

*Raphael Mairal*

Análise estrutural de vigas mistas de aço e concreto em perfis  
formados a frio: estudo da ligação viga-pilar e da região de  
momento negativo

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

**Orientador:** Prof. Associado Maximiliano Malite

**São Carlos  
2010**

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento  
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

M228a Mairal, Raphael  
Análise estrutural de vigas mistas de aço e concreto em perfis formados a frio : estudo da ligação viga-pilar e da região de momento negativo / Raphael Mairal ; orientador Maximiliano Malite. -- São Carlos, 2010.


Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2010.

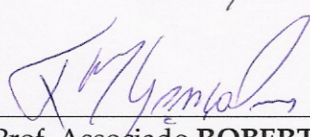
1. Ligação mista de aço e concreto. 2. Viga mista. 3. Perfis de aço formados a frio. I. Título.

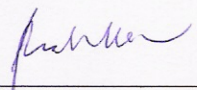
**FOLHA DE JULGAMENTO**

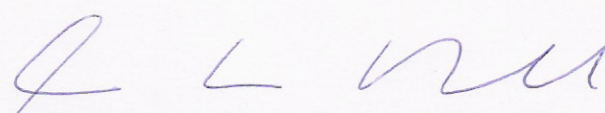
Candidato: Engenheiro RAPHAEL MAIRAL.

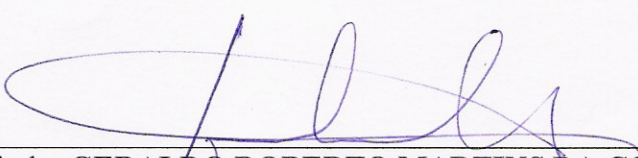
Dissertação defendida e julgada em 14.09.2010 perante a Comissão Julgadora:

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Associado **MAXIMILIANO MALITE** – (Orientador)  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Associado **ROBERTO MARTINS GONÇALVES**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. **JULIO FRUCHTENGARTEN**  
(Escola Politécnica/USP) APROVADO

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Titular **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Aos meus familiares e amigos com muito amor.



# AGRADECIMENTOS

---

Aos meus familiares e amigos que me apoiaram e ajudaram em todos os momentos difíceis.

Aos MC's da minha turma de mestrado: Branson, Calil, Gabi, e principalmente a Ellen por todo apoio e amizade.

A todos os amigos do departamento Fefe, Eunice, Ju, Chicão, Carlão, André, Dênis, Higor, Hugo, Mário, Valmiro, Trotta, Wanderson, Rodolfo, Mana, Marliane, Dani, Bianca, Andreilton, Manoel Dênis, Walter, Cesar, Jonas, Raimundo, Jesus, Dorival, Aref, Saulo, Érica, e todos os outros pelos ótimos momentos que passamos.

A todos os técnicos e estagiários do laboratório: Amauri, Eduardo, Fabiano, Mário, Mauri, Romeu, Rodrigo, Rogério, Vareda, pelo auxílio nos ensaios e churrascos.

Aos funcionários e professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, que contribuíram para a conclusão deste trabalho.

A CAPES pela bolsa de mestrado concedida e à FAPESP pela concessão dos recursos para a análise experimental.

Acima de tudo ao Professor Maximiliano Malite pela paciência e orientação.



## RESUMO

---

MAIRAL, R. **Análise estrutural de vigas mistas de aço e concreto em perfis formados a frio: estudo da ligação viga-pilar e da região de momento negativo** 2010. 108 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

No Brasil, o emprego de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio tem crescido consideravelmente, em virtude da ampla disponibilidade de laminados planos no mercado (chapas finas), bem como pela busca de soluções estruturais mais competitivas. Nesse cenário, pode-se destacar as estruturas mistas de aço e concreto destinadas aos edifícios habitacionais de pequeno porte, em que os tradicionais perfis laminados são substituídos por perfis formados a frio tanto nas vigas como nos pilares. Embora o sistema de vigas mistas possa ser considerado consolidado no campo dos perfis laminados e soldados, o comportamento estrutural no caso de perfis formados a frio necessita de investigação mais aprofundada, de modo a verificar os modos de ruína e a viabilidade do emprego dos modelos teóricos clássicos. Nesse trabalho foi desenvolvido um estudo teórico e experimental sobre as vigas mistas em perfis formados a frio – duplo U enrijecido, focalizando a ligação mista (ligação viga-pilar) e consequentemente a resposta estrutural da região de momento fletor negativo. O programa experimental consistiu da análise de dois protótipos cruciformes para determinar a curva momento-rotação, o momento resistente, a rigidez, a capacidade de rotação e identificar modos de falha. Foi possível constatar maior capacidade de rotação da ligação com cantoneiras de assento e de alma quando comparada a uma ligação totalmente soldada. Comparando com o modelo experimental o método dos componentes avaliou de forma razoável a rigidez em serviço, já o método proposto por Leon et. al. superestimou muito esse parâmetro, a capacidade de rotação foi avaliada de forma satisfatória pelos dois métodos. O momento resistente negativo da viga mista obtido experimentalmente apresentou um valor intermediário entre os valores teóricos obtidos por processo plástico e elástico.

**Palavras-chave** : viga mista, ligação mista de aço e concreto, perfis de aço formados a frio





# ABSTRACT

---

MAIRAL, R. **Cold-formed steel and concrete composite beams: study of beam-to-column connection and region of hogging bending**. 2010. 108 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

In Brazil, the cold-formed steel structures have been widely used justified by the large availability of steel sheets in the market (thin sheets) and the search for more competitive structural solutions. Thus as steel and concrete composite structures are applied in small constructions the traditional hot-rolled one is replaced by cold-formed members in the beams and columns. Even though the composite beams system is known in the hot-rolled and welded shapes field, the structural behavior of the cold-formed steel still needs more accurate investigation to verify the failure modes and the viability of the classic theoretical models. In this work a theoretical and experimental study about cold-formed steel and concrete composite beams was developed, focusing on the beam-to-column connection and the structural behavior on the region of hogging bending. For the experimental program two cruciform models of beam-column connections were analyzed to obtain the moment-rotation curves, the stiffness, and the rotation capacity. It was possible to verify the largest rotation capacity of the connection with the steel seat and web angle when compared with the totally welded connection. In the case of connection the method of the components estimates well the secant stiffness and the rotation capacity presenting a value closer to the ones obtained experimentally, Leon et al. procedures estimated well the initial stiffness and the rotation capacity, but the value of the secant stiffness is much larger than the experimental one. In the case of composite beam the ultimate strength ( $M_{max}$ ) experimentally obtained presented an intermediate value to the ones obtained by the plastic and elastic method.

**Keywords:** composite beams, composite connections, cold-formed steel



# SÍMBOLOS

---

## Letras romanas minúsculas

$b$	largura efetiva da laje de concreto ou largura do elemento da seção
$b_c$	largura do pilar na direção transversal às vigas ou largura efetiva comprimida do elemento da seção do perfil
$b_{ef}$	largura efetiva do elemento da seção do perfil
$b_f$	largura da mesa do perfil I
$d_b$	diâmetro dos parafusos
$d_s$	distância do centro geométrico do perfil de aço ao centro geométrico da armadura
$d_1$	distância do centro geométrico da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;
$d_3$	distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP;
$d_4$	distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço, à LNP;
$d_5$	a distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área
$d$	altura da viga de aço
$f_{cm}$	resistência média à compressão do concreto
$f_{ctm}$	resistência média à tração do concreto
$f_{ys}$	valor médio da resistência ao escoamento do aço da armadura
$f_y$	valor médio da resistência ao escoamento do aço da viga
$f_{y,conec.}$	valor médio da resistência ao escoamento do aço do conector
$f_{y,cant.}$	valor médio da resistência ao escoamento do aço das cantoneiras
$f_{us}$	valor médio da resistência a ruptura do aço da armadura

$f_u$	valor médio da resistência a ruptura do aço da viga
$f_{u,conec.}$	valor médio da resistência a ruptura do aço do conector
$f_{u,cant.}$	valor médio da resistência a ruptura do aço das cantoneiras
$f_{yd}$	resistência de cálculo ao escoamento do aço
$f_{sd}$	resistência de cálculo ao escoamento do aço das armaduras
$h$	altura do conector como também altura total da seção mista e ainda altura da laje
$h_a$	largura do elemento de apoio, paralelamente à armadura
$h_s$	altura da viga de aço
$k_{cs}$	rigidez inicial dos conectores
$k_o$	rigidez inicial da ligação
$k_{lig}$	rigidez da ligação
$k_s$	rigidez inicial das barras da armadura
$k_{tan}$	rigidez tangente da ligação
$k_{sec}$	rigidez secante da ligação correspondente ao estado de serviço
$l_f$	distância entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou borda livre
$n$	número de conectores na região de momento negativo
$s^{(B)}$	capacidade de deformação dos conectores de cisalhamento
$t$	espessura do perfil
$t_f$	espessura da mesa do perfil
$t_{conec.}$	espessura do perfil do conector
$t_{cant.}$	espessura do perfil do conector
$t_c$	espessura da laje de concreto
$t_w$	espessura da alma do perfil

$y_c$	distância do centro geométrico da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior dessa viga
$y_{cb}$	distância da face inferior da laje à sua linha neutra
$y_{LNE}$	distância da linha neutra da seção na análise elástica até a face inferior do perfil de aço
$y_{LNP}$	distância da linha neutra da seção plastificada até a face inferior do perfil de aço
$y_p$	distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço
$y$	distância da face superior da viga ao cg das armaduras principais
$y_{st}$	distância da face superior da viga à sua linha neutra
$y_t$	distância do centro geométrico da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior dessa viga

### **Letras romanas maiúsculas**

$A_a$	área da seção transversal da viga de aço
$A_{ac}$	área comprimida da seção do perfil de aço
$A_{at}$	área tracionada da seção do perfil de aço
$A_{am}$	área da mesa da viga de aço
$A_{aw}$	área da alma da viga de aço
$A_c$	área de concreto na seção transversal
$A_{fi}$	área da mesa inferior da viga de aço
$A_l$	área da aba da cantoneira inferior ligada ao perfil de aço
$A_s$	área da armadura longitudinal contida na largura efetiva da laje
$A_w$	área bruta das cantoneiras de alma sujeita a cisalhamento
$E_s$	módulo de elasticidade do aço

$E_c$	módulo de elasticidade do concreto
$F_{cs,R}$	força resistente dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo
$F_s$	força resistente das barras da armadura
$F_{máx}$	força máxima aplicada pelo atuador
$I_a$	momento de inércia da viga de aço
$I_{conj.}$	momento de inércia da seção mista (desconsiderando concreto tracionado)
$I_{viga}$	momento de inércia da viga (considerando o concreto)
$K$	rigidez do conector
$L$	vão da viga ou comprimento de referência para levar em conta o efeito do concreto que envolve a armadura
$L_{cs}$	comprimento do conector
$L_{viga}$	vão da viga
$M_s^-$	momento fletor solicitante na região de momentos negativos
$M_{dist}^-$	momento fletor resistente na região de momentos negativos, para o estado-limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal.
$M_{R,lig}$	momento fletor resistente da ligação
$M_{pl,viga}$	momento resistente plástico da viga
$M_{el,viga}$	momento resistente elástico da viga
$M_{R,sold.}$	momento resistente do modelo “soldado”
$M_{R,paraf.}$	momento resistente do modelo “parafusado”
$Q_{Rk}$	força máxima resistida por um conector
$Q_{Rd}$	força máxima de cálculo resistida por um conector
$S_i$	rigidez inicial da ligação
$T$	força de tração no perfil

$T_a$	força resistente da região tracionada do perfil de aço
$T_d$	força resistente de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal
$T_s$	força resistente de tração das barras da armadura longitudinal
$V$	força cortante
$W_a$	módulo de resistência elástico inferior da seção da viga de aço
$W_c$	módulo de resistência do perfil da viga de aço

### Letras gregas

$\Delta_{ui}$	capacidade de deformação da ligação
$\Delta_{us}$	capacidade de deformação das barras da armadura
$\Delta_{uk}$	valor característico do deslizamento máximo
$\Sigma Q_{RK}$	somatório das forças resistentes individuais $Q_{RK}$ dos conectores de cisalhamento
$\varepsilon$	deformação
$\varepsilon_{smu}$	deformação da armadura envolvida pelo concreto
$\rho_s$	taxa de armadura (relação $A_s/A_c$ )
$\gamma$	coeficiente de ponderação da resistência
$\sigma$	tensão normal
$\sigma_{cr}$	tensão convencional de flambagem elástica do elemento
$\theta$	rotação na extremidade da viga (ligação)
$\theta_{ser}$	rotação em serviço da ligação
$\theta_u$	capacidade de rotação da ligação
$\lambda_p$	índice de esbeltez reduzido do elemento



$\tau_{méd}$       tensão de cisalhamento média teórica

$\tau_{xy}$       tensão de cisalhamento média experimental

# Sumário

---

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 LIGAÇÕES MISTAS.....	5
2.1.1 Histórico.....	5
2.1.2 Classificação das ligações.....	6
2.1.3 Classificação das ligações mistas .....	7
2.1.4 Curva momento x rotação .....	8
2.1.5 Capacidade de Rotação Necessária .....	10
2.1.6 Parâmetros que influenciam no comportamento da ligação .....	13
2.2 VIGA MISTA.....	14
2.2.1 Histórico.....	14
2.2.2 Viga mistas contínuas e semicontínuas.....	15
2.2.3 Resistência última – Propriedades plásticas da seção mista .....	16
2.2.4 Resistência última – Propriedades elásticas da seção mista .....	16
2.2.5 Flambagem lateral por distorção .....	17
2.2.6 Resistência última – cisalhamento vertical .....	18
<b>3. PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>19</b>
3.1 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS .....	19
3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	19
3.2.1 Concreto .....	19
3.2.2 Aço .....	19
3.3 DETALHAMENTO DOS MODELOS .....	21
3.3.1 Detalhamento do modelo soldado .....	22
3.3.2 Detalhamento do modelo parafusado.....	24
3.3.3 Detalhamento das armaduras das lajes .....	27
3.3.4 Concretagem .....	29

3.3.5	Instrumentação e aplicação de força .....	29
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS OBTIDOS .....</b>	<b>35</b>
4.1	MATERIAIS .....	35
4.1.1	Concreto.....	35
4.1.2	Aço dos perfis formados a frio.....	35
4.1.3	Aço das armaduras .....	36
4.2	RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....	36
4.2.1	Determinação da rigidez das ligações .....	36
4.2.2	Protótipo 1 - Modelo Soldado.....	37
4.2.3	Protótipo 2 - Modelo Parafusado.....	42
<b>5.</b>	<b>PREVISÕES TEÓRICAS .....</b>	<b>49</b>
5.1	LIGAÇÃO MISTA.....	49
5.1.1	Procedimento segundo publicação de Leon et al. (1996) .....	49
5.1.2	Método dos componentes (ABNT NBR 8800:2008).....	52
5.2	VIGA MISTA SOB MOMENTO NEGATIVO .....	57
5.2.1	Procedimento da ABNT NBR 8800:2008 .....	57
5.2.2	Procedimento do Projeto de revisão da ABNT NBR 14762 .....	60
5.3	PREVISÕES TEÓRICAS DAS LIGAÇÕES ANALISADAS.....	62
5.3.1	Método Plástico – Viga mista (ABNT NBR 8800:2008).....	62
5.3.2	Método elástico – Projeto de revisão da ABNT NBR 14762 .....	63
5.3.3	Procedimento segundo Leon et. al. (1996) .....	68
5.3.4	Método dos componentes (ABNT NBR 8800 : 2008).....	69
5.3.5	Verificação da flambagem lateral por distorção .....	75
5.3.6	Análise da força cortante – cisalhamento vertical .....	77
<b>6.</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>79</b>
6.1	LIGAÇÃO MISTA.....	79
6.2	VIGA MISTA (MOMENTO NEGATIVO).....	81
6.3	VIGA MISTA (CISALHAMENTO).....	82

<b>7. CONCLUSÕES .....</b>	<b>85</b>
7.1 LIGAÇÃO MISTA .....	85
7.2 VIGA MISTA (MOMENTO NEGATIVO) .....	85
7.3 SUGESTÃO PARA FUTUROS TRABALHOS.....	86
<b>8. REFERÊNCIAS .....</b>	<b>87</b>
<b>ANEXO A - Resultados experimentais do modelo soldado.....</b>	<b>91</b>
<b>ANEXO B - Resultados experimentais do modelo parafusado .....</b>	<b>103</b>
<b>ANEXO C - Exemplo Comparativo.....</b>	<b>115</b>



Denomina-se sistema misto aço-concreto aquele no qual um perfil de aço (laminado, soldado ou formado a frio) trabalha em conjunto com o concreto ou com a armadura presente no mesmo, formando uma viga mista, pilar misto, laje mista ou ligação mista. O uso de sistemas mistos de aço e concreto são muito difundidos internacionalmente, no Brasil este tipo de estrutura vem ganhando espaço e popularidade entre os projetistas com o passar dos anos. O excelente desempenho do aço, quando submetido à tração, e do concreto, quando à compressão, evidencia a tendência de desenvolvimento das estruturas mistas, como forma de combinar o potencial dos componentes dos sistemas mistos, apresentando assim uma série de vantagens com relação a estruturas de concreto armado como, por exemplo, a redução do peso próprio, volume da estrutura, possibilidade da dispensa de fôrmas e escoramentos, menor tempo de execução, aumento da precisão dimensional da construção. Em comparação com as estruturas em aço, há uma redução do consumo de aço estrutural, possível redução das proteções contra incêndio e corrosão, entre outras.

