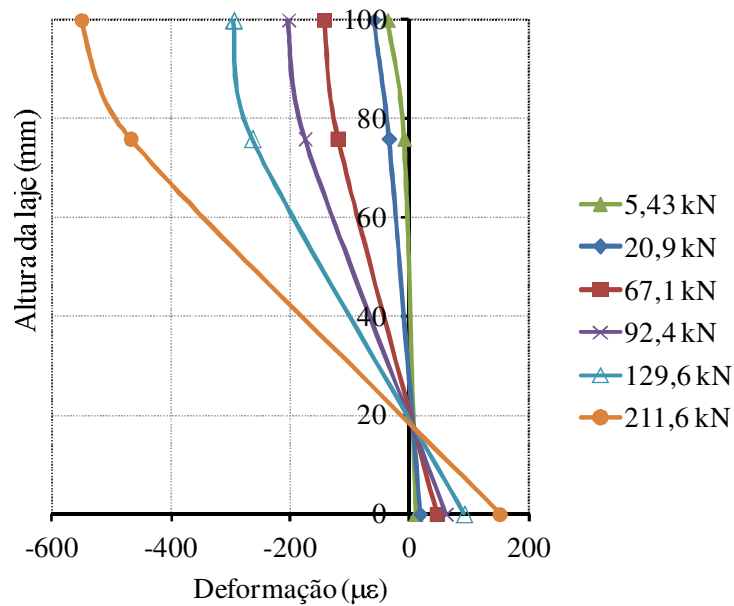


Figura 3.21 Deformações medidas ao longo da altura da laje

#### f) Análise da diagonal mais tracionada e da placa de ligação

As diagonais ligadas aos apoios foram instrumentadas com extensômetros lineares posicionados conforme Figura 3.6c. Os resultados são apresentados na Figura 3.22.

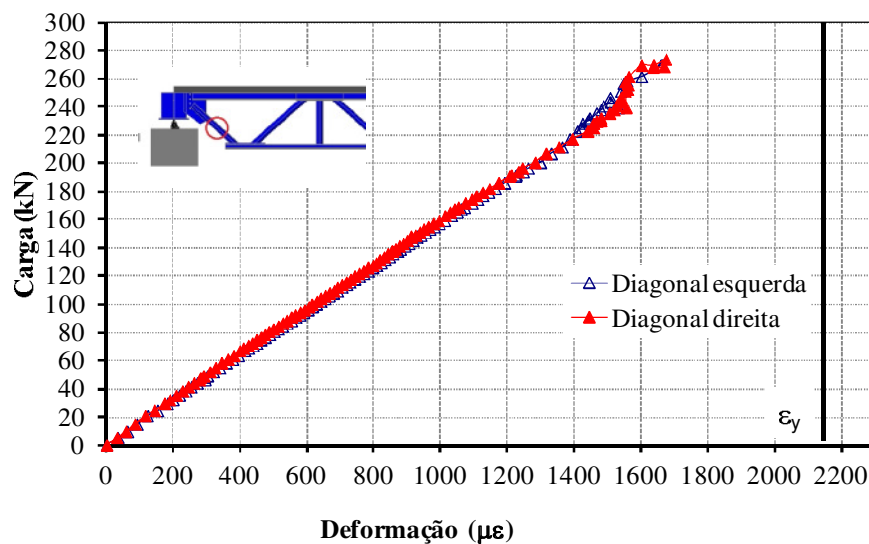


Figura 3.22 Gráfico carga x deformação específica das diagonais

Uma das diagonais apresentou valor máximo de deformação de 1662  $\mu\epsilon$ , e a outra indicou deformação específica máxima de 1638  $\mu\epsilon$ , caracterizando a não ocorrência de deformações plásticas. No entanto, os resultados teóricos e numéricos indicam que para ocorrer a plastificação total do banzo inferior, estas diagonais poderiam ficar submetidas a esforços críticos, principalmente na região das ligações. Como a instrumentação está na distância média entre as extremidades da diagonal, não se pode garantir que não houve plastificações nas extremidades.

A placa de apoio foi instrumentada com extensômetros tipo roseta 45°, como mostra a Figura 3.23. Esta é uma região crítica por ser a responsável pela transferência dos esforços do banzo superior e diagonal para os apoios. Os resultados mostram que houve deformações superiores à deformação limite de escoamento, 1707  $\mu\epsilon$ .

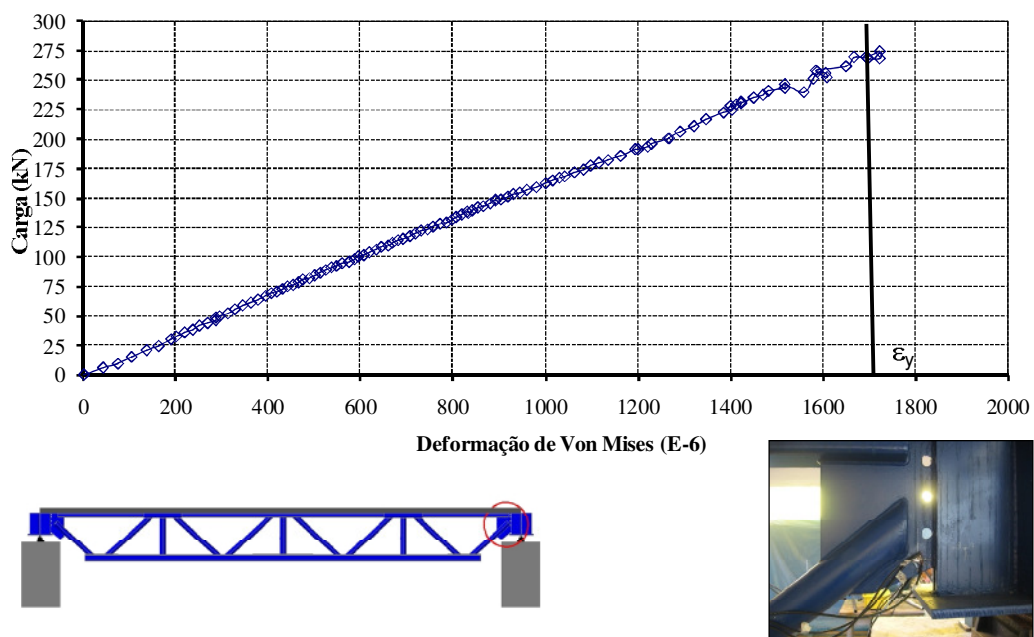


Figura 3.23 Gráfico Carga x Deformação para a placa de ligação

### 3.2 ANÁLISE NUMÉRICA

Para a análise numérica das estruturas avaliadas neste trabalho, são propostos modelos em elementos finitos utilizando o programa computacional ANSYS (2007). Os resultados são comparados com resultados experimentais e com análises teóricas.

Diversas análises paramétricas foram realizadas com o objetivo de avaliar o comportamento global de treliças mistas em perfis tubulares, as ligações e a ligação de cisalhamento.

### 3.2.1 Modelos numéricos

Para a avaliação de treliças mistas são utilizados dois diferentes modelos numéricos. O primeiro modelo, chamado aqui de Modelo 1, é definido com elementos finitos de barras. No segundo modelo, Modelo 2, que é mais completo, são utilizados elementos sólidos e elementos de casca. No Modelo 1 é utilizado um pórtico plano, tendo os elementos finitos posicionados no eixo que passa pelo centroide da seção transversal dos elementos estruturais (Figura 3.24). Nesta modelagem são seguidas as recomendações de Merril (1992) e de Chien & Ritchie (1984).

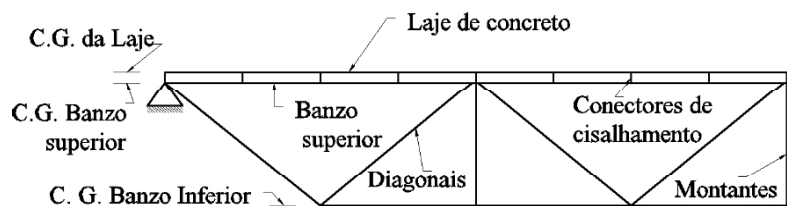


Figura 3.24 Modelo 1 em elementos de barra para a Treliça mista avaliada por Pereira (2011).

No Modelo 1 é utilizado o elemento finito de barra beam 23 (Figura 3.25) do ANSYS. O elemento tem dois nós, três graus de liberdade por nó (translações nas direções “x” e “y” e rotação na direção “z”) e a capacidade de simular a plastificação do material.

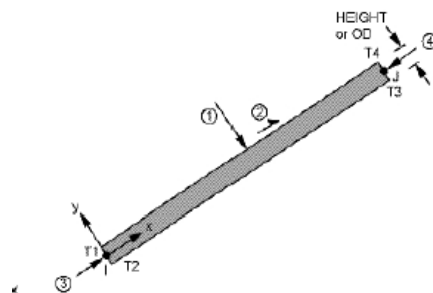


Figura 3.25 Geometria do Elemento Beam 23 (ANSYS, 2007)

Esta modelagem é mais simples do que a segunda, tem convergência mais rápida e pode apresentar bons resultados na avaliação global da estrutura à flexão. No entanto, não possibilita avaliar as ligações tubulares por não representar os possíveis modos de falha apresentados no item 2.4.

A modelagem da ligação de cisalhamento é mais complexa no Modelo 1, exigindo modificações nas suas características para obter resultados condizentes. Uma modificação é o aumento da rigidez dos elementos finitos utilizados, como recomendado por Chien & Ritchie (1984). Uma alternativa para a simulação da ligação de cisalhamento é discretizá-la com o maior número possível de elementos; como por exemplo, utilizando conectores com pequeno espaçamento ou conectores de cisalhamento contínuos, como o utilizado por Machacek & Cudejko (2009).

No segundo modelo, Modelo 2, tem-se uma análise tridimensional da estrutura. São utilizados diferentes elementos finitos para cada componente estrutural da treliça mista, que consideram o tipo de material e o seu comportamento. Para propiciar rapidez nas análises foram utilizadas as condições de simetria longitudinal. Na modelagem da laje utilizou-se o elemento finito tridimensional de concreto armado, SOLID 65 (Figura 3.26). Este elemento é definido por oito nós, com três graus de liberdade por nó (translações nas direções “x”, “y” e “z”) e tem a capacidade de representar a não linearidade do concreto, pois considera aspectos como a deformação plástica, fissuração sob tração (nas três direções ortogonais) e o esmagamento sob compressão.

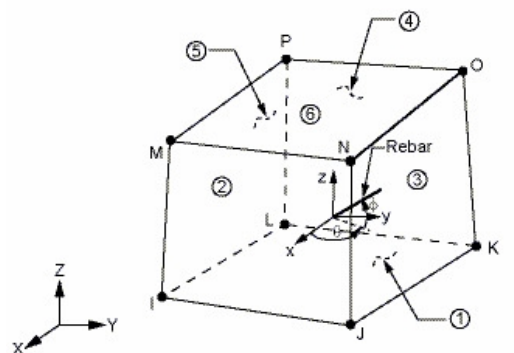


Figura 3.26 Geometria do Elemento SOLID 65 (ANSYS, 2007)

A armadura do concreto pode ser considerada difusa no elemento SOLID 65. No entanto, optou-se por utilizar elementos independentes para esta armadura, que foi discretizada utilizando o elemento finito LINK 8. Este elemento tem dois nós, três graus de liberdade por nó (translações nas direções “x”, “y” e “z”) (Figura 3.27a), e tem capacidade de simular o comportamento não linear do material. A posição de alguns nós dos elementos de concreto coincide com o alinhamento por onde passa a armadura. Desta forma, a armadura pode ser modelada ligando estes nós, como ilustra a Figura 3.27b, criando uma condição de aderência entre a armadura e o concreto.

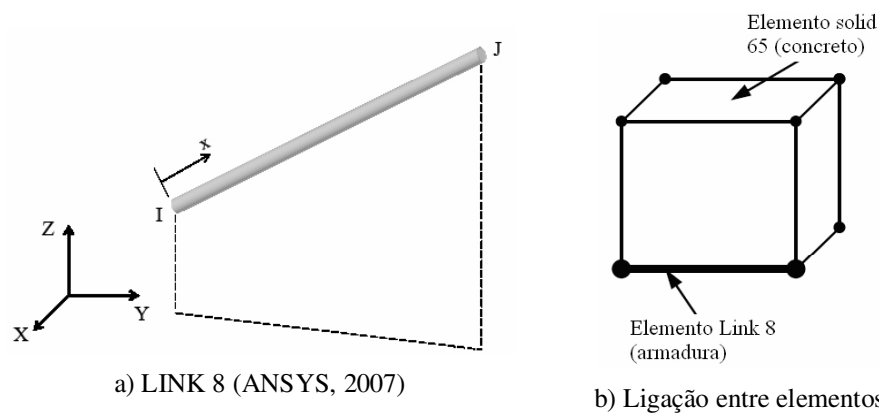
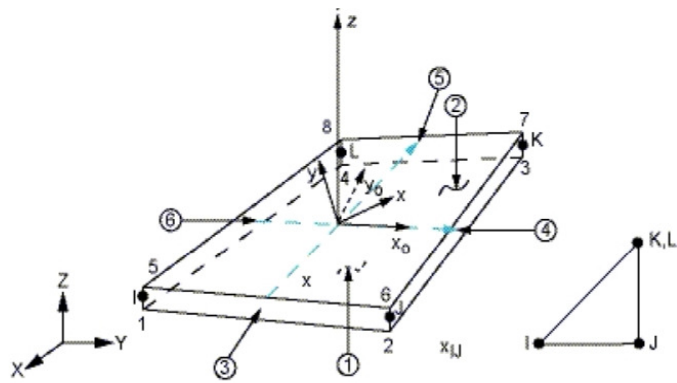
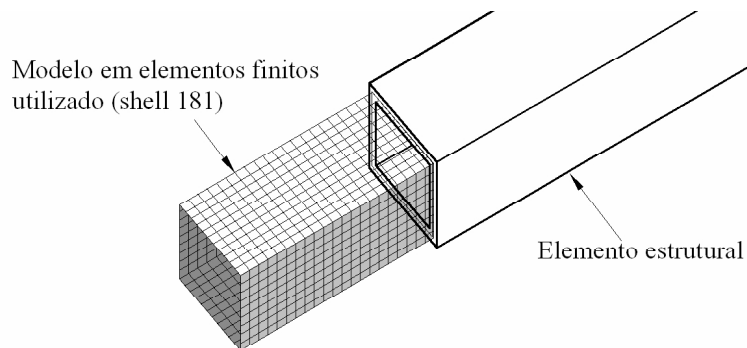


Figura 3.27 Detalhe do elemento LINK 8 e da sua conexão com os elementos da laje

Os elementos metálicos da treliça (banzos, diagonais e montantes) e os conectores de cisalhamento são modelados utilizando o elemento de casca, SHELL 181 (Figura 3.28a). O elemento apresenta quatro nós e seis graus de liberdade por nó (translações e rotações nas direções “x”, “y” e “z”), sendo capaz de simular o comportamento não linear do material e os efeitos de esforços localizados em ligações tubulares. Este mesmo elemento vem sendo utilizado em outros estudos envolvendo ligações de perfis tubulares (Mendanha, 2006; Nunes, 2012), apresentando bons resultados.



a) Geometria do Elemento (ANSYS, 2007)



b) Exemplo da discretização de um elemento estrutural

Figura 3.28 Elemento finito SHELL 181 e um exemplo da discretização utilizada.

Para a ligação da laje com os conectores de cisalhamento, tem-se a coincidência de posição de nós das duas malhas e o acoplamento destes nós, forçando a ligação rígida entre os dois elementos estruturais, como mostra a Figura 3.29. Foi utilizada na modelagem do conector uma malha dupla com espessura igual à metade da espessura real, o que dá o aspecto tridimensional para o modelo.

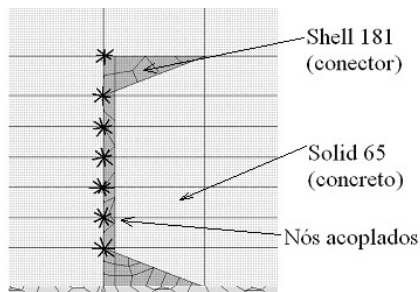


Figura 3.29 Acoplamento entre nós de elementos finitos da laje e do conector de cisalhamento

Durante as análises, notou-se um modo de falha localizado na ligação entre o conector de cisalhamento e banzo superior (Figura 3.30).

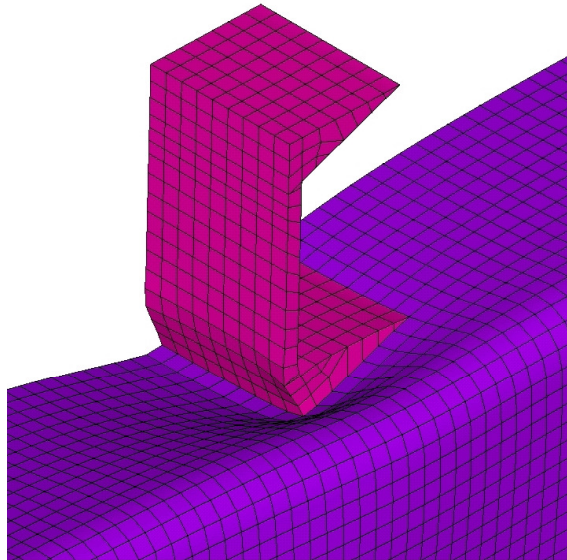


Figura 3.30 Modo local de falha na região de ligação do conector com o banzo superior.

Para melhorar o modelo e garantir a continuidade dos materiais, foram inseridos elementos de contato entre a laje e o banzo superior, utilizando o elemento CONTACT 178 (Figura 3.31). O elemento é capaz de resistir a carregamentos de compressão no sentido normal de contato e de atrito de Coulomb na direção tangencial, podendo-se utilizar uma combinação destes ou apenas um deles. O elemento não resiste a esforços de tração (separação de nós), tem dois nós e três graus de liberdade em cada nó (translações nas direções “x”, “y” e “z”).

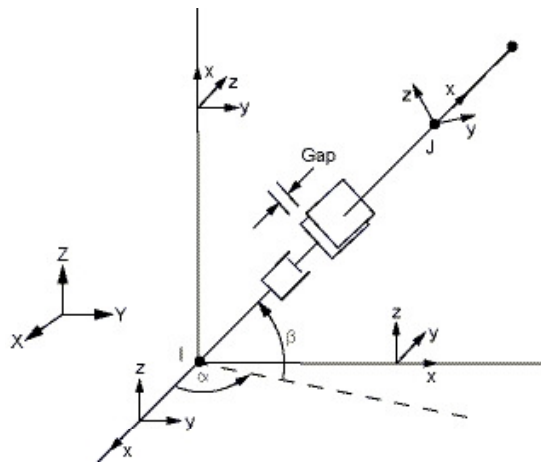


Figura 3.31 Geometria do Elemento CONTACT 178 (ANSYS, 2007)

Na Figura 3.32 tem-se uma imagem geral da discretização do modelo utilizado para a treliça mista. Para facilitar a visualização de todos os elementos, deixou-se na imagem a laje de concreto translúcida. Foram utilizados 9415 elementos sólidos, 2470 elementos de barra na armadura, 291623 elementos de casca e 584 elementos de contato.

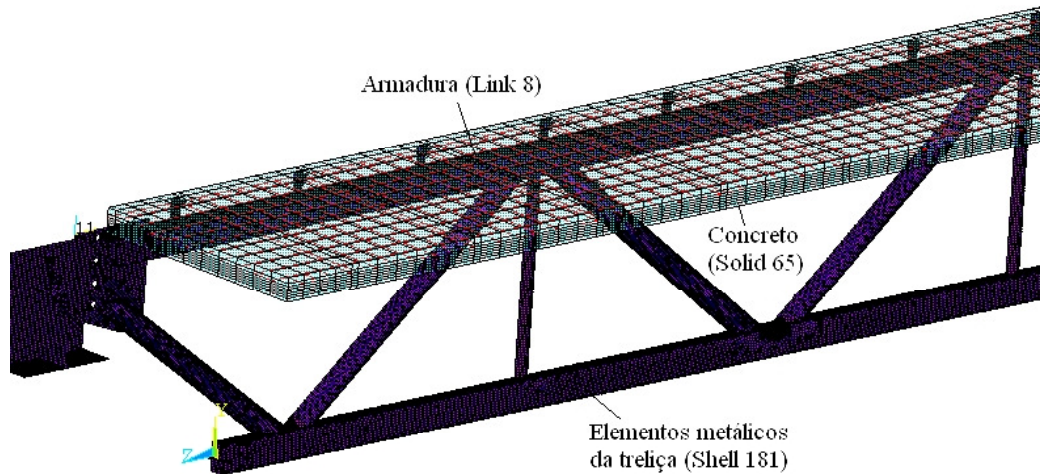


Figura 3.32 Vista geral do Modelo 2 com a discretização em elementos finitos.

Na Figura 3.33 têm-se detalhes do modelo em algumas regiões. As cores diferentes referem-se aos diferentes tipos de materiais. As características destes materiais serão detalhadas posteriormente (item 4.1.2). Na Figura 3.33a tem-se um nó superior com a disposição das armaduras da laje. Os elementos finitos de casca foram



definidos com uma dimensão igual a  $5,0 \text{ mm}^2$ . Este nível de refinamento foi adequado para se chegar a resultados condizentes com aqueles do experimento.

As arestas curvas dos perfis tubulares retangulares e as soldas foram modeladas seguindo técnicas desenvolvidas em pesquisas anteriores (Mendanha, 2006; Nunes, 2012). Foi considerado um comprimento da perna da solda com valor aproximado de uma vez e meia a espessura do perfil da diagonal, e arestas curvas com raio igual duas vezes e meia a espessura do perfil do banzo (Figura 3.33c). O reforço foi modelado com o aumento do valor espessura da malha utilizada no local, sendo este valor igual à soma do valor da espessura da parede do perfil com o valor da espessura do reforço.

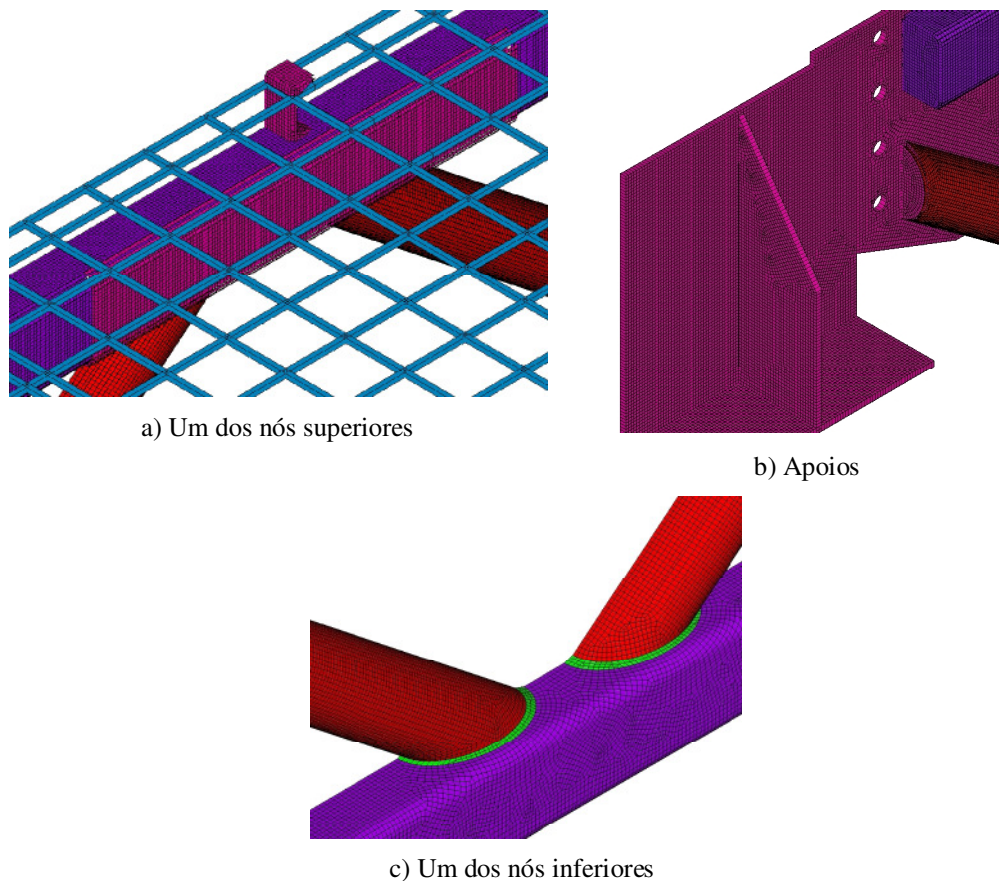


Figura 3.33 Detalhes da modelagem em regiões específicas da treliça

O carregamento foi aplicado por meio de incrementos de carga, denominados de “passos de carga”. A resolução do sistema de equações não-lineares foi realizada pelo

método de Newton-Raphson, o qual utiliza um processo incremental-iterativo de carregamento. A convergência, em termos de equilíbrio de forças e/ou deslocamento, é verificada em cada incremento de carga. Foi utilizada uma análise com grandes deslocamentos.

### 3.2.2 Características dos materiais dos modelos

Para as propriedades mecânicas dos materiais metálicos utilizados nos modelos, utilizam-se curvas de tensão x deformação não lineares baseadas nos resultados dos ensaios de caracterização. Banzos, diagonais, montantes e o conector de cisalhamento são modelados considerando comportamento elasto-plástico multilinear com encruamento isotrópico. Para o aço da armadura, considera-se o comportamento elasto-plástico perfeito, com resistência ao escoamento igual a 500 MPa. Na Figura 3.34 tem-se a representação das curvas utilizadas nas análises.

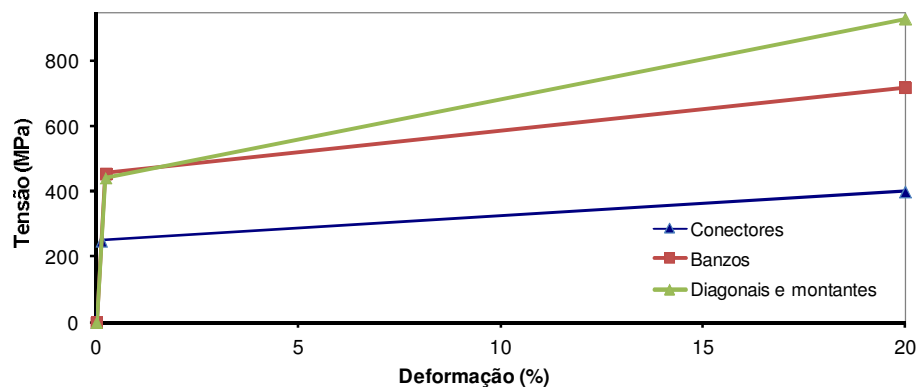


Figura 3.34 Modelos de curvas de Tensão x Deformação adotadas nas análises

Para a solda foi considerado o material elástico e com um módulo de elasticidade maior que o dos elementos de aço (220 GPa), conforme recomendado por Mendanha (2006). Foi utilizado um coeficiente de Poisson igual a 0,3 nos elementos em aço.

Para o concreto utilizou-se a resistência à compressão,  $f_{ck}$ , de 25 MPa; a resistência do concreto à tração,  $f_{ct}$ , que foi definida partir da resistência à compressão por meio da Equação (27); coeficientes relativos à transferência de tensões de cisalhamento nas fissuras, para os quais são adotados os valores 0,5, para fissuras

abertas, e 0,8, para fissuras fechadas. Valores pouco inferiores aos adotados por Tristão (2002).

$$f_{ct} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (27)$$

A curva utilizada no caso de compressão, foi definida seguindo-se as orientações da Norma Brasileira de concreto armado, NBR 6118:2007, que considera comportamento linear do material, até se atingir uma tensão correspondente 50% da resistência máxima de compressão ( $f_{ck}$ ). Em seguida, deve-se utilizar uma curva parabólica (Equação (28)), até o valor máximo de resistência à compressão ser atingido. A Figura 3.35 ilustra a curva elasto-plástica multilinear de tensão x deformação para o concreto, observa-se que para o primeiro trecho da curva, o módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) é definido a partir da resistência à compressão (Equação (29)), segundo a NBR 6118: 2007. É utilizado um Coeficiente de Poisson igual a 0,2 para o concreto.

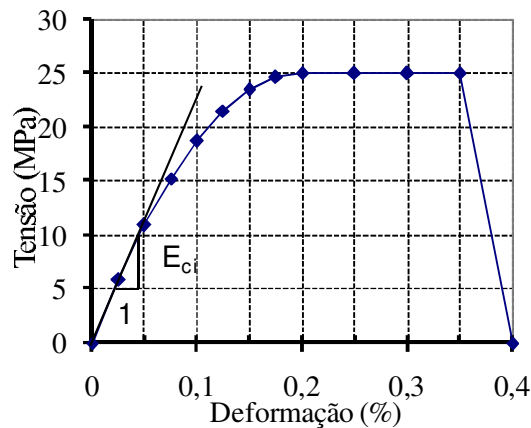


Figura 3.35 Características dos materiais utilizados na laje de concreto

$$\sigma_c = f_{ck} \left[ 1 - (1 - \varepsilon_c / 0,002)^2 \right] \quad (28)$$

$$E_{ci} = 5600f_{ck}^{1/2} \quad (29)$$

Na implementação da curva não linear não se trabalha com o patamar horizontal e com o trecho descendente da curva, o que causa instabilidades nas análises com o elemento SOLID 65. Para evitar isso, utiliza-se uma rigidez mínima (ex: 0,1% de  $E_{ci}$ ) nestas regiões, para permitir a convergência nas análises.