A utilização de sistemas mistos sempre ficou restrita aos perfis soldados e laminados, no entanto há uma tendência de utilização de sistemas mistos com perfis formados a frio principalmente em edifícios de pequeno porte, embora não haja normas específicas e pesquisas suficientes que tratem do dimensionamento das mesmas.

A Figura 1.1 mostra um exemplo de estrutura mista utilizando perfis formados a frio.



Figura 1.1 - Estrutura mista de aço e concreto utilizando perfis formados a frio.

O comportamento das vigas mistas em perfis formados a frios possui particularidades em relação às vigas mistas em perfis laminados e soldados, como o tipo apropriado de conectores de cisalhamento e a pequena capacidade de rotação da viga de aço. Com relação às vigas mistas, uma ampla disponibilidade de estudos sobre o comportamento estrutural na região de momento positivo vem sendo realizada, no entanto há poucos estudos com relação à região de momento negativo e ligações (ligação mista viga-pilar ou viga-viga).

Os estudos nessa área buscam compreender o comportamento dessas vigas mistas e ligações de modo que possa ser incorporado nas etapas de análise dos esforços internos e no dimensionamento das estruturas.

Na análise experimental de ligações mistas é usual a utilização de modelos cruciformes que simulam o pilar interno de um pórtico e consiste de um pilar com dois trechos de viga conectados em cada lado. A Figura 1.2 mostra a configuração desse modelo.

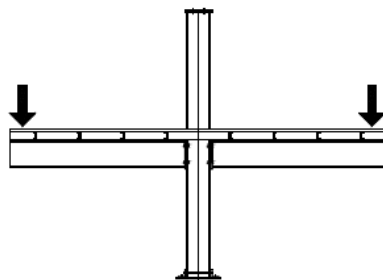


Figura 1.2 – Modelo experimental cruciforme de ligação mista

Normalmente em pórticos de aço, o pilar é um elemento contínuo e as vigas estão conectadas a ele por ligações de diferentes tipos, alguns desses tipos são mostrados na Figura 1.3.

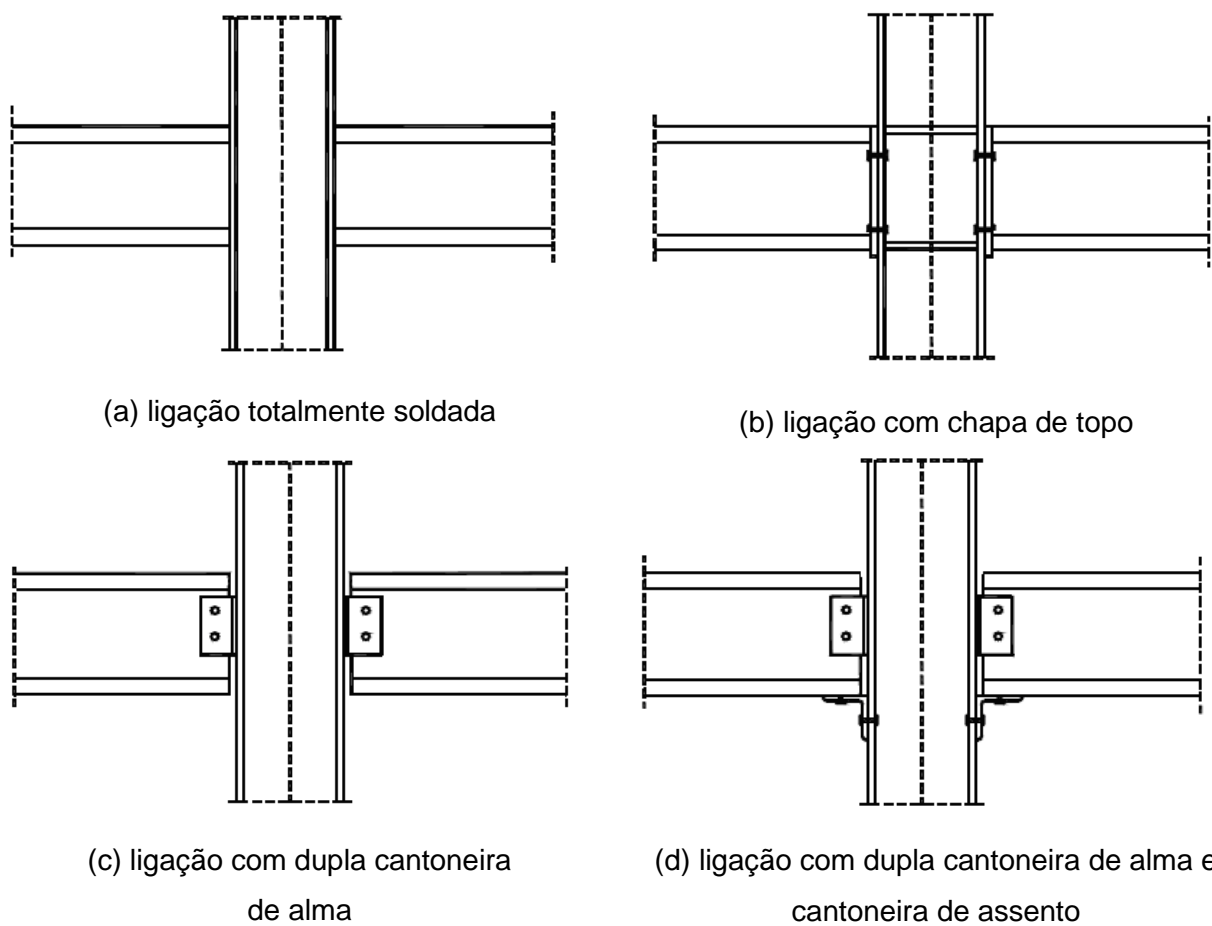


Figura 1.3 – Tipos de ligação em estruturas de aço

Este trabalho, ainda que de forma exploratória, teve como objetivo o estudo teórico e experimental do comportamento da ligação interna viga-pilar. No programa experimental foram confeccionados dois modelos cruciformes de ligação, utilizando para as vigas perfis formados a frio U enrijecido formando uma seção I e um perfil do tipo HP laminado para compor o pilar. Para a ligação das vigas ao pilar em um dos modelos foram utilizadas cantoneiras de assento e de alma parafusadas, tipo de ligação muito difundida em estruturas metálicas (Figura 1.3 d), e no outro modelo as vigas foram completamente soldadas ao pilar (Figura 1.3 a).



Os resultados obtidos experimentalmente foram comparados com métodos analíticos de cálculo. A ligação foi calculada pelo método dos componentes segundo a ABNT NBR 8800:2008 e segundo a publicação do AISC elaborada por Leon et al. (1996). Já a viga mista (região de momento negativo) foi calculada pelos métodos plástico e elástico.

Alguns dos principais parâmetros avaliados foram:

- Momento resistente, capacidade de rotação e rigidez da ligação
- Momento resistente da viga mista
- Modos de falha dos modelos
- Aplicabilidade dos métodos analíticos existentes

# REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

# 2

## 2.1 LIGAÇÕES MISTAS

### 2.1.1 Histórico

As pesquisas sobre ligações mistas no comportamento de vigas mistas contínuas (ligações rígidas) surgiram no final dos anos 60, onde se sugeria limitações severas para a esbeltez da alma e mesa comprimida. Como alternativa, no início da década de 70 foi sugerido pela primeira vez o uso de ligações semi-rígidas como forma de garantir um grau de continuidade e reduzir o efeito de flambagem local. O primeiro trabalho experimental em modelos cruciformes de ligação mista foi conduzido por Johnson & Hope Gill (1972), e posteriormente por Owens & Echeta (1981), Van Dalen & Godoy (1982), Law (1983), por Leon & Ammerman (1986) e (1987) *apud* Zandonini (1989).

Na década de 90 foram desenvolvidas várias pesquisas envolvendo ligações mistas, principalmente por Roberto Leon (Leon et al. (1991), Leon et al. (1996)). Em seus trabalhos são enfocadas as ligações com cantoneiras que são bastante usuais nos Estados Unidos. Paralelamente, no Brasil, Queiroz (1995) estudou o comportamento de ligações completamente soldadas, Queiroz, Mata & Alves (2000) desenvolveram um trabalho teórico e experimental envolvendo ligações mistas viga-pilar com cantoneiras na alma e na mesa inferior da viga, Figueiredo (2004) estudou o comportamento de ligações mistas com chapa de topo. No entanto, esses estudos citados foram desenvolvidos apenas para perfis laminados e soldados.

Bastos (2004) estudou o comportamento de ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio a partir de estudos teóricos e experimentais da edificação de quatro pavimentos pertencente ao projeto USIHAB. Foram utilizadas vigas constituídas por dois perfis U enrijecido formando uma seção caixa, com colunas de seção I enrijecido formadas por dois perfis U enrijecido, a ligação das vigas ao pilar foi desenvolvida por Moraes (2003) *apud* Bastos (2004). Foi realizada uma nova análise da estrutura por

meio dos dados obtidos em ensaios experimentais das ligações tipo de projeto, a partir da qual se observa a redistribuição de esforços e a eficiência dessa ligação mista. Como foram utilizadas ligações pouco usuais e não foram feitas comparações com modelos de cálculo analítico existentes, nem modelagem das ligações via elementos finitos, o trabalho se enquadra mais em um estudo de caso do que um estudo sobre ligações mistas de maneira geral.

Portanto, há uma necessidade de estudos sobre as ligações mistas e vigas mistas com continuidade nos apoios utilizando perfis formados a frio, já que os dois tópicos estão fortemente interligados, uma vez que o efeito de continuidade junto aos apoios depende do comportamento estrutural da ligação viga-viga ou viga-pilar.

### 2.1.2 Classificação das ligações

As ligações podem ser classificadas com base na rigidez ou com base na resistência, de acordo com o método de análise da estrutura. A classificação com base no conceito de rigidez está associada à análise global elástica da estrutura e o conceito de resistência a análise global plástica, se a análise for elasto-plástica, ambos os tipos de classificação são pertinentes.

O AISC (2005) classifica as ligações com base no conceito de rigidez em 3 tipos, sendo o Tipo *Simple*, correspondente a ligação rotulada, o tipo FR – *fully restrained*, correspondente a ligação rígida, e o tipo PR – *partially restrained*, correspondente à ligação semi-rígida apresentando um comportamento intermediário aos dois primeiros.

Com base no conceito de resistência, a ligação pode ser classificada como de resistência total (FS – full strength) quando apresentar resistência igual ou superior à da viga, caso contrário, a ligação é de resistência parcial (PS – partial strength), as quais devem possuir capacidade de rotação suficiente para que sejam formadas as rótulas plásticas previstas na estrutura, mantendo sua resistência ao momento até a ocorrência do mecanismo de colapso. Assim, não devem ser atingidos estados-limites associados a instabilidades locais ou globais, bem como rupturas de parafusos, soldas, etc. A Figura 2.1 ilustra a classificação das ligações com base na rigidez e na resistência.

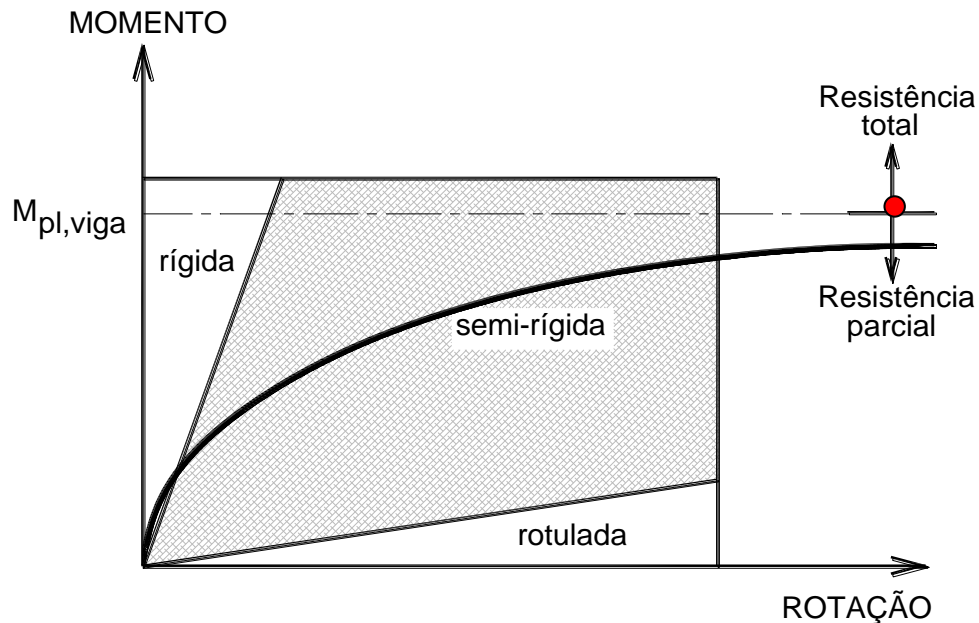


Figura 2.1 - Classificação das ligações pela rigidez e resistência  
[Adaptada de Leon et al. (1996)]

### 2.1.3 Classificação das ligações mistas

Uma ligação é denominada mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente, Queiroz et al. (2001).

As ligações mistas usualmente indicadas na literatura são classificadas pelo AISC como um caso especial de ligações do tipo PR (*partially restrained*), e denominadas por Leon et al. (1996) como tipo PR-CC (*partially restrained composite connection*), sendo constituídas por uma ligação metálica rotulada ou semi-rígida, tendo sua rigidez e resistência ao momento fletor substancialmente aumentadas. Considerando o caso de momento negativo, a armadura presente na laje será a parte superior do mecanismo de resistência ao momento fletor, enquanto a parte inferior é constituída, em geral, por uma cantoneira de assento e cantoneiras de alma, responsáveis também pela resistência à força cortante.

Em geral, uma ligação mista tem elevada rigidez inicial, porém o momento fletor resistente é inferior ao da viga mista correspondente, caracterizando assim uma ligação de resistência parcial.

As ligações mistas podem ser empregadas com vantagens no projeto das vigas mistas, conferindo-lhe continuidade e conseqüentemente reduzindo sua altura e consumo de material, bem como nas ligações viga-pilar dos pórticos que fazem parte do sistema resistente às ações horizontais (ação do vento), eliminando possivelmente a necessidade de contraventamento.

#### 2.1.4 Curva momento x rotação

A resposta estrutural das vigas mistas com continuidade nos apoios está diretamente associada ao comportamento da ligação, em geral uma ligação mista, portanto, é fundamental conhecer o comportamento estrutural da ligação, que é caracterizado pela curva momento x rotação (curva M- $\theta$ ). Nessa curva, podem ser definidas as principais propriedades da ligação, como a rigidez, a resistência e a ductilidade (capacidade de rotação), ver Figura 2.2.

Nas ligações mistas, o comportamento momento-rotação é não-linear, portanto, a rigidez varia ponto a ponto, sendo definida como a inclinação da reta tangente à curva M- $\theta$ , isto é, uma rigidez tangente, dada pela expressão (2.1):

$$K_{\tan} = \frac{dM}{d\theta} \quad (2.1)$$

Para efeito de cálculo, é usual assumir uma aproximação linear para o trecho inicial da curva M- $\theta$ , correspondendo ao estado de serviço. Nesse caso define-se então uma rigidez secante conforme a expressão (2.2), que é associada à própria rigidez da ligação. A rigidez secante é inferior à rigidez inicial e aproximadamente igual à rigidez de descarregamento como mostra a Figura 2.2.

$$K_{\text{sec}} = K_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\theta_{\text{ser}}} \cong K_{\text{des}} \quad (2.2)$$

Com base na rigidez de serviço, a ligação pode ser classificada como tipo FR (rígida), tipo PR (semi-rígida) ou rotulada. Tanto a ABNT NBR 8800:2008 quanto Leon et al. (1996) citam que a ligação pode ser classificada como rígida se

$K_{lig} L_{viga} / E_s I_{viga} > 25$  e classificada como rotulada se  $K_{lig} L_{viga} / E_s I_{viga} < 0,5$ . Evidentemente, entre os dois limites anteriores, a ligação é classificada como semi-rígida. A ductilidade pode ser definida em termos relativos, como  $\theta_u/\theta_y$ , ou em termos absolutos  $\theta_u$ .

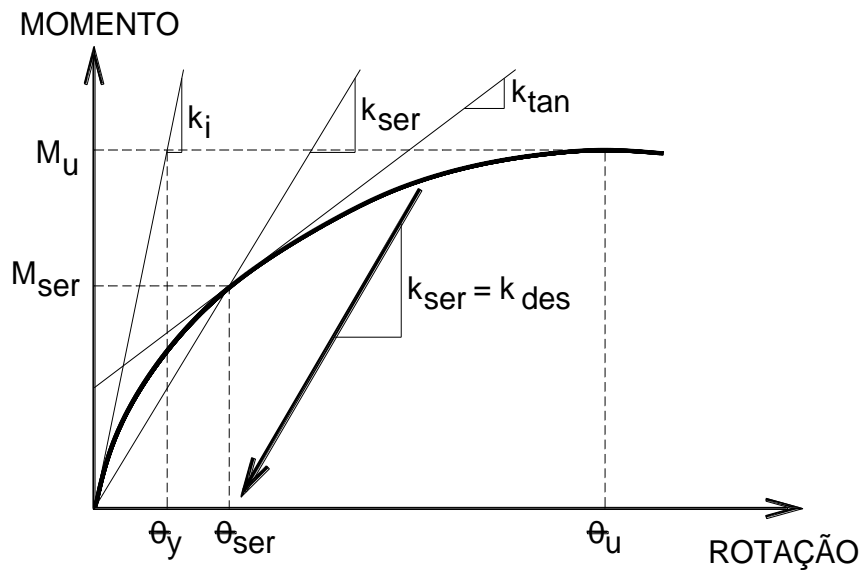


Figura 2.2 - Definição de rigidez da ligação (inicial, tangente, secante e descarregamento)  
[Adaptada de Leon (1996)]

Com base na resistência, a ligação é de resistência total, quando sua resistência é superior à da viga correspondente, ou de resistência parcial. Em geral, as ligações mistas possuem elevada rigidez inicial, mas são de resistência parcial, caracterizando então um sistema semicontínuo.

A Figura 2.3 ilustra esquematicamente a curva  $M-\theta$  de uma ligação mista adequada para análise global plástica da estrutura, onde fica caracterizada a resistência parcial e a elevada capacidade de rotação (ductilidade), compatível com a necessária para um sistema semicontínuo.

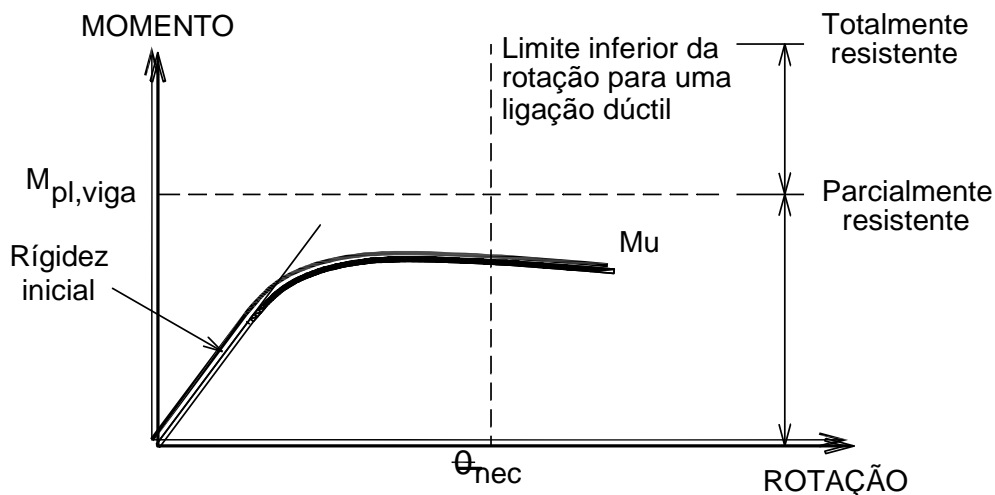


Figura 2.3 - Curva momento-rotação de uma ligação adequada para sistema semicontínuo  
[Adaptada de Queiroz et al. (2001)]

### 2.1.5 Capacidade de Rotação Necessária

No caso dos perfis pesados (laminados e soldados) a resistência última da ligação mista é menor que o momento plástico da viga mista, sendo assim, a própria ligação tem que garantir a rotação necessária para o desenvolvimento do momento plástico positivo da viga. Li & Lawson (1996) apud Queiroz et. al. (2001) apresentam um método para a determinação da capacidade de rotação necessária além de tabelas e ábacos para sua determinação baseada nesse método, para construção escorada. No entanto, Li & Lawson não comentam sobre o grau de interação entre a laje e o perfil metálico.

Queiroz et al. (2001) comentam que quando se utiliza interação parcial na região de momento positivo, a capacidade de rotação necessária da ligação é inferior a que se obteria na interação total, isso se deve ao fato do momento resistente da viga ser menor portanto necessita de uma capacidade de rotação menor. Couchman & Way (1999) apud Queiroz et. al. (2001) apresentam correções das rotações necessárias determinadas por Li & Lawson, para considerar diferentes relações entre o momento positivo máximo e o momento de plastificação total e também aplicá-las ao caso de construção não-escorada. No caso de construção não escorada, grande parte da carga permanente é suportada pela viga de aço isolada, provocando um aumento na

curvatura e na deformação da viga na região de momento positivo, levando a um aumento na capacidade de rotação necessária em torno de 40%, embora também aumente a capacidade de rotação disponível em torno de 10%.

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta tabelas 2.1, 2.2 e 2.3 para a determinação da capacidade de rotação necessária em miliradianos para construções não-escoradas, obtidas a partir das relações momento-curvatura nos regimes elástico e elasto-plástico, considerando os coeficientes  $\beta_{vm}$  para determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo  $M_{Rd}$ , iguais a 0,95, 0,90 e 0,85, aços estruturais com resistências ao escoamento,  $f_y$ , de 350 MPa e 275 MPa, três tipos de carregamento e diferentes relações entre vão e altura da seção mista. Para que as Tabelas sejam aplicáveis é necessário que:

- o momento fletor resistente de cálculo da ligação seja igual ou superior a 30 % do momento fletor resistente de cálculo relativo à região de momento positivo;
- cada tramo da viga tenha ligações mistas em ambas as extremidades ou tenha uma extremidade perfeitamente rotulada e outra com ligação mista.

Nessas tabelas:

$L/d_t$  é a relação entre o comprimento do tramo e a altura total da viga mista;

DL significa carga uniformemente distribuída;

1CL significa uma carga concentrada no centro da viga;

2CL significa duas cargas concentradas nos terços do vão da viga.  $\beta_{vm}$

Tabela 2.1 – Capacidade de rotação necessária (mrad) -  $\beta_{vm} = 0,95$

$L/d_t$	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 275 \text{ MPa}$	
	DL + 1CL	2CL	DL + 1CL	2CL
15	29	43	28	39
20	46	64	38	52
25	57	80	46	63
30	67	95	54	74



Tabela 2.2 – Capacidade de rotação necessária (mrad) -  $\beta_{vm} = 0,90$ 

$L/d_t$	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 275 \text{ MPa}$	
	DL + 1CL	2CL	DL + 1CL	2CL
15	22	32	21	29
20	35	48	29	39
25	43	60	35	47
30	50	71	41	56

Tabela 2.3 – Capacidade de rotação necessária (mrad) -  $\beta_{vm} = 0,85$ 

$L/d_t$	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 275 \text{ MPa}$	
	DL + 1CL	2CL	DL + 1CL	2CL
15	15	22	14	20
20	23	32	19	26
25	29	40	23	32
30	34	48	27	37

No caso de construções escoradas, as rotações necessárias são inferiores aos valores tabelados, podendo ser tomadas iguais a 70 % destes valores.

As Tabelas 2.1, 2.2 e 2.3 podem ser usadas para outras situações, fazendo-se os seguintes ajustes:

- para aços estruturais com resistência ao escoamento,  $f_y$ , entre 275 MPa e 350 MPa, pode-se interpolar linearmente na Tabela (não são previstos aços com resistência ao escoamento maior que 350 MPa);

- para aços com  $f_y = 250$  MPa, podem ser usados, os valores indicados para  $f_y = 275$  MPa.

### 2.1.6 Parâmetros que influenciam no comportamento da ligação

Segundo o COST 1 (1996) apud Figueiredo 2004, como resultado de pesquisas em diferentes institutos pode-se concluir que o comportamento das ligações mistas é influenciado por parâmetros:

(1) Referentes à própria ligação:

- Elemento de ligação entre os perfis de aço (chapas, cantoneiras, parafusos, soldas)
- Laje de concreto (tipo, espessura, taxa de armadura)
- Relação de inércias entre os perfis da viga e do pilar
- Enrijecedores de alma do pilar se houver

(2) Externos à ligação:

- Conectores de cisalhamento (tipo, quantidade e distribuição)
- Tipo de carregamento (simétrico ou assimétrico) que está relacionado com outro parâmetro: a posição da ligação na estrutura (pilar interno ou de extremidade)
- Tipo de construção (escorada ou não-escorada)

## 2.2 VIGA MISTA

### 2.2.1 Histórico

Os primeiros ensaios relacionados às vigas mistas foram realizados na Inglaterra em 1914, pela empresa Radpath Brow and Company. A primeira teoria com base na análise elástica de vigas mistas se consolidou na Inglaterra e foi publicada em Andrews (1912) apud David (2007). Andrews apresentou equações para calcular as tensões na seção de aço e na seção de concreto, considerando-se apenas as tensões referentes à flexão. As equações foram fundamentadas na teoria da seção transformada admitindo-se que o concreto não resistia aos esforços de tração. Essa teoria foi elaborada com base na distribuição linear de tensões na seção mista e na desconsideração de deslizamento relativo entre aço e concreto.

Após diversos estudos foi constatada a necessidade dos conectores de cisalhamento na interação entre os materiais e a partir de 1940 praticamente todos os estudos referentes ao comportamento da viga mista utilizavam conectores. A partir dessa época várias teorias elásticas foram desenvolvidas e publicadas levando-se em conta o efeito do escorregamento na distribuição de tensões e de deformações. Foram também desenvolvidas teorias com referência a resistência última. Em Slutter e Driscoll (1965) apud David (2007) é apresentado um método de cálculo baseado na plastificação da seção transversal e no equilíbrio estático das forças internas, para o caso de interação completa e parcial. Nos anos 60, com o advento dos computadores e desenvolvimento de programas para análise estrutural, muitos trabalhos foram e continuam sendo desenvolvidos com base na análise numérica.

O assunto foi introduzido pela primeira vez nas normas da AASHTO (na época denominada AASHO) em 1944. No Brasil o assunto foi introduzido pela primeira vez na norma brasileira, em 1986, na ABNT NBR 8800:1986 – “Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios”.

A partir da década de 90, tendo em vista a intensa utilização de perfis formados a frio inclusive em sistemas de pisos, estudos sobre estruturas mistas constituídas de perfis formados a frio passaram a ser desenvolvidos. No caso de vigas mistas seu

comportamento estrutural foi estudado por Malite (1993), Hanaor (2000), Vieira (2001), Oliveira (2001), David (2003), David (2007), Chaves (2009), entre outros.

### **2.2.2 Viga mistas contínuas e semicontínuas**

Vigas mistas contínuas são definidas como aquelas com mais de dois apoios, sendo o perfil de aço contínuo sobre os apoios internos ou ligados ao perfil do vão adjacente por meio de ligações rígidas e de resistência total. Quando estas ligações são semi-rígidas ou de resistência parcial, o sistema é denominado semicontínuo. No passado, o sistema semicontínuo não era praticamente usado, pela falta de conhecimento suficientemente desenvolvido do comportamento de ligações semi-rígidas ou de resistência parcial em vigas mistas. Nos últimos tempos, porém, diversas ligações têm sido intensivamente estudadas pelos pesquisadores, levando ao desenvolvimento de métodos de cálculo bastante satisfatórios e ao aumento expressivo do uso deste sistema.

Vantagens do sistema contínuo ou sistema semicontínuo em relação ao sistema biapoiado:

- menor relação altura da seção/vão, com reduções consideráveis de peso;
- maior controle da fissuração da superfície superior da laje de concreto junto aos apoios, em função da necessidade de maiores taxas de armadura nessas regiões, melhorando o desempenho de acabamentos rígidos no piso;
- frequência natural mais elevada, portanto, menos susceptível a vibrações.

Desvantagens:

- emprego de ligações mais complexas e onerosas para conferir a continuidade;
- análise estrutural mais trabalhosa, por se tratar de sistemas estaticamente indeterminados;
- A resistência e rigidez à flexão variam ao longo do vão, devido à fissuração do concreto na região de momento negativo.

### 2.2.3 Resistência última – Propriedades plásticas da seção mista

O método utilizado para o cálculo da resistência última na região de momento negativo depende das propriedades da seção, para seções não sujeitas a instabilidades locais (seções compactas) e flambagem lateral com distorção, levando em conta a influência do concreto na contenção dos elementos da seção. Podem ser utilizadas propriedades plásticas na determinação da resistência última, obtidas a partir de diagramas de blocos de tensões na seção do perfil de aço. Admite-se que o limite de escoamento seja atingido em toda a seção de aço (em tração e/ou compressão) e nas barras da armadura, a resistência do concreto à tração é sempre desprezada, como é mostrado na Figura 2.4.

A mesa inferior e a alma do perfil por estarem sujeitas a esforços de compressão e sua classificação depende da relação  $b/t$ .

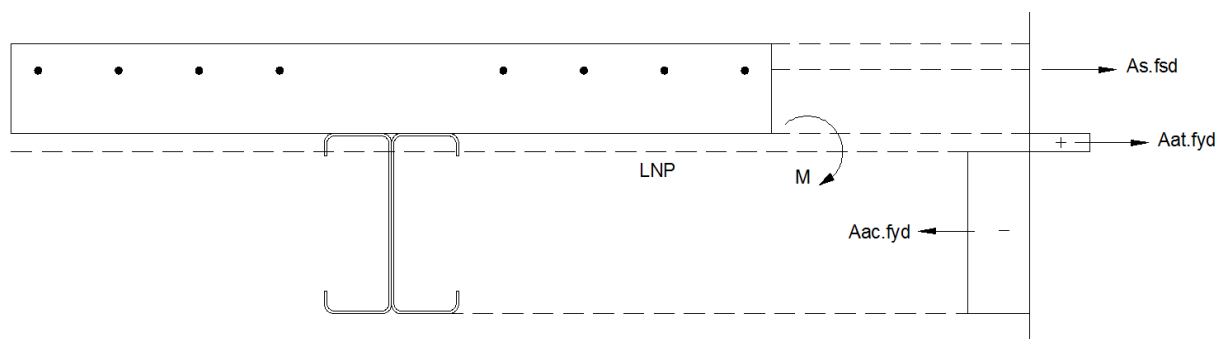


Figura 2.4– Tensões na seção transversal (plastificação total da seção)

### 2.2.4 Resistência última – Propriedades elásticas da seção mista

Quando não for atendida alguma das condições para que seja permitido o cálculo em regime plástico, deve ser usado o cálculo em regime elástico. É necessário que o limite de escoamento (em tração e/ou compressão) não seja atingido na seção de aço nem nas barras da armadura. Para isto, os perfis de aço têm que atingir o início do escoamento sem sofrer qualquer tipo de flambagem local, levando-se em conta a influência do concreto na contenção dos elementos da seção. A linha neutra geralmente encontra-se na alma do perfil, então não é necessário homogeneizar a seção, pois o concreto tracionado é desconsiderado e a diferença entre o módulo e elasticidade do

aço da armadura e do perfil é muito pequena. A Figura 2.5 mostra as tensões na seção segundo o regime elástico.

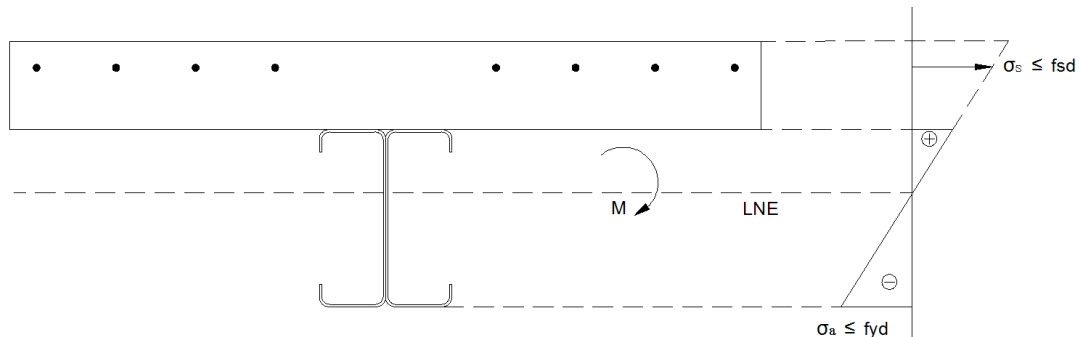


Figura 2.5 – Distribuição de tensões na seção mista (regime elástico)

### 2.2.5 Flambagem lateral por distorção

Nas regiões de momentos negativos de uma viga contínua, a laje impede a torção da viga, mas a mesa comprimida recebe restrição lateral apenas por intermédio da alma, que é um elemento flexível. Assim sendo, a mesa pode deslocar-se lateralmente se a alma deformar-se por flexão, como mostrado na Figura 2.6. Este fenômeno é conhecido por flambagem lateral por distorção.

A deformada consiste, segundo Johnson (1994) apud Queiroz (2001), de uma meia-onda não senoidal de cada lado do apoio da viga (onde, obrigatoriamente, deve haver travamento lateral), estendendo-se por quase toda região de momento negativo. Há evidências, nos ensaios, de que a flambagem local pode precipitar a iniciação da flambagem lateral, embora no cálculo, estes efeitos sejam considerados em separado.

No caso de existir uma série de vigas paralelas, ligadas à mesma laje de concreto, como é usual em estruturas de edifícios, a tendência da mesa comprimida (no caso, a inferior) de deslocar-se lateralmente é resistida pela flexão da alma, atuando conjuntamente com a mesa superior e a laje, formando um “U” invertido com a viga adjacente, como mostrado na Figura 2.6.