Foi utilizado o critério de ruptura definido por William & Warnke (1974) para considerar o esmagamento e/ou fissuração do concreto. Este critério define uma superfície de ruptura tridimensional, a partir dos valores das resistências à tração e à compressão do concreto. A Figura 3.36 ilustra o modelo em três dimensões rebatidas da superfície de ruptura, onde as maiores tensões principais não nulas,  $\sigma_{xp}$  e  $\sigma_{yp}$ , estão representadas nos eixos “x” e “y” e  $\sigma_{zp}$ , na direção “z”, com valores próximos de zero. Três cortes da superfície de ruptura são mostrados no plano x-y.

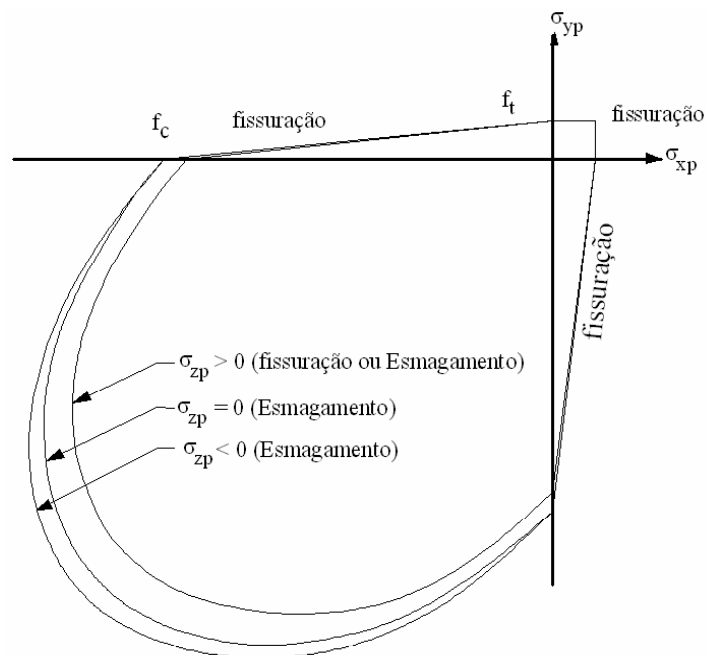


Figura 3.36 Superfície de ruptura para o concreto adaptada do ANSYS (2007).

O esmagamento do concreto ocorre quando todas as tensões principais são de compressão e correspondem, no plano  $\sigma_{xp} \times \sigma_{yp}$ , a pontos situados a partir da superfície de ruptura. Após o esmagamento, o módulo de elasticidade é zerado em todas as direções. A fissuração acontece quando uma das tensões principais for positiva (tração) e resultar em pontos situados a partir da superfície de ruptura. A fissura ocorre na direção normal à da tensão principal que ocasionou a sua formação. Em seguida, é zerado o módulo de elasticidade na direção paralela à da tensão principal de tração que gerou a fissura, restando a resistência da armadura. O processo de fissuração é representado pelo conceito de fissuração difusa “smeared cracking”.

### 3.2.3 Estudos Preliminares

Os estudos realizados envolvem uma treliça mista avaliada em experimento por Machacek & Cudejko (2009) com 6000 mm de vão e também treliças mistas em perfil tubular, com 10500 mm de vão, utilizando o conector de cisalhamento “perfobond”. O resultado experimental é utilizado para a calibração e validação dos modelos numéricos já apresentados como Modelo 1 e Modelo 2, descritos no item 4.1.1.

#### a) Análise da treliça mista de Machacek & Cudejko (2009)

Um primeiro estudo é feito com a treliça mista avaliada experimentalmente por Machacek & Cudejko (2009) (Figura 3.37a). Nesta treliça mista o vão livre tem 6000 mm; nas duas diagonais próximas do apoio e no banzo inferior foi utilizado perfil tubular quadrado (TQ 60x60x4,0); nas demais diagonais perfil tubular quadrado (TQ 50x50x3,0); no banzo superior em perfil laminado com seção T com altura total ( $h$ ) e largura da mesa ( $b_f$ ) iguais a 110 mm, espessuras da alma ( $t_w$ ) e mesa ( $t_f$ ) de 5,9 mm e 9,2 mm, respectivamente; na laje maciça de concreto largura de 1500 mm e espessura de 80 mm. Na ligação de cisalhamento foi utilizado o conector "perfobond" contínuo que apresenta furos abertos intercalados entre os furos fechados (Figura 3.37b e c) (Studnicka, 2000). Foram fornecidos pelos autores dados de resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) de 24 MPa e de resistência ao escoamento do aço de 355 MPa.

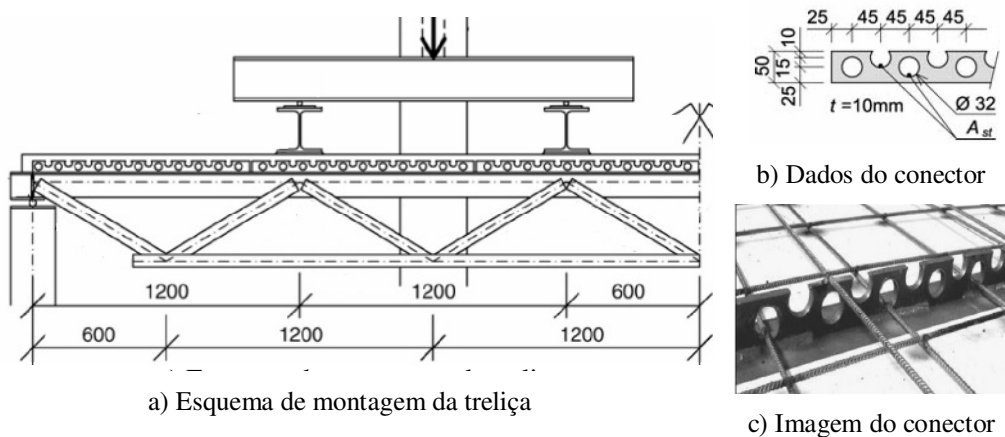
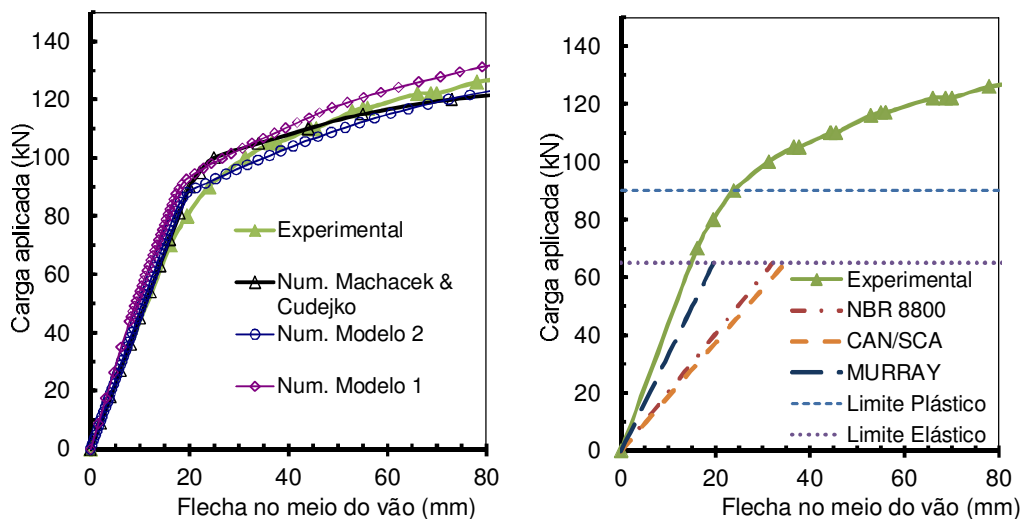


Figura 3.37 Dados da treliça mista avaliada em ensaios por Machacek & Cudejko (2009)

O banzo superior da treliça mista tem seção transversal com área, aproximadamente igual, a duas vezes a área da seção do banzo inferior, o que não é usual em treliças mistas. Os resultados são utilizados para calibrar os modelos numéricos (Modelos 1 e 2) propostos neste trabalho e verificar as adequações às prescrições de norma. As flechas máximas e a resistência da treliça mista foram definidas segundo a NBR 8800:2008 e a norma canadense, CAN/CSA (2003). Na Figura 3.38a são comparados os resultados numéricos dos autores e os deste trabalho com o resultado experimental. Informações sobre o modelo numérico utilizado pelos autores estão no item 1.3. Nas figuras, o carregamento refere-se à carga aplicada por atuador hidráulico sobre o perfil de transferência de carga (ver Figura 3.37a).



a) Resultados numéricos e experimental      b) Resultados teóricos e experimental

Figura 3.38 Comparação de resultados com a treliça de Machacek & Cudejko (2009)

Nota-se proximidade dos resultados dos modelos numéricos com o experimental. Houve uma pequena divergência entre os modelos com o início da plastificação da estrutura, que é creditado pela aproximação do comportamento mecânico dos materiais devido à falta de dados experimentais mais precisos. No entanto, a divergência de resultados nessa região também foi observada no estudo numérico realizado por Machacek & Cudejko (2009). Neste estudo a ligação de cisalhamento é discretizada em elementos finitos de "mola" não lineares (COMBIN39) cuja rigidez foi calibrada com resultados de testes do tipo "push-out". O Modelo 2

apresentou melhor resultado em comparação com os resultados experimentais. Isto ocorre em função do maior detalhamento do mesmo.

Apesar da simplicidade do Modelo 1, ele fornece bons resultados, considerando-se que a rigidez adotada para a modelagem do conector, neste caso, foi baseada apenas em características geométricas, considerando as nervuras entre furos (Figura 3.37b e c).

Na Figura 3.38b compara-se o resultado experimental com os resultados teóricos. Quanto ao estado limite de serviço, observa-se divergência dos resultados das recomendações normativas em relação aos resultados obtidos com as recomendações de Murray (1997) (ver item 2.3.3). Estas divergências estão associadas às dimensões do banzo superior que, conforme já citado, tem seção transversal com área superior à do banzo inferior. Para se obter o momento de inércia efetivo, as normas recomendam um percentual de redução na inércia da treliça mista que é função do momento de inércia da treliça metálica (ver item 2.3.3). A redução neste caso passa a ser exagerada, as diagonais não se deformam de forma a influenciar o comportamento da curva carga *versus* flecha, conforme previsto com as normas. Murray (1997) considera esta redução como função apenas da relação entre altura e vão da treliça ( $L/h$ ) e que é aplicada nas formulações de uma forma diferente do que considerado pelas normas.

O limite elástico (65 kN - início de escoamento da fibra inferior do banzo inferior) foi calculado sem a participação do banzo superior. Observa-se pouca influência do banzo superior neste limite, uma vez que a perda de linearidade dos resultados experimentais ocorre próximo deste carregamento (Figura 3.38b). Considerando o banzo superior nas análises, observa-se que no limite elástico, o banzo inferior apresenta uma resultante de tração de 250 kN, posicionada a 465 mm da linha neutra; já o banzo superior apresenta uma resultante de esforço de tração de 71 kN, posicionada 129 mm da linha neutra. O acréscimo no carregamento resistente seria de 5 kN, passando este limite a ser de 70 kN.

No que diz respeito ao limite plástico teórico de resistência (90 kN), calculado por meio do modelo proposto na Figura 2.13, o valor é inferior ao do experimento, mostrando resultado conservador. Assim, as grandes dimensões do banzo superior são

importantes para a avaliação dos carregamentos últimos. Esta mesma observação já havia sido feita por Piotter (2001), que recomenda considerar um percentual de 25% do carregamento que leva a seção do banzo superior ao escoamento. Considerando este percentual de resistência no caso estudado, tem-se um limite plástico de 100 kN.

#### **b) Avaliação numérica de treliças com o conector tipo "perfobond"**

Este estudo foi realizado com o objetivo de investigar a influência do banzo superior, das ligações tubulares, e do uso do conector tipo "perfobond" sobre o comportamento global da treliça mista. Foram propostas, dimensionadas e avaliadas, algumas tipologias de treliça, utilizando o Modelo 1 e o Modelo 2 descritos anteriormente. Estas treliças seguiam uma configuração básica mostrada na Figura 3.39, com vão livre de 10500 mm e altura total igual a 794 mm. Nas diagonais são utilizados perfis em seção tubular circular (TC 60,3 x 8,7). É utilizada uma laje maciça de concreto com 2000 mm de largura e 100 mm de espessura. São utilizadas treliças com cinco configurações, indicadas a seguir como Treliça A, B, C, D e E (Figura 3.40). (Martins, 2010, 2011 e 2012).

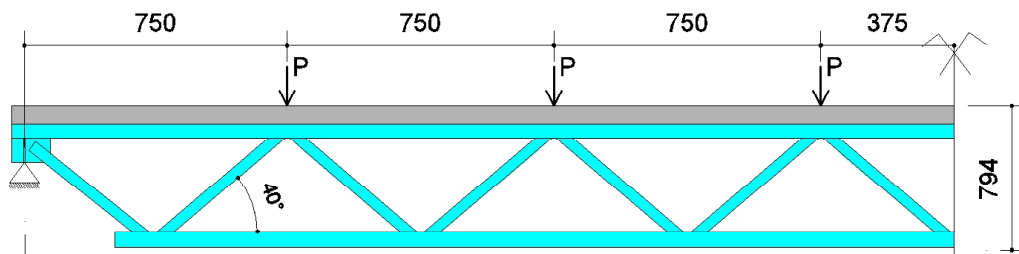


Figura 3.39 Vista lateral do modelo de treliça mista utilizado.

A Treliça A tem banzo inferior em perfil tubular de seção circular (TC 88,9 x 7,6), banzo superior em perfil de seção tubular quadrada (TQ 80 x 80 x 6,4) e conector de cisalhamento tipo "perfobond" formado por uma barra chata soldada na posição vertical. Este conector é contínuo, tem 50,8 mm de altura e 12,7 mm de espessura, furos circulares com 30 mm de diâmetro e forma semelhante ao utilizado por Leonhardt (1987) na ponte sobre o rio Caroni na Venezuela. Os componentes desta treliça foram dimensionados considerando-se carregamentos concentrados localizados acima dos nós



superiores, prevendo-se que a ruptura ocorresse por escoamento à tração no banzo inferior, conforme recomendações da NBR 8800: 2008.

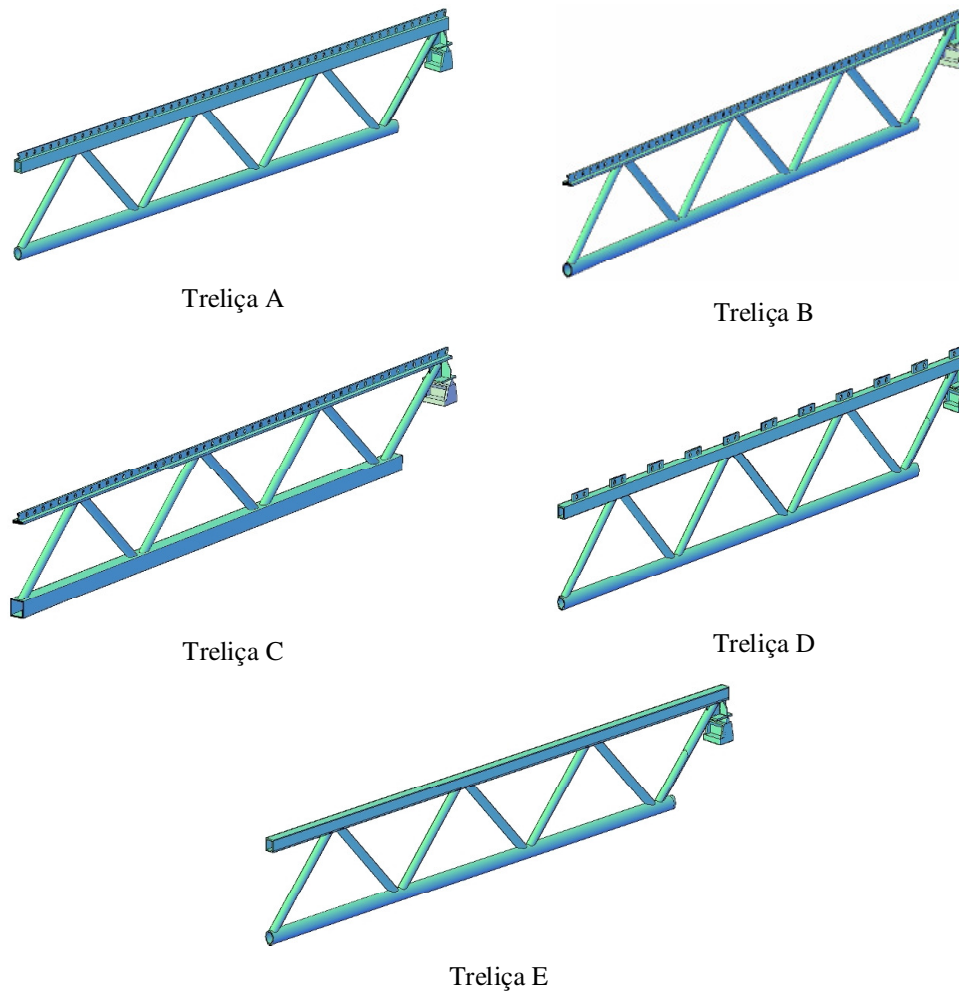


Figura 3.40 Configurações de treliças utilizadas nas análises numéricas.

A Treliça B tem a mesma configuração da Treliça A, sendo substituído o banzo superior por uma barra chata retangular. A largura da chapa foi de 88,9 mm, definida como a mínima necessária para a soldagem de diagonais, e espessura de 15,9 mm. Na barra chata foi simulada a solda do conector de cisalhamento, que confere maior rigidez à flexão ao banzo superior, sendo similar à alma de uma seção em T invertido. No dimensionamento da barra consideram-se as plastificações localizadas antes do escoamento do banzo inferior. O objetivo das análises da Treliça B é avaliar a viabilidade da redução na seção do banzo superior, utilizando a barra chata.

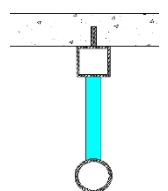
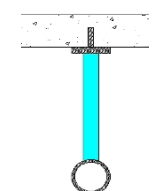
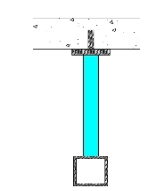
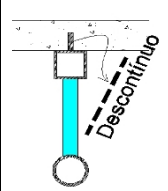
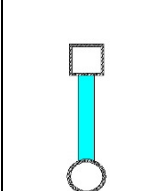
A Treliça C tem configuração similar à da Treliça B, a menos no banzo inferior onde foi utilizado um perfil em seção tubular quadrada (TQ 110 x 110 x 4,8). Este perfil foi escolhido para propiciar a falha na ligação entre as diagonais e banzos na região dos nós inferiores, antes do escoamento do banzo inferior por tração.

A Treliça D tem a mesma configuração da Treliça A, sendo que o conector de cisalhamento do tipo “perfobond” é descontínuo, com 200 mm de comprimento e espaçado a cada 500 mm; posicionando-se obrigatoriamente um conector sobre cada nó.

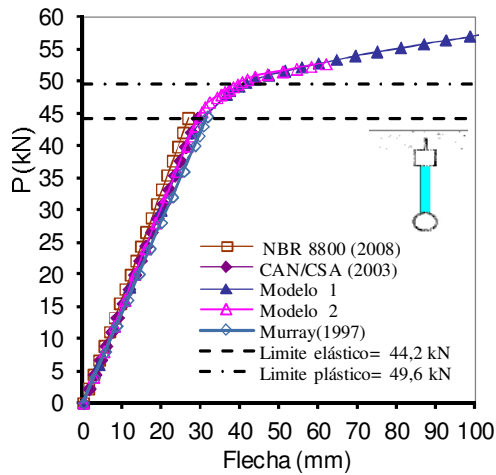
A Treliça E possui as mesmas dimensões das Treliças A e D, mas não é mista. O objetivo é avaliar a participação da laje sobre o comportamento global da treliça mista e comparar com os resultados da Treliça A.

Foi considerado para o concreto uma resistência à compressão,  $f_{ck}$ , de 25 MPa e para o aço foi considerada uma resistência ao escoamento de 300 MPa. Para os materiais foram utilizadas curvas de tensão x deformação não lineares, semelhantes às apresentadas no item 4.1.2. A Tabela 3.2 resume as características de cada treliça avaliada.

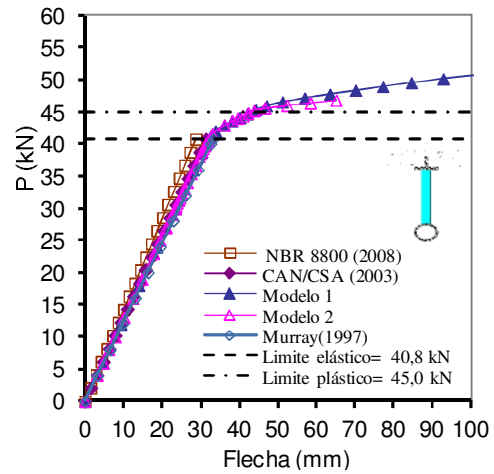
Tabela 3.2 Características das treliças avaliadas

	Treliça				
	A	B	C	D	E
<b>Banzo inferior</b>	TC 88,9x7,6		TQ 110x110x4,8	TC 88,9x7,6	
<b>Banzo superior</b>	TQ 80x80x6,4	CHAPA 88,9x15,9		TQ 80x80x6,4	
<b>Diagonais</b>	TC 60,3x8,7				
<b>Conector “perfobond”</b>	Contínuo	Contínuo	Contínuo	Descontínuo	-
<b>Simbologia</b>					

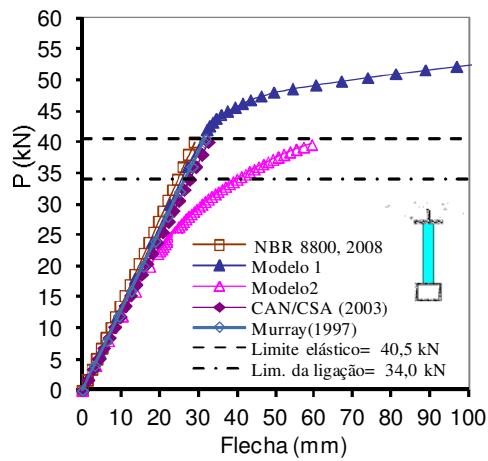
Na Figura 3.41 têm-se os resultados das análises realizadas para as treliças. As análises são apresentadas como gráficos de carga *versus* flecha no meio do vão, destacando-se limites teóricos de resistência.



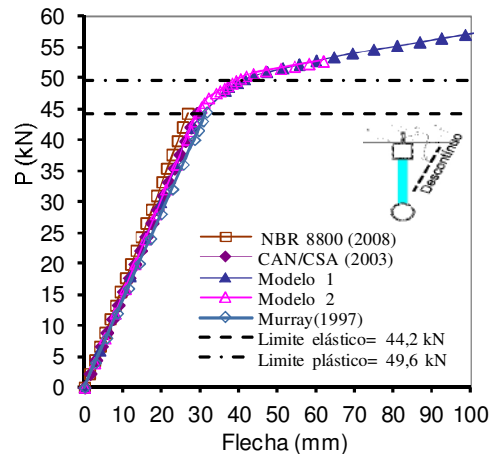
a) Treliça A



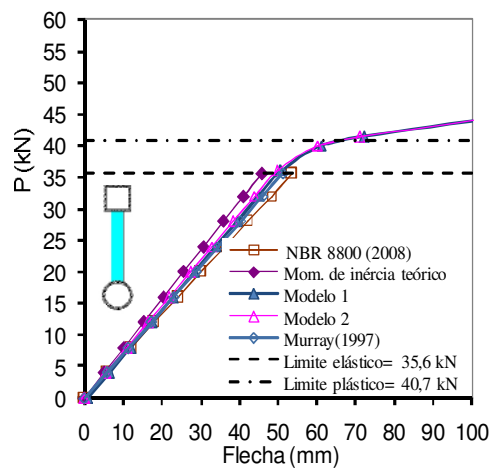
b) Treliça B



c) Treliça C



d) Treliça D



e) Treliça E

Figura 3.41 Curvas de Carga x Deslocamento.

Os resultados numéricos dos Modelos 1 e 2 são comparados com outros obtidos seguindo as recomendações de Murray (1996) e as precrições das normas brasileira e canadense. Em todos os casos analisados observa-se um comportamento dúctil até a ruptura e após atingir o limite elástico de carregamento, caracterizado pelo início do escoamento do banzo inferior, ocorre uma perda de linearidade nos resultados de carga *versus* flecha obtidos numericamente, com exceção da Treliça C que apresentou falha na ligação. Houve um aumento no carregamento aplicado em aproximadamente 5,0 kN, desde que se iniciou o processo de plastificação do banzo inferior (Limite elástico) até a plastificação total da seção, quando se atingiu o carregamento (Limite plástico) obtido por meio do modelo proposto na Figura 2.13.

Na análise da treliça A, os resultados encontrados com o modelo numérico 1 (modelo em pórtico plano) e com o Modelo numérico 2 (Modelo tridimensional), são próximos indicando a adequação do modelo simplificado. Os resultados também se aproximam daqueles obtidos analiticamente seguindo as recomendações de normas. Em relação aos modelos numéricos, houve uma pequena divergência nos resultados quando foram seguidas as recomendações da norma brasileira (NBR 8800: 2008). Melhores resultados foram obtidos ao se seguir as recomendações da norma canadense (CAN/SCA, 2003) e de Murray (1997).

Ao se comparar os resultados obtidos com as Treliças A e B, conclui-se que a utilização na Treliça B de uma barra chata no banzo superior, associada ao conector de cisalhamento “perFOBOND” contínuo, é uma opção viável. A redução na seção do banzo superior pela barra chata é compatível com o conceito adotado no dimensionamento de treliças mistas, onde este elemento é praticamente desconsiderado. Tal redução não comprometeu a capacidade resistente da treliça mista e propicia que a resistência aos esforços de compressão seja pela laje, como previsto em projeto. Da Treliça A para a Treliça B, houve uma redução de 10% nos carregamentos limites e praticamente nenhum aumento na capacidade de deformação; sendo que há uma redução em torno de 25% no consumo de material no banzo superior da Treliça B para a Treliça A.

Na Treliça C, para os carregamentos iniciais, também ocorre uma aproximação de resultados obtidos numericamente e analiticamente. Uma divergência de resultados é

observada com Modelo 2 a partir do carregamento 20,0 kN, quando se observa uma perda gradativa na capacidade resistente da estrutura. Isto ocorreu devido às plastificações localizadas nos nós inferiores da treliça. Na Figura 3.42 apresenta-se o processo de plastificação (em escala aumentada) do nó inferior mais solicitado da Treliça C. A cor cinza indica terem sido extrapolados os limites de tensão da escala de cores.

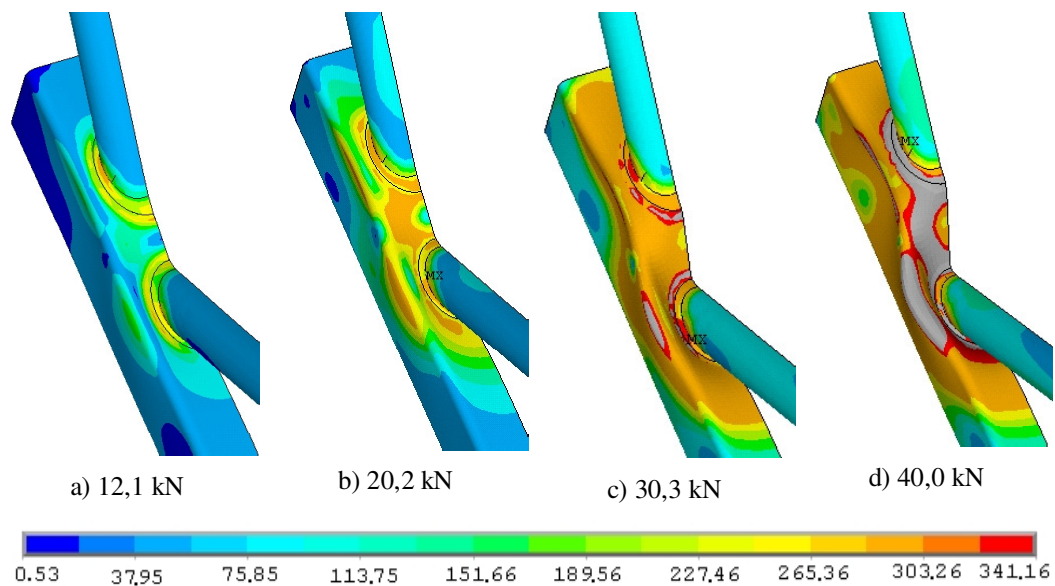


Figura 3.42 Plastificação (em MPa) do nó com o aumento do carregamento na Treliça C.

Na Figura 3.41c é indicado o valor de carregamento de 34 kN que, segundo, a NBR 16239:2013, representa a carga da ligação para plastificação da face superior do banzo, Modo A (Figura 2.21). Este resultado mostra a importância da avaliação dos efeitos localizados nas ligações quando se utiliza treliças em perfis tubulares. Nesses casos, pode haver uma perda de capacidade resistente da estrutura antes de ser atingida a carga limite teórica de plastificação do banzo inferior por tração.

Comparando-se os resultados da Treliça D com a Treliça A observa-se uma coincidência de resultados, não mostrando nenhuma influência do conector de cisalhamento pelo fato de ser contínuo ou descontínuo, quanto ao comportamento global.

Ao comparar os resultados obtidos com a treliça metálica (Trelliça E) com os resultados da treliça A, nota-se que a laje confere à estrutura melhor desempenho à flexão, permitindo o aumento de aproximadamente 9,0 kN na carga aplicada na treliça. Isto representa um aumento de 25%, quando se considera a carga limite elástica, e 22%, quando se considera a carga limite plástica. Observa-se que a redução de 15% no momento de inércia teórico proposta pela NBR 8800: 2008 leva a deslocamentos maiores e que a redução de acordo com a relação  $(L/h)$  proposta por Murray (1997) leva a resultados mais próximos dos numéricos.

Na Figura 3.43 pode-se observar a distribuição das tensões de von Mises nos elementos metálicos das treliças para os carregamentos máximos das análises.

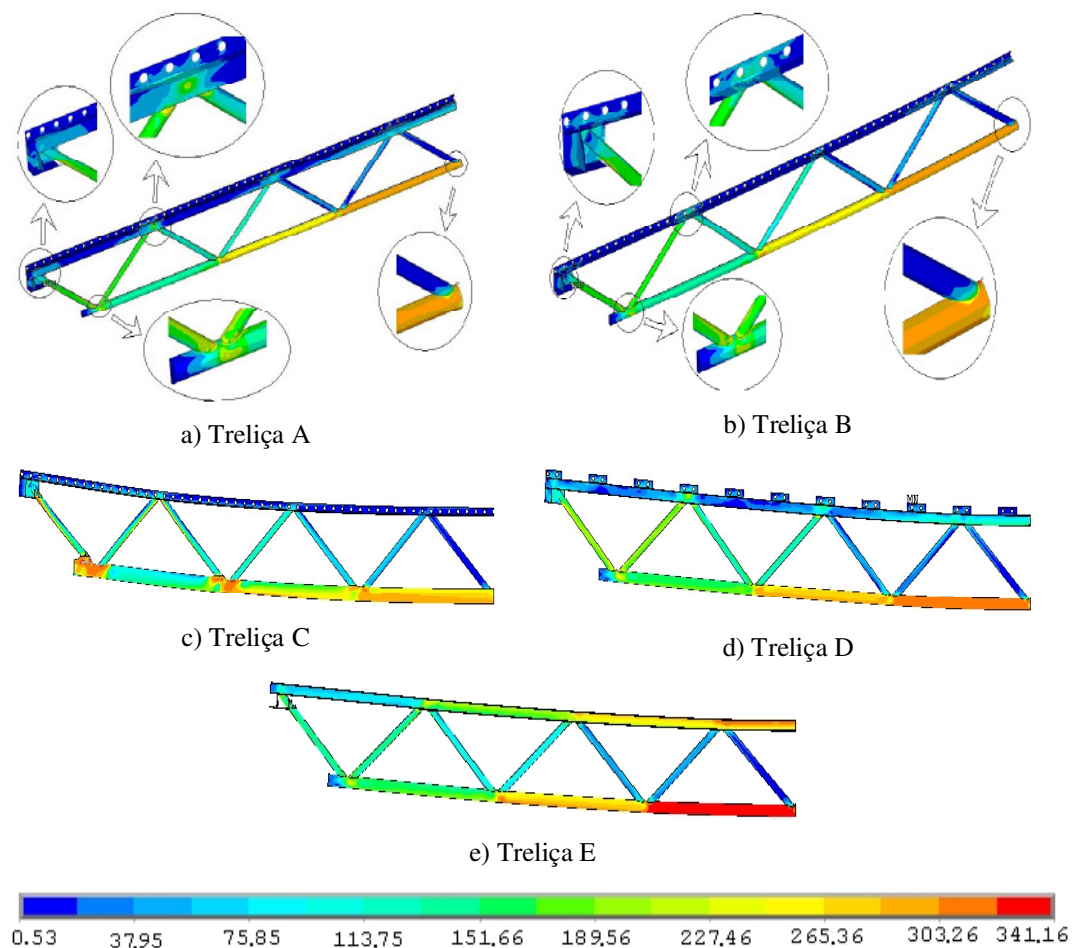


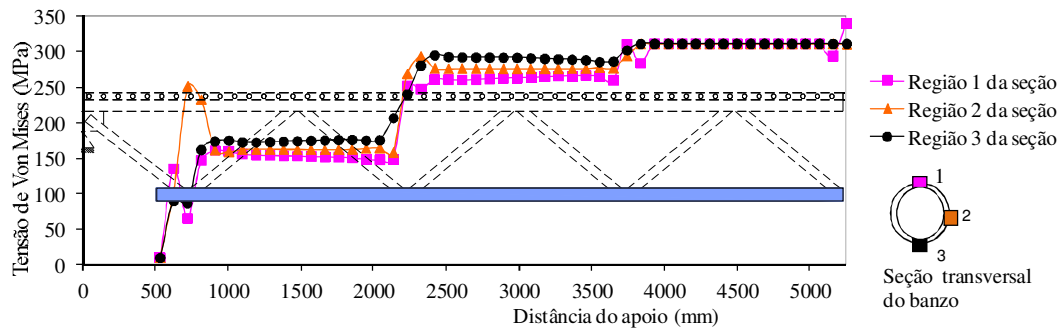
Figura 3.43 Tensões de Von Mises (MPa) nos elementos metálicos das treliças analisadas.

Analisando a Figura 3.43 observa-se que para as Treliças A e B, ocorre uma concentração de tensões nas ligações, mas com valores inferiores ao da seção transversal média do banzo inferior, onde ocorre o escoamento à tração. Com o banzo superior em chapa (Treliça B) ocorre uma transmissão de esforços das diagonais à ligação de cisalhamento. No caso da Treliça C, apesar do banzo superior em chapa, o perfil tubular leva à falha da ligação. Nas Treliças A e D, o banzo superior em perfil tubular quadrado permite uma melhor distribuição dos esforços na ligação de cisalhamento. Com o conector descontínuo (Treliça D), tem-se uma melhor distribuição de esforços pelos conectores em função de maior flexibilidade da conexão. No entanto, a mudança do conector contínuo para o descontínuo gera aumento de tensões no banzo superior. Ao se avaliar a treliça sem a participação da laje (Treliça E), nota-se um comportamento bem próximo do teoricamente esperado, com a plastificação total do banzo inferior, por tração.

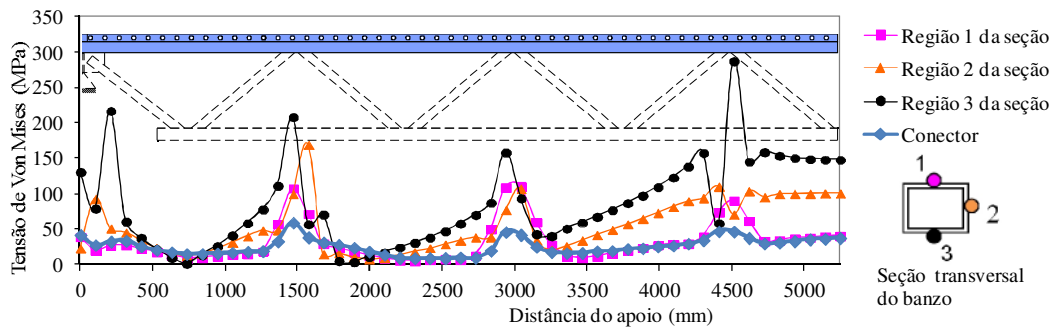
Em função da influência dos nós na distribuição de tensões no banzo superior, optou-se por analisar os esforços ao longo da seção dos banzos, da ligação de cisalhamento, e da diagonal mais solicitada. Esta influência foi observada nas Treliças A e B que são objeto dos estudos a seguir. Os resultados são apresentados em termos de distribuição de tensão de von Mises (Figura 3.44 e Figura 3.45) e de tensões de cisalhamento longitudinal (Figura 3.46 e Figura 3.47). Nas figuras têm-se detalhes das regiões avaliadas nas seções transversais dos elementos. Para facilitar o entendimento, nos gráficos é apresentada a treliça destacando o elemento analisado em cada figura.

Observando a Figura 3.44 e a Figura 3.45, nota-se que no banzo inferior não houve variação significativa nas tensões entre as Treliças A e B, percebendo-se um pico de esforços na lateral do perfil (região 2) na região da primeira ligação. Nos elementos das diagonais, as maiores diferenças foram observadas nas suas extremidades, que ficaram submetidas a maiores tensões quando fixadas em banzos com paredes de menor espessura. O banzo superior apresentou maiores tensões nas regiões das ligações, em função dos carregamentos nas diagonais. No caso da Treliça A, que possui banzo com maiores dimensões, houve maior resistência aos esforços de cisalhamento e menores

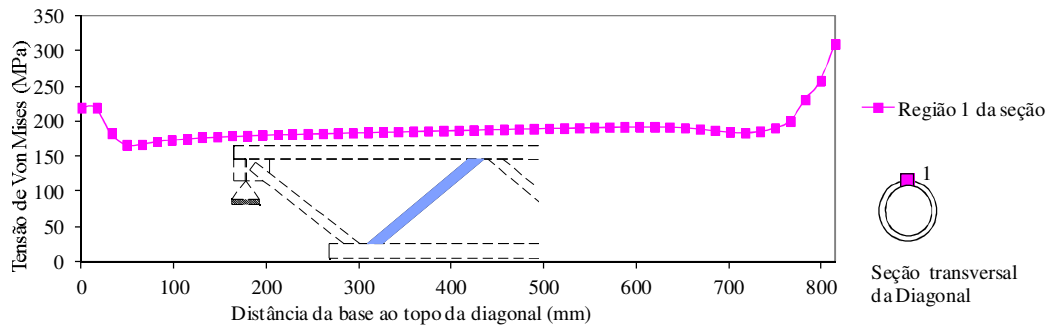
esforços de cisalhamento no conector, como pode ser observado na Figura 3.44b e Figura 3.46a.



a) Banzo inferior



b) Banzo superior e conector



c) Diagonal

Figura 3.44 Tensões máximas observadas ao longo dos elementos metálicos da Treliza A.

A partir das análises realizadas observa-se que o banzo superior em perfil tubular e em chapa diferem na transmissão dos esforços das diagonais para as lajes. Esta diferença provoca concentração de tensões nos conectores de cisalhamento. No caso do banzo em perfil tubular as maiores tensões são observadas na região inferior da seção e na chapa os esforços são transmitidos diretamente para o conector. Essas observações



levam a um estudo mais detalhado da região onde se tem laje/conector/diagonais. Assim, são observados picos de tensões nas regiões acima dos nós da treliça, o que provoca a concentração de fissuras nesta região, como mostra a Figura 3.47.

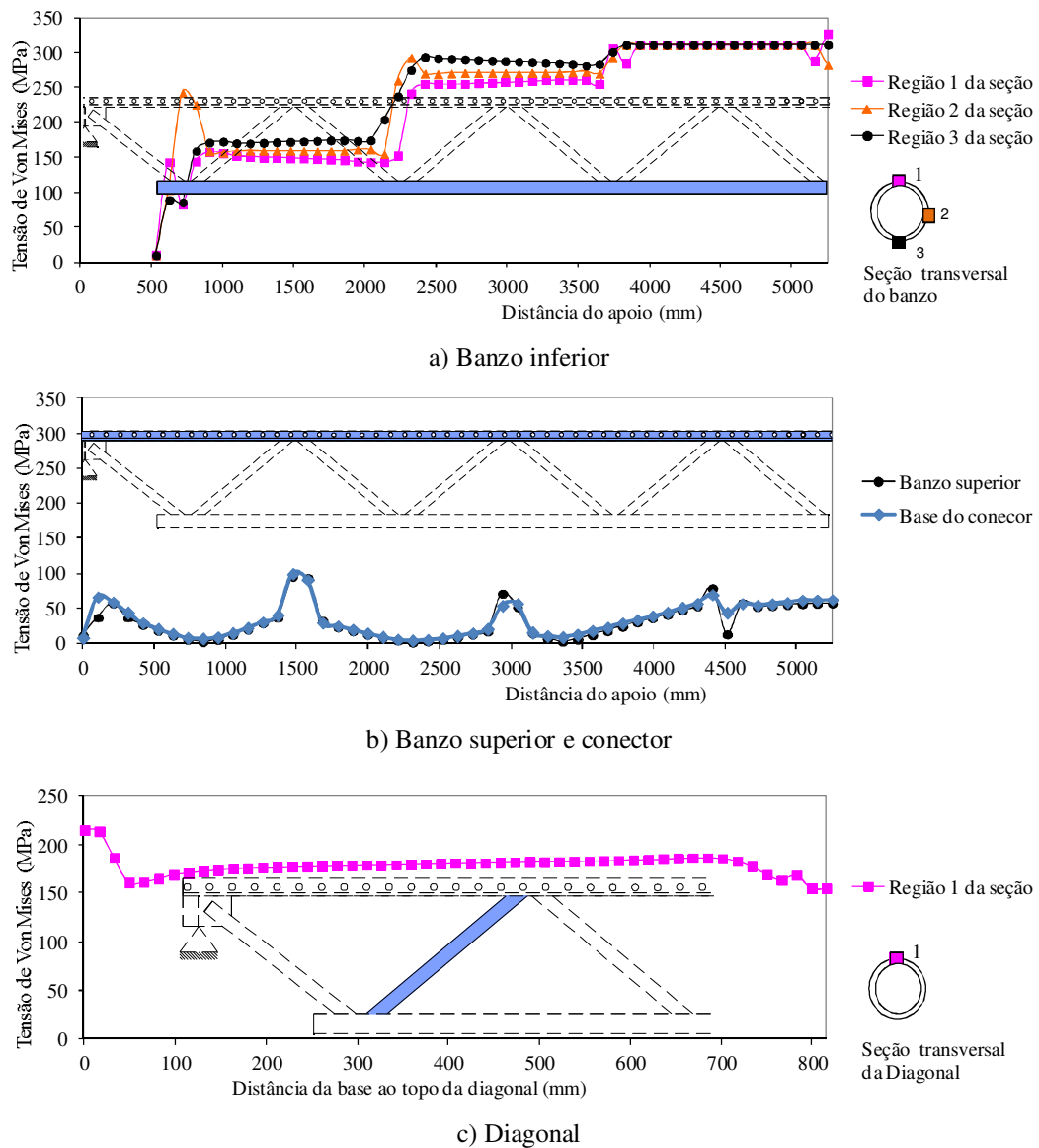


Figura 3.45 Tensões máximas observadas ao longo dos elementos metálicos da Treliça B.

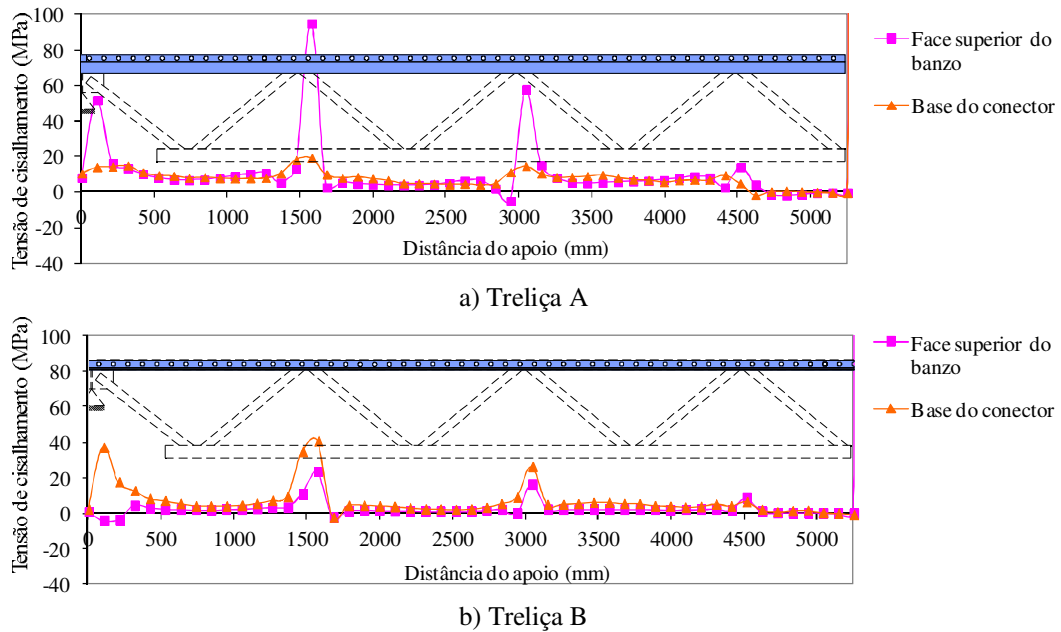


Figura 3.46 Distribuição de tensões de cisalhamento nas Trilizas A e B

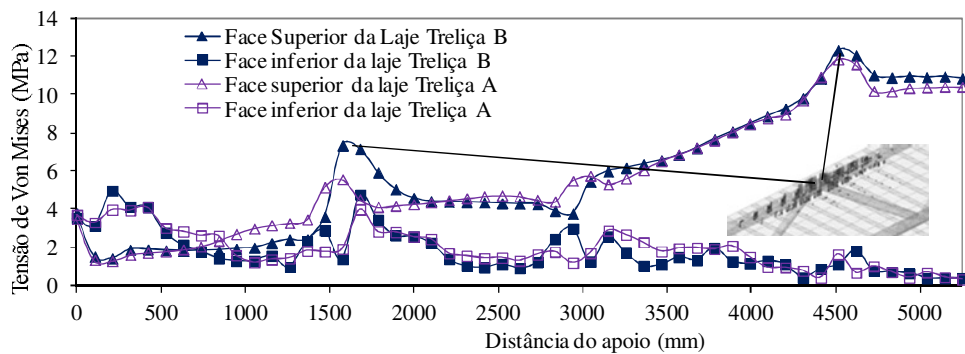


Figura 3.47 Tensões desenvolvidas ao longo da laje nas Trilizas A e B

Na Figura 3.48 têm-se as deformações axiais, ao longo da altura das lajes, no meio do vão da estrutura. Para a Triliza A, a linha neutra elástica (*LNE*) está posicionada fora da laje, até o carregamento de 89,0 kN que está próximo da carga limite elástica teórica (Figura 3.48a). Utilizando o diagrama de tensão x deformação da estrutura mista flexionada, obtém-se a linha neutra teórica a 4 mm da base. Em seguida, para os carregamentos maiores, a linha neutra localiza-se a 9,0 mm da base para o carregamento de 99,8 kN e, aproximadamente, a 25,0 mm da base para o carregamento último. A posição da linha neutra depende da participação do banzo superior. Para a Triliza B, a *LNE* está localizada na laje a 2,0 mm da base, que é próximo do resultado

teórico onde a *LNE* ficou exatamente na base da laje. Após atingido o carregamento limite elástico, a linha neutra passa para a laje, ficando a *LNP* (Linha neutra plástica) a 16 mm da base, para o carregamento de 90,0 kN. Para o carregamento último, a altura da *LNP* está a 35,0 mm da base.

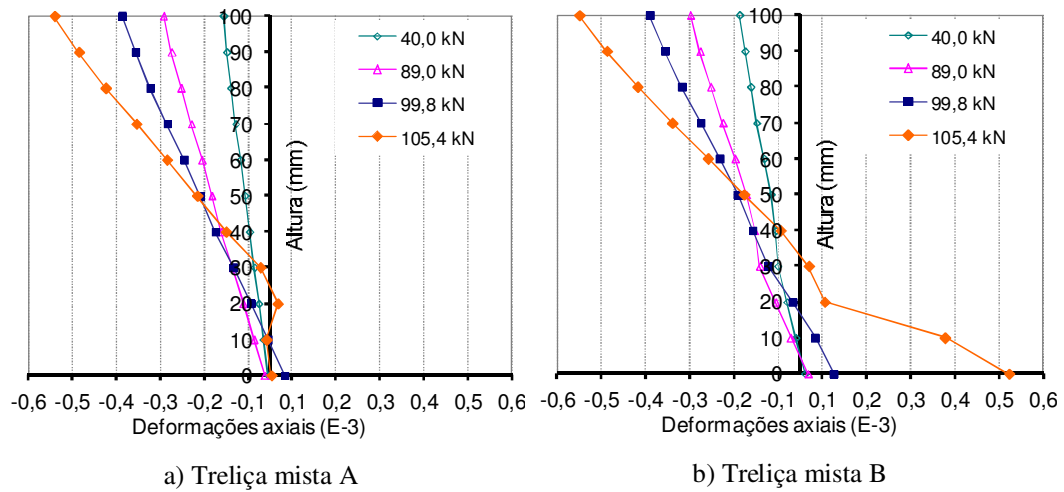


Figura 3.48 Deformações axiais na seção transversal média das lajes.

Em função da transmissão de esforços dos conectores à laje de forma concentrada e nas regiões das diagonais (nós), observou-se que a fissuração da laje iniciou-se também nestas regiões, como ilustrado em vermelho na Figura 3.49 para todas as treliças deste estudo.

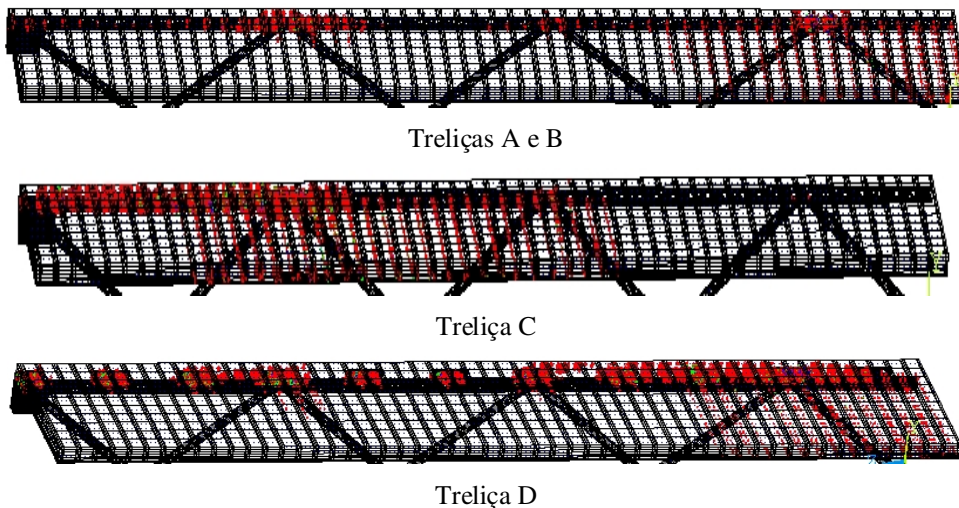


Figura 3.49 Padrão de fissuração na laje para os carregamentos últimos

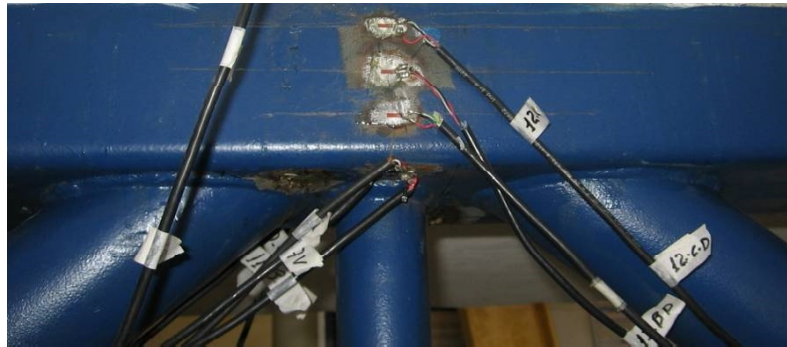
Para as Treliças A e B com o conector contínuo, observou-se a concentração de fissuras no segundo nó da esquerda para a direita. No caso da Treliça C há uma progressão das fissuras causadas por cisalhamento, indicando um possível fendilhamento da laje próximo do apoio até o segundo nó superior. Há também uma concentração de fissuras próxima do segundo e do terceiro nós superiores, que se estendem ao longo da largura da laje. Tais fissuras são causadas pela flexão da laje com a plastificação do banzo inferior.

No caso da Treliça D que possui conectores descontínuos, a fissuração iniciou-se na região dos conectores, com aumento de fissuras na região do segundo nó. Aumentando o carregamento, ocorre uma ampliação das fissuras na direção longitudinal e em direção às bordas da laje. Para os carregamentos últimos, tem-se uma grande formação de fissuras próximo ao meio do vão da laje, principalmente na direção longitudinal, indicando um possível fendilhamento do concreto.

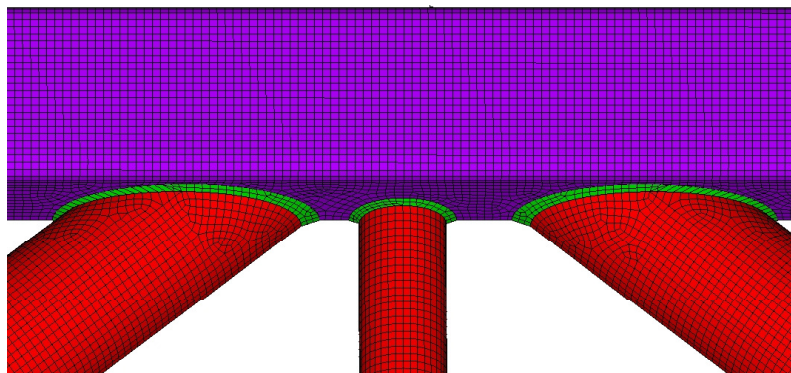
#### **3.2.4 Análise da treliça mista avaliada experimentalmente neste trabalho**

Os resultados numéricos apresentados neste item são comparados com os resultados experimentais da treliça mista descrita no item 3.1. As análises realizadas são apresentadas em função dos resultados experimentais, considerando os dados de deslocamentos da treliça mista obtidos pelo transdutor de deslocamento 2 (Figura 3.9). Em seguida têm-se os resultados das deformações medidas nos extensômetros colados no protótipo.

Para a discretização da malha de elementos finitos foi realizado um levantamento geométrico da treliça ensaiada antes do ensaio. A geometria real indicou a existência de imperfeições que dificultaram a geração da malha com elementos finitos com dimensões regulares. Assim foi utilizada a discretização livre dos elementos de casca. A Figura 3.50 ilustra o exemplo de um dos nós modelados e que apresenta imperfeições geométricas.



a) Nó da treliça



b) Nó modelado

Figura 3.50 Nó superior da treliça com imperfeições geométricas

#### a) Análise dos deslocamentos

Na Figura 3.51 têm-se os resultados de carga média,  $P$ , medida pelos atuadores *versus* deslocamento no meio do vão. Observa-se boa correlação dos resultados experimentais com os resultados numéricos, fornecidos pelo modelo tridimensional (Modelo 2). O modelo em pórtico plano (Modelo 1) não apresentou resultado satisfatório em função da influência no comportamento da treliça dos efeitos localizados na ligação de cisalhamento e nas ligações tubulares que não são detectados pelo modelo. Na Figura 3.52 têm-se os resultados do deslizamento horizontal medido entre a laje e o banzo superior no experimento e obtidos de forma numérica com o Modelo 2. A maior deformabilidade da ligação de cisalhamento influenciou os resultados permitindo maior deslizamento relativo. No estudo experimental realizado por Machacek & Cudejko (2009), o deslizamento máximo entre a laje e o banzo superior foi inferior a 0,5 mm.

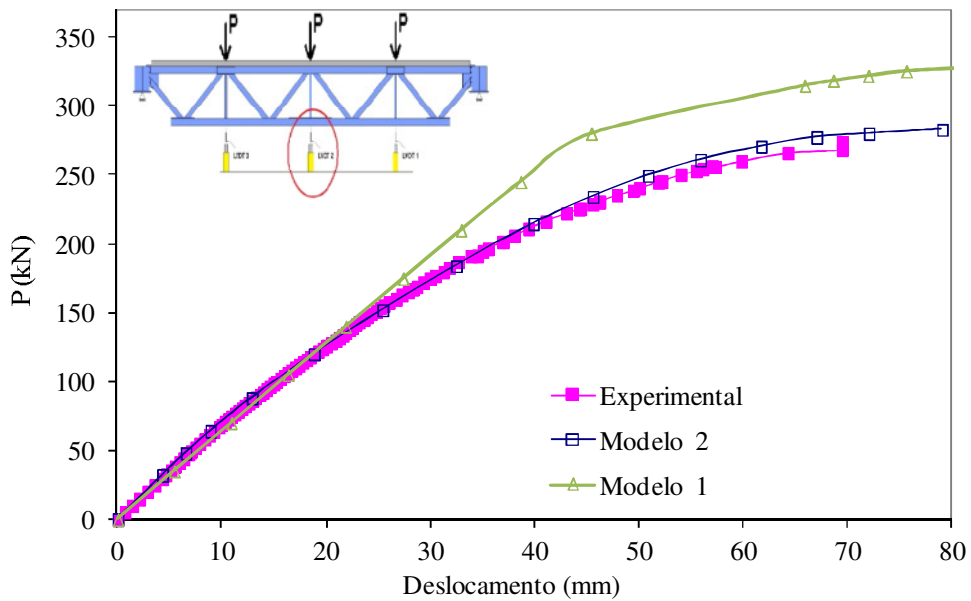


Figura 3.51 Resultados numéricos x Resultado experimental

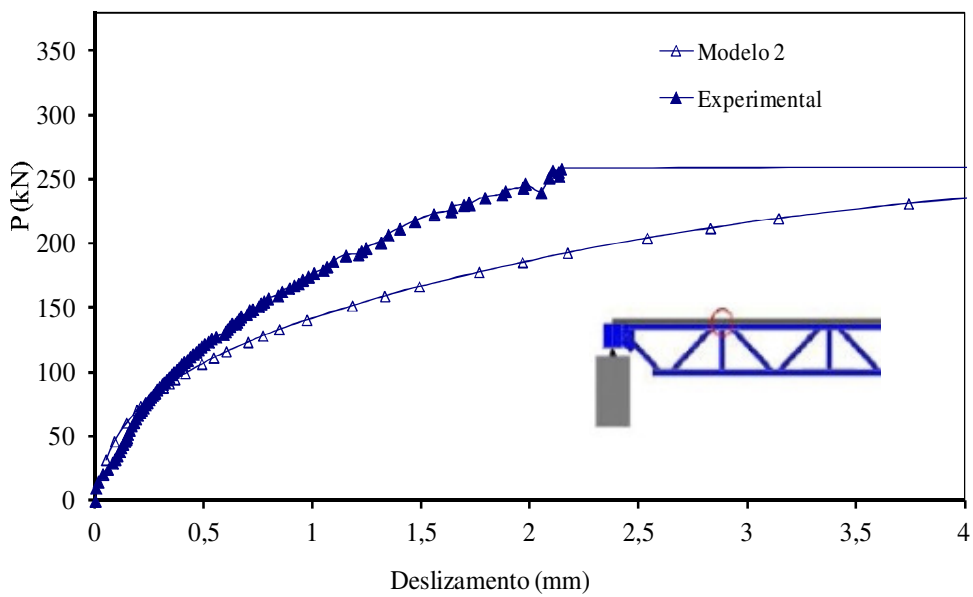


Figura 3.52 Deslizamento horizontal medido entre a laje e o banzo superior

Na Figura 3.53 são indicados valores teóricos de carga para o limite de resistência da ligação de cisalhamento, o limite elástico (início do escoamento do banzo inferior por tração) e o limite plástico (escoamento total do banzo inferior por tração). Como já informado, os resultados teóricos indicam a possibilidade da falha na ligação

de cisalhamento antes do escoamento do banzo. O carregamento máximo atingido, tanto na análise numérica quanto no experimento ( $\approx 270,0$  kN) foi pouco superior ao limite de resistência da ligação de cisalhamento (252,0 kN).