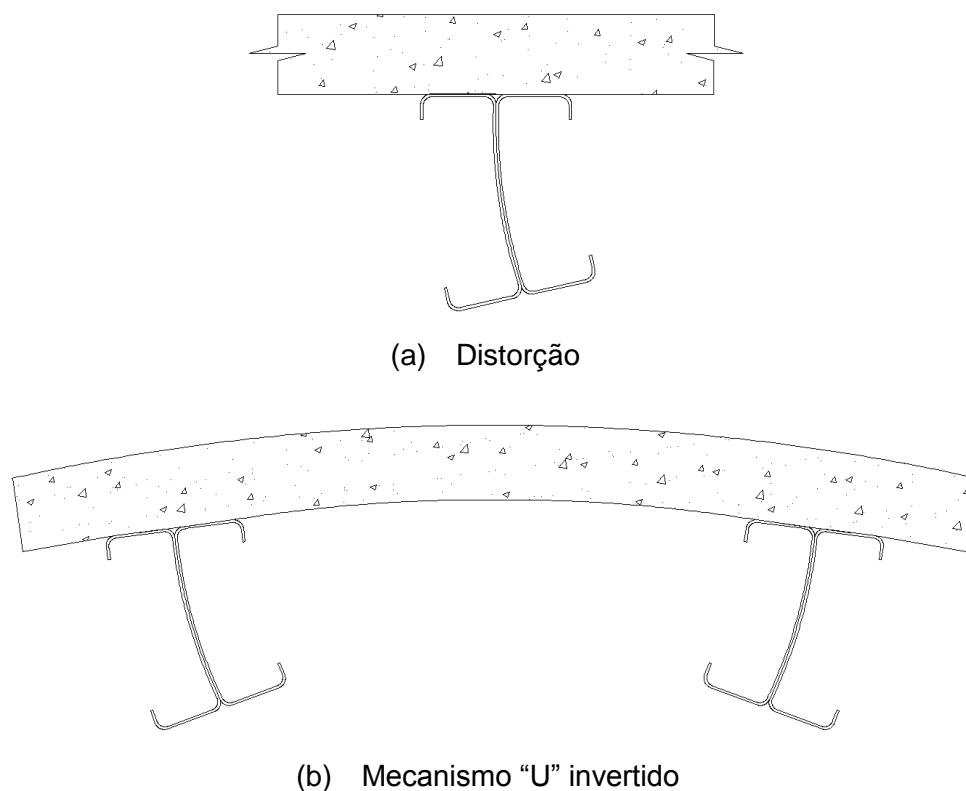


Figura 2.6 – Flambagem lateral

### 2.2.6 Resistência última – cisalhamento vertical

Os ensaios em vigas mistas têm demonstrado que uma parte do cisalhamento vertical é resistida pela laje de concreto. Contudo, a quantificação da contribuição da laje é de difícil avaliação, devido a dificuldade de se prever seu comportamento, que é influenciado pelo grau de fissuração do concreto, pelo efeito de continuidade nos apoios e pelos detalhes da ligação. Simplificadamente é então assumido na análise que o cisalhamento vertical é resistido somente pela seção de aço, exatamente da mesma forma como seria se a viga não fosse mista. Esta simplificação vale tanto para vigas simplesmente apoiadas quanto para vigas contínuas ou semicontínuas (Queiroz, 2001).

# PROGRAMA EXPERIMENTAL

---

# 3

## 3.1 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Foram realizados, no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP, ensaios de dois modelos cruciformes de ligação mista viga-pilar com laje maciça. Um dos modelos teve todos os componentes da viga soldados ao pilar (modelo de referência) e no outro foram utilizadas cantoneiras de alma e de assento parafusadas (ligação semi-rígida). Os modelos são aqui denominados modelo soldado e modelo parafusado, respectivamente.

## 3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

### 3.2.1 Concreto

Para determinação das propriedades mecânicas do concreto foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 15 x 30 cm, referentes a cada laje, sendo três para ensaio de resistência à tração por compressão diametral e três para ensaio de resistência à compressão. Os CPs cilíndricos foram moldados e curados segundo as especificações da ABNT NBR 5738:1984, e para o ensaio foi utilizada a máquina de ensaios *ELE Autotest 2000*.

O cimento empregado foi de alta resistência inicial (ARI), e o traço do concreto em massa, igual a 1:2,7:3,7:0,6 com consumo de cimento de 300 kg/m<sup>3</sup>.

### 3.2.2 Aço

Os perfis empregados foram fabricados com aço sem qualificação estrutural, e suas propriedades mecânicas foram determinadas por meio de ensaios de tração direta, seguindo as prescrições da ASTM A 370 e para o ensaio foi utilizada a máquina de ensaios *EMIC DL1000*. Foram retirados três corpos-de-prova, para cada espessura empregada, dos seguintes locais:



- Perfis das vigas, nas posições ilustradas na Figura 3.1 e Figura 3.2;
- Perfil dos conectores de cisalhamento U 75x40x3,05 como ilustra a Figura 3.3;
- Aço das cantoneiras espessura 5 mm ilustrado na Figura 3.4.

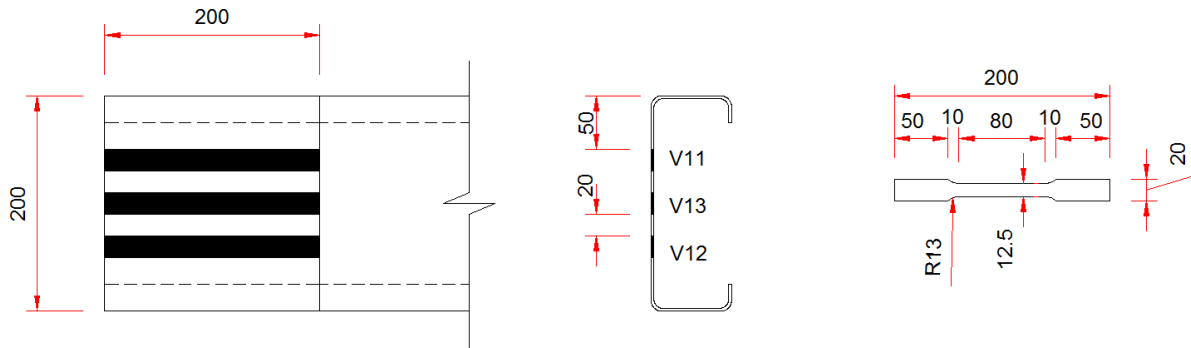


Figura 3.1- Posição dos corpos-de-prova retirados do perfil Ue 200x75x25x2,65 (Chapa 1)

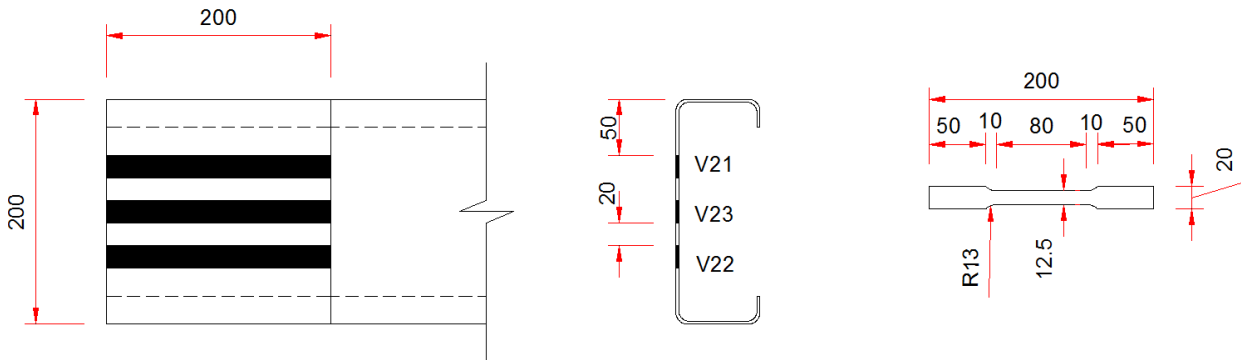


Figura 3.2 - Posição dos corpos-de-prova retirados do perfil Ue 200x75x25x2,65 (Chapa 2)

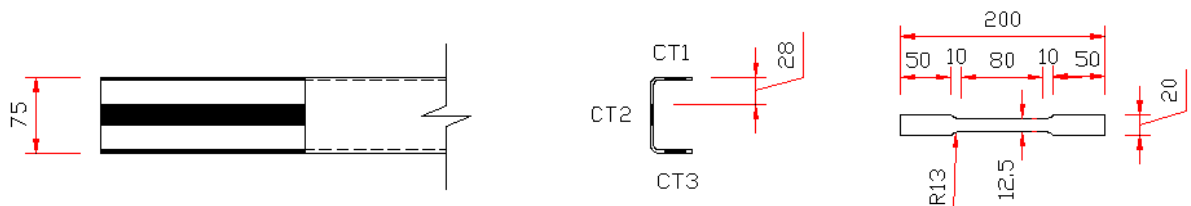


Figura 3.3 - Posição dos corpos-de-prova retirados do perfil U 75x40x3

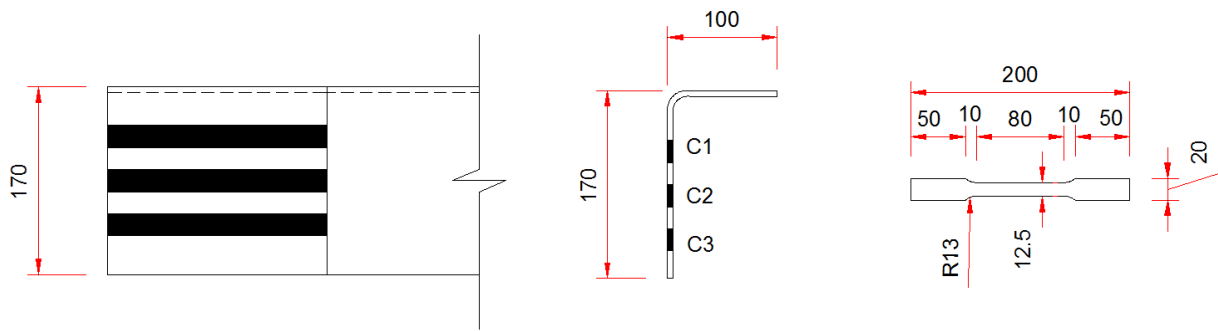


Figura 3.4 - Posição dos corpos-de-prova do perfil L 170x100x5

### 3.3 DETALHAMENTO DOS MODELOS

Foram ensaiados dois modelos de ligação mista com laje maciça, os modelos foram constituídos por perfil duplo U enrijecido formado a frio de 200x75x25x2,65 para as vigas (Figura 3.5), laje de concreto maciça de 850 mm de largura e 100 mm de altura, conectores em perfil U formado a frio de 75x40x3, pilar em perfil laminado W 200x46,1. As vigas possuem enrijecedores de alma no ponto de aplicação dos carregamentos e o pilar possui enrijecedores de alma no nível das mesas da viga.

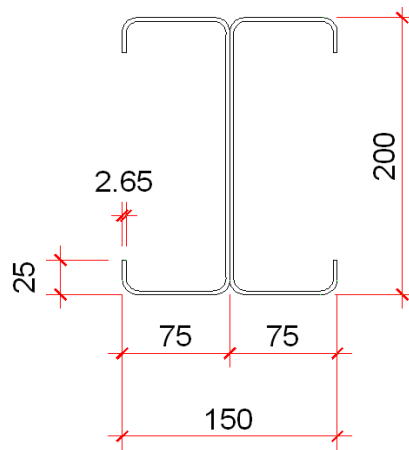


Figura 3.5 - Seção transversal das vigas 2Ue 200x75x25x2,65

### 3.3.1 Detalhamento do modelo soldado

O detalhamento do modelo soldado está nas Figuras 3.6 e 3.8.

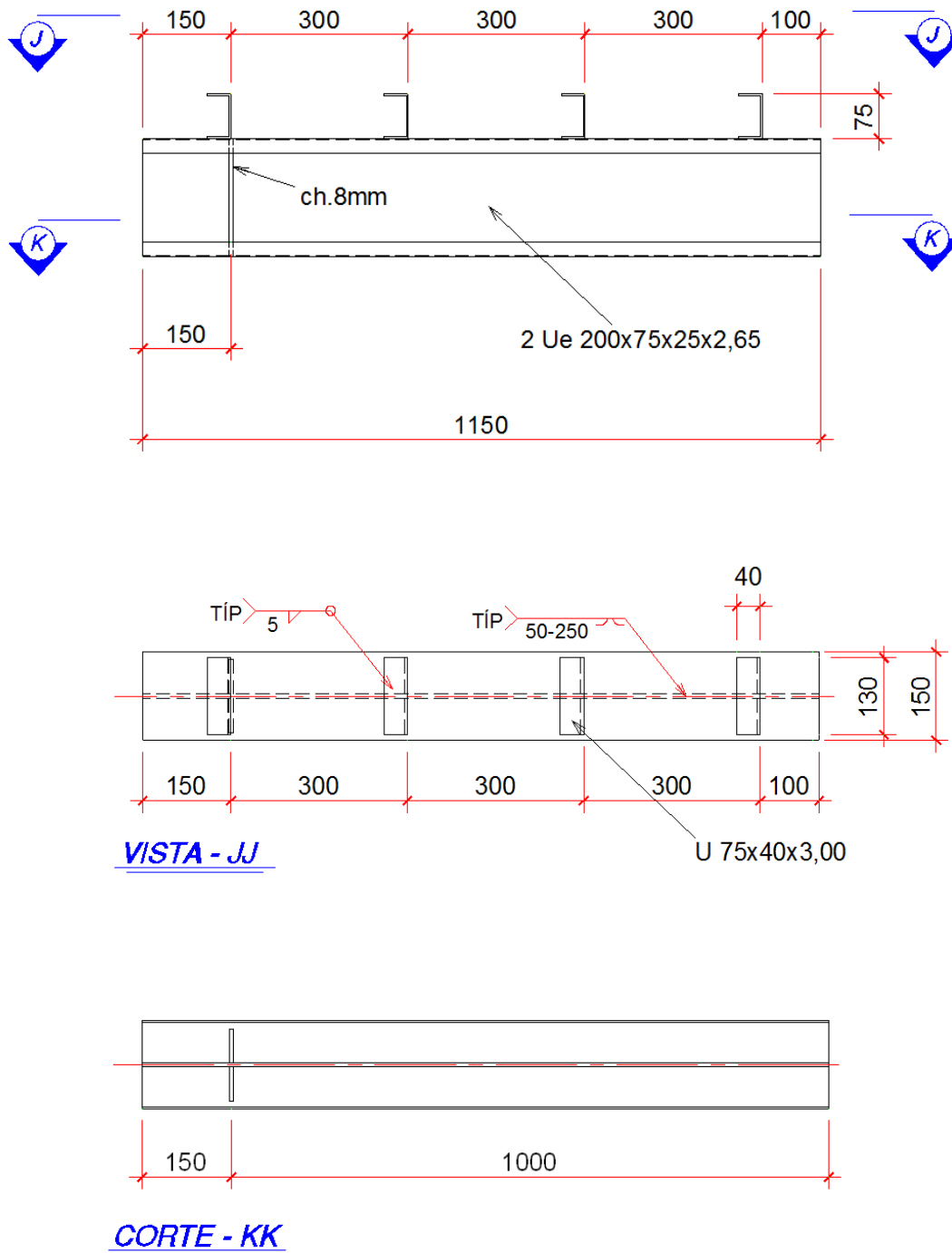


Figura 3.6 – Detalhamento das vigas do modelo soldado

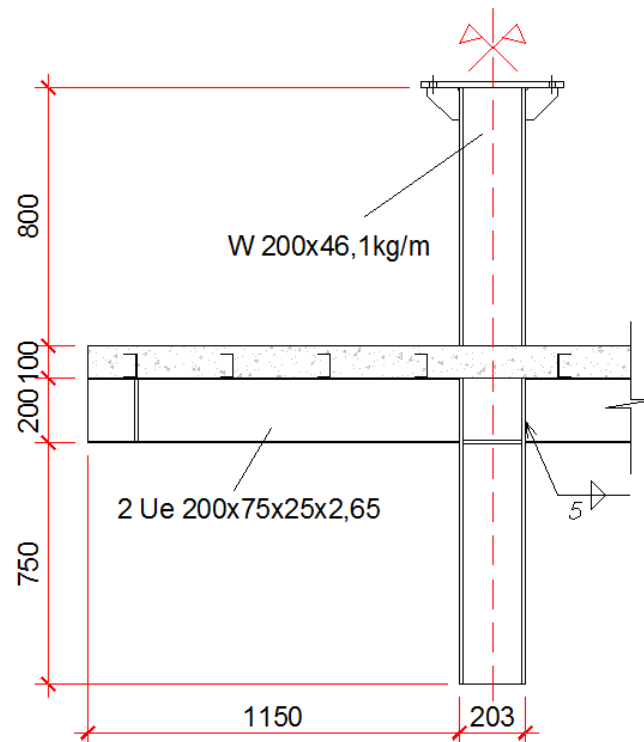


Figura 3.7 - Esquema geral do modelo soldado

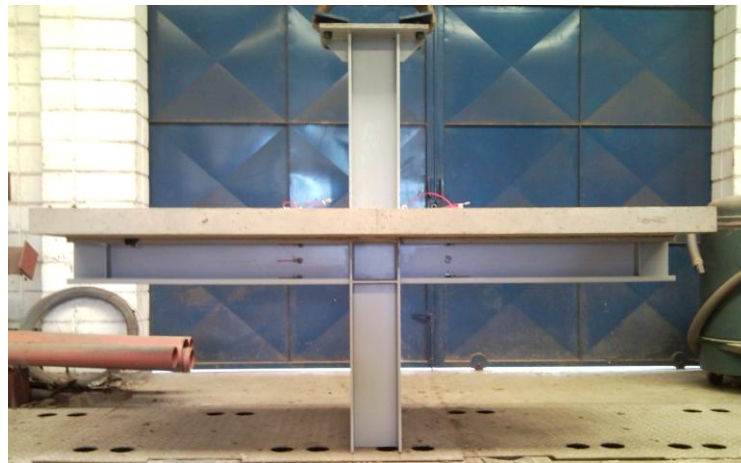


Figura 3.8 - Modelo soldado

### 3.3.2 Detalhamento do modelo parafusado

O detalhamento do modelo parafusado está nas Figuras 3.9 à 3.11.