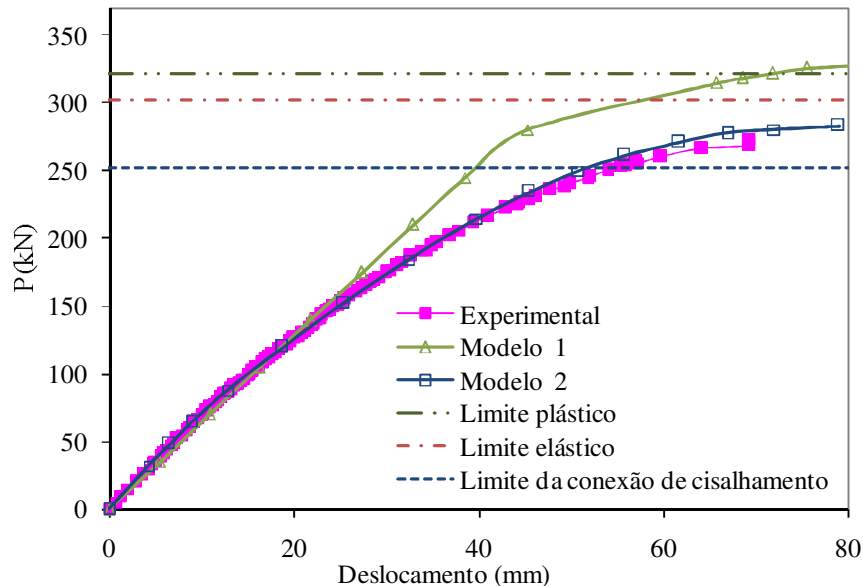


Figura 3.53 Comparação de resultados numéricos, experimental e teóricos.

Observa-se a não-linearidade no comportamento real da treliça mista. Este comportamento é justificado pelas deformações nas ligações tubulares não reforçadas e também nos conectores em associação com espessura da parede do banzo superior. Assim, para melhor avaliar a influência citada, o modelo foi modificado considerando dois conjuntos de análises. O primeiro conjunto refere-se a avaliação da influência da ligação de cisalhamento no comportamento da treliça mista com as seguintes modificações no modelo numérico original feitas de forma individual:

- espessura do banzo superior foi alterada de 5,6 mm para 6,4 mm;
- espessura da alma do conector foi alterada de 4,3 mm para 6,0 mm;
- largura do conector foi alterada de 80 mm para 150 mm;
- espessura da alma do conector foi alterada de 4,3 mm para 6,0 mm e espessura da parede do banzo superior foi alterada de 5,6 mm para 6,4 mm.

Na Figura 3.54 os resultados mostram aumento na capacidade resistente da treliça para as modificações realizadas. Observa-se que o aumento nas dimensões de certos elementos interfere fortemente na ligação e consequentemente, no comportamento da treliça mista, e que os melhores resultados são do aumento do comprimento do conector. Este aumento propicia um enrijecimento transversal à face superior do banzo associada a uma participação das faces laterais da seção tubular na capacidade resistente e no comportamento da treliça.

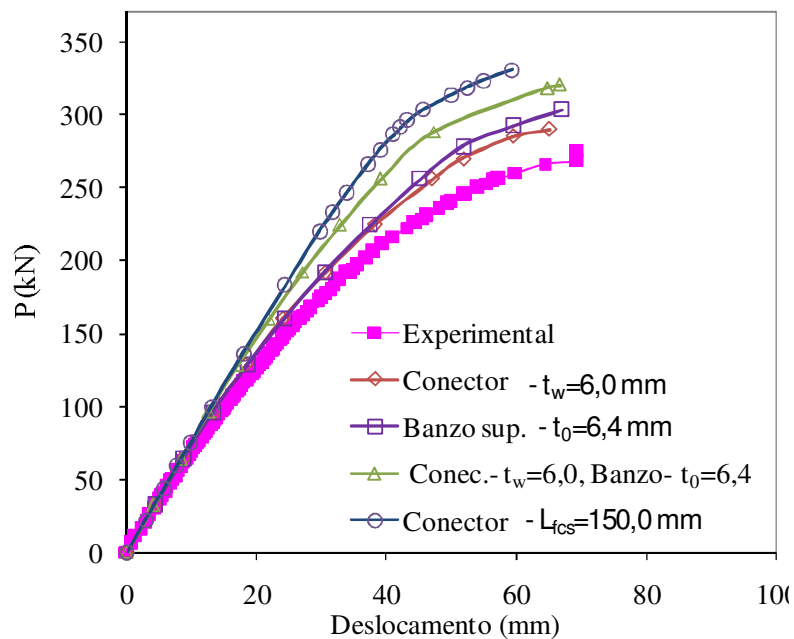


Figura 3.54 Influência da ligação de cisalhamento sobre o comportamento da treliça.

O segundo conjunto de análises considerou variações na seção dos nós da treliça e no arranjo da mesma, tendo-se:

- treliça sem montantes;
- treliça sem reforço nos nós;
- treliça com reforço em todos os nós.

Na Figura 3.55 apresentam-se os resultados obtidos e também os limites teóricos de carregamento que provocariam falhas nas ligações, considerando reforço em todas as ligações e também nenhuma das ligações reforçadas. Observa-se que o nó exerce



influência na capacidade resistente da treliça, tendo maior valor se o reforço for considerado em todos os nós, caracterizando esta influência. Outra observação é que a existência ou não dos montantes não altera o comportamento da treliça mista.

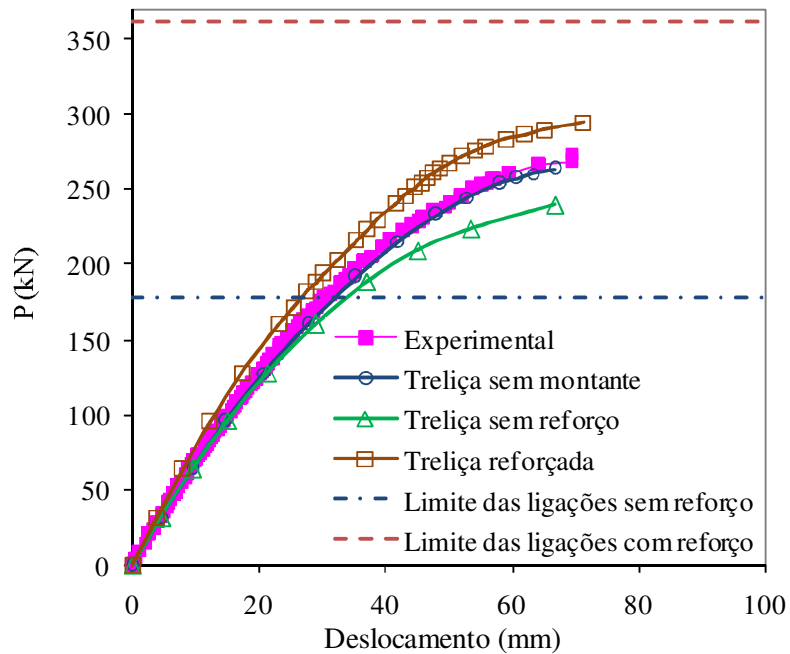


Figura 3.55 Influência das ligações tubulares sobre o comportamento da treliça.

Na Figura 3.56, têm-se os resultados teóricos e experimental de carga *versus* deslocamento. Nas análises teóricas, os momentos de inércia efetivos foram definidos com as Equações (19), (21) e (22) que se referem, respectivamente, às prescrições da norma brasileira (NBR 8800: 2008), de Murray (1997) e da norma canadense (CAN/CSA (2003)). Observa-se que há maior divergência dos resultados experimentais em relação àqueles obtidos seguindo as prescrições de norma, e uma melhor aproximação com as recomendações de Murray (1997). As Equações (19) e (22) não apresentam bons resultados quando a relação entre o vão e a altura da treliça ( $L/h$ ) é inferior a 15. A treliça avaliada experimentalmente por Pereira (2011) tem relação ( $L/h=10$ ).

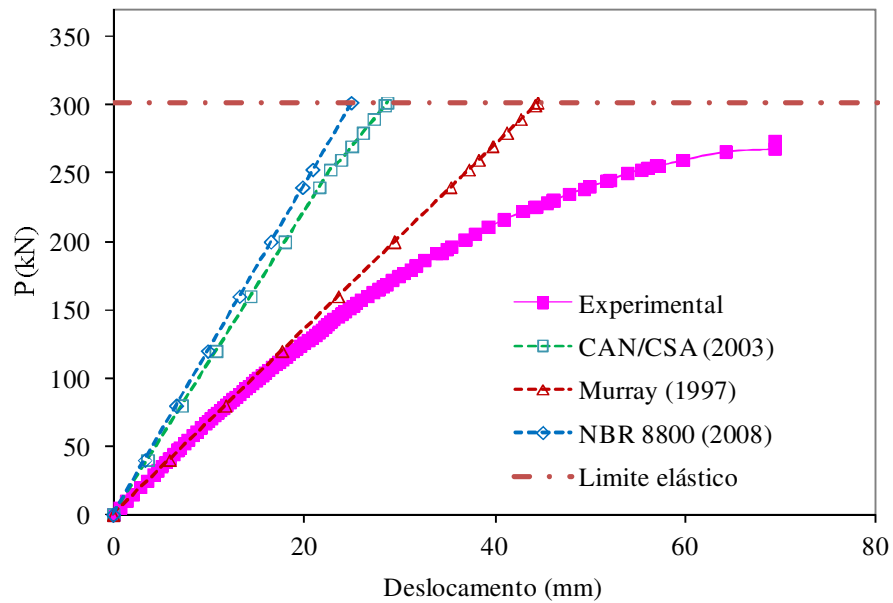


Figura 3.56 Curvas de Carga x Flecha.

### b) Análise das deformações

As análises das deformações foram realizadas considerando as medições de deformações lineares ao longo da face inferior do banzo inferior; de deformações de von Mises ao longo do conector de cisalhamento próximo do apoio e da região do nó inferior sem reforço da treliça. No banzo inferior, os resultados numéricos apresentaram boa correlação com os experimentais, conforme apresentado na Figura 3.57.

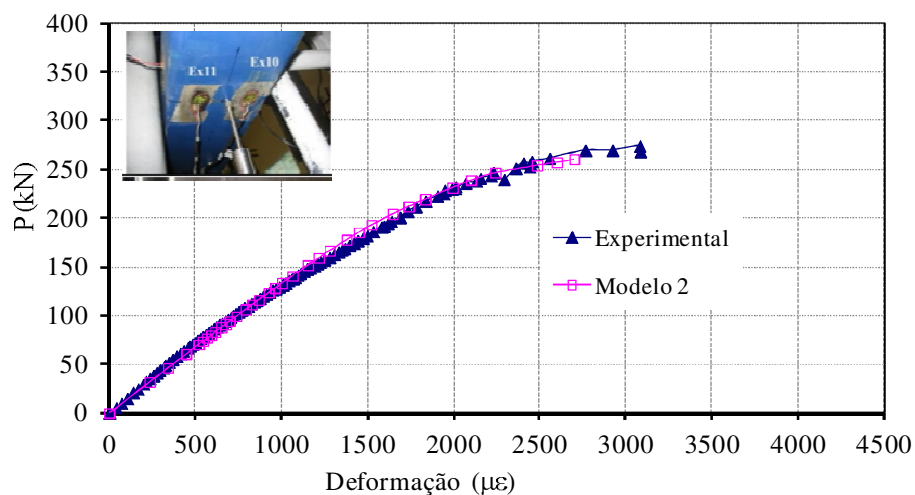


Figura 3.57 Deformações ao longo da face inferior do banzo inferior

Na Figura 3.58 têm-se as deformações medidas na roseta instalada no conector de cisalhamento da extremidade. A curva obtida com os resultados numéricos apresentou comportamento divergente daquela do experimento. Isto pode ter ocorrido em função de efeitos localizados como a pressão do concreto e a solda no conector.

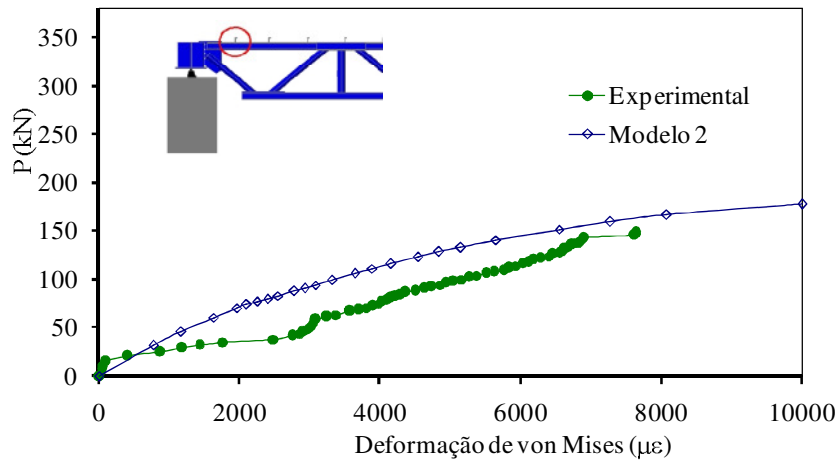


Figura 3.58 Deformações no conector de cisalhamento

Na região de ligação das diagonais com o banzo inferior (Figura 4.36), que não possui reforço com placas, têm-se também diferenças entre os resultados numéricos e experimentais, mas com aproximação dos valores para o carregamento limite.

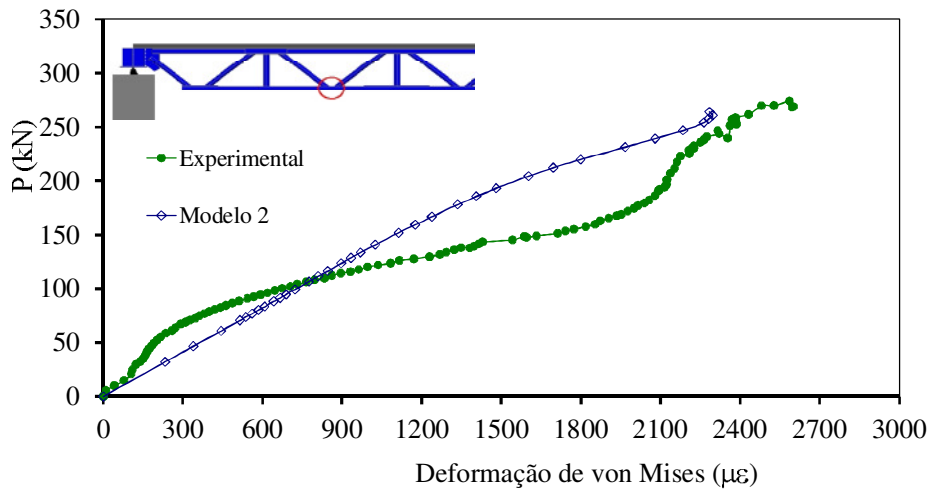


Figura 3.59 Deformações na região de um dos nós inferiores

### c) Esforços máximos observados nos elementos metálicos e nas ligações

As imagens da Figura 3.60 e da Figura 3.61 mostram diagramas em cores das Tensões de von Mises para os elementos metálicos, considerando o carregamento máximo atingido nas análises. Observa-se que maiores tensões, inclusive com valores superiores ao limite de escoamento do material, estão ao longo do banzo superior e nas regiões dos conectores de cisalhamento. Na região do nó central, houve plastificações na região de ligação do banzo, diagonais e montantes; que são acrescidas àquelas resultantes do efeito da ligação do conector, tornando esta região a mais plastificada ao longo do banzo superior. Há também regiões plastificadas nas extremidades das diagonais teoricamente mais solicitadas e ao longo do banzo inferior, na região da ligação sem reforço e no meio do vão, na face inferior do elemento.

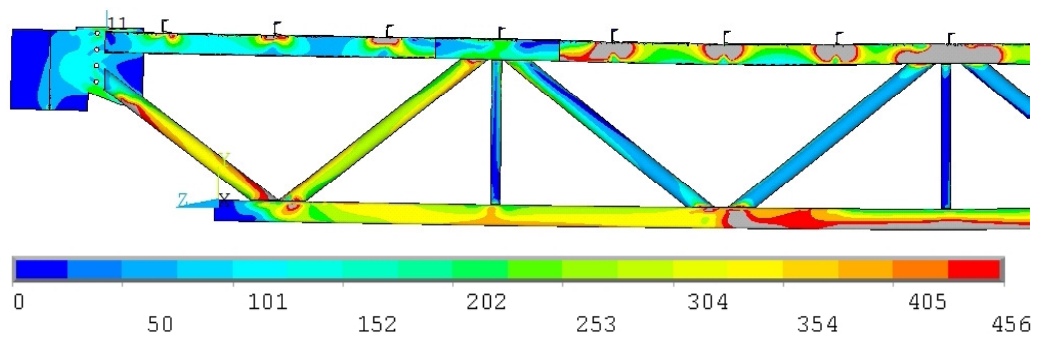


Figura 3.60 Vista lateral com diagramas em cores das tensões de von Mises em MPa

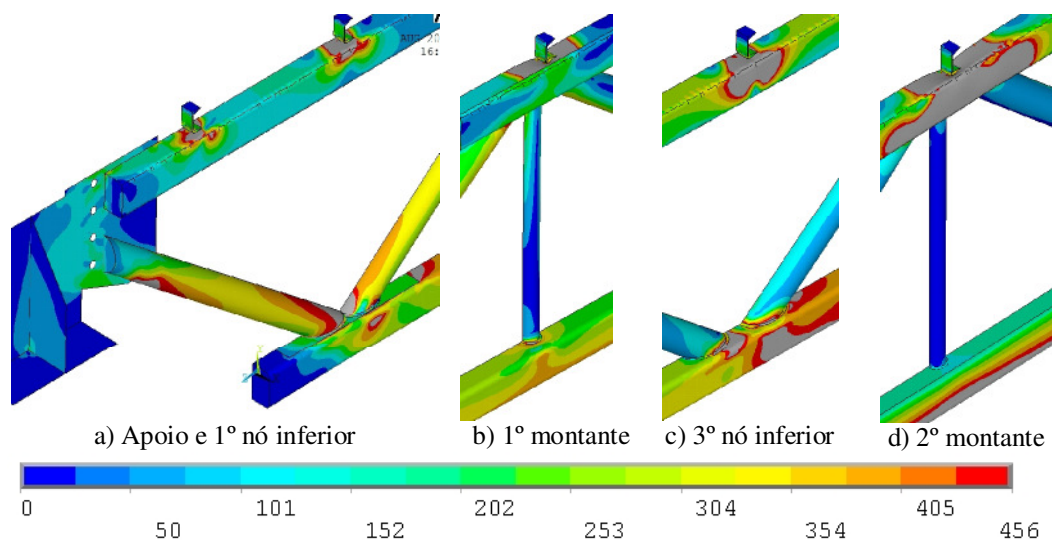


Figura 3.61 Vista 3D de regiões com diagramas em cores das tensões de von Mises em MPa

Foram avaliadas as ligações não reforçadas do banzo inferior e do banzo superior com diagonais mostradas na Figura 3.61c e na Figura 3.61d, identificadas para análise como Nó 1 e Nó 2. Pode-se definir a capacidade resistente das ligações baseado em deformações limites (Lu *et al.* (1994)), que considera que o deslocamento relativo limite ( amassamento da face do banzo),  $\Delta$  (Figura 3.62), referente ao Modo de falha A é de 1% da largura da face do banzo, para o carregamento limite de serviço ( $N_s$ ), e de 3% da largura da face do banzo, para o carregamento limite último ( $N_u$ ). Se  $N_u/N_s$  for maior que 1,5, o carregamento limite que controla a resistência será igual a  $1,5N_s$ . Se  $N_u/N_s$  for menor que 1,5, o carregamento limite será  $N_u$ . Destaca-se que o critério de deformações limites é utilizado por pesquisadores no ajuste de formulações analíticas.



Figura 3.62 Medição do amassamento da parede banzo, adaptada de Nunes (2012)

Na Figura 3.63 apresentam-se os resultados de carga *versus* amassamento nos Nós 1 e 2 (Figura 3.61). As linhas verticais tracejadas na Figura 3.63 indicam os deslocamentos para os estados limites de serviço (1,5 mm) e último (4,5 mm). Para o Nó 1 não foram atingidos os carregamentos limites, percebe-se uma inversão do deslocamento para o carregamento de 252 kN que é o limite da ligação de cisalhamento. No Nó 2, têm-se os carregamentos limites  $N_s= 223$  kN e  $N_u= 260$  kN. Como  $N_u/N_s=1,17$ , pode-se afirmar que a falha na ligação ocorreu para um carregamento de 260 kN. Este valor de carregamento também é muito próximo do atingido no experimento (268,0 kN - ver Figura 3.51), indicando a possibilidade da influência desta ligação sobre comportamento da treliça. Deve-se atentar que este carregamento não se refere ao

carregamento sobre a diagonal, mas ao carregamento aplicado sobre a laje. O carregamento correspondente na diagonal é de 211 kN.

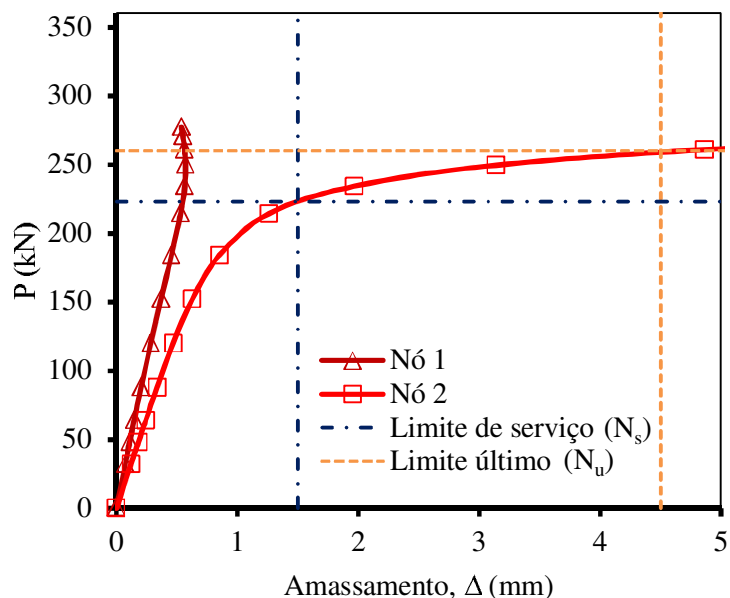


Figura 3.63 Curva de Carga x amassamento nas ligações não reforçadas

A ligação do Nó 2 tem capacidade resistente teórica de 253 kN (Modo de Falha A), conforme equações apresentadas no item 2.4.

### 3.2.5 Avaliação das ligações tubulares em treliças mistas

A partir dos itens anteriores em que o modelo numérico foi calibrado com resultados experimentais, observou-se que as ligações em treliças mistas formadas por perfis tubulares influenciam o comportamento global. Essas ligações tubulares associadas às ligações dos conectores de cisalhamento, introduzem tensões localizadas adicionais; que também influenciam o comportamento da treliça. Considerando que os estudos numéricos de ligações tubulares foram realizados em pesquisas anteriores (Nunes, 2012)) e que as pesquisas do modelo numérico da treliça mista considerou as mesmas técnicas numéricas, optou-se, a partir da calibração do Modelo 2, por avaliar a ligação metálica tubular em associação com a laje; tendo-se um modelo simplificado para a análise da ligação em treliça mista.

Em função das configurações da treliça avaliada por Pereira (2011) ficou dificultada a avaliação das ligações entre perfis tubulares e a comparação de resultados. Portanto, optou-se por modelar outras três treliças mistas, eliminando os montantes e priorizando-se nas análises três ligações, conforme a Figura 3.64. Para propiciar a avaliação isolada de cada ligação sem interferências, as demais ligações receberam um reforço em chapa na região de contato das diagonais com a face do banzo. Na modelagem numérica efetuou-se cortes virtuais nos elementos das diagonais e banzo para avaliar os carregamentos axiais, cujo valor foi parâmetro na aplicação de carregamento na modelagem da ligação isolada. Para evitar o regime de interação parcial, foi adotada uma espessura igual a 6,4 mm para a alma do conector e para a parede do banzo superior.

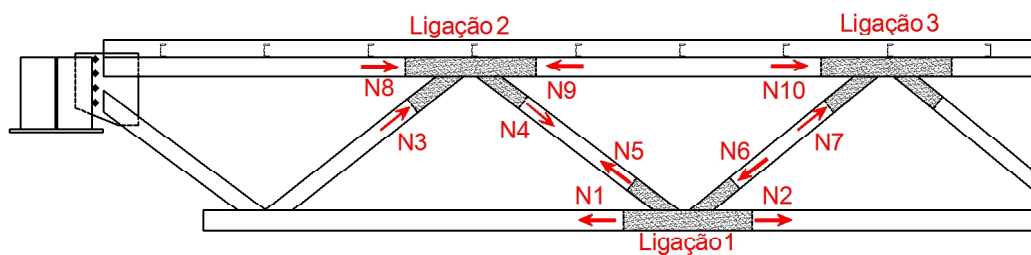


Figura 3.64 Ligações avaliadas nas análises numéricas.

Assim, as análises realizadas são feitas comparando-se o comportamento das ligações da treliça com de ligações modeladas isoladamente, considerando os mesmos parâmetros das ligações da treliça. As ligações isoladas foram analisadas utilizando o modelo numérico definido por Nunes (2012), que foi calibrado com resultados experimentais considerando ligação de perfis tubulares retangulares nos banzos e circulares nas diagonais. Na Figura 3.65 têm-se as condições de contorno consideradas nas ligações isoladas. Os nós da extremidade dos banzos e diagonais tiveram seus deslocamentos acoplados, o que impede o giro da seção na extremidade do elemento. As diagonais são consideradas com deslocamento longitudinal não impedido. Na ligação 1 o banzo foi modelado biapoado, sendo liberado o deslocamento horizontal dos nós nos quais foram aplicados carregamentos. Nas ligações 2 e 3 foram feitas alterações no modelo proposto por Nunes (2012), considerando a laje e os conectores de cisalhamento, avaliando também a influência do posicionamento dos conectores. Os

banzos são modelados com deslocamento livre e o deslocamento horizontal da laje que foi impedido em uma das extremidades. Para simular o carregamento,  $P$ , aplicado pelo atuador sobre o nó superior da treliça, foi introduzida o apoio vertical sobre a laje.

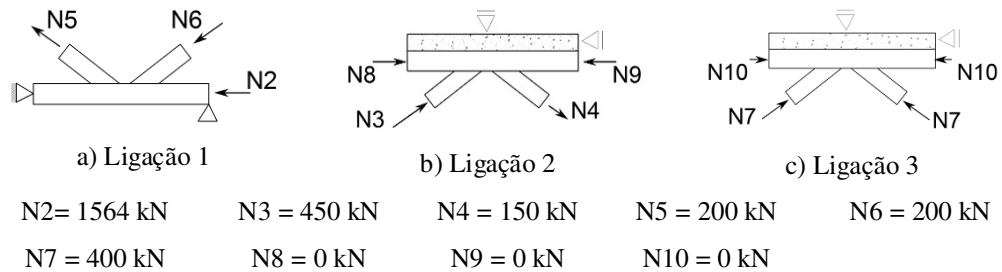


Figura 3.65 Condições de contorno e cargas consideradas na modelagem das ligações isoladas.

A modelagem foi realizada analogamente à utilizada no Modelo 2 da treliça mista, e o modelo para as Ligações 2 e 3 está representado na Figura 3.66. O objetivo desta análise é estudar de forma isolada a interação da ligação tubular com a ligação de cisalhamento da treliça real.