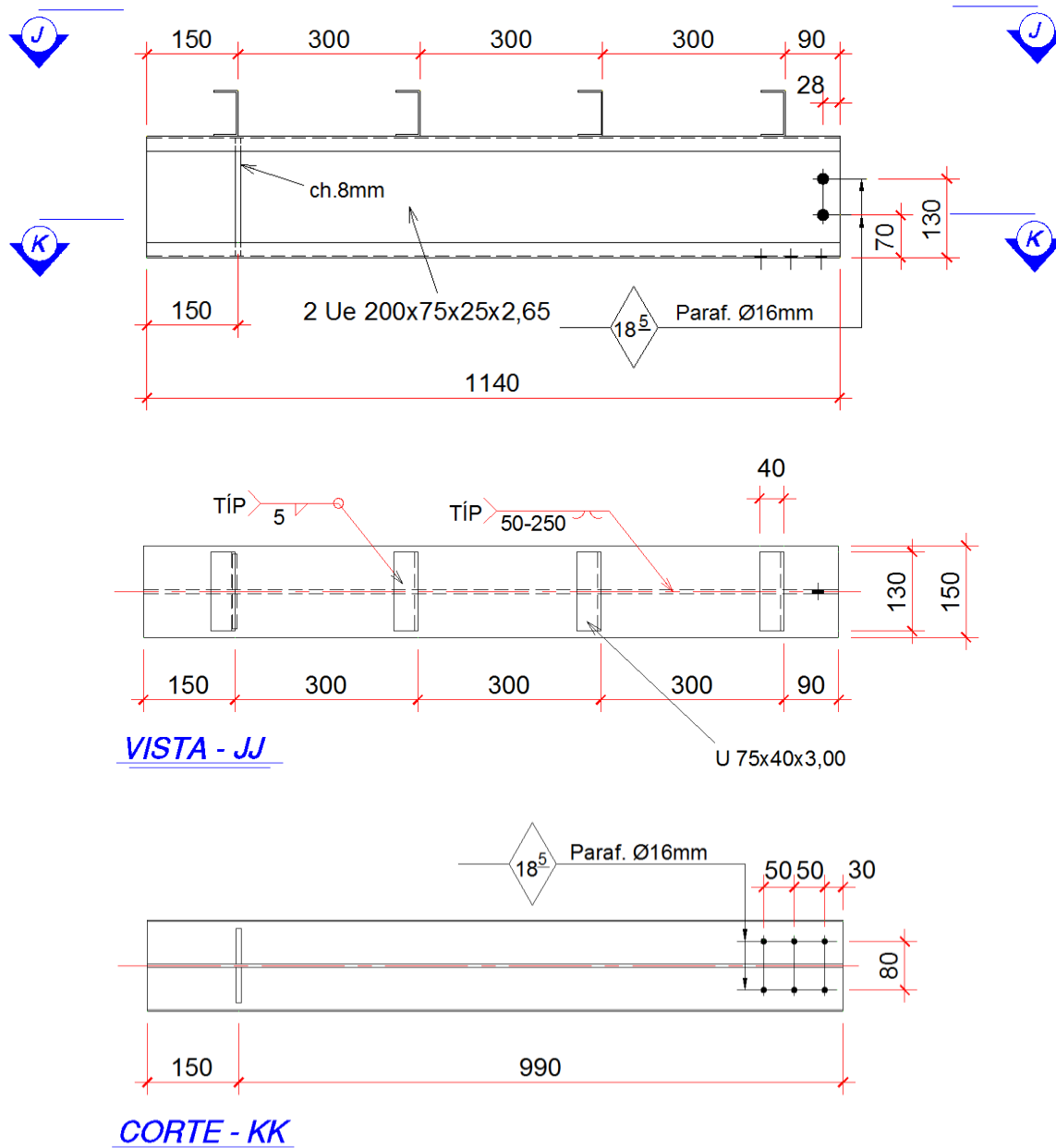


Figura 3.9 - Detalhamento das vigas do modelo parafusado

O detalhamento das cantoneiras de assento e cantoneiras de alma é apresentado na Figura 3.10 e Figura 3.11, respectivamente.

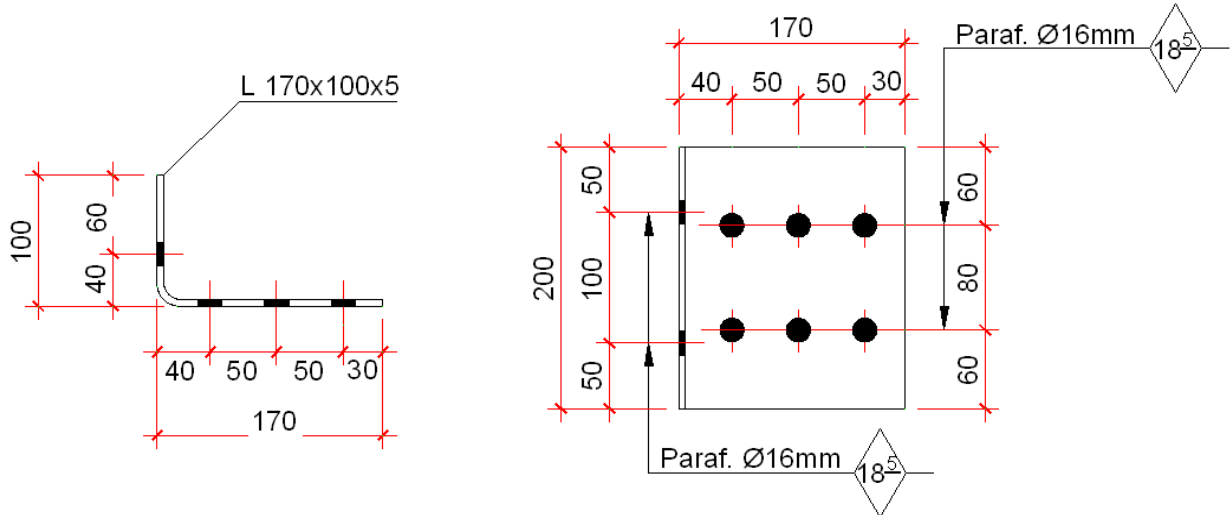


Figura 3.10 – Cantoneira de assento

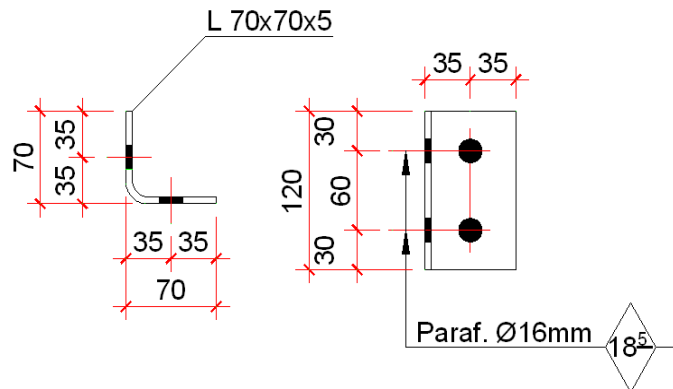


Figura 3.11 – Cantoneira de alma

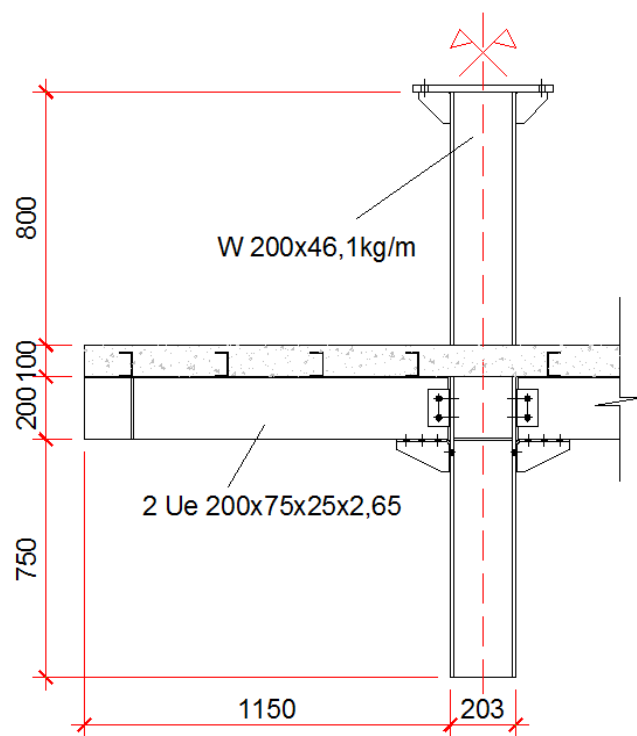
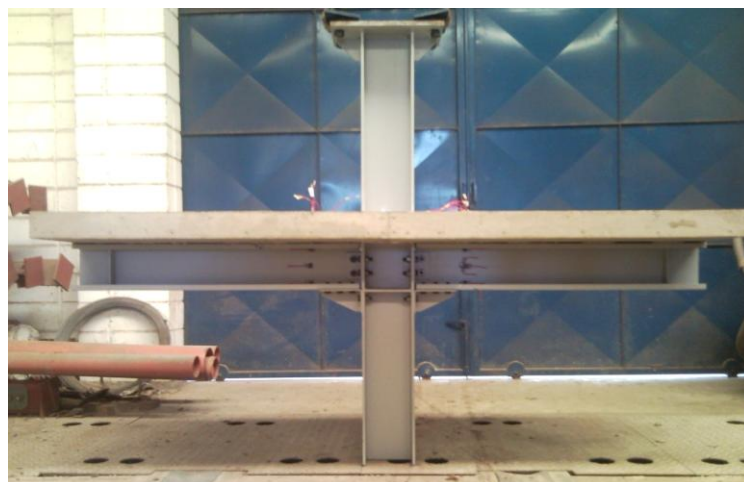


Figura 3.12 – Esquema geral do modelo parafusado



(a)

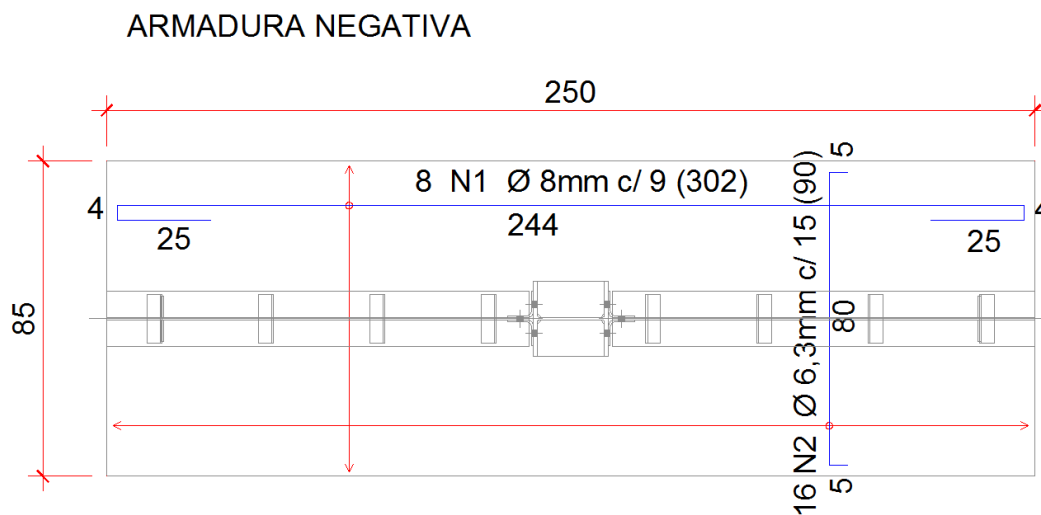


(b)

Figura 3.13 – Modelo parafusado

### 3.3.3 Detalhamento das armaduras das lajes

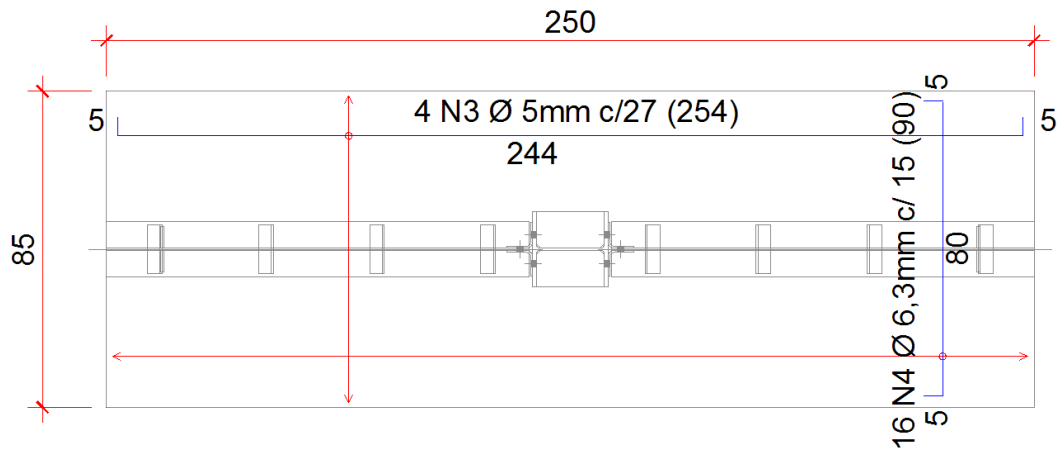
O detalhamento das armaduras negativas e positivas dos modelos é apresentado na Figura 3.14. O posicionamento da armadura na forma pode ser visto na Figura 3.15.



(a) Detalhamento das armaduras negativas



ARMADURA POSITIVA



(b) Detalhamento das armaduras positivas

Figura 3.14 - Detalhamento das armaduras



Figura 3.15- Posicionamento das armaduras na fôrma

### 3.3.4 Concretagem

As lajes foram concretadas em dias diferentes utilizando assim a mesma fôrma para os dois modelos. A Figura 3.16 ilustra a fôrma utilizada e a concretagem do modelo.

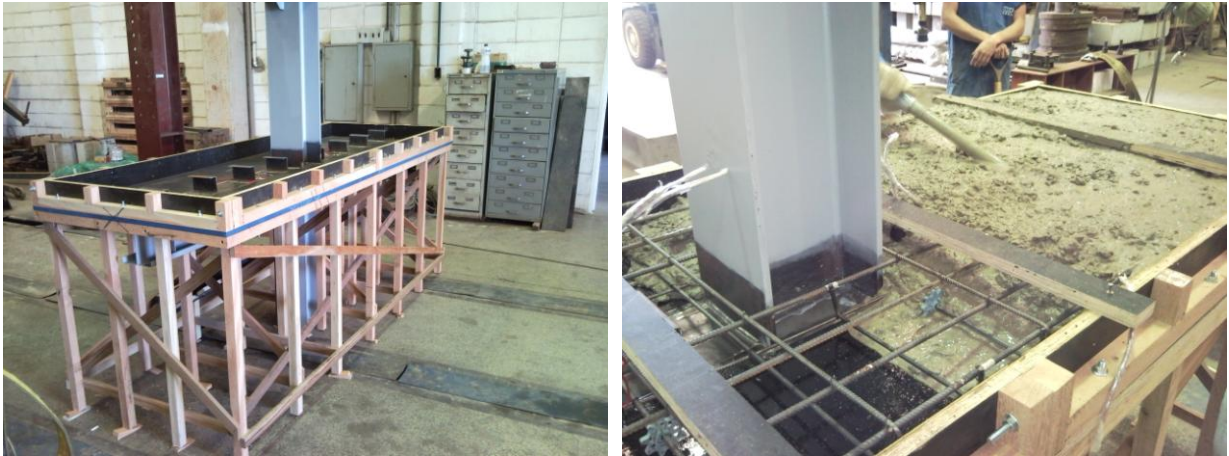


Figura 3.16 – Fôrma e concretagem do modelo

### 3.3.5 Instrumentação e aplicação de força

Para a aplicação de força foram utilizados três pórticos de reação, um com o atuador servo-hidráulico e outros dois para apoio nas extremidades, conforme mostra a Figura 2.17, O atuador servo-hidráulico está situado no pórtico vermelho e suspende o modelo gerando assim duas forças de reação verticais para baixo junto aos pórticos azuis. Na zona de contato da laje junto aos pórticos de reação foi colocada uma tira de neoprene para uma distribuição uniforme dos esforços.



Figura 3.17 – Esquema de aplicação de força

A instrumentação utilizada teve como função medir deformações específicas, deslocamentos e rotações. Para isso foram utilizados extensômetros elétricos de resistência uniaxial e triaxial (rosetas), transdutores de deslocamento e inclinômetros. Os extensômetros uniaxiais foram posicionados na seção transversal a 210 mm da face do pilar tanto no perfil da viga como nas armaduras da laje (ver Figura 3.18), a nomenclatura adotada para os extensômetros segue a ordem da Figura 3.19, o posicionamento e disposição na seção instrumentada da viga é apresentado na Figuras 3.21, 3.22 e 3.23. As rosetas foram posicionadas a meia altura da alma do perfil, somente do lado direito do modelo (lado 2) também a 210 mm da face do pilar (ver Figura 3.18).

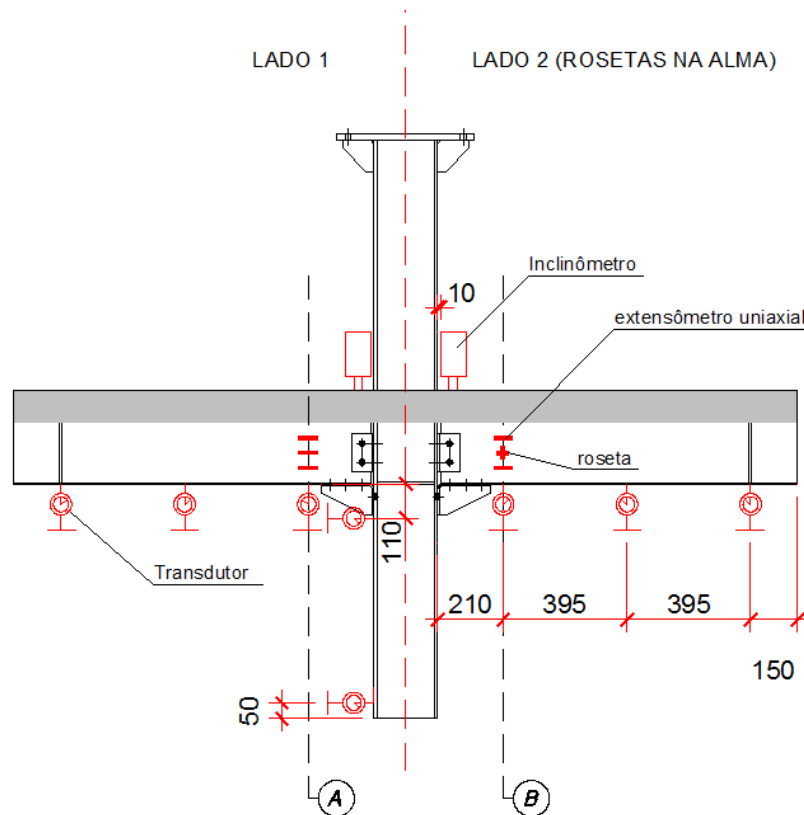


Figura 3.18 - Posicionamento da instrumentação

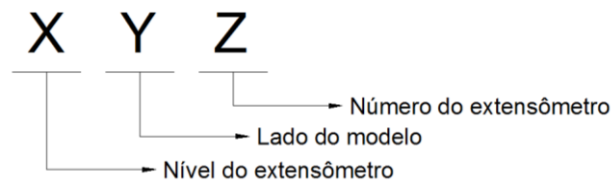


Figura 3.19 – Nomenclatura dos extensômetros

Três transdutores de deslocamento foram posicionados na parte inferior de cada uma das vigas, e dois no pilar para medir uma possível rotação do mesmo. A nomenclatura é apresentada na Figura 3.20. Os inclinômetros foram posicionados sobre a laje a 10 mm da face do pilar para medir a rotação absoluta conforme mostra a Figura 2.18. A nomenclatura adotada está apresentada na Figura 3.20.

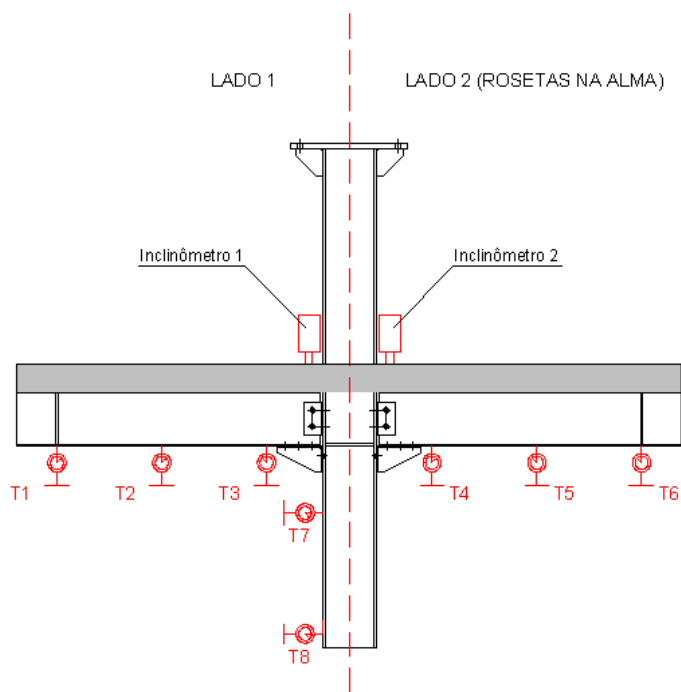


Figura 3.20 - Nomenclatura adotada para os transdutores de deslocamento

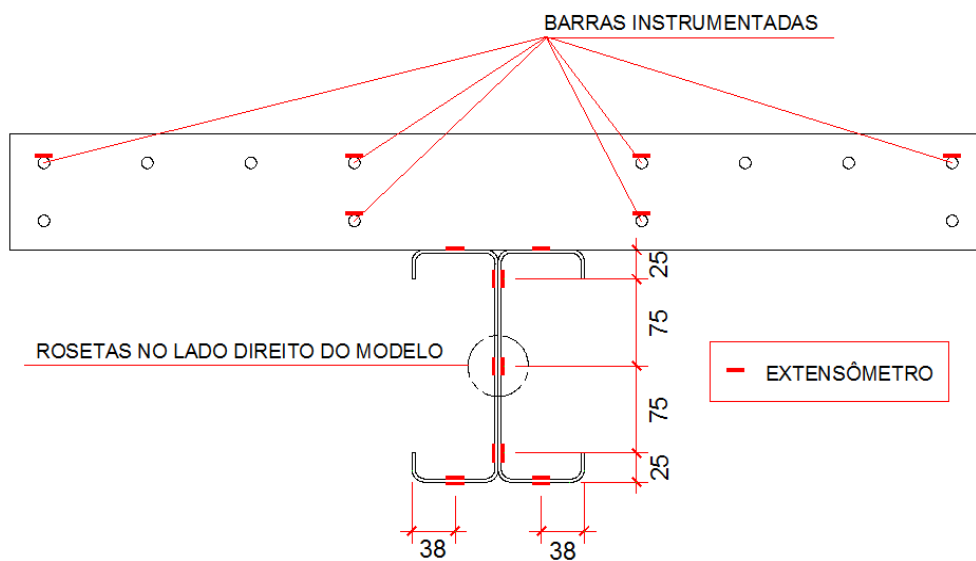


Figura 3.21 - Posição dos extensômetros na seção instrumentada

CORTE A - EXTENSOMETROS DO LADO 1

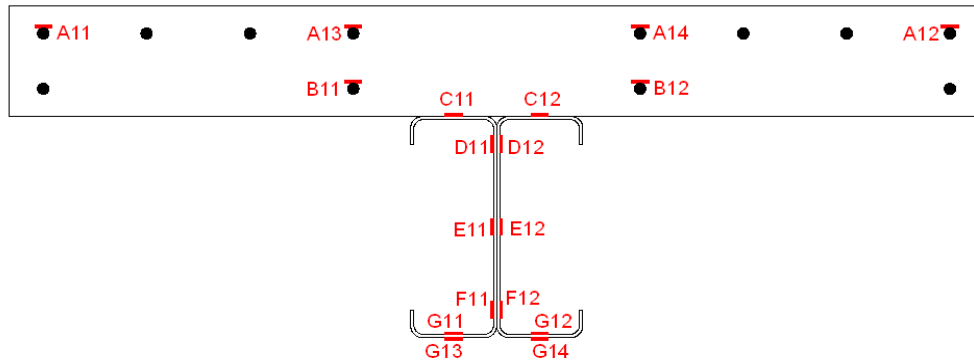


Figura 3.22 - Nomenclatura adotada para os extensômetros na seção A da Figura 3.18

CORTE B - EXTENSOMETROS DO LADO 2

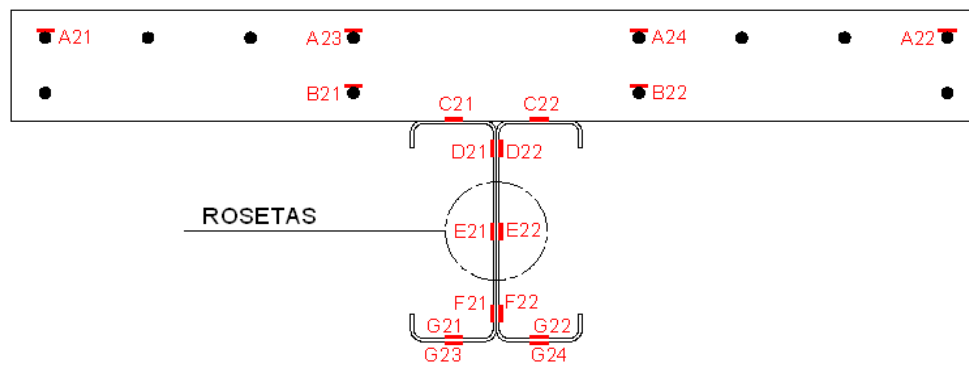
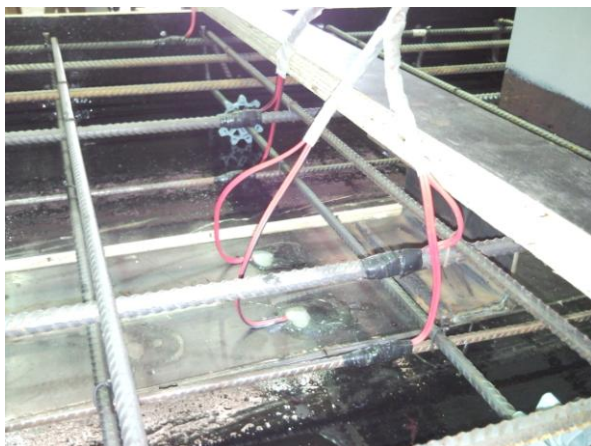


Figura 3.23 - Nomenclatura adotada para os extensômetros na seção B da Figura 3.18

A Figura 3.24 mostra a instrumentação utilizada.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.24 – (a) extensômetros nas armaduras e na mesa superior do perfil; (b) extensômetros uniaxiais e roseta do lado direito do modelo - Lado 2; (c) inclinômetros; (d) transdutores de deslocamento posicionamentos nas vigas



# RESULTADOS OBTIDOS

# 4

## 4.1 MATERIAIS

### 4.1.1 Concreto

A resistência à compressão do concreto foi obtida por ensaio de compressão uniaxial, e a resistência à tração por ensaio de compressão diametral. Os valores médios das propriedades mecânicas do concreto de cada modelo são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Valores médios das propriedades mecânicas do concreto

Modelo	Resistência à compressão ABNT NBR-5739: 1994 $f_{cm}$ (MPa)	Resistência à tração ABNT NBR-7222: 1994 $f_{ctm}$ (MPa)	Módulo de Elasticidade $E_c$ (MPa) *
Soldado	44,89	3,34	37520
Parafusado	45,94	3,50	37956

\* Nota : Calculado conforme ABNT NBR 8800: 2008

### 4.1.2 Aço dos perfis formados a frio

Na Tabela 4.2 é apresentada o alongamento, a tensão média de escoamento ( $f_y$ ) e a tensão média de ruptura ( $f_u$ ) para os aços utilizados na confecção dos modelos. As propriedades, referentes a cada espessura, correspondem ao valor médio de três corpos-de-prova ensaiados.

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas médias dos aços empregados nos ensaios



	CP	t (mm)	A (%)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Aço do perfil das vigas	V1	2,68	36	275	385
Aço do perfil dos conectores	CT	3,05	41	280	381
Aço das cantoneiras de assento e de alma	C	4,68	40	285	368

t= espessura, A= alongamento na ruptura

### 4.1.3 Aço das armaduras

Na Tabela 4.3 é apresentada o alongamento, a tensão média de escoamento ( $f_{ys}$ ) e a tensão média de ruptura ( $f_{us}$ ) para os aços utilizados na armação negativa das lajes. As propriedades correspondem ao valor médio de quatro corpos-de-prova ensaiados.

Tabela 4.3 - Propriedades mecânicas médias do aço da armadura

	$\varnothing$ (mm)	$f_{ys}$ (MPa)	$f_{us}$ (MPa)
Aço das armaduras principais da laje	7,9	613	718

## 4.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 4.2.1 Determinação da rigidez das ligações

A curva momento x rotação do modelo parafusado apresentou um comportamento bi-linear, apresentando inclinações mais elevadas no início do carregamento e após o aparecimento das primeiras fissuras próximas a ligação, inclinações menores, caracterizando uma rigidez inicial ( $k_o$ ) e uma rigidez em serviço ( $k_{sec}$ ).

Os valores de  $k_o$  foram definidos traçando uma reta passando pela origem e interceptando a curva no seu trecho inicial. Já os valores de  $k_{sec}$  foram definidos como a

inclinação da reta obtida a partir da regressão linear dos pontos da curva momento x rotação entre o ponto correspondente às primeiras fissuras e o ponto em que começa o colapso (ver Figura 4.1).

O modelo soldado não apresentou na curva momento-rotação uma mudança significativa de inclinação após o aparecimento das fissuras.

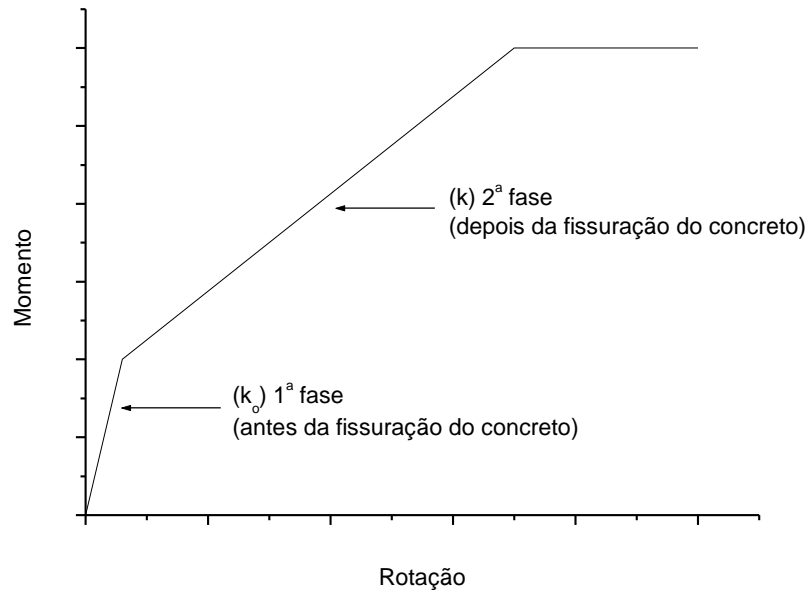


Figura 4.1 - Esquema do gráfico momento x rotação

#### 4.2.2 Protótipo 1 - Modelo Soldado

Para esse protótipo a força máxima aplicada pelo atuador foi de  $F_{\text{máx}} = 132,1 \text{ kN}$  que corresponde ao momento fletor máximo  $M_{R,\text{sold.}} = 6605 \text{ kN.cm}$ . Os resultados completos estão apresentados no anexo A.

A média das deformações específicas para cada nível medida pelos extensômetros para 25%, 50% e 90% da força máxima é apresentada na Figura 4.2 para o lado 1 (esquerdo) e na Figura 4.3 para o lado 2 (direito) do modelo.

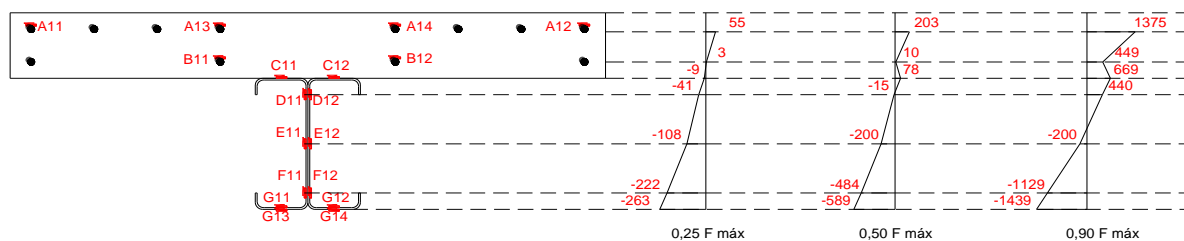


Figura 4.2 - Deformações do modelo soldado ( $\times 10^6$ ) para o Lado 1

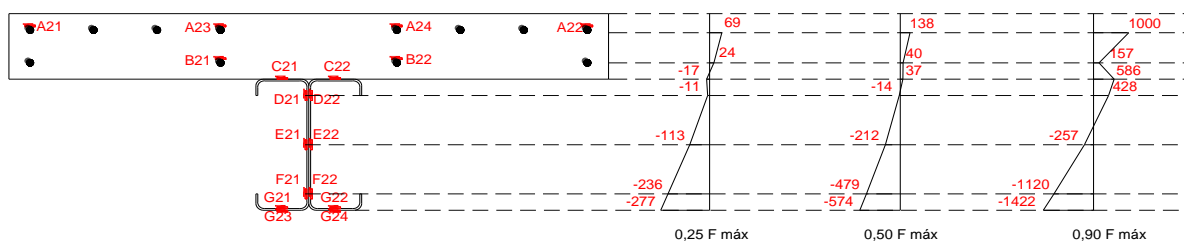


Figura 4.3 - Deformações do modelo soldado ( $\times 10^6$ ) para o Lado 2

O gráfico da figura 4.4 mostra a curva de momento x rotação para cada lado do modelo onde se observa a diferença entre os resultados obtidos pelos inclinômetros.