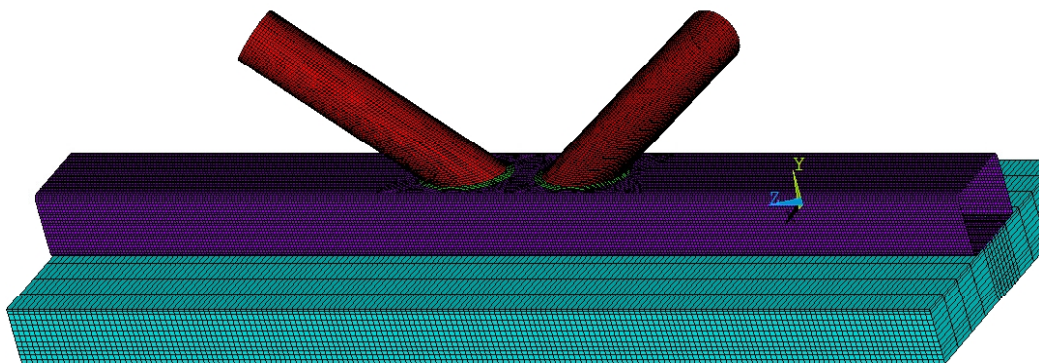


Figura 3.66 Modelo numérico adotado nas ligações 2 e 3

#### a) Ligação 1

Na Figura 3.67 têm-se as curvas de carregamento normal na diagonal *versus* amassamento na face superior,  $\Delta$ , para a Ligação 1. Observa-se boa aproximação dos resultados da ligação na treliça com aqueles da ligação isolada e uma perda de linearidade para o carregamento de 157 kN sobre a diagonal (Figura 3.67).



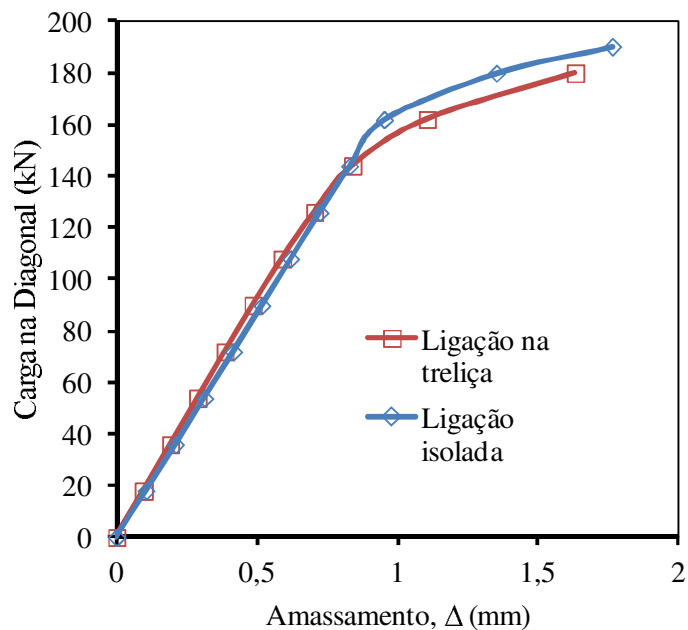


Figura 3.67 Curva de Carga x amassamento para a Ligação 1

### b) Ligação 2

Na Figura 3.68 tem-se a carga máxima aplicada na ligação, sendo utilizadas sete diferentes configurações para os conectores, mantendo-se constante o valor da capacidade resistente da conexão ao cisalhamento e alterando-se a espessura do conector em cada caso. Nas três primeiras configurações (A, B e C) mantém-se sempre um conector na posição central da ligação, variando-se o espaçamento entre conectores de 125 mm, 375 mm e 625 mm. Na quarta e quinta configurações (D e E) mantêm-se os conectores simétricos em relação à ligação, variando-se o espaçamento em 250 mm e 510 mm. Na sexta e sétima configurações (F e G), os conectores são dispostos de forma assimétrica, mantendo-se o espaçamento de 625 mm. Na Figura 3.69 têm-se os detalhes e os resultados de cada configuração.

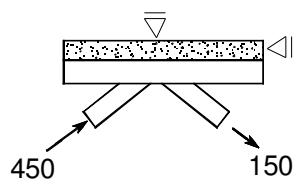


Figura 3.68 Cargas em kN aplicadas na Ligação 2

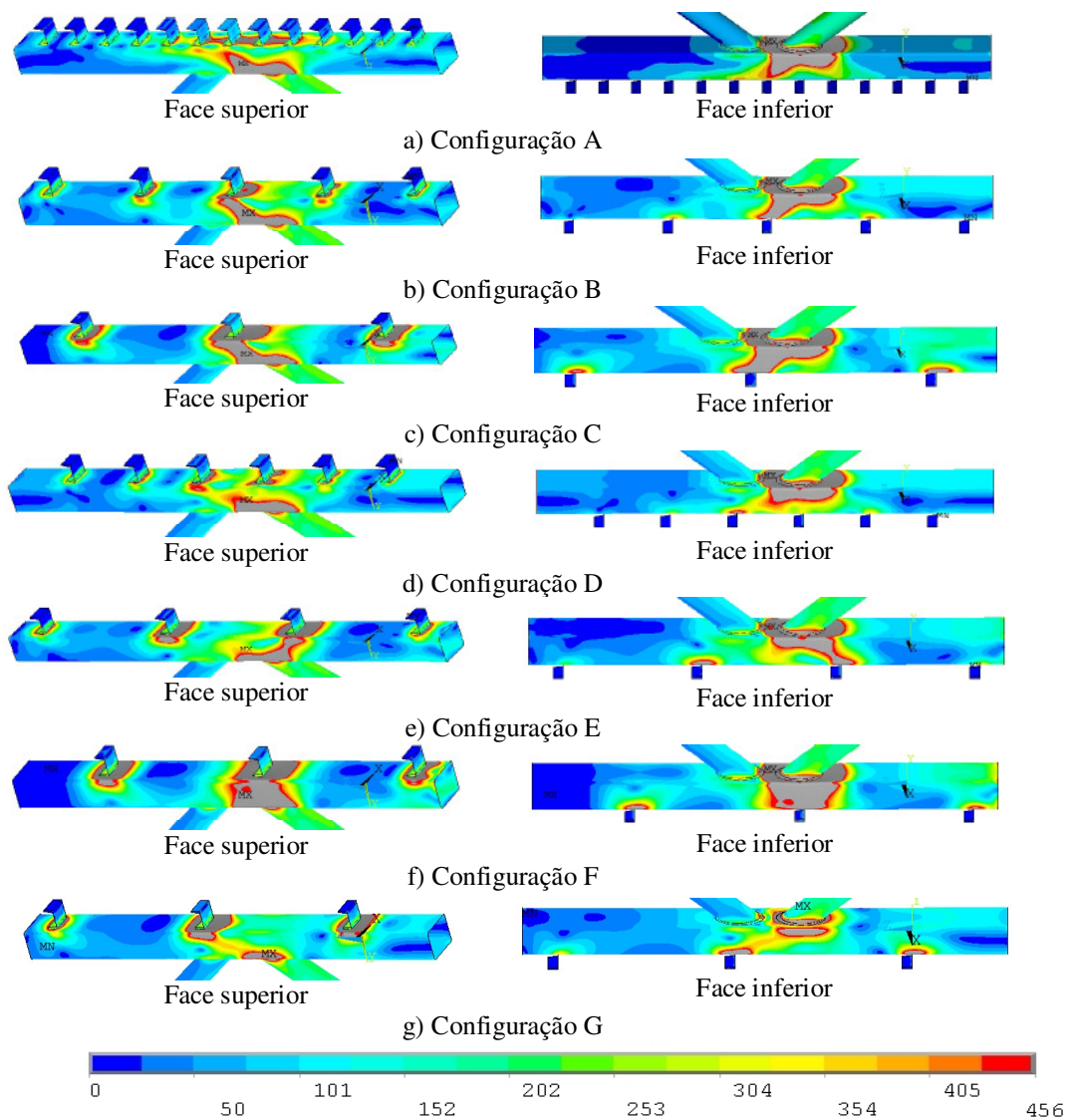


Figura 3.69 Tensões de von Mises (MPa) na Ligação 2

Os resultados da Figura 3.69 foram obtidos para um carregamento na diagonal comprimida de 400 kN e de 150 kN na diagonal tracionada (obs.: na última configuração houve perda de convergência para o carregamento de 356 kN). De forma geral, o que se observa é uma transferência de esforços da diagonal comprimida ao conector mais próximo. Na face onde estão ligadas as diagonais, nota-se pouca influência da configuração da conexão, que é confirmada ao se medir o amassamento nesta região (Figura 3.70a). A face contrária onde está soldado o conector, é a mais solicitada. O aumento no espaçamento do conector propicia melhor distribuição de

esforços entre conectores. Observa-se que a opção mais viável é manter o maior afastamento possível do conector em relação à ligação e simétricos em relação à diagonal comprimida. Na Figura 3.70b comparam-se as curvas de carga *versus* amassamento para a Ligação 2 da ligação na treliça e da ligação isolada com a configuração C. A partir do carregamento de 230 kN, ocorre uma queda na capacidade resistente na ligação da treliça, o que mostra que outro efeito influencia a ligação da treliça. O carregamento limite teórico é de 491 kN, superior ao obtido com a ligação isolada de 400 kN. O carregamento limite da ligação na treliça foi de 287 kN.

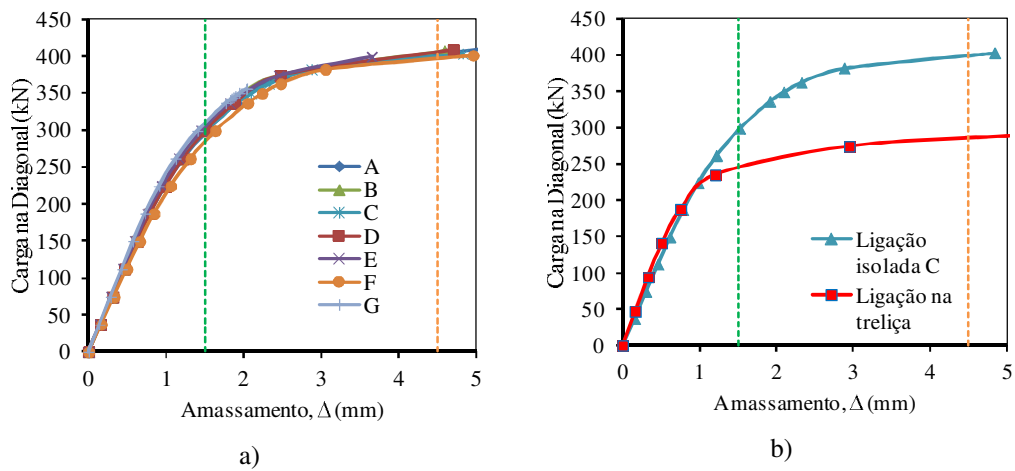


Figura 3.70 Curva de carga x amassamento da diagonal comprimida na Ligação 2

Na ligação C, os conectores tem mesmo espaçamento e posicionamento daqueles da treliça mista avaliada por Pereira (2011). Na Figura 3.71 comparam-se os resultados dessa ligação com aqueles da treliça e observa-se comportamento similar.

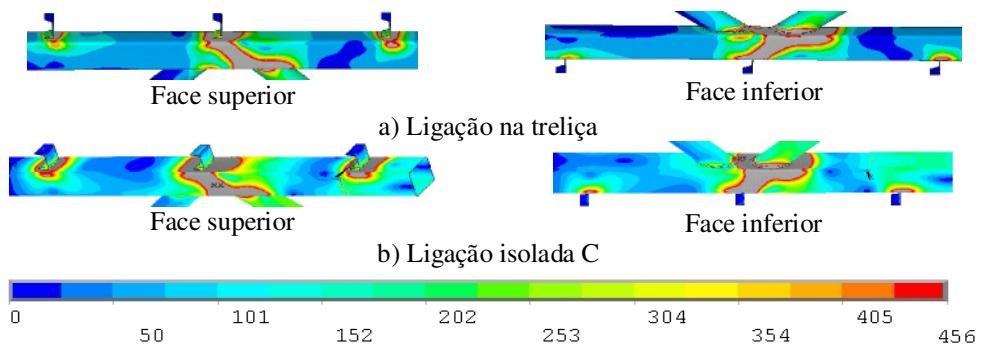


Figura 3.71 Tensões de von Mises (MPa) na Ligação 2

### c) Ligação 3

Na Figura 3.72 têm-se os carregamentos máximos aplicados na Ligação 3; em que não ocorre a transmissão de carregamentos horizontais oriundos do equilíbrio das diagonais e praticamente dobra o valor do carregamento vertical que comprime a ligação. Assim, ocorre uma amplificação dos efeitos apresentados para a Ligação 2, como pode ser observado na Figura 3.72, para as mesmas configurações de distribuição de conectores da Ligação 2.

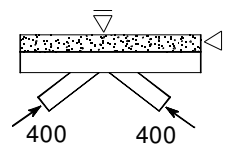


Figura 3.72 Cargas em kN aplicadas na Ligação 3

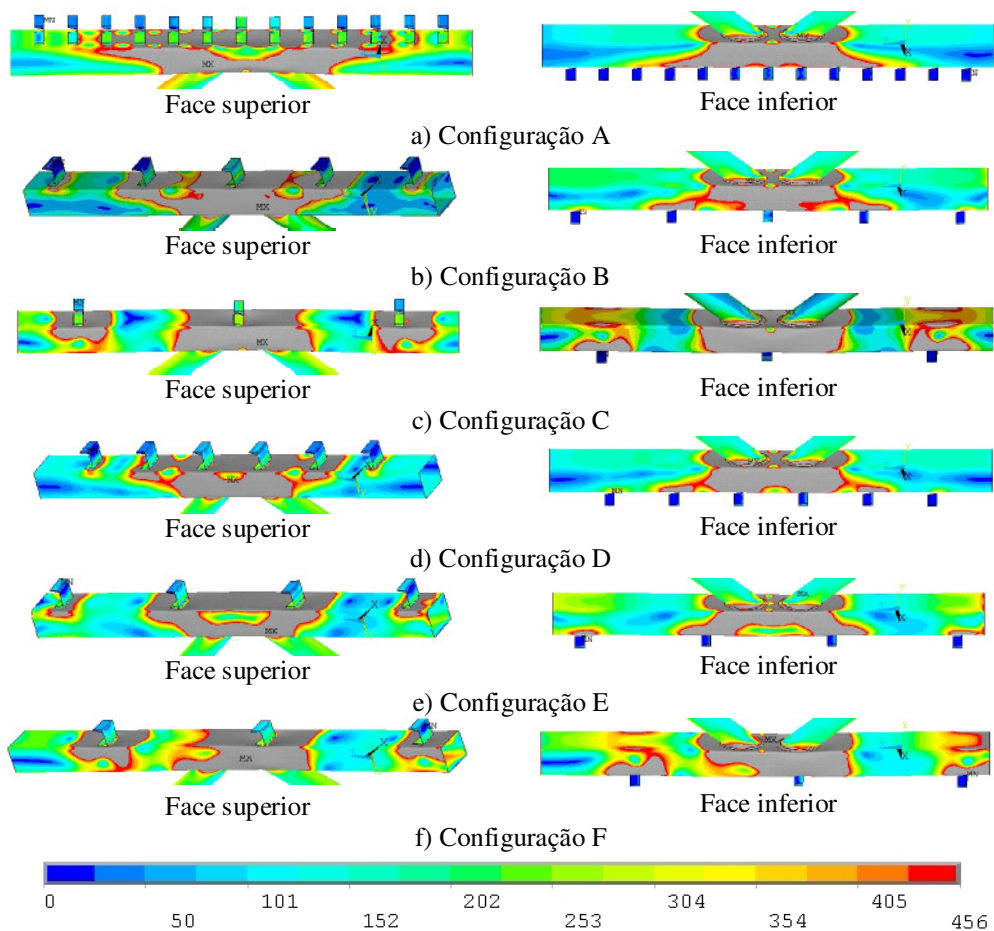


Figura 3.73 Tensões de von Mises (MPa) na Ligação 3

Na Figura 3.74a têm-se a carga na diagonal *versus* amassamento para a Ligação 3 onde ocorre aproximação dos resultados das ligações com as diferentes configurações. Ao observar os resultados ilustrados na Figura 3.74b, tem-se aproximação dos resultados da ligação isolada com a ligação na treliça. No entanto, a ligação da treliça atingiu um carregamento máximo igual a 292 kN, em função da plastificação do banzo inferior por tração, nesta etapa de carregamento. O carregamento pelo método da deformação limite na ligação isolada é de 340 kN, que é próximo do carregamento de 330 kN obtido com a equações teóricas para a avaliação da ligação.

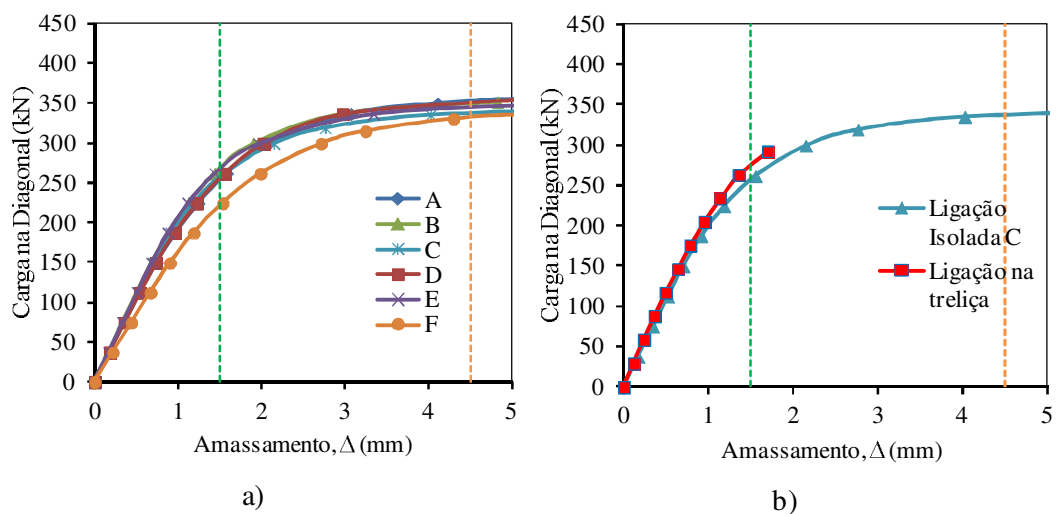


Figura 3.74 Curva de Carga x amassamento para a Ligação 3

Para avaliar a distribuição de tensões entre conectores quanto ao cisalhamento, modelou-se uma ligação com carregamentos iguais nas diagonais, porém com valores invertidos (Ligação 4 - Figura 3.75). Desta forma, as componentes verticais de carregamento nas duas diagonais equilibram-se e as componentes horizontais somam-se, submetendo os conectores ao cisalhamento. Na Figura 3.76 compara-se o desenvolvimento de tensão de von Mises nos conectores das Ligações 2, 3 e 4, considerando a Configuração do tipo A para dois níveis de carregamento na diagonal, 37,5 kN e 350 kN. Pode-se observar que na Ligação 4 os esforços tem valor mais uniforme ao longo dos conectores, principalmente para os carregamentos últimos. Desta forma, conclui-se que os picos de esforços nos conectores destas ligações ocorrem em função da resultante de compressão exercida pelas diagonais.

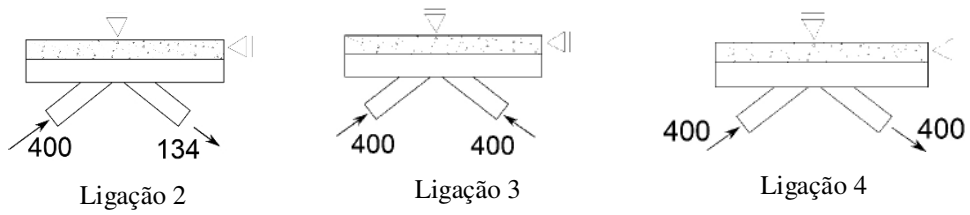


Figura 3.75 Cargas em kN aplicadas nas ligações

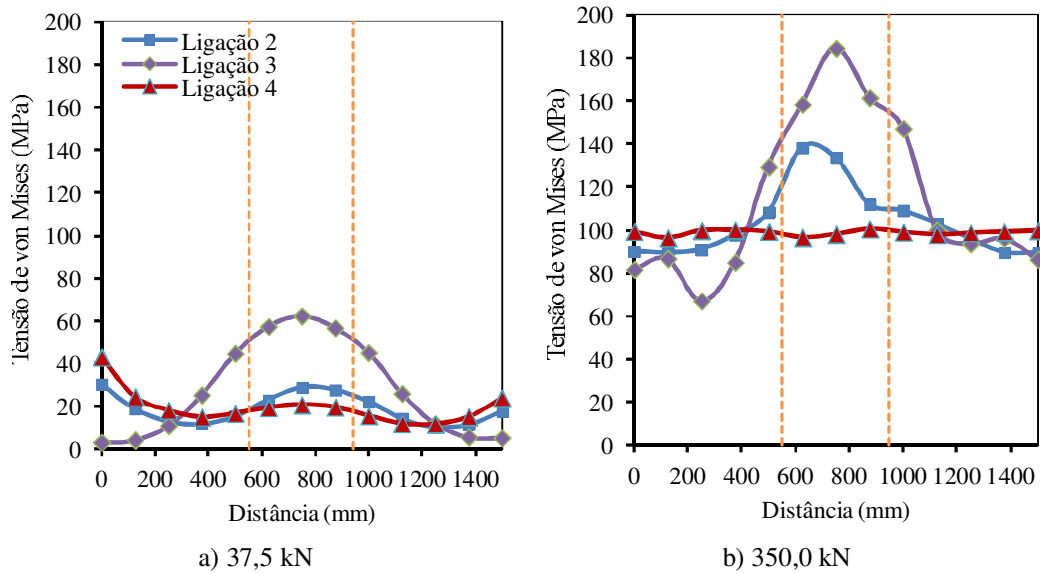


Figura 3.76 Desenvolvimento de esforços ao longo dos conectores

Na Figura 3.77 têm-se as tensões de von Mises na Ligação 4, considerando a Configuração A e a Configuração C para os conectores. Os resultados indicam que ao se aumentar o espaçamento dos conectores, ocorrem picos de tensões na base dos conectores e um menor efeito na ligação.

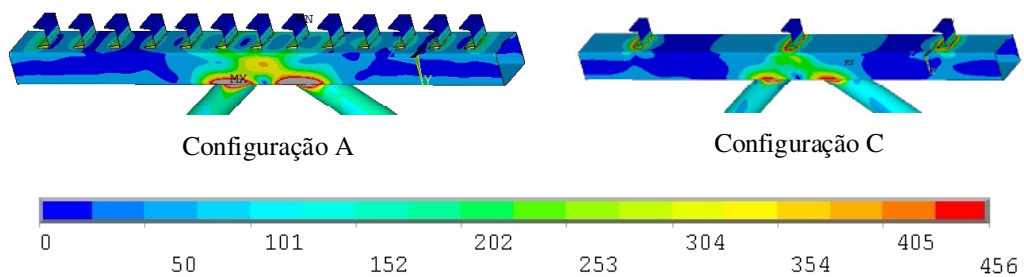


Figura 3.77 Tensões de von Mises (MPa) na Ligação 4

### 4 ESTUDOS “PUSH-OUT” COM O CONECTOR SOLDADO EM PERFIL TUBULAR

Apartir das análises dos resultados experimentais da treliça mista, foi observado que o comportamento do conector de cisalhamento deveria ser melhor estudado. Assim, optou-se por avaliar, por meio de estudos experimentais e numéricos do tipo “push-out”, a capacidade resistente de conectores de cisalhamento em perfil U laminado soldados em perfis tubulares retangulares. A Equação (8), utilizada para a determinação da capacidade resistente do conector, é baseada em estudos onde o conector foi soldado em perfil I laminado.

#### 4.1 ANÁLISE EXPERIMENTAL

O Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004) apresenta uma metodologia que padroniza o ensaio do tipo "push-out" para avaliações de ligações de cisalhamento específicas. A metodologia aborda situações nas quais se deseja avaliar a capacidade resistente do conector para a sua aplicação em qualquer estrutura mista ou em tipo específico de estrutura. Para este último caso, o ensaio deve ser baseado na ligação de cisalhamento real da estrutura mista que está sendo investigada. Na treliça avaliada neste trabalho, os conectores tem um espaçamento de 625 mm, o que exigiria um modelo experimental "push-out" com a laje tendo comprimento igual a 1562,5 mm. Essa dimensão inviabilizaria os ensaios. Sendo assim, foram adotados modelos experimentais seguindo as recomendações da Norma Inglesa, BS 5400 (1979), de forma semelhante ao utilizado em outros estudos "push-out" com o conector U ( Malite, 1993, Malek, 2008b, e Shariati *et al.*, 2010). Na Figura 4.1 ilustram-se detalhes do modelo.

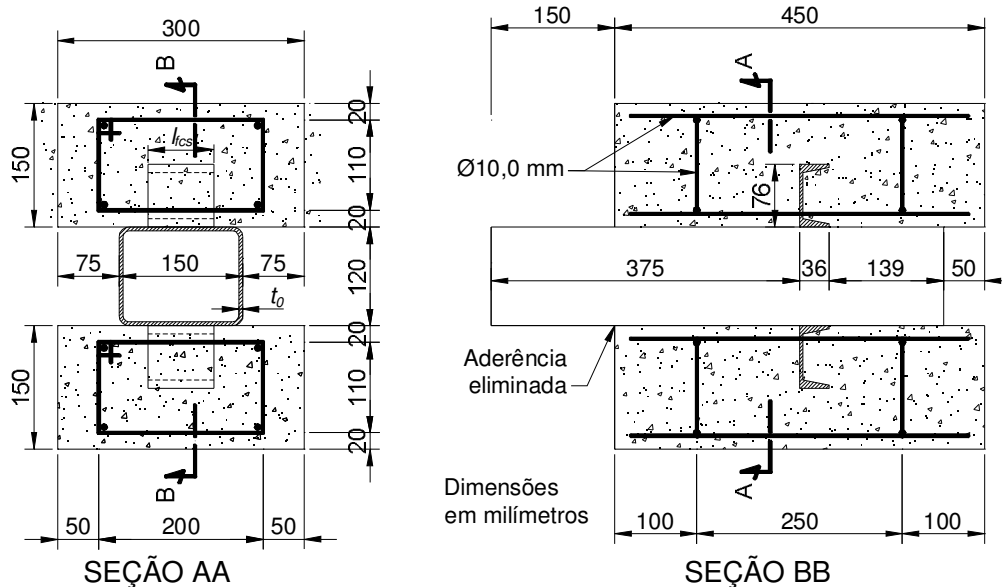


Figura 4.1 Modelo utilizado nos ensaios do tipo “push-out”

O objetivo principal da realização dos ensaios foi investigar o efeito da espessura do banzo e do comprimento do conector na capacidade resistente da conexão. Os resultados foram utilizados na calibração de modelos numéricos. No experimento foram utilizados conectores de mesma dimensão daqueles do ensaio da treliça mista, com comprimento,  $l_{fcs}$ , igual a 80 mm; e também conectores com comprimentos variados, 40 mm e 120 mm. Em função de disponibilidade de material para fabricação dos protótipos, utilizou-se perfis tubulares retangulares com paredes de 5,6 mm e 6,4 mm de espessura ( $t_0$ ), largura de 150 mm e altura de 120 mm. Foram utilizados seis protótipos diferentes, com duas unidades de cada, totalizando doze protótipos.

#### 4.1.1 Fabricação dos protótipos

O Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004) recomenda a concretagem das lajes na posição horizontal, como forma de aproximar o modelo ensaiado de uma viga mista. Tal procedimento exige a concretagem de cada laje do modelo em etapas distintas. Conforme observado por Pashan (2006), o concreto de cada laje pode apresentar resistências diferentes. Nos ensaios realizados, visando a concretagem das lajes simultaneamente, optou-se pela concretagem com a fôrma na posição vertical. Esta forma de concretagem foi adotada por outros autores, como Veríssimo (2007).



Foi construída uma fôrma para cada laje, utilizando folhas de madeirite plastificado com 14 mm de espessura, estruturada com peças de madeira de 50 mm x 25 mm. Para o encaixe do perfil, deixou-se uma abertura em uma das faces da fôrma. Nesta mesma face foram fixadas placas retangulares que serviram de apoio a outras placas espaçadoras, cuja função foi manter as lajes na posição de projeto em relação ao perfil de aço durante a concretagem.

Na Figura 4.2 tem-se a configuração das fôrmas já montadas para a concretagem. Externamente, as peças de 50 mm x 25 mm são fixadas entre si utilizando pregos e também arame recozido trançado. Com o perfil e a armadura na posição definitiva, foram fixadas peças de 50 mm x 25 mm na região superior para garantir o travamento do perfil nesta posição.



a) Sem o perfil



b) Com o perfil

Figura 4.2 Aspecto da fôrma montada.

Antes da concretagem, para a medição de deformações foram colados extensômetros lineares, nas faces tracionada e comprimida do conector (Figura 4.3). Estes extensômetros foram posicionados a 50 mm da extremidade superior do conector. O perfil tubular também foi instrumentado com rosetas 45° a 20 mm do conector.