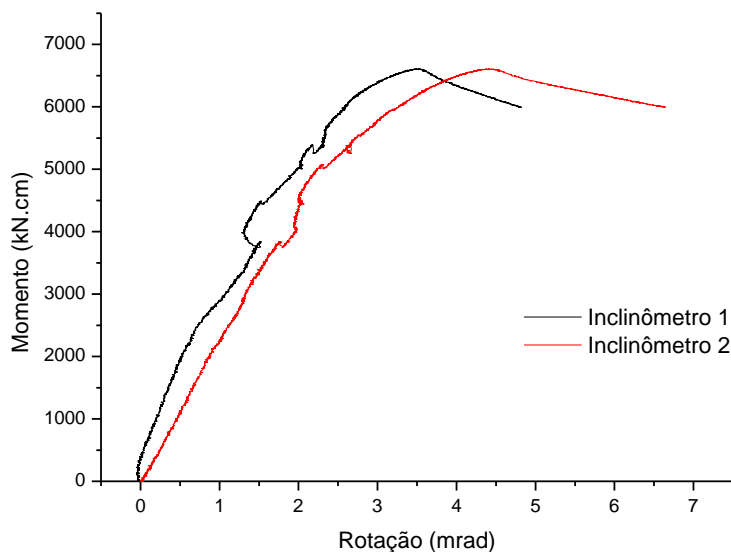


Figura 4.4 – Curva momento x rotação para os lados 1 e 2

O gráfico momento x rotação da ligação, o valor da rigidez inicial ( $k_0$ ) e da rigidez secante ( $k_{sec}$ ) são apresentados na Figura 4.5.

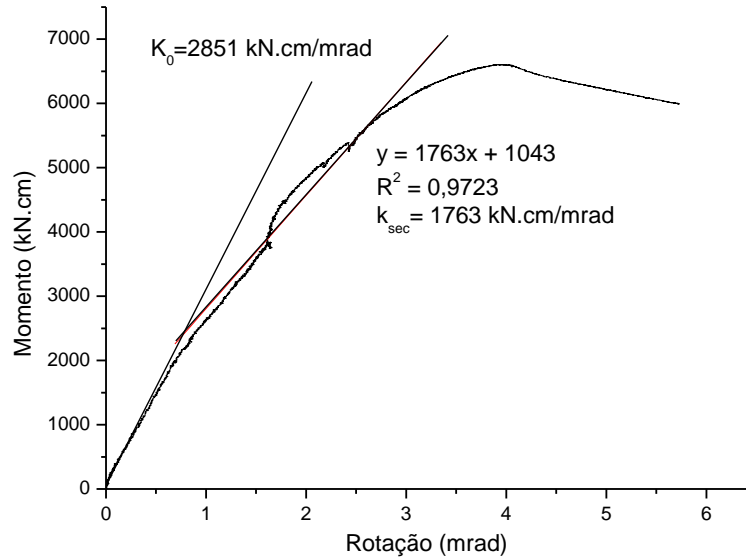


Figura 4.5 – Curva momento x rotação do modelo soldado

A capacidade de rotação do modelo está associada ao momento máximo e foi igual a  $\theta_u = 3,9 \text{ mrad}$ .

A partir das deformações obtidas em três direções (rosetas), é possível determinar o estado de deformação (e conseqüentemente o estado de tensão) no ponto.

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2} \cdot \cos 2\theta + \frac{\gamma_{xy}}{2} \cdot \text{sen} 2\theta$$

Fazendo  $\varepsilon_x = \varepsilon_0$  e  $\varepsilon_y = \varepsilon_{90}$  tem-se:

$$\varepsilon_{45} = \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{2} + \frac{\gamma_{xy}}{2}$$

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{45} - \varepsilon_0 - \varepsilon_{90}$$

$$\tau_{xy} = G \cdot \gamma_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \cdot \gamma_{xy} = (0,385E) \cdot \gamma_{xy}$$

Os valores de  $\gamma_{médio}$  e de  $\tau$  teórico são apresentados na tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Tensões de cisalhamento na alma - modelo soldado ( $\tau$  em kN/cm<sup>2</sup>)

Força (kN)	$\gamma_{xy-E21}$	$\gamma_{xy-E22}$	$\gamma_{médio}$	$\tau_{xy}$
10	59	66	63	0,493
20	120	139	130	1,022
30	180	205	193	1,519
40	242	271	257	2,024
50	302	339	321	2,530
60	371	408	390	3,074
70	440	475	458	3,611
80	525	555	540	4,262
90	567	590	579	4,566
100	337	657	497	3,923
110	687	701	694	5,477
120	799	783	791	6,243
130	926	850	888	7,009

O ensaio foi interrompido após ter ocorrido deformações excessivas no modelo e o modo de falha caracterizou-se por uma instabilidade na mesa, alma e enrijecedor do perfil junto à ligação como pode ser visto nas Figuras 4.6 e 4.7.

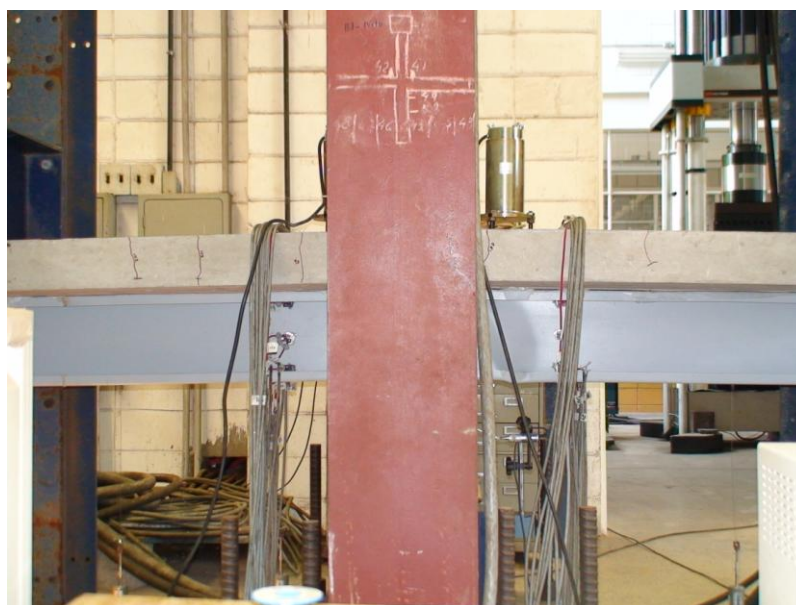


Figura 4.6 – Vista geral do modelo após o ensaio

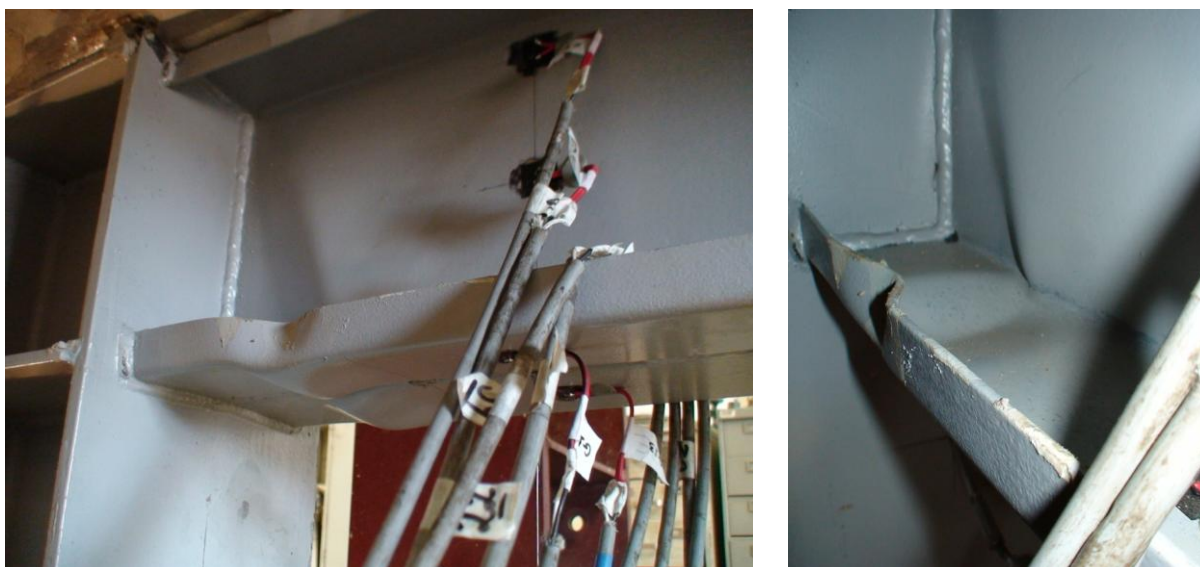


Figura 4.7 – Mecanismo de falha do modelo soldado

A Figura 4.8 mostra as linhas de fissuração na laje do modelo. As primeiras fissuras se formaram na direção transversal ao eixo da viga próximo ao pilar, e com o aumento da força essas fissuras foram se espalhando ao longo do comprimento da laje.

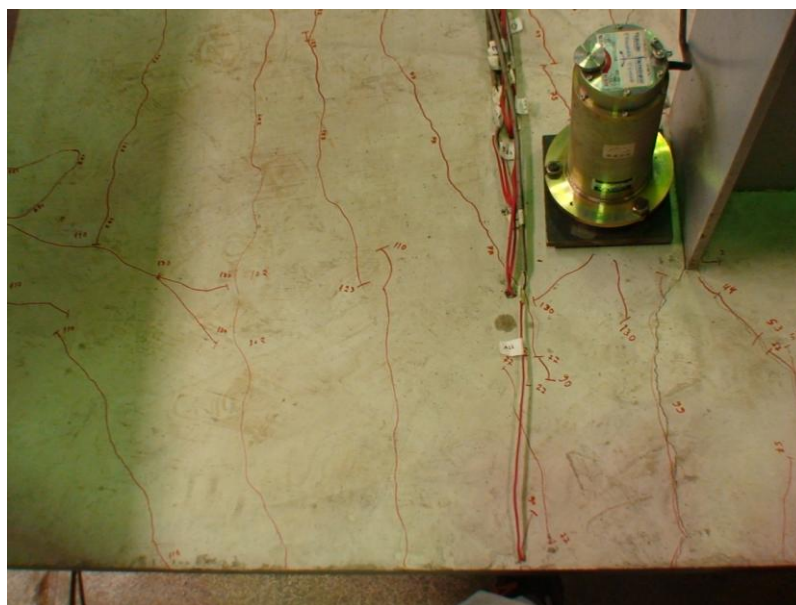


Figura 4.8 – Configuração final da fissuração na laje

### 4.2.3 Protótipo 2 - Modelo Parafusado

Para esse protótipo a força máxima aplicada pelo atuador foi de 133,5 kN o que corresponde ao momento fletor máximo  $M_{R,paraf.} = 6675$  kN.cm. Os resultados completos estão apresentados no anexo B.

A média das deformações específicas para cada nível medida pelos extensômetros para 25%, 50% e 90% da força máxima é apresentada na Figura 4.9 para o lado 1 (esquerdo) e na Figura 4.10 para o lado 2 (direito) do modelo.

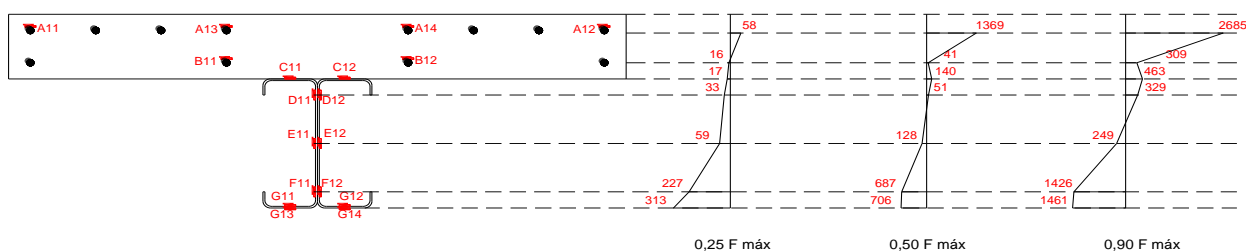


Figura 4.9 – Deformação específica média para 25%, 50% e 90% de  $F_{máx}$  para o Lado 1

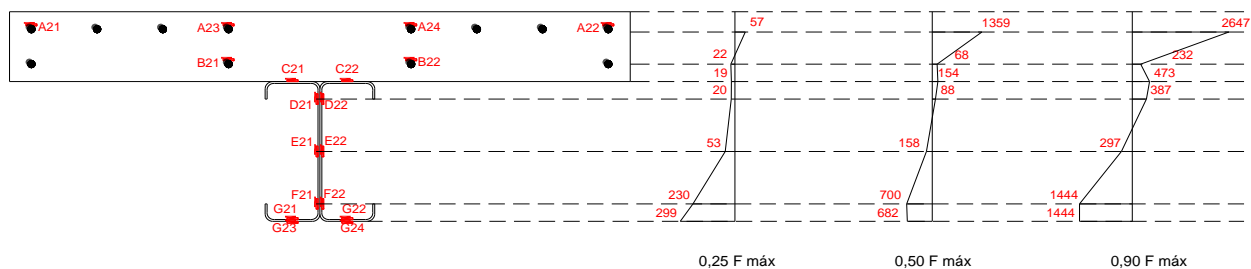


Figura 4.10 – Deformação específica média para 25%, 50% e 90% de  $F_{máx}$  para o Lado 2

O gráfico da Figura 4.11 mostra a curva de força x rotação para cada lado do modelo onde se observa a diferença entre os valores obtidos pelos inclinômetros.

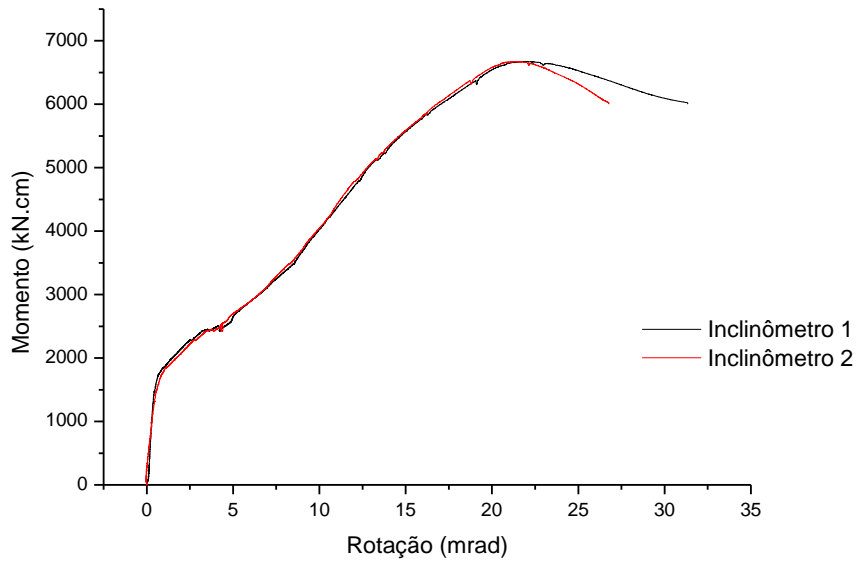


Figura 4.11 – Curava momento x rotação para os lados 1 e 2

O gráfico momento x rotação da ligação, a rigidez inicial ( $k_0$ ) e a rigidez secante ( $k_{sec}$ ) são apresentados na Figura 4.12.

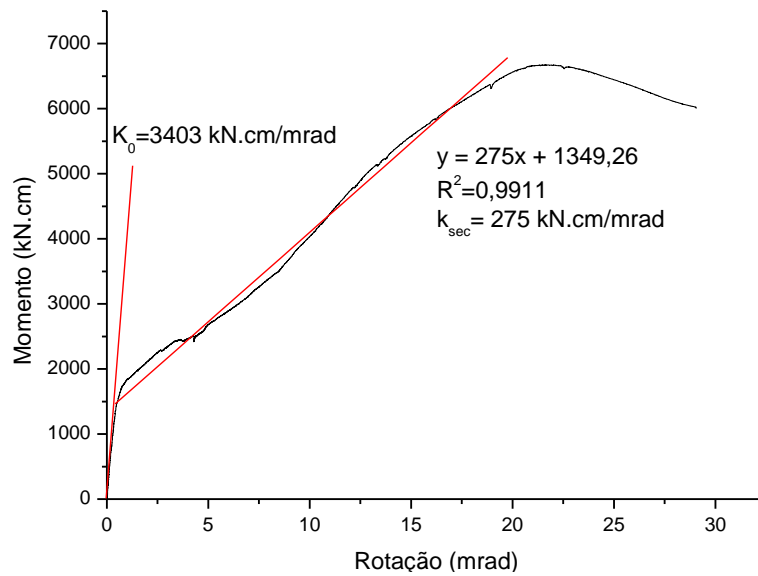


Figura 4.12 – Curva momento x rotação do modelo parafusado

A capacidade de rotação do modelo está associada ao momento máximo e foi igual a  $\theta_u = 21,5$  mrad.

Os valores de  $\gamma_{médio}$  e de  $\tau$  teórico foram obtidos da mesma forma que o modelo soldado são apresentados na tabela 4.5.