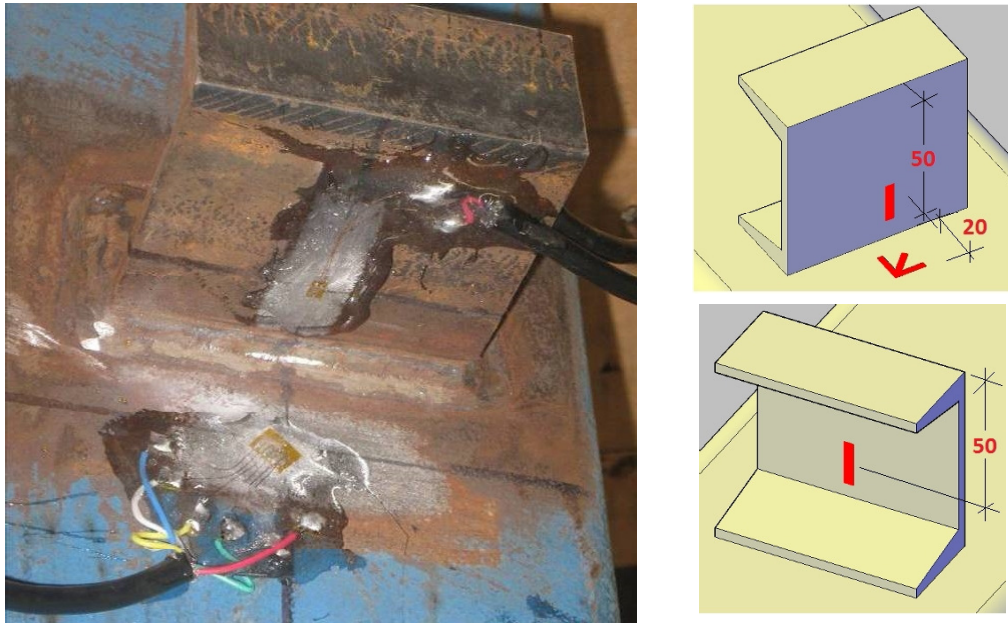


Figura 4.3 Posicionamento de instrumentos para a medição de deformações

O concreto foi moldado "in loco" e a concretagem foi realizada em quatro etapas, em função da capacidade do equipamento utilizado na mistura, sendo separados três corpos de prova por etapa. Utilizou-se o agregado graúdo brita zero para garantir boas condições de concretagem e de homogeneização da mistura na posição vertical. O concreto foi lançado em três camadas de 15 cm aproximadamente, e adensado com vibrador de imersão. Os modelos foram curados ao ar livre, no pátio interno do laboratório de estruturas, cobertos com uma manta plástica para atenuar a variação de temperatura e manter a umidade.

A desforma dos protótipos ocorreu seis dias após a concretagem e foi observada a necessidade do nivelamento das bases que seriam apoiadas durante os ensaios. Para isso, foram fabricadas, com cantoneiras metálicas e parafusos, pequenas fôrmas desmontáveis; que foram utilizadas para a regularização das bases com o capeamento em argamassa do tipo "grout", (Figura 4.4). A argamassa preencheu totalmente os espaços vazios, sendo auto nivelante e atingindo alta resistência mecânica em tempo reduzido.



a) Topo

a) Base

Figura 4.4 Regularização e nivelamento da base dos protótipos

A regularização da base dos protótipos teve os seguintes passos: as fôrmas desmontáveis foram apoiadas sobre uma base metálica nivelada; foi aplicado um desmoldante sobre a fôrma e sobre a base metálica; a argamassa foi misturada e lançada sobre a fôrma; as lajes dos protótipos foram assentadas sobre a argamassa; e a extremidade do perfil metálico foi ajustada até atingir o seu nivelamento. Foi utilizado nível eletrônico para verificar o nivelamento, como mostra a Figura 4.4.

#### 4.1.2 Montagem e execução dos ensaios

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Ouro Preto. Utilizou-se a prensa modelo HVL da série INSTRON SATEC 5569, com controle de carga e deslocamento e capacidade de 2000 kN. Além da instrumentação com extensômetros apresentada no item anterior, durante os ensaios foi medido o deslocamento relativo entre o perfil metálico e a laje, tanto na direção longitudinal quanto na transversal. Para isso são utilizados transdutores de deslocamento, fixados conforme esquema da Figura 4.5. Os instrumentos foram fixados ao perfil por meio de bases magnéticas e coletavam dados de deslocamento relativo nas faces superior e lateral das lajes.

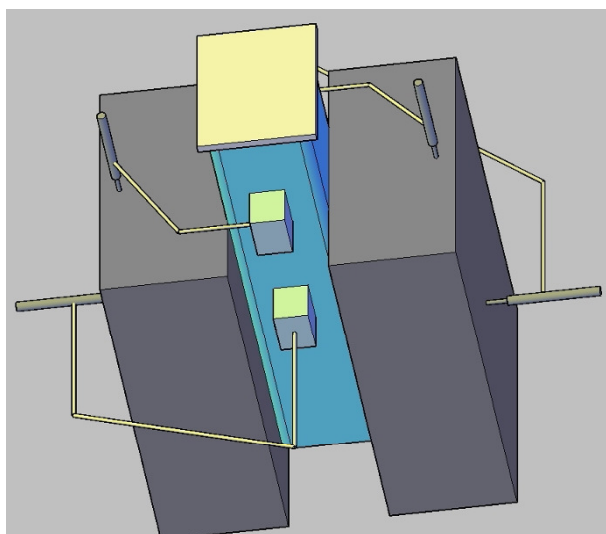


Figura 4.5 Posicionamento de instrumentos para a medição de deslocamentos

O Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004) apresenta um procedimento padrão para os ensaios "push-out" em que é recomendado iniciar o ensaio com incrementos de carga até atingir 40% da carga máxima esperada; e em seguida aplicar 25 ciclos de carregamento com a carga variando entre 5% e 40% da carga máxima. No entanto, o equipamento disponível não permite ensaios com carregamentos cíclicos. Optou-se por iniciar os ensaios com incrementos de carga até atingir um carregamento de 25 kN ( $\approx 20\%$  do final), para protótipos com conectores de 40 mm e de 50 kN para os demais; utilizando neste caso, controle de carga. Na sequência, descarregou-se o protótipo e reiniciou-se o carregamento utilizando controle de deslocamentos. Os ensaios foram programados com a velocidade de 0,2 mm/min, adotando-se como critério de parada a redução no carregamento máximo de 20%.

Para garantir a verticalidade e a centralização do carregamento, foi utilizada rótula acoplada ao prato superior da prensa. Dessa forma, a base do modelo ficou em contato direto com o prato inferior da máquina e a extremidade superior do perfil com a rótula do prato superior como na a Figura 4.6. Na mesma figura tem-se uma imagem geral da montagem com o posicionamento dos transdutores de deslocamento e dos cabos dos extensômetros instalados nos conectores e no perfil tubular antes da concretagem.

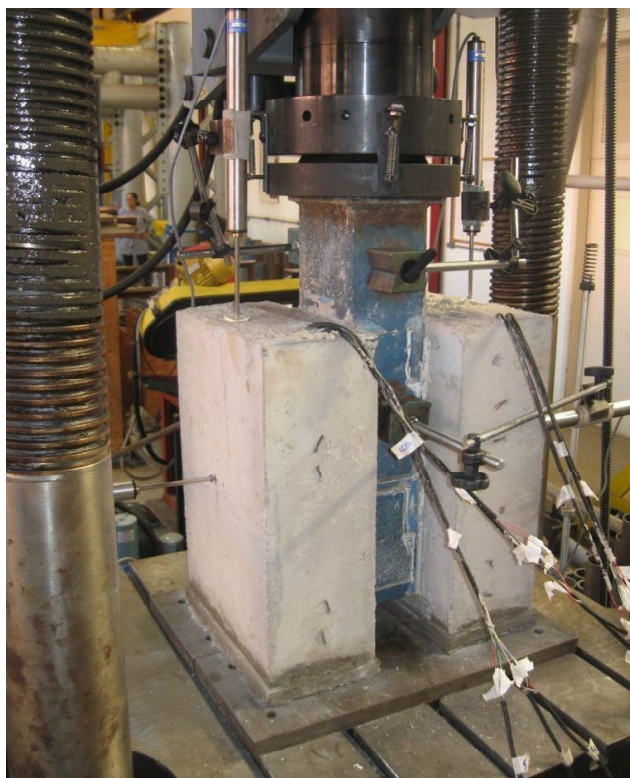


Figura 4.6 Imagem do ensaio "push-out" montado.

O valor dos carregamentos foi obtido pelo sistema de aquisição de dados da prensa e controlado pelo programa computacional Partner 8.4a da Instron (2008). As leituras de deformações e deslocamentos foram realizadas pelo sistema de aquisição de dados Spider 8, que é controlado pelo programa computacional Catman 4.5, ambos desenvolvidos pela HBM, *Hottinger Baldwin Messtechnik* (2003).

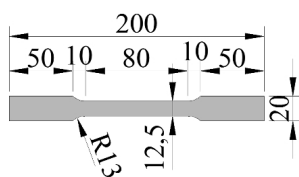
#### **4.1.3 Apresentação de resultados**

Antes da realização dos ensaios com os protótipos, foi feita a análise da resistência do concreto à compressão para cada etapa de concretagem e do aço utilizado no conector. Para o concreto, os resultados estão resumidos na Tabela 4.1. Em duas das etapas o concreto apresentou resistência inferior em relação às demais, o que pode ter sido causado por algum erro durante o processo de mistura. As propriedades mecânicas do aço do conector foram determinadas por meio de ensaios de tração direta, seguindo as prescrições da NBR 6152: 2002. Foram retiradas amostras do perfil utilizado nos

conectores, moldando-se três corpos-de-prova. A Figura 4.7 ilustra as dimensões utilizadas nos corpos-de-prova e o seu aspecto após os ensaios.

Tabela 4.1 Dados de resistência à compressão do concreto

Comprimento do conector (mm)	Espessura do perfil (mm)	Modelo	$f_{c\text{médio}}$ (MPa)
40	5,6	1	14,9
	5,6	2	20,5
	6,4	1	16,3
	6,4	2	14,9
80	5,6	1	20,5
	5,6	2	20,5
	6,4	1	20,5
	6,4	2	20,5
120	5,6	1	16,3
	5,6	2	16,3
	6,4	1	20,5
	6,4	2	14,9



a) Dimensões



b) Aspecto após a ruptura

Figura 4.7 Corpos-de-prova de aço extraídos para caracterização

Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados dos ensaios com o aço do conector, com o alongamento máximo ( $A$ ), a resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e a resistência à ruptura ( $f_u$ ). Chegou-se a um valor médio de resistência ao escoamento de 280 MPa e de resistência à ruptura de 527 MPa, que são superiores aos valores nominais do aço.

Tabela 4.2 Propriedades mecânicas do aço do conector

Corpo-de-prova	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$A$ (%)
CP1	275,0	530,0	24,5
CP2	285,0	525,0	19,0
CP3	280,0	530,0	20,5
<b>Média</b>	<b>280,0</b>	<b>527,0</b>	<b>21,5</b>

Um dos protótipos com o conector de 40 mm e outro com o conector de 120 mm apresentaram problemas no nivelamento da base. Houve a tentativa de minimizar estes problemas assentando os protótipos sobre uma base de neoprene, como foi utilizado no trabalho de Veríssimo (2007), mas esta solução não foi eficiente e os resultados destes protótipos não foram considerados.

Na Figura 4.8 apresentam-se as curvas de carga *versus* deslizamento obtidas nos ensaios. O deslizamento foi obtido utilizando as leituras dos transdutores de deslocamento posicionados na face superior da laje.

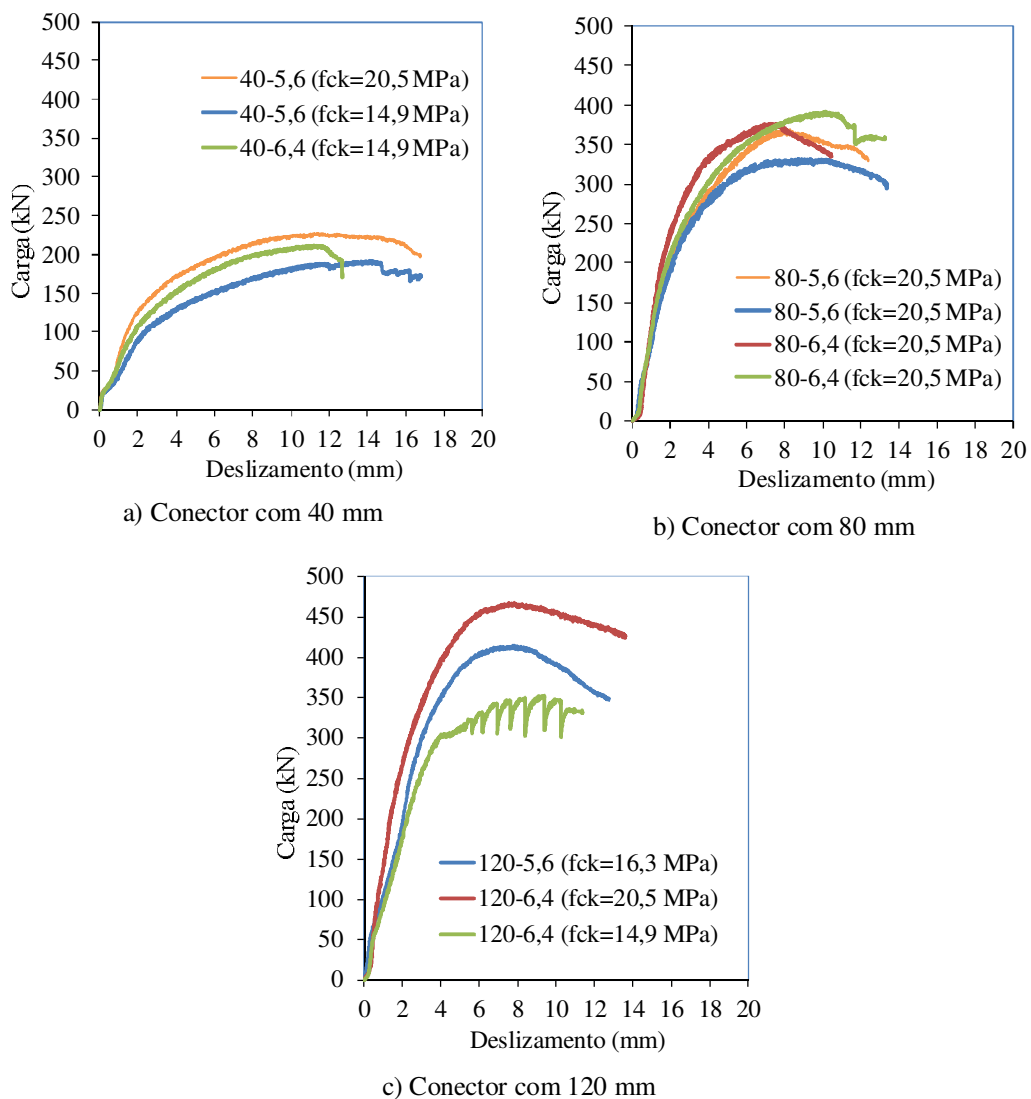


Figura 4.8 Curvas de carga x deslizamento

Os resultados mostram comportamento dúctil das ligações de cisalhamento, caracterizado por um deslizamento relativo superior a 6,0 mm para uma carga igual a 90% da carga máxima atingida (Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004)). Observa-se nos resultados a influência da resistência do concreto, da espessura do perfil e do comprimento do conector na capacidade de carga da conexão. O conector com 40 mm de comprimento apresentou maior flexibilidade em relação aos demais. Tem-se menor deslizamento e maior resistência quando se utiliza o perfil de maior espessura (6,4 mm). Quando se utiliza o conector de 80 mm, o efeito da espessura do perfil é menor. Em um dos ensaios com o conector de 120 mm (120-6,4), após o carregamento de 300 kN, foi notada uma sequência de reduções bruscas no carregamento que eram recuperadas. No momento das reduções foram ouvidos ruídos e observada a formação de fissuras ao longo das lajes, indicando a ruptura do concreto.

Maior formação de fissuras foi observada no concreto com o aumento do comprimento do conector (Figura 4.9), o que influenciou os deslocamentos horizontais (Figura 4.10), que apresentavam variações nas leituras quando da formação de uma fissura. Assim, com o maior comprimento do conector, ocorre uma maior mobilização do concreto para a capacidade resistente da conexão.

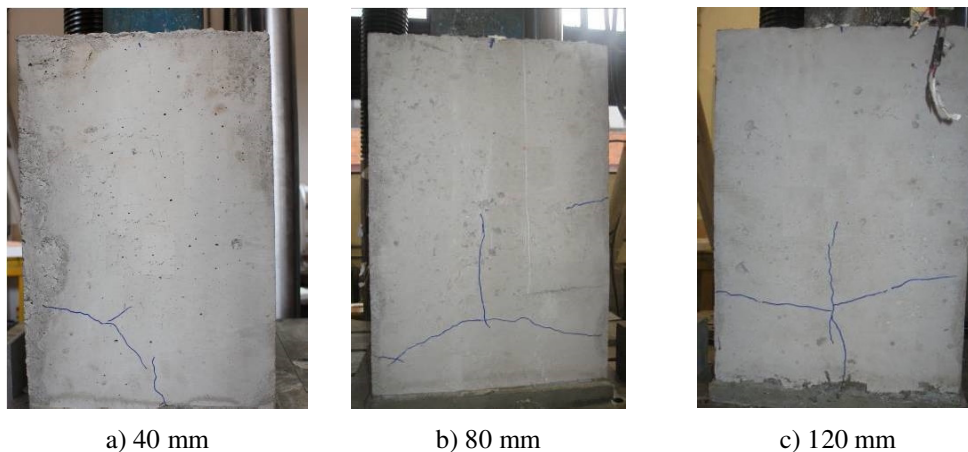


Figura 4.9 Padrão de fissuração observado em cada série de ensaios



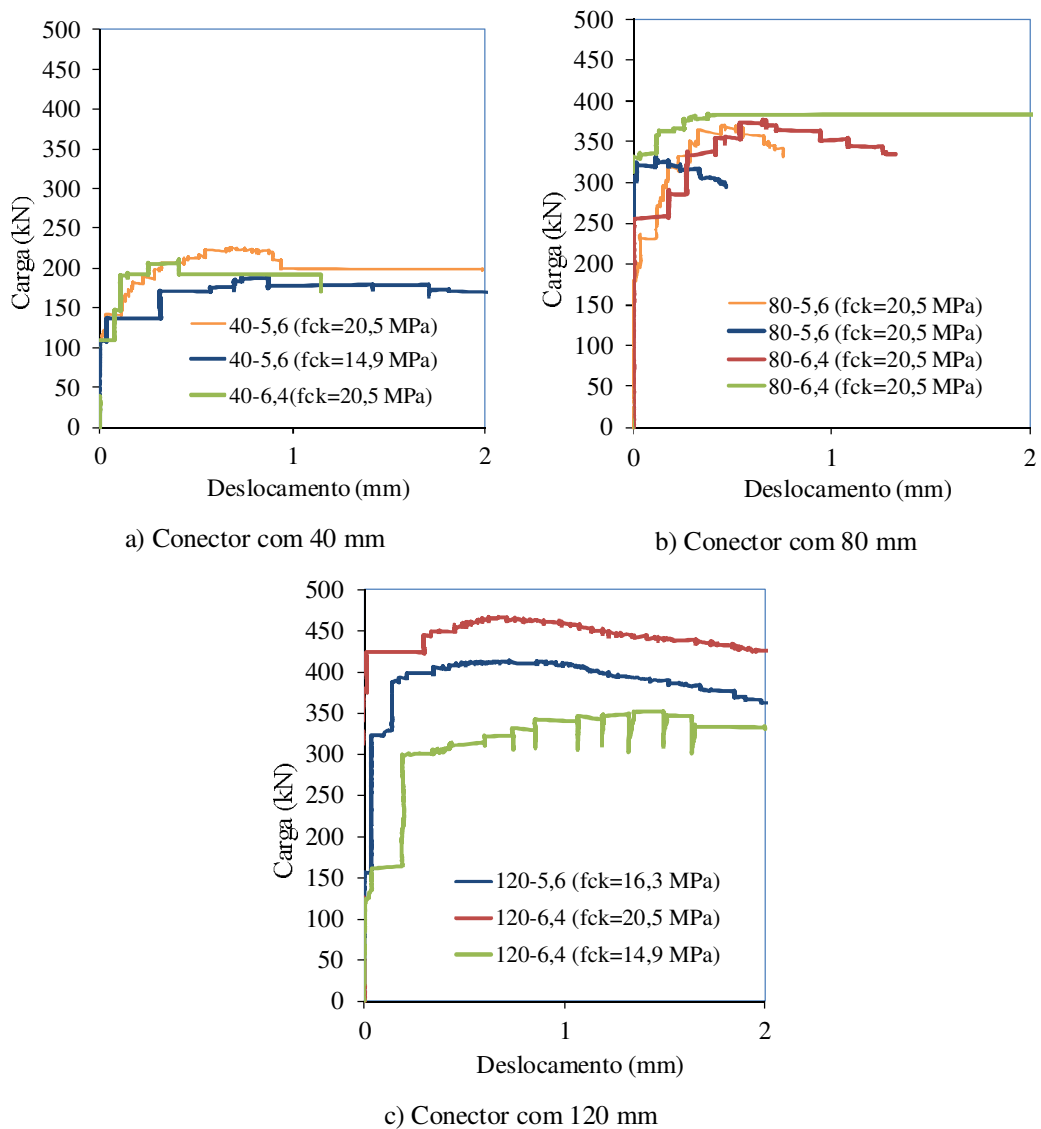


Figura 4.10 Curvas de Carga x Deslocamento horizontal

Segundo Veríssimo (2007), recomenda-se que a separação transversal entre o perfil de aço e as lajes, medida quando os conectores estão sujeitos a 80% da sua carga última, seja inferior a 50% do deslizamento longitudinal correspondente. Conforme pode-se observar nos gráficos da Figura 4.10 os deslocamentos horizontais atendem a esta recomendação. Observa-se que os deslocamentos são praticamente nulos no início do ensaio, tendo maiores valores para os carregamentos últimos.

Na Tabela 4.3 apresentam-se os resultados de capacidade resistente do conector de cisalhamento obtidos de forma experimental, e que são comparados com valores teóricos obtidos com a Equação (8). Os resultados experimentais foram definidos seguindo as recomendações do Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004), considerando um valor correspondente a 90% do carregamento máximo nas análises.

Tabela 4.3 Comparação de resultados experimentais e teóricos.

$t_o$ (mm)	$l_{fcs}$ (mm)	$f_{c,médio}$ (MPa)	$Q_{r,teór.}$ (kN)	$Q_{r,exp.}$ (kN)	$\frac{Q_{r,exp.}}{Q_{r,teór.}}$
5,6	40	20,5	72,2	113,8	1,58
6,4	40	14,9	56,8	105,9	1,86
5,6	40	14,9	56,8	95,7	1,68
5,6	80	20,5	144,4	149,0	1,03
5,6	80	20,5	144,4	166,3	1,15
6,4	80	20,5	144,4	175,5	1,22
6,4	80	20,5	144,4	169,8	1,18
6,4	120	20,5	216,6	210,0	0,97
5,6	120	16,3	182,3	186,1	1,02
6,4	120	14,9	170,5	158,4	0,93

Os resultados experimentais foram em geral superiores aos teóricos, com exceção do conector de 120 mm, que apresentou resultados experimentais inferiores aos teóricos para a espessura da parede do perfil de 6,4 mm. Nota-se redução na razão entre resultados com o aumento do comprimento ( $l_{fcs}$ ) do conector. Acredita-se que esta redução esteja associada à capacidade da parede do tubo em se mobilizar para resistir aos carregamentos de cisalhamento. A base do conector soldado no perfil tubular não é rígida como nos conectores soldado em perfil “I” laminado nos quais é baseada a Equação (8).

A seguir têm-se os resultados de deformações lineares medidas pelos extensômetros posicionados na alma do conector ( $L1$  e  $L2$ ) e de deformações de von Mises, obtidas a partir das deformações medidas pela roseta 45° instalada na face do perfil (Figura 4.11). Na legenda do gráfico  $L1$  refere-se ao extensômetro na região frontal da alma do conector e  $L2$  ao extensômetro na face oposta. Ainda na legenda,  $E$  refere-se ao conector à esquerda do perfil e  $D$  ao conector da direita.

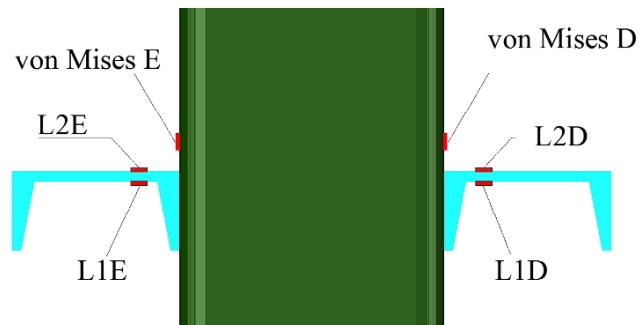
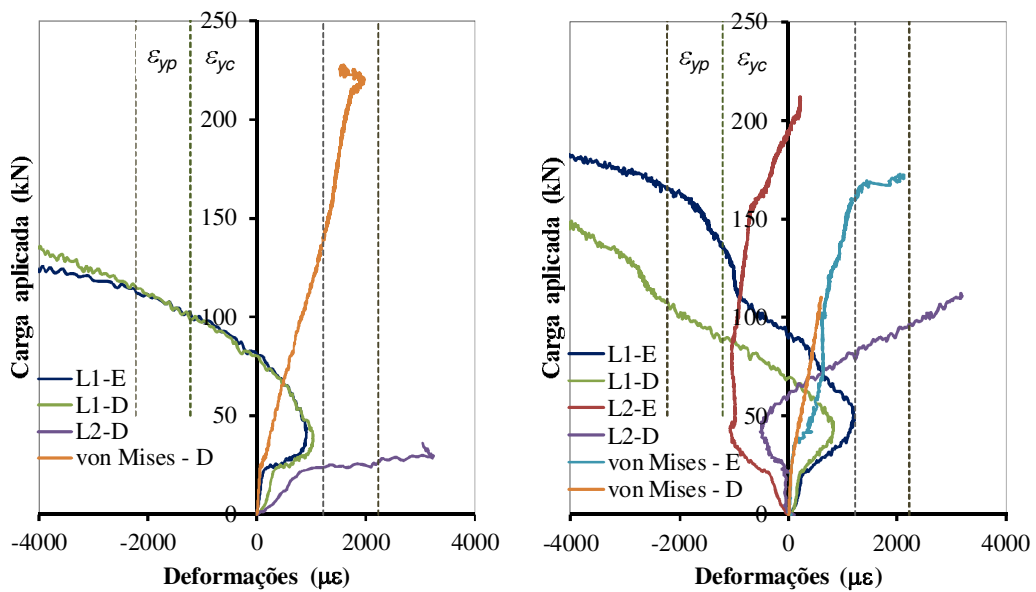


Figura 4.11 Identificação dos extensômetros no protótipo

Na Figura 4.12, a linha tracejada mais próxima do eixo vertical do gráfico indica a deformação limite de escoamento do aço do conector ( $\epsilon_{yc}$ ) e a linha mais afastada a deformação limite de escoamento do aço perfil ( $\epsilon_{yp}$ ). Para o conector de 40 mm de comprimento, com perfil com espessura de 5,6 mm (Figura 4.12a), os resultados indicam que na face frontal do conector o extensômetro da esquerda apresenta problemas de leitura e o da direita atinge deformações de tração superiores ao limite de escoamento para carregamento próximo de 25 kN.



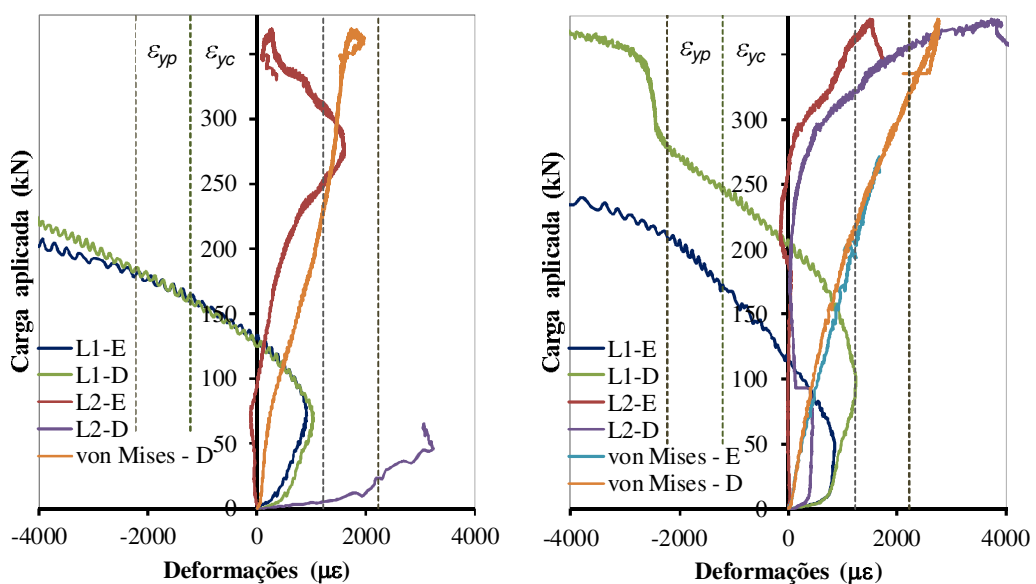
a) Perfil com espessura de 5,6 mm

b) Perfil com espessura de 6,4 mm

Figura 4.12 Curvas de Carga x deformação para o conector com 40 mm

Na face oposta do conector ocorrem deformações de tração que se aproximam do limite de escoamento do material; após ser atingido um valor máximo, estas deformações voltam a diminuir passando a ter valores negativos, chegando ao escoamento em compressão. A roseta 45° da esquerda apresentou problemas de leitura e a da direita deformações próximas do limite de escoamento do material para os carregamentos últimos. Quando se utiliza o perfil com 6,4 mm de espessura (Figura 4.12b) observa-se maior simetria nos resultados dos extensômetros posicionados nas faces opostas da alma do conector. A roseta 45° da esquerda descolou do perfil com espessura de 5,6 mm antes de atingir o carregamento máximo.

Resultados semelhantes são obtidos com o conector de 80 mm (Figura 4.13a). Com a espessura de 6,4 mm (Figura 4.13b), no entanto, não se observa a simetria nas deformações medidas na alma do conector e é atingida a deformação limite de escoamento na parede do perfil.



a) Perfil com espessura de 5,6 mm

b) Perfil com espessura de 6,4 mm

Figura 4.13 Curvas de Carga x deformação para o conector com 80 mm

Com o conector de 120 mm de comprimento (Figura 4.14) observa-se que se atinge o limite de escoamento na face do conector em tração e também na parede do perfil, tanto para a espessura de 5,6 mm quanto para 6,4 mm. Ressalta-se que a roseta da esquerda se descolou no perfil com espessura de 6,4 mm. Com o conector de 40 mm,

observam-se resultados com valores de tensão de von Mises inferiores ao limite de escoamento. O conector tem menor comprimento e menor capacidade de transmitir esforços ao banzo. Para os conectores maiores (80 mm e 120 mm), ocorre um aumento na capacidade resistente e a maior mobilização do banzo.

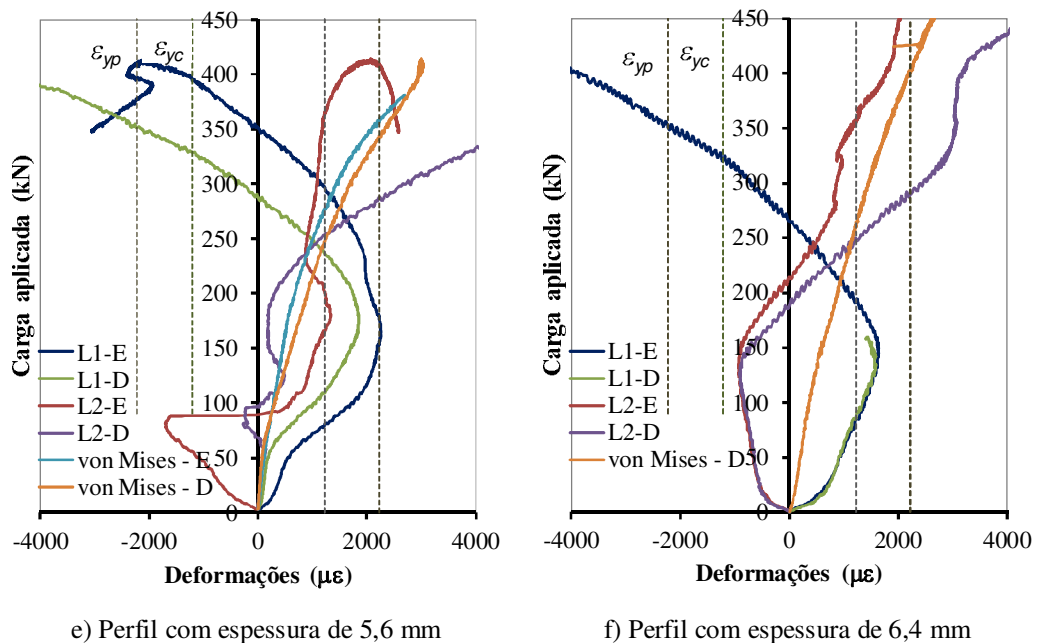


Figura 4.14 Curvas de Carga x deformação para o conector com 120 mm

## 4.2 ANÁLISE NUMÉRICA

Nos modelos deste trabalho foi utilizado o elemento SOLID 65 (Figura 3.26) para o concreto, o elemento LINK 8 (Figura 3.27) para a armadura e o elemento SOLID 185 (Figura 4.15) para o perfil tubular e para o conector de cisalhamento. O elemento SOLID 185 é definido por oito nós, com três graus de liberdade por nó (translações nas direções “x”, “y” e “z”). O elemento exibe uma excelente capacidade para grandes deformações. Em função de problemas de convergência durante as análises, optou-se neste estudo pelo elemento sólido em vez do elemento de casca (SHELL 181) na modelagem do conector e do perfil tubular, adotado nas análises das treliças e das ligações mistas. A Figura 4.16 mostra detalhes da modelagem utilizada, deixando-se os elementos da laje translúcidos.

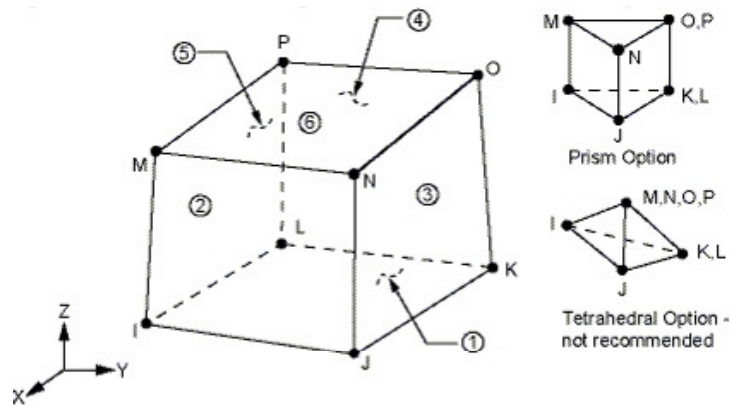
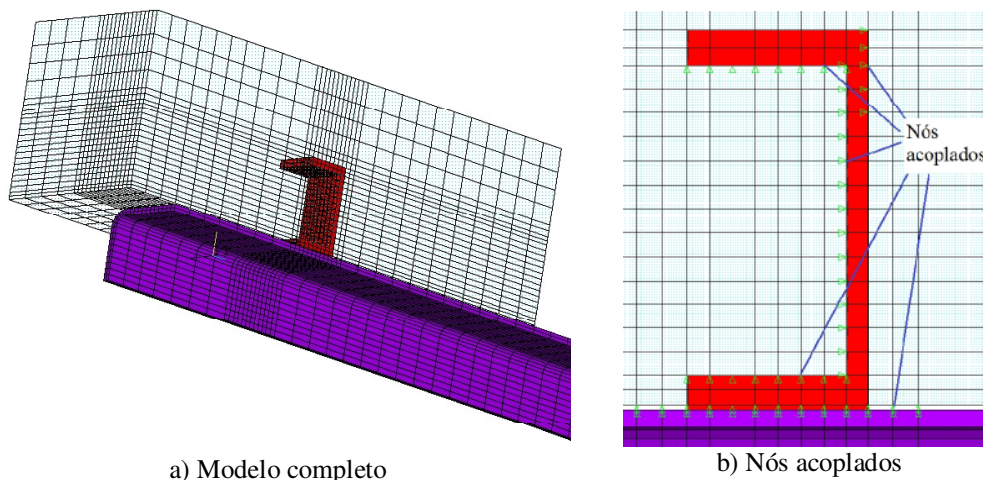


Figura 4.15 Geometria do Elemento SOLID 185 (ANSYS, 2007)



a) Modelo completo

b) Nós acoplados

Figura 4.16 Detalhes dos modelos numéricos utilizados nos estudos do tipo "push-out"

Utilizou-se do conceito de simetria no plano longitudinal dividindo o modelo. A ligação dos elementos da laje com os elementos do conector na região de contato foi modelada utilizando o elemento de contato CONTACT 178 (Figura 3.31). Foi necessário ainda acoplar os nós dos elementos de concreto e aço na região de interface sob compressão em função da possibilidade do movimento de corpo rígido do concreto em relação ao conector com a utilização de apenas os elementos de contato. Este acoplamento ocorreu apenas na direção normal às interfaces. A laje foi modelada com 1,0 mm de afastamento em relação ao perfil. Os nós na interface entre os mesmos foram acoplados na direção vertical.

O concreto foi modelado adotando procedimento semelhante ao utilizado na modelagem do concreto nas análises numéricas das treliças (ver item 3.2.2), considerando os resultados de ensaios de caracterização mostrados na Tabela 4.1. Os elementos de aço foram modelados seguindo as curvas de tensão x deformação mostradas na Figura 3.34. No entanto, para o conector, foram substituídos os valores limites de escoamento e de ruptura nominais, pelos valores obtidos com a caracterização do aço, mostrados na Tabela 4.2.

Os carregamentos foram aplicados em forma de deslocamento na região de extremidade do perfil. A resolução do sistema de equações não-lineares foi realizada pelo método de Newton-Raphson, o qual utiliza um processo incremental-iterativo de carregamento. A convergência, em termos de equilíbrio de forças e/ou deslocamento, é verificada em cada incremento de carga. Foi utilizada uma análise com grandes deslocamentos e os limites padrões de convergência definidos no programa Ansys.

#### **4.2.1 Apresentação e comparação de resultados**

Na Figura 4.17 apresenta-se a comparação dos resultados com curvas de carga *versus* deslizamento obtidas nos experimentos (Exp.) e pela análise numérica (Num.). Os carregamentos referem-se à carga total aplicada no protótipo ensaiado. O carregamento resistido por cada conector tem valor igual à metade do valor indicado. São apresentados resultados para os concretos com diferentes resistências, com duas espessuras para o perfil tubular (5,6 mm e 6,4 mm) e em função do comprimento dos conectores ( $l_{cs}$ ), conforme protótipos ensaiados.

Os resultados numéricos foram melhores para os conectores com comprimento de 40 mm e 80 mm. A dispersão dos resultados numéricos nos carregamentos mais elevados ocorre principalmente por não ser bem representadas as propriedades de fissuração e esmagamento no concreto. Desta forma, para o conector com comprimento de 120,0 mm onde o concreto tem maior solicitação, têm-se piores resultados.

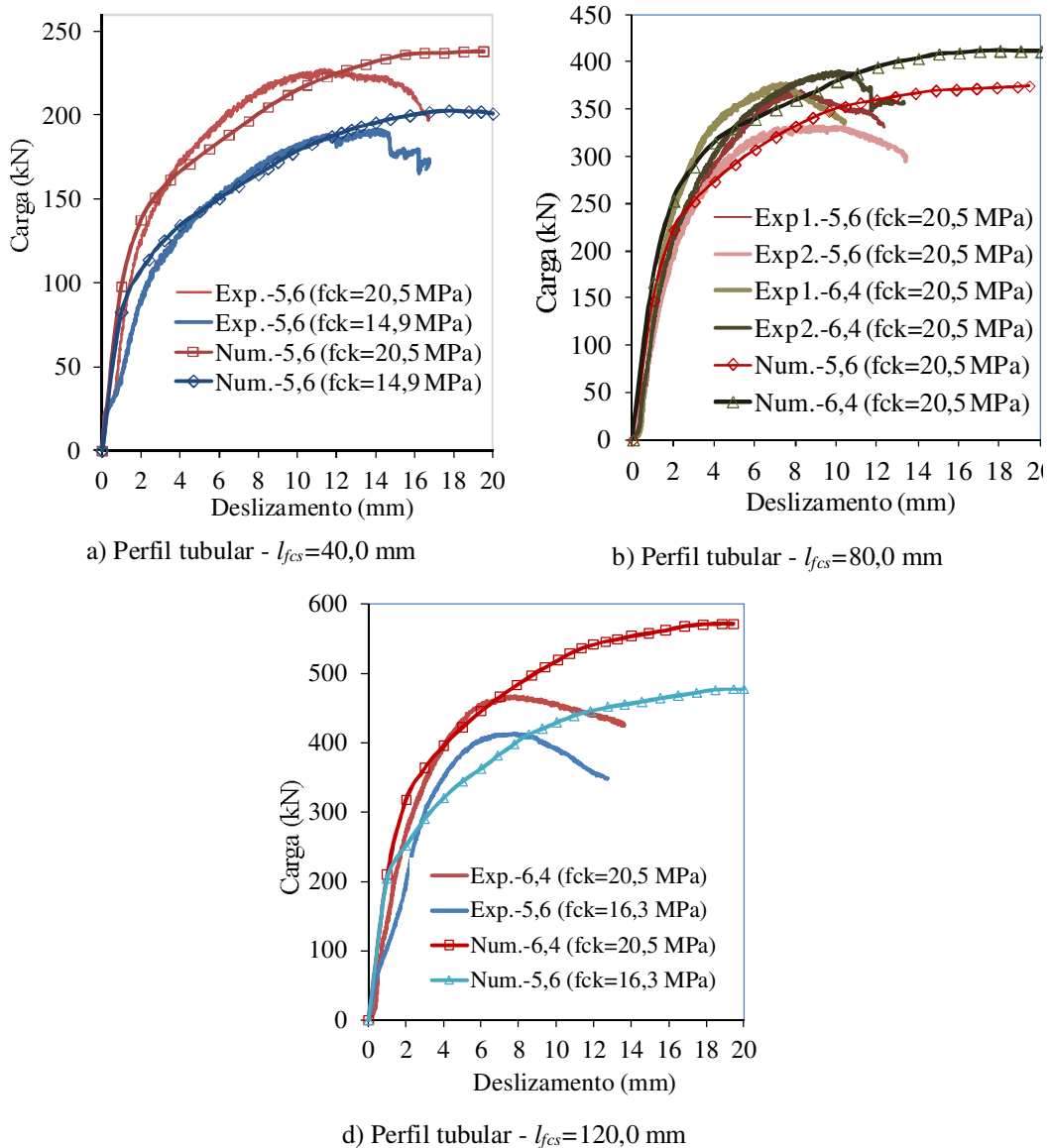


Figura 4.17 Comparação de curvas de Carga x Deslizamento experimental e numérica

Na Figura 4.18 têm-se os resultados obtidos de tensões de von Mises no concreto na região das lajes em contato com o conector e com o perfil. As imagens foram obtidas para um mesmo nível de deslocamento, 10 mm, com o concreto com  $f_c=20,5$  MPa, considerando os três diferentes comprimentos do conector. Fica evidente a tendência ao esmagamento do concreto na região frontal do conector. Com o aumento do comprimento do conector maior região do concreto é mobilizada na resistência aos esforços, tanto lateralmente quanto na região posterior do conector.



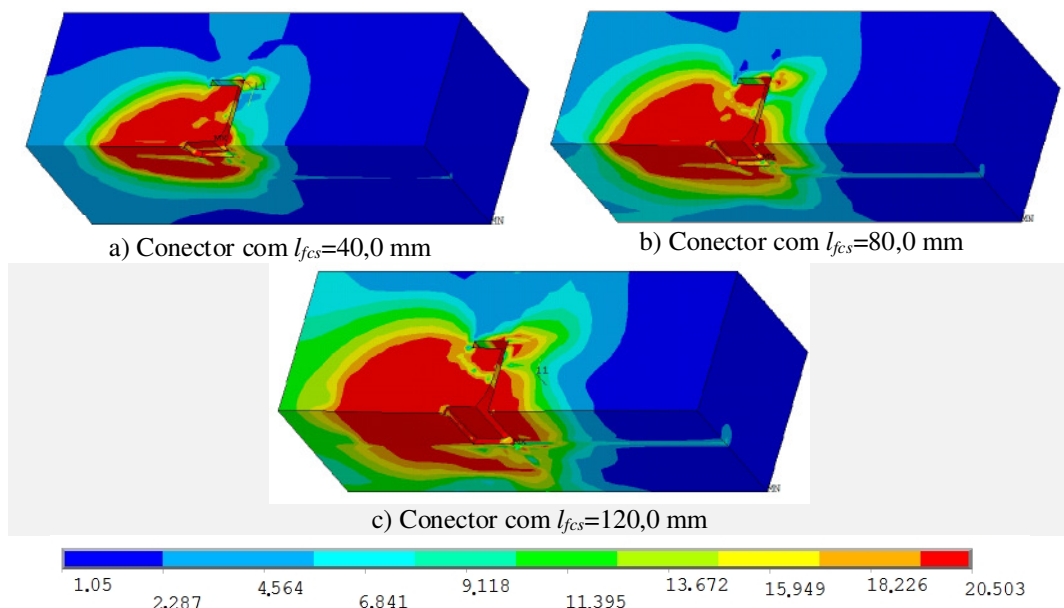


Figura 4.18 Tensões de von Mises (MPa) desenvolvidas nos elementos de concreto

Na Figura 4.19 tem-se a distribuição das tensões de von Mises nos elementos metálicos para as superfícies interna e externa do perfil. Quando o conector tem o menor comprimento,  $l_{fc_s} = 40,0$  mm, há no perfil tubular apenas a mobilização da mesa superior onde o conector está soldado. Observa-se pequenas zonas de plastificação nesta mesa e também na base da alma do conector (Figura 4.19a). Ao ser aumentada a capacidade resistente do conector pelo aumento na resistência do concreto ( $f_c = 20,5$  MPa), há a mobilização de uma maior área na face superior do perfil tubular (Figura 4.19b). Com o aumento no comprimento do conector ocorre um aumento das tensões, mobilizando a região lateral do perfil tubular, formando-se uma zona plástica ligando a base do conector a esta região lateral.

Como também mostra a Figura 4.20, no conector com menor comprimento há uma maior deformação do concreto na região da base do conector. Ao se aumentar o comprimento do conector maior área de concreto é mobilizada; ocorrendo uma maior rotação da sua mesa superior, o que se confirma ao comparar a terceira imagem em relação à primeira no modelo numérico e no conector após os experimentos. Isto provocou uma maior formação de fissuras nos protótipos com o conector de 120 mm, como já observado nas imagens da Figura 3.49.

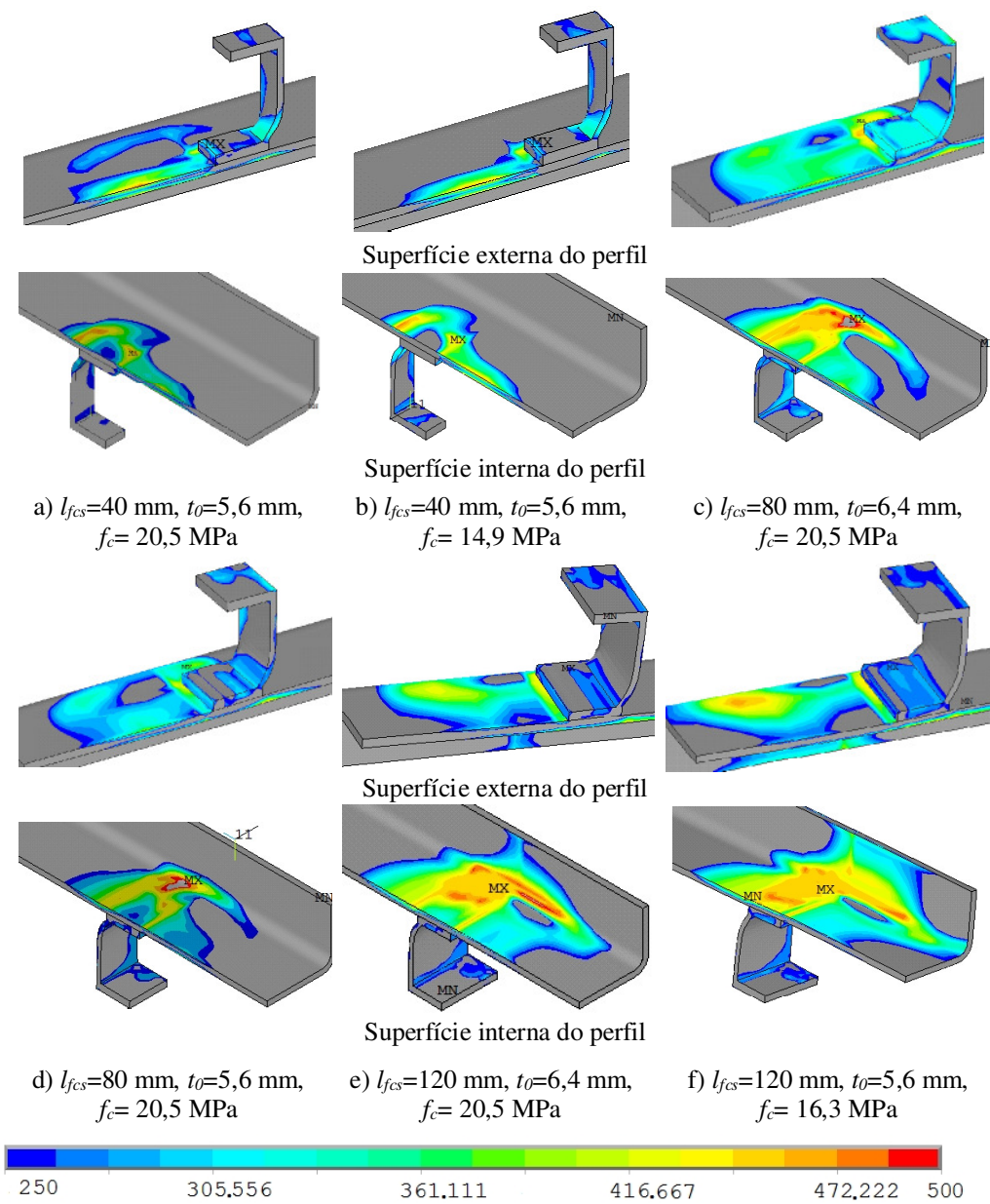


Figura 4.19 Tensões de von Mises (MPa) desenvolvidas nos elementos de aço

Quando se utiliza o conector com  $l_{fcs}= 120,0$  mm, ocorre uma maior mobilização da região lateral o que permite um maior enrijecimento à base do conector. Desta forma, confirma-se uma falha local com o amassamento da mesa superior do perfil tubular na região de ligação do conector, como observado em experimentos (Figura 4.21) e de forma numérica (Figura 4.22). Os resultados indicam que o amassamento é maior no conector com  $l_{fcs}= 80,0$  mm, como mostra a Figura 4.22b.

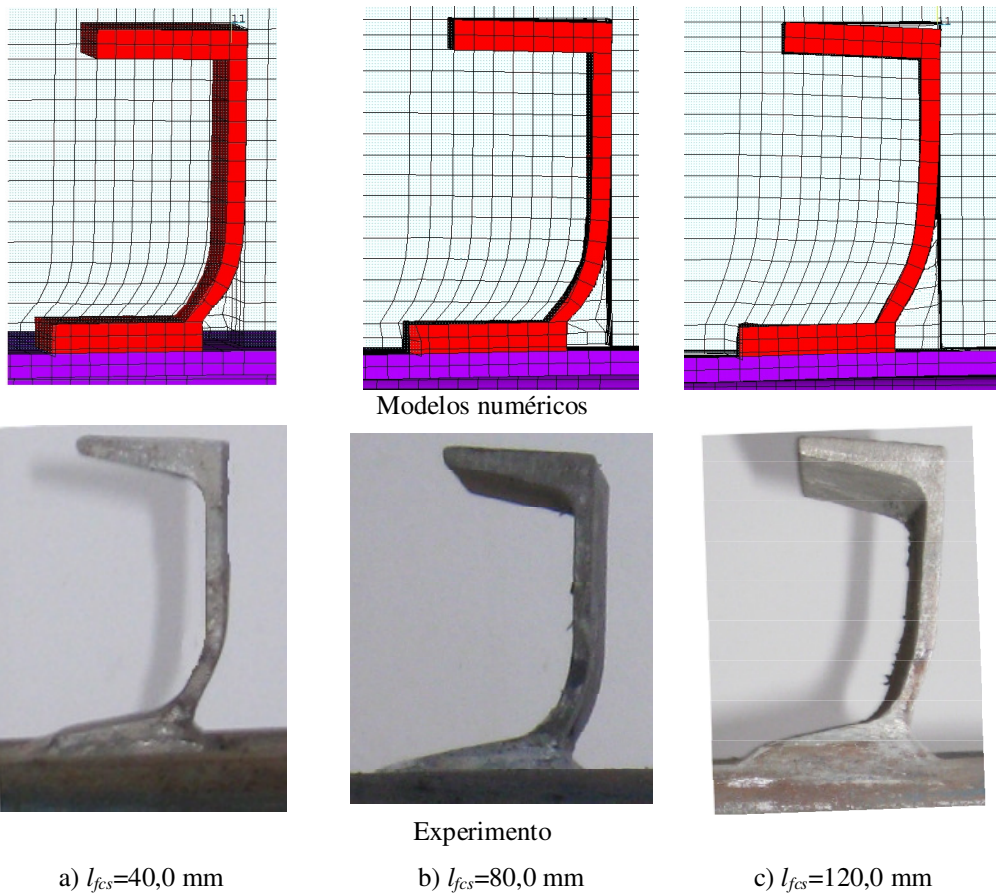


Figura 4.20 Comparação do aspecto deformado do conector.

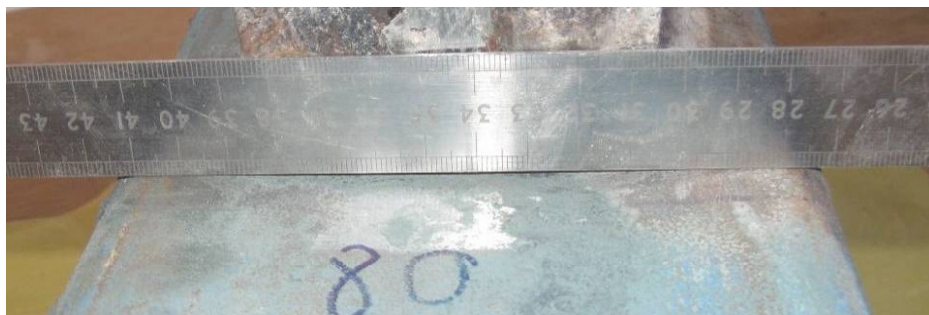


Figura 4.21 Amassamento no perfil observado após os ensaios

Isto ocorre em função da maior mobilização da parede do perfil na resistência aos esforços em relação ao conector de 40 mm e pelo fato de haver menor contribuição da parede lateral do perfil em relação ao conector de 120 mm. À medida que se aumenta o comprimento do conector, observa-se maior deformação na parede lateral do tubo, que foi maior no conector com  $l_{fcs}= 120,0$  mm (Figura 4.22c).

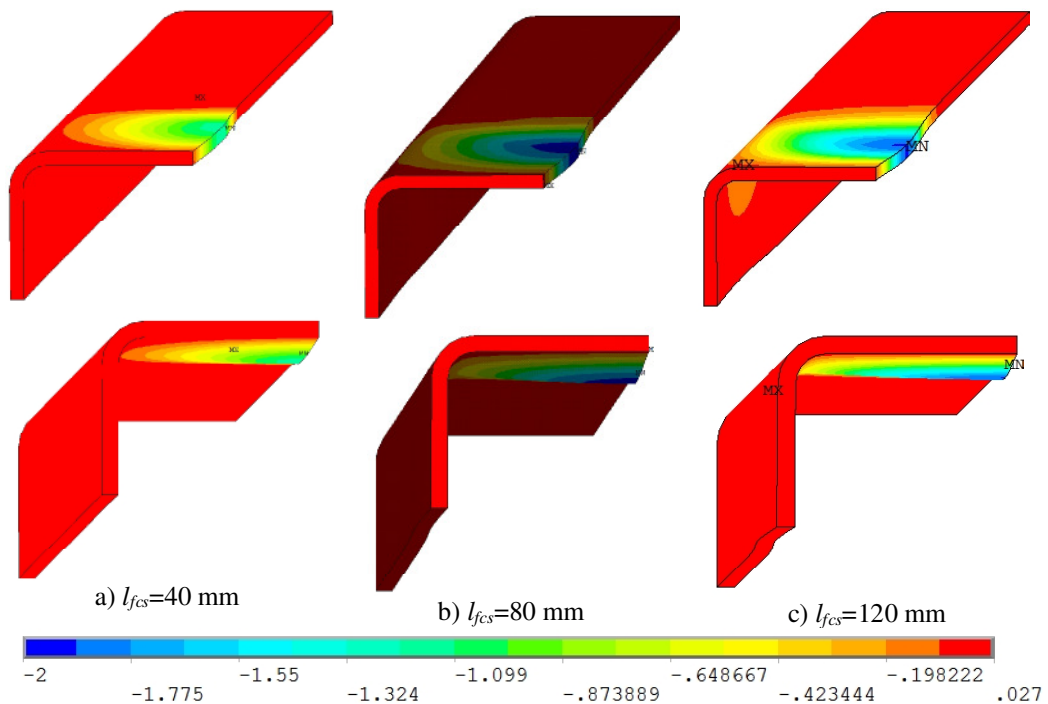


Figura 4.22 Amassamento no tubo (mm) na região onde está soldado o conector obtido de forma numérica

Na Tabela 4.4 apresentam-se os resultados da capacidade resistente da ligação de cisalhamento obtidos de forma experimental e numérica, e que são comparados com valores teóricos obtidos com a Equação (8). Os resultados experimentais e numéricos foram definidos seguindo as recomendações do Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004), considerando um valor correspondente a 90% do carregamento máximo nas análises.

Tabela 4.4 Comparação de resultados experimentais, teóricos e numéricos.

$t_o$ (mm)	$l_{fcs}$ (mm)	$f_c$ ,médio (MPa)	$Q_{r,teór.}$ (kN)	$Q_{r,num.}$ (kN)	$Q_{r,exp.}$ (kN)	$\frac{Q_{r,num.}}{Q_{r,teór.}}$	$\frac{Q_{r,num.}}{Q_{r,exp.}}$
5,6	40	20,5	72,2	107,2	113,8	1,49	0,94
6,4	40	14,9	56,8	98,4	105,9	1,73	0,93
5,6	40	14,9	56,8	93,5	95,7	1,65	0,98
5,6	80	20,5	144,4	173,0	149,0	1,20	1,16
5,6	80	20,5	144,4	173,0	166,3	1,20	1,04
6,4	80	20,5	144,4	185,5	175,5	1,28	1,06
6,4	80	20,5	144,4	185,5	169,8	1,28	1,09
6,4	120	20,5	216,6	256,9	210,0	1,19	1,22
5,6	120	16,3	182,3	214,7	186,1	1,18	1,15
6,4	120	14,9	170,5	200,4	158,4	1,18	1,27

Os resultados numéricos foram sempre superiores aos teóricos. Nota-se uma redução na relação entre os mesmos com o aumento do comprimento ( $l_{fcs}$ ) do conector. Conforme já citado, isto está associado à capacidade da parede do tubo em resistir ao cisalhamento. Para o conector com comprimento de 40 mm, os resultados numéricos chegam a ser inferiores aos experimentais.

Com o intuito de avaliar o modo de falha na parede do tubo na região de ligação do conector com o banzo, criou-se um modelo teórico simplificado para representar o comportamento do conector. Este modelo está ilustrado na Figura 4.63 e é utilizado para avaliar o valor do momento fletor na região de ligação.

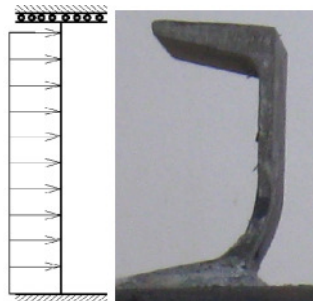


Figura 4.23 Modelo simplificado do conector para avaliação do Modo de falha no perfil tubular

O modelo considera que o conector é engastado na base (face do banzo tubular), tendo apenas o deslocamento horizontal livre na extremidade superior do conector. O contato do conector com o concreto é simulado por uma carga distribuída ao longo da altura do conector, obtida pela carga limite de flexão da parede. A capacidade resistente a este modo de falha é determinada pelo momento fletor resistente de cálculo de Ligação T da Tabela 2.1, considerando o conector como um tubo retangular tendo as dimensões da seção da mesa do mesmo (80 x 36).

Na Tabela 4.5 compararam-se os resultados de carregamento no conector que leva ao Modo de falha A na parede do tubo,  $Q_{r,teór2,}$  com carregamentos experimentais,  $Q_{r,exp,}$  e com carregamentos teóricos obtidos com a Equação (8),  $Q_{r,teór.}$  Foi adotado apenas o conector com 80 mm de comprimento, que tem resultados experimentais para as duas espessuras de perfil para a uma mesma resistência do concreto. Nota-se que a capacidade resistente do conector ao modo de falha A da parede do tubo é inferior aos

valores obtidos nos experimentos, estando a favor da segurança. Quando comparado com os resultados obtidos com a Equação (8), os valores são inferiores para a espessura da parede do perfil de 5,6 mm, e próximos quando a espessura do perfil foi de 6,4 mm. O Modo de falha na parede foi dominante quando da espessura de 5,6 mm, definindo a capacidade resistente da conexão. Para concretos com maiores resistências, a probabilidade deste modo de falha ser dominante é maior em relação ao previsto com a Equação (8).

Tabela 4.5 Comparação de resultados experimentais e teóricos.

$t_o$ (mm)	$l_{fs}$ (mm)	$f_c$ .médio (MPa)	$Q_{r,teór.}$ (kN)	$Q_{r,teór2.}$ (kN)	$Q_{r,exp.}$ (kN)	$\frac{Q_{r,teór2.}}{Q_{r,teór.}}$	$\frac{Q_{r,teór2.}}{Q_{r,exp.}}$
5,6	80	20,5	144,4	<b>123,5</b>	149,0	0,86	0,83
5,6	80	20,5	144,4	<b>123,5</b>	166,3	0,86	0,74
6,4	80	20,5	<b>144,4</b>	161,3	175,5	1,12	0,92
6,4	80	20,5	<b>144,4</b>	161,3	169,8	1,12	0,95

### 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De forma geral, buscou-se neste estudo, avaliar o comportamento global de treliças mistas em perfis tubulares, considerando também a influência das ligações, e da ligação de cisalhamento. Em função da carência de estudos mais específicos nesta área, foram abordadas diversas avaliações teóricas, numéricas e experimentais que permitissem um melhor entendimento do comportamento destas estruturas, buscando contribuir para um dimensionamento mais seguro.

Os modelos numéricos propostos neste trabalho para avaliação de treliças mistas apresentaram bons resultados, se comparados com resultados experimentais de treliça mista em escala real, e com o trabalho de Machacek & Cudejko (2009). O modelo numérico simplificado em elementos de barras (Modelo 1), mostrou-se inadequado para análises de treliças mistas com perfis tubulares onde as ligações influenciam o comportamento, ou que ocorra flexibilidade excessiva na ligação de cisalhamento ou ainda quando os conectores sejam mais espaçados. O Modelo 2, tridimensional, tem modelagens dos elementos componentes da treliça com elementos finitos específicos. Este modelo é mais adequado na avaliação de treliças mistas em perfis tubulares.

As recomendações apresentadas pela norma brasileira (NBR 8800: 2008) para a avaliação teórica dos estados limites de serviço para treliça mista mostraram-se insuficientes para algumas configurações. A redução padrão de 15% da rigidez da treliça metálica para considerar as deformações nas diagonais, não é adequada para treliças onde o banzo superior tem grandes dimensões, como na treliça ensaiada por Machacek & Cudejko (2009), ou quando a relação entre o vão da treliça e a sua altura ( $L/h$ ) tem valor inferior a 15. Neste caso, melhores resultados podem ser obtidos considerando a relação ( $L/h$ ), como proposto por Murray (1997). Essa consideração foi observada nas análises numéricas e confirmada com resultados experimentais. O estudo realizado neste trabalho mostrou que uma maior rigidez da ligação tubular associada a

uma relação ( $L/h > 15$ ), garante resultados de flecha próximos ou superiores àqueles obtidos teoricamente pelas expressões de norma. A equação proposta por Murray (1997) mostrou-se mais adequada nos estudos de treliças mistas. No entanto, conduziu ainda a resultados conservadores para as treliças sem problemas na ligação de cisalhamento ou nas ligações tubulares, mostrando a necessidade de adaptações nesta equação para algumas configurações de treliça.

Quanto ao aumento nas dimensões do banzo superior, aumenta-se também a capacidade resistente à flexão da treliça mista. No entanto, pode haver o comprometimento da ligação de cisalhamento, calculada para resistir a um valor de carregamento que leva o banzo inferior ao escoamento. É recomendável uma redução na seção do banzo superior da treliça mista, desde que de forma segura, como na proposta deste estudo.

Assim, um estudo para redução do banzo superior por meio da utilização de uma barra chata associada a um conector de cisalhamento tipo “perfobond” contínuo, mostrou-se uma opção viável. O uso da barra chata permitiu uma redução considerável no consumo de material sem comprometer a capacidade resistente da treliça. Os resultados dos estudos deste trabalho, dos trabalhos de Machacek & Cudejko (2009) e de Bouchair (2012) mostraram que a redução nas dimensões do banzo superior e a utilização de conectores de cisalhamento mais rígidos são adequados e favorecem a concentração de esforços de cisalhamento sobre os nós superiores de ligação das treliças mistas.

Dando continuidade aos estudos do comportamento de treliças mistas, foi realizada a análise dos resultados experimentais de treliça mista em escala real ensaiada no Laboratório de Estruturas/EM/UFOP. Observou-se nas análises que os perfis utilizados no experimento possuíam limite de resistência ao escoamento bem superiores aos nominais dos aços utilizados em projeto. Essa diferença provocou uma mudança no modo de falha da estrutura, que em princípio, ocorreria no banzo inferior por escoamento por tração, passando para falha na ligação de cisalhamento. Quanto a análise dos resultados experimentais destaca-se:



a) A instrumentação e os equipamentos utilizados nos ensaios, apresentaram bom desempenho. Para a treliça mista, foi atingido um carregamento experimental máximo de 268,4 kN por atuador hidráulico. Este carregamento é inferior ao carregamento limite de escoamento do banzo inferior, caracterizando que o modo de falha não ocorreu naquela região;

b) O gráfico de carga *versus* flecha do experimento com a treliça mista mostrou-se não linear já para os carregamentos iniciais, caracterizando a perda de interação entre a treliça e a laje. Foi observada uma flecha máxima de 70 mm no transdutor de deslocamento posicionado no meio do vão;

c) Os extensômetros colados no conector de cisalhamento e próximo ao apoio indicaram valores elevados de deformações para carregamentos abaixo dos máximos observados nos ensaios, e pouco deslocamento vertical entre a laje e a treliça; o que indica a formação de uma rótula plástica na base do conector. Estudos numéricos também confirmam essa observação;

d) Os deflectômetros instalados para controle de deslocamento dos apoios apresentaram valores de deslocamento desprezíveis revelando comportamento satisfatório dos aparelhos de apoio;

e) Para o banzo inferior foi atingida a deformação de escoamento na face inferior e próximo ao carregamento de 240 kN. Observou-se não linearidade das deformações no banzo em relação ao carregamento aplicado ainda no regime elástico. Essa observação indica que outros mecanismos, além da flexão da estrutura, influenciaram o comportamento da treliça em ensaio;

f) Os resultados da instrumentação na região do nó superior do meio do vão indicaram a influência da ligação das diagonais e montantes, do conector de cisalhamento, e também do carregamento aplicado pelo atuador hidráulico sobre a laje naquela região. Estas condições associadas às imperfeições geométricas locais induziram os resultados obtidos, cuja análise é mais complexa. Observou-se que todas as leituras de deformações feitas ao longo da altura do banzo superior tiveram valores negativos. Apenas um dos extensômetros registrou deformação correspondente à plastificação o que também foi observado nas análises numéricas;

g) Os extensômetros colados na laje apresentaram deformações inferiores às de esmagamento do concreto. Com os valores de deformação da laje e das armaduras, pôde-se identificar uma linha neutra elástica da estrutura posicionada na laje, a uma altura igual a 20 mm da base;

Assim, os resultados de deformações obtidas no banzo superior e na laje indicaram a formação de duas linhas neutras, uma na laje e outra na treliça, mostrando a perda de interação entre a laje e a treliça metálica. Isso pode ser confirmado ao avaliar teoricamente os estados limites últimos da treliça mista considerando a flexão, a ligação de cisalhamento e as ligações tubulares; quando se observa que a carga máxima do experimento é inferior ao limite elástico de resistência à flexão e praticamente igual ao limite da ligação de cisalhamento.

Um estudo numérico da treliça com o Modelo 2 foi realizado efetuando modificações na geometria dos banzos da treliça mista ensaiada. Notou-se a influência da espessura do banzo superior, da ligação de cisalhamento e do reforço nas ligações tubulares sobre a rigidez e a resistência da treliça. Tais parâmetros podem ter contribuído para o comportamento da treliça que apresentou resistência inferior à esperada. Do estudo observou-se também que a modificação na ligação de cisalhamento que conduziu a melhores resultados é a do conector de cisalhamento ter comprimento igual a largura do banzo superior. Essa condição proporciona o enrijecimento da parede do tubo pelo conector.

Dando continuidade nos estudos, foi realizada a análise das ligações para observar sua influência na estrutura. Os resultados das ligações não reforçadas da treliça mista do experimento indicaram a possibilidade de falha na ligação superior no vão central. Esta ligação pode ser considerada como uma ligação mista em função da ligação de cisalhamento. Os valores elevados de tensões na região sobre o banzo e sobre o conector pode provocar falhas localizadas também no concreto, como observado com a formação de fissuras sobre a laje de uma das treliças mistas avaliadas.

A partir dos efeitos das ligações foi realizado um estudo adicional em que comparou-se o comportamento das ligações da treliça modelada numericamente de

forma completa, com ligações modeladas de forma isolada, utilizando o modelo numérico proposto por Nunes (2012). Como ambos os modelos foram calibrados com resultados experimentais e apresentaram resultados próximos, pode-se concluir que são aplicáveis para a avaliação das ligações tubulares e que apresentam resultados confiáveis.

Nas ligações das diagonais ao banzo superior observou-se uma transferência de esforços da diagonal comprimida ao conector mais próximo. Houve pouca influência do posicionamento e do espaçamento dos conectores sobre o comportamento da ligação. Houve melhor distribuição de esforços entre conectores com aumento no seu espaçamento. Mostrou-se mais viável manter o maior afastamento possível dos conectores em relação à ligação, deixando-os simétricos em relação à diagonal comprimida.

Ao serem avaliados os esforços sobre os conectores observou-se picos na região das ligações, que se justifica pela transmissão de esforços das diagonais comprimidas. Nessas ligações os carregamentos nas diagonais equilibram-se com o carregamento aplicado na laje, e a região bem como o conector ficam comprimidos, ocasionando os esforços observados. No entanto, ao se submeter a conexão a um carregamento de cisalhamento puro, observou-se uma distribuição mais uniforme de esforços entre conectores.

Para a avaliação da ligação de cisalhamento com o conector do tipo "U" laminado soldado em um perfil tubular, foram realizados estudos experimentais e numéricos de ensaio tipo "push-out". As análises abordaram conectores com três diferentes comprimentos: 40 mm, 80 mm e 120 mm; e perfis tubulares com duas espessuras de parede: 5,6 mm e 6,4 mm. Nos ensaios tipo "push out" foram medidas as deformações na alma do conector e na região da face superior do perfil onde o mesmo foi soldado. Os resultados mostraram que em alguns dos modelos foi ultrapassado o limite resistência ao escoamento dos materiais. A partir dos resultados experimentais observou-se maior flexibilidade das conexões soldadas em perfis tubulares quando comparadas com conexões onde o conector foi soldado em perfil I laminado.

Com relação ao modelo numérico de forma geral os resultados indicaram que quanto maior o comprimento do conector, mais próximos dos resultados experimentais. Com os resultados numéricos ficou evidente a tendência ao esmagamento do concreto na região confinada pelo conector. Com o aumento do comprimento do conector maior região do concreto é mobilizada na resistência aos esforços, causando a maior fissuração, o que foi observado nos experimentos. Resultados numéricos das tensões de von Mises nos elementos metálicos mostraram que com o conector de menor comprimento,  $l_{cs}=40,0$  mm, ocorre pequenas zonas de plastificação na mesa superior e também na base da alma. Com o aumento no comprimento do conector houve uma ampliação na área mobilizada atingindo a região lateral do tubo, formando-se uma zona plástica ligando a base do conector a região lateral.

Os resultados numéricos destes modelos também indicaram um amassamento da parede superior do perfil na região de fixação do conector. Assim, foi identificado um modo de falha na conexão associada a parede do tubo retangular. A partir do momento resistente de uma ligação "T" tubular, determina-se a capacidade de carga da ligação de cisalhamento para aquele modo, por um modelo teórico simplificado proposto neste trabalho. Os resultados foram comparados com experimentais e conclui-se que para avaliar a capacidade resistente de ligação de cisalhamento em perfis tubulares deve-se considerar a ruptura da conexão e a flexão da parede do tubo. Esta verificação é mais importante quanto maior é a resistência do concreto.

Como sugestões para trabalhos futuros, recomendam-se:

- estudos experimentais das ligações superiores de treliças mistas, incluindo a ligação tubular, o conector de cisalhamento e a laje de concreto;
- análises complementares de treliças mistas com outros tipos de conectores de cisalhamento;
- mais avaliações do tipo "push-out" nas quais se possa mensurar melhor a participação da parede do tubo sobre o comportamento da conexão.

- Análises complementares do tipo "push-out" com perfis tubulares utilizando outros tipos de conectores de cisalhamento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR 8800 (2008). Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT, NBR 6118 (2007). Projeto de Estruturas de Concreto- Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT, NBR 6152 (2002). Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT, NBR 16239 (2013). Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

AISC-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (2005). Specification for Structural Steel Buildings- Design of HSS and box member connections. Chicago.

ANSYS (2007). ANSYS Basic Analysis Guide. ANSYS, Inc. and ANSYS Europe Ltd. Canonsburg, PA.

ASCE – TASK COMMITTEE ON DESIGN CRITERIA FOR COMPOSITE STRUCTURES IN STEEL AND CONCRETE (1996). Proposed Specification and Commentary for Composite Joists and Composite Trusses. Journal of Structural Engineering, v. 122, n. 4, p. 350-358.

Bittencourt, M. C.(2008). Avaliação de Ligações Soldadas de Perfis Tubulares em Estruturas de Aço através do Método dos Elementos Finitos. Dissertação de Mestrado (Universidade do Estado do Rio de Janeiro). Rio de Janeiro.

Bjorhovde, R. (1981). Full-Scale Test of a Composite Truss. Structural Engineering Report n° 97. Universidad de Alberta. 39p. Alberta.

Bouchair, A. Bujnak, J. Duratna, P. (2012). Connection in Steel-Concrete Composite Truss. Journal Steel Structures and Bridges. pp. 96-101.

Brattland, A.; Kennedy, D. J. L. (1986). Shrinkage and Flexural Tests of a Two Full – Scale Composite Trusses. Structural Engineering Report n°143. University of Alberta. 263p. Alberta.

Brasil, D. R. (2013). Análise de ligações tubulares T com reforço de chapa. Dissertação de Mestrado (Universidade do Estado do Rio de Janeiro). Rio de Janeiro.

BS 5950 – BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1990). The structural use of steelwork in building Part 3: Design in composite construction. BSI.

BS 5400 – BRITISH STANDARD INSTITUTION (1979). Steel, concrete and composite bridges, part 5: Code of practice for design of composite bridges. London.

CAN/CSA-S16-01: CANADIAN STANDARD ASSOCIATION (2003). Limit States Design of Steel Structures.

Chien, E. Y. L.; Ritchie, J. K. (1984). Design and Construction of Composite Floor Systems, Chapter 5 – Composite Open Web Steel Joists and Trusses. Canadian Institute of Steel Construction. 323p. Ontario.

Cruz, B. C. (2011). Avaliação numérica de ensaios push-out com conectores de cisalhamento tipo pino e perfobond. Dissertação de Mestrado (Universidade do Estado do Rio de Janeiro). Rio de Janeiro.

Dutta, J.; Wardenier, J.; Yeomans, N.; Sakae, K.; Bucak, Ö; Packer, J. A. (1998). Design guide 7 for fabrication, assembly and erection of hollow section structures. Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire. 171p, Germany.

El-Ghazzi, M.N., Robinson, H., Elkholy, A.S. (1976). Longitudinal shear capacity of the slabs of composite beams. Canadian Journal of Civil Engineering, pp. 514-522.

EUROCODE 3 – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION (2003). Design of Steel Structures, Part 1.8: Design of Joints, European Standard, CEN, Brussels, EN 1993-1-8:2003.

EUROCODE 4 – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION (2004). Design of Composite Steel and Concrete Structures Part 1.1: General rules and Rules Buildings. DD ENV 1994-1:2004.

EUROCODE 4 – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION (2001). Design of composite steel and concrete structures. Part 2: Composite bridges. DD ENV 1994-2:2001.

Ferreira, L. T. S. (2000). Sistemas construtivos semirrígidos mistos para edificações. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

Freitas, A. M. S., Requena, J. A. V. (2008). Ligações em estruturas metálicas tubulares. In: Moacir Kripka, Zacarias M. Chamberlain, (Org.). Novos Estudos e pesquisas em construção metálica. Editora Universitária. V.1, p.7-29. Passo Fundo.

Fruchtengarten, R. (2003). Sobre as Treliças Mistas Aço e Concreto. Dissertação de Mestrado (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo). São Paulo.

Fuzihara, M. A. (2006). Ligações e Armaduras de lajes em vigas mistas de aço e de concreto. Dissertação de Mestrado (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo). São Paulo.

Galambos, T. V.; TIDE, R. H. R. (1970). Composite open-Web steel joists. AISC Engineering journal. pp. 27-36.

Hottinger Baldwin Messtechnik (2003). Catman 4.5 Operating Manual.

- Instron (2008). Partner Operating Help - Version 8.4a.
- Johnson, R. P. (1970). Longitudinal shear strength of composite beams. *ACI Journal* June. pp. 464-466.
- Johnson, R. P. (2004). *Composite Structures of Steel and Concrete – Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings* (2nd Edition). Blackwell Publishing. 188p.
- Klaiber, F. W.; Wipf, T. J.; Reid, J. R.; Peterson, M. J.(1997). Investigation of Two Bridge Alternatives for Low Volume Roads. Report Final- College of Engineering Iowa State University. 139p.
- Kraus, D.; Wurzer, O. (1997). Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Dowels. *Computer & Structures*, Vol. 64, No. 5/6, pp. 1271-1279.
- Kravanja, S.; Silih, S. (2002). Optimization Based Comparison Between Composite I Beams and Composite Trusses. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 59, pp. 609-625.
- Leonhardt, E. F.; Andra, H. P.; Harre, W. (1987). New Improved Shear Connector with High Fatigue Strength for Composite Structure, (Neues vorteilhaftes Verbundmittel für stahlverbund - Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit). *Beton-Und Stahlbetoubau*, Vol. 12, pp. 325-331.
- Lima, L. R. O. Neves, L. F. C., Silva, J. G. S. Vellasco, P. C. G. (2005). Análise paramétrica de ligações "T" com Perfis Tubulares em Aço através de um Modelo de Elementos Finitos. In: XXIX Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering. Guaraparí.
- Lima, N. S. (2012). Comportamento Estrutural de Ligações Tubulares T e KT. Dissertação de Mestrado (Universidade do Estado do Rio de Janeiro). Rio de Janeiro.
- Liu, D. K., Yu, Y., Wardenier, J. (1998). Effect of Boundary Conditions and Chord Preload on the Strength of RHS Uniplanar Gap K-Joints. *Proceedings of the Eighth International Symposium on Tubular Structures*, p.223-230. Singapore.
- Lu, L. H., Winkel, G. D. DE, Yu, Y., Wardenier, J. (1994). Deformation limit for the ultimate strength of hollow section joints. *Proceedings 6<sup>th</sup> International Symposium on Tubular Structures*, Melbourne, Australia, Tubular Structures VI, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 341-347.
- Macgregor, J. G. (1992). *Reinforced concrete: Mechanics & Design*. 2nd ed. Prentice Hall. New Jersey.
- Machacek, J.; Cudejko, M. (2009). Longitudinal shear in composite steel and concrete trusses. *Journal Engineering Structures*. pp. 1313-1320.
- Machacek, J.; Cudejko, M. (2010). Shear connection in steel and concrete composite trusses. *Stability and Ductility of Steel Structures*. pp. 847-854, Rio de Janeiro.



- Maleki, S. Bagheri S. (2008a). Behavior of channel shear connectors, Part I: Experimental study. *Journal Engineering Structures*: pp. 1333-1340.
- Maleki, S. Bagheri S. (2008b). Behavior of channel shear connectors, Part II: Analytical study. *Journal Engineering Structures*: pp. 1341-1348.
- Malite, M. (1990). Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios.. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos.
- Malite, M. (1993). Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada. Tese (Doutorado)- Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos.
- Martins, J. D.; Freitas, A. M. S. (2010). Finite elements analysis of composite trusses with tubular connections. In: XXXI Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering. pp. 7424-7434. Buenos Aires, Argentina.
- Martins, J. D.; Freitas, A. M. S. (2011). Participação da laje de concreto na resistência a esforços em treliças mistas. In: ANAIS DO 53º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. Florianópolis.
- Martins, J. D.; Freitas, A. M. S. (2012). Análise em elementos finitos de treliças mistas com conexões tubulares. In: XXV JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL. pp. 1062-1070. Rio de Janeiro.
- Maurer, M. B.; Kennedy, D. J. L. (1994). Shrinkage and flexural tests full-scale composite truss. Structural Engineering Report nº 206 Universidad de Alberta. 154p. Alberta.
- Mayor, I. M. S. (2010). Análise teórica e experimental de ligações tipo k e kt compostas por perfis tubulares de seção retangular e circular. Dissertação de Mestrado (Universidade Federal de Ouro Preto). Ouro Preto.
- Mendanha, F. O. (2006). Análise de Ligações de perfis tubulares em aço do tipo K e KT. Dissertação de Mestrado (Universidade Federal de Ouro Preto). Ouro Preto.
- Mendes, F. C. (2008). Análise teórico-experimental de ligacoes tipo “T”, “K” e “KT” com perfis metálicos tubulares. de Mestrado (Universidade Federal de Ouro Preto). Ouro Preto.
- Merril, S. O. (1992). Design of Composite Trusses. The Steel Construction Institute. SCI-publication 083. Ascot, 61p.
- Montagner, S. L. (2006). Estudo Teórico sobre o Dimensionamento e Automação do Projeto de vigas mistas treliçadas planas, compostas por barras tubulares de Aço associadas a uma mesa de concreto armado. Dissertação de Mestrado (Universidade Estadual de Campinas). Campinas.

- Murray, T. M.; Allen, D.; Ungar, E. (1997). Floor Vibrations Due to Human Activity, Steel Design Guide Series 11 – AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION-AISC.71p. Chicago, IL.
- Nishido, T.; Fujii, K.; Ariyoshi, T. (2000). Slip behavior of Perfobond rib shear connectors and its treatment in FEM. In: Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff. pp. 379-390. Alberta, Canadá.
- Nunes, G. V. (2012). Estudo paramétrico de ligações tipo T , K e KT compostas por perfis tubulares de seção retangular e circular. Dissertação de Mestrado (Universidade Federal de Ouro Preto). Ouro Preto.
- Oguejiofor, E. C.; Hosain, M. U. (1994). A parametric study of Perfobond rib shear connectors, Canadian Journal of Civil Engineering, n.21.p.614-625.
- Oguejiofor, E. C.; Hosain, M. U. (1997). Numerical analysis of push-out specimens with Perfobond rib connectors, Computer and Structures, Vol. 62, No. 4. pp.617-624.
- Packer, J. A.; Wardenier, J.; Zhao, X. L.; van der Vegte, G. J.; Kurobane, Y. (2009). Design Guide - For Rectangular Hollow Section (RHS) Joints Under Predominantly Static Loading. Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire. Germany.
- Paes, R. J. L. (2003). Aportaciones al análisis del comportamiento estructural de sistemas de forjados mixtos tipo 'slim floor'. Tese de doutorado (UPC, Barcelona). Espanha.
- Pashan, A. (2006). Behavior of channel shear connectors: push-out tests. Thesis Master of Science (University of Saskatchewan) Saskatchewan, Canada.
- Pereira, S. E. (2011). Análise experimental de treliças mistas com perfis tubulares. Dissertação de Mestrado (Universidade Federal de Ouro Preto). Ouro Preto.
- Piotter, J. M. (2001). Longitudinal slab splitting in composite girders. Thesis Master of Science (Virginia Polytechnic Institute and State University). Blacksburg.
- Queiroz, G.; Pimenta, R. J.; Da Mata, L. A. C. (2001). Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto. O Lutador. Belo Horizonte.
- Samuelson, D. (2002). Composite Steel Joists. Engineering Journal – American Institute of Steel Construction, v. 39, pp. 111-120.
- Santos, A. L. E. F. (2003). Ligações de Barras Tubulares para Estruturas Metálicas Planas. Dissertação de Mestrado (Universidade Estadual de Campinas). Campinas.
- Shariati, M. Sulong, R. N. Sinaei, H. Arabnejad, M. M. Shafigh, P. (2010). Behavior of Channel Shear Connectors in Normal and Lightweight Aggregate Concrete

- (Experimental and Analytical Study). *Advanced Materials Research*, pp. 168-170, 2303-2307.
- Shariati, A. Ramlisulong, N. H., Shariati, M. M. (2012). Various types of shear connectors in composite structures: A review. In: *International Journal of Physical Sciences* Vol. 7(22), pp. 2876-2890. Malaysia.
- Silva, A. O. (2013). *Treliça tubular mista com múltiplos painéis Vierendeel*. Tese de Doutorado (Universidade Estadual de Campinas). Campinas.
- Silva, A. R. (2006). *Análise numérica de vigas com interação parcial*. Dissertação de Mestrado (Universidade Federal de Ouro Preto). Ouro Preto.
- SJI – STEEL JOIST INSTITUTE (2007). *Composite Steel Joist Catalog, First Edition*. Steel Joist Institute, Myrtle Beach, SC.
- Slutter, R.G., and Driscoll, G. C. F. (1963). The flexural strength of steel and concrete composite beams. Report N° 279.15 of Fritz Engineering Laboratory of the Lehigh University. 50p. Pennsylvania.
- Studnicka, J.; Machacek, J.; Krpata, A.; Svitakova, M. (2000). Perforated shear connector for composite steel and concrete beams. In: *Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff*. pp. 367-378. Alberta, Canada.
- Tristão, G. A. (2002). *Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica*. Dissertação de Mestrado (Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo). São Paulo.
- Ushijima, Y.; Hosaka, T.; Mitsuki, K. (2001). An experimental study on shear characteristics of Perfobond strip and its rational strength equations, In: *International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2*, pp. 1066-1075.
- Valente, I.; Cruz, P. J. S. (2004). Experimental analysis of Perfobond shear connections between steel and lightweight concrete. *Journal of Construction Steel Research*. pp. 465-479.
- Veríssimo, G. S. (2007). *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*. Tese de Doutorado (Universidade Federal de Minas Gerais). Belo Horizonte.
- Vianna, J. C.; Costa-Neves, L. F.; Vellasco, P. C. G., Andrade, S. A. L. (2008). Structural behavior of T-Perfobond shear connectors in composite girders: An experimental approach. *Journal of Construction Steel Research*. pp.1-11.
- Vieira, R. F. (2007). *Análise teórico-experimental de ligações em perfis tubulares*. Tese de Doutorado (Universidade Estadual de Campinas). Campinas.

Viest, I.M.; Siess, C. P.; Appleton, J. H.; Newmark, N. M. (1952). Full scale tests on channel shear connectors in composite T-Beams. University of Illinois Bulletin No. 405, Urbana.

Wardenier, J.; Kurobane, Y.; Packer, J. A.; Dutta, D.; Yeomans, N. (1991). Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading. Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire. 68p. Germany.

Wardenier, J.; Packer, J. A. ; Zhao, X. L.; Van Der Vegte, G. J. (2010). Hollow Sections in Structural Applications. CIDECT. 230p. Geneva.

William, K. J.; Warnke, E. P. (1974). Constitutive model for triaxial behavior of concrete. In: Proceedings of the international association of bridge and structural engineering conference; pp. 174-191.

Woldegiorgis; B. F.; Kennedy, L. D. (1994). Some behavioral aspects of trusses composite. Structural Engineering Report n° 195 Universidade de Alberta. Alberta.