Tabela 4.5 – Tensões de cisalhamento na alma - modelo parafusado ( $\tau$  em kN/cm<sup>2</sup>)

Força (kN)	$\gamma_{xy-E21}$	$\gamma_{xy-E22}$	$\gamma_{médio}$	$\tau_{xy}$
10	25	24	25	0,193
20	55	56	56	0,438
30	115	118	117	0,919
40	198	197	198	1,559
50	185	202	194	1,527
60	223	232	228	1,796
70	278	271	275	2,166
80	353	323	338	2,668
90	420	377	399	3,145
100	501	437	469	3,702
110	599	491	545	4,301
120	747	575	661	5,217
130	1032	522	777	6,132

O ensaio foi interrompido após ter ocorrido deformações excessivas no modelo e o modo de falha caracterizou-se por uma instabilidade na mesa, alma e enrijecedor do perfil junto à ligação como pode ser visto nas Figuras 4.13 e 4.14.



Figura 4.13 – Vista geral do modelo após o ensaio



Figura 4.14 – Mecanismo de falha do modelo parafusado

O processo de fissuração mais intenso teve início para uma força  $F = 35 \text{ kN}$ , que corresponde a um momento  $M = 1750 \text{ kN.cm}$ , levando a uma redução brusca na rigidez da ligação como podemos ver na Figura 4.12.

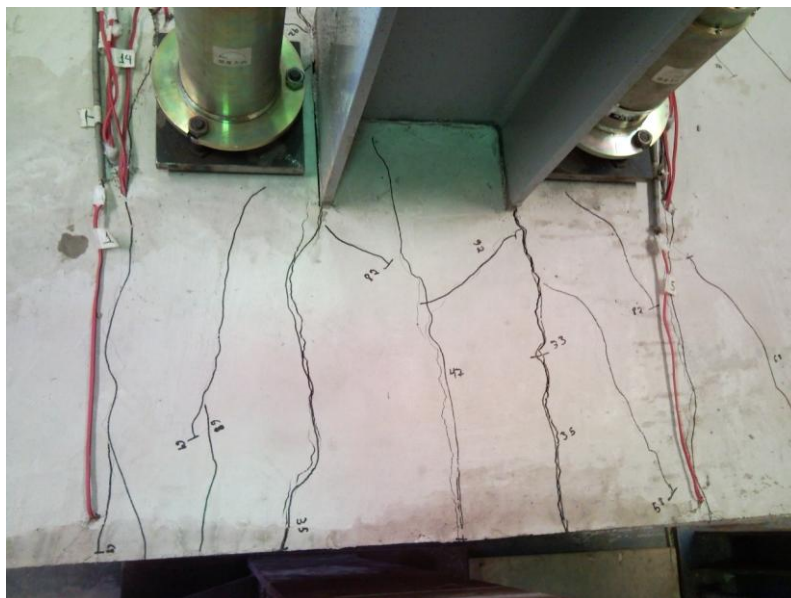


Figura 4.15 – Fissuração na laje



Figura 4.16 – Configuração final da fissuração na laje

As Figuras 4.15 e 4.16 mostra as linhas de fissuração na laje do modelo, pode-se observar que as fissuras se concentram na região próxima à ligação mesmo com o aumento do carregamento.

Após o ensaio as cantoneiras de alma e de assento foram retiradas para verificação do estado dos furos, e foi possível constatar que não houve uma ovalização significativa, nem esmagamento junto aos furos conforme mostra a Figura 4.17.



(a) alma



(b) mesa

Figura 4.17– Estado dos furos após o ensaio







## 5.1 LIGAÇÃO MISTA

### 5.1.1 Procedimento segundo publicação de Leon et al. (1996)

O AISC (*American Institute of Steel Construction*) publicou um trabalho elaborado por Leon et al. (1996), intitulado “*Partially restrained composite connections*”, onde são apresentadas recomendações de cálculo para estruturas contraventadas e não-contraventadas constituídas por ligações mistas semi-rígidas. Estão incluídas ligações mistas “pré-qualificadas”, sendo a parte metálica constituída por cantoneira de assento e duas cantoneiras de alma (Figura 5.1), cujas propriedades já estão definidas com base em análise teórica e experimental. Para as estruturas contraventadas, as cantoneiras de alma podem ser suprimidas caso a força cortante seja relativamente pequena.

É importante frisar que a publicação do AISC estabelece dois focos para o emprego das ligações mistas: o primeiro referente às ações gravitacionais, portanto, ao cálculo das vigas mistas semicontínuas que compõem os pavimentos de um edifício; o segundo trata do comportamento de estruturas não-contraventadas com ligações semi-rígidas e de resistência parcial, sujeitas às ações gravitacionais e laterais (vento e sismo).

O conhecimento da curva momento-rotação ( $M-\theta$ ) da ligação é fundamental para o projeto das vigas mistas semicontínuas. Leon et al. (1996) apresentam expressões exponenciais para representar tal comportamento, obtidas com base em ensaios e estudos paramétricos de ligações, via método dos elementos finitos. Para o caso de momento negativo resulta na expressão (5.1):



$$M = C_1(1 - e^{-C_2\theta}) + C_3\theta \quad (5.1)$$

Onde:

$$C_1 = 0,18(4A_{sl}f_{ys} + 0,857A_l f_{y,cant.})(d + y) \quad (5.2)$$

$$C_2 = 0,775$$

$$C_3 = 0,007(A_l + A_w)f_{y,cant.}(d + y) \quad (5.3)$$

$y$  é a distância do face superior da viga ao centróide das armadura

$A_{sl}$  é a área da armadura longitudinal contida na largura efetiva da laje

$A_l$  é a área de referência da cantoneira de assento ( $A_l =$  comprimento  $\times$  espessura)

$A_w$  é a área bruta das duas cantoneiras de alma, sujeita a cisalhamento

$f_{ys}$  é a resistência ao escoamento do aço da armadura

$f_{y,cant.}$  é a resistência ao escoamento das cantoneiras de assento e de alma

Os parâmetros  $C_1$  e  $C_3$  das equações (5.2) e (5.3) têm unidade de momento fletor, portanto, basta adotar unidades coerentes na expressão (5.1).

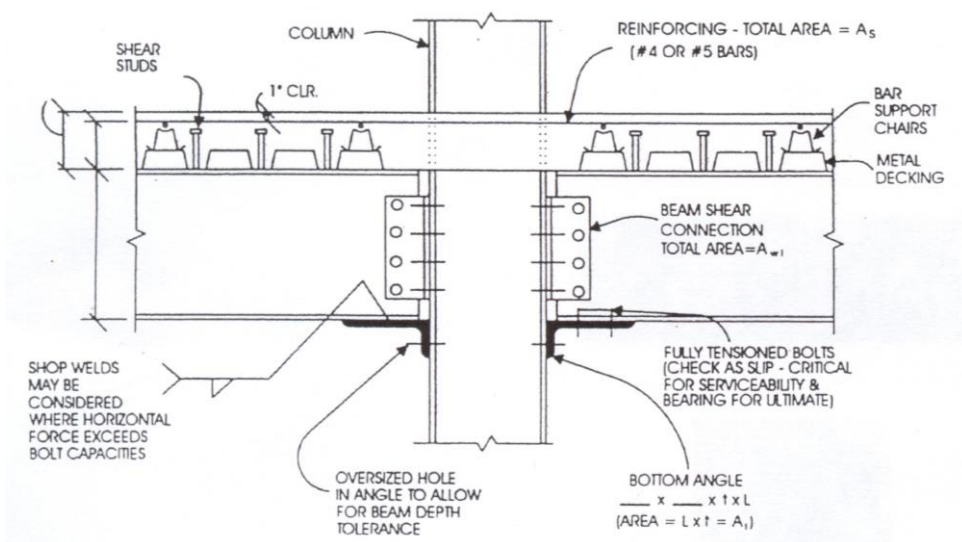


Figura 5.1 - Ligação mista pré-qualificada [Leon et al. (1996)]

A análise elástica-linear, associada à rigidez da ligação, é importante para a avaliação dos deslocamentos (estado limite de utilização) ou mesmo para avaliação de tensões nas vigas de seção semicomcompacta, onde a análise plástica não é permitida. É usual assumir uma aproximação linear para o trecho inicial da curva momento-rotação, onde é definida uma rigidez secante ou rigidez em serviço  $K_{sec}$ . Para ações gravitacionais, considerando deslocamentos limites da ordem de  $L/360$ , a rotação correspondente pode ser tomada razoavelmente como  $\theta_{sec} = 0,0025$  rad (2,5 mrad), estando associado um momento  $M_{ser}$ . Portanto, a rigidez secante é dada pela expressão (5.4)

$$K_{sec} = \frac{M_{ser}}{\theta_{ser}} = \frac{M_{ser}}{0,0025} \quad (5.4)$$

Para a análise rígido-plástica de vigas semicontínuas é necessário conhecer o momento resistente da ligação mista. Leon et al. (1996) apresentam a expressão (5.5) para avaliação do momento negativo resistente da ligação.

$$M_{R,lig.} = 0,245(4A_s f_{ys} + A_w f_{y,cant.})(d + y) \quad (5.5)$$

Para estruturas contraventadas, a ligação mista pode ser simplificada, eliminando as cantoneiras de alma, ficando a ligação constituída apenas pela cantoneira de assento e pela armadura contida na largura efetiva da laje. Esse tipo de ligação também é previsto pelo texto-base de revisão da ABNT NBR 8800 (2008) e é satisfatória para os casos de força cortante relativamente pequena. Nesse caso, a expressão do momento resistente fica reduzida à expressão (5.6).

$$M_{R,lig.} = A_s f_{ys} (d + y) \quad (5.6)$$

### 5.1.2 Método dos componentes (ABNT NBR 8800:2008)

Na ABNT NBR 8800:2008 são abordadas somente ligações mistas de vigas mistas semicontínuas sujeitas a momento negativo, que não participam do sistema de estabilidade lateral da edificação. É apresentado um procedimento completo, com base no comportamento dos componentes, válido exclusivamente para as ligações mostradas nas Figuras 5.2 a Figura 5.4, com laje maciça moldada no local, laje mista ou laje com pré-laje de concreto pré-moldada, sendo que o elemento de apoio pode ser um pilar ou uma viga.

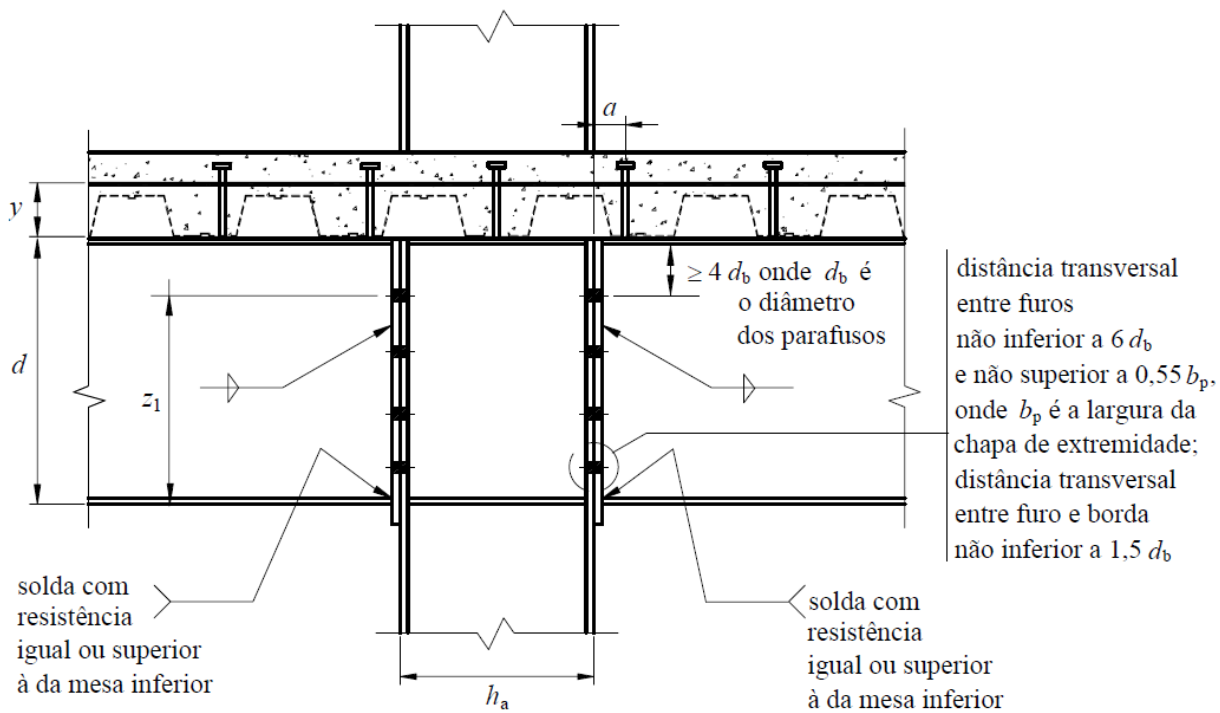


Figura 5.2 - Ligação mista com chapa de extremidade com altura total [NBR 8800:2008]

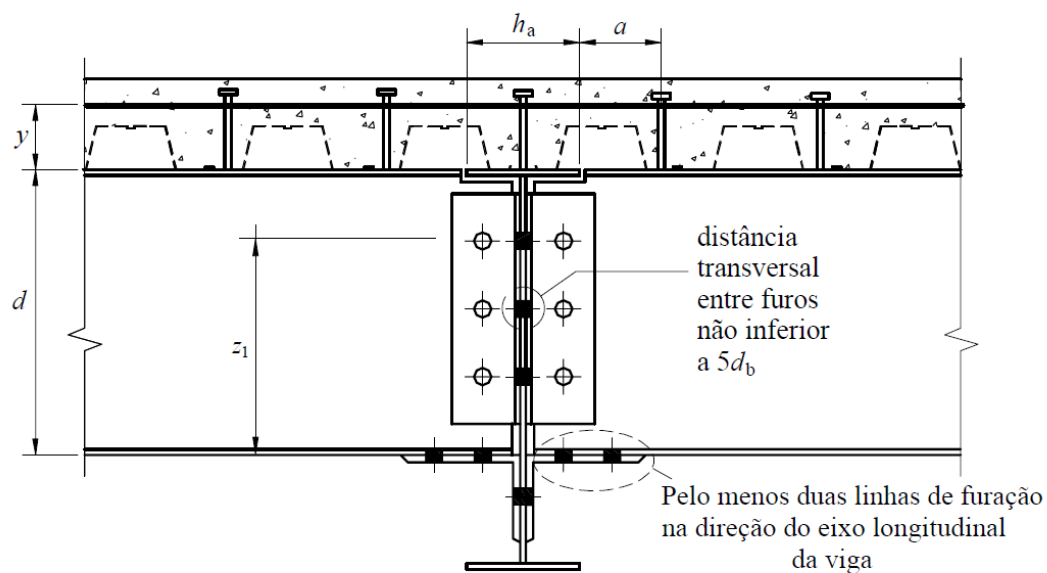


Figura 5.3 - Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma (duas por viga) e na mesa inferior da viga apoiada [NBR 8800:2008]

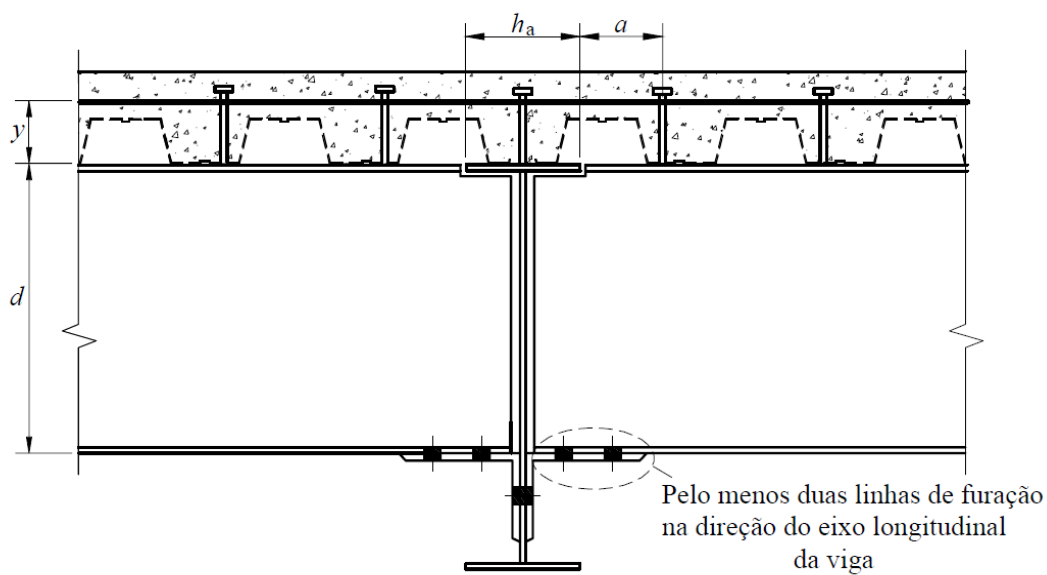


Figura 5.4 - Ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada [NBR 8800:2008]

A ABNT NBR 8800:2008 cita que em uma ligação mista podem ser considerados três componentes: a armadura da laje de concreto, os conectores de cisalhamento e a ligação metálica (do perfil de aço). No caso da armadura, apenas as barras situadas na largura efetiva da laje de concreto na região de momento negativo. O cálculo da largura efetiva é determinado na norma para os trechos de momento negativo. Além de respeitar a largura efetiva, quando o apoio for um pilar, as barras da armadura longitudinal devem estar situadas de cada lado da linha de centro do pilar a uma distância máxima de  $2,5b_c$  dessa linha, sendo  $b_c$  a largura do pilar na direção transversal às vigas. Adicionalmente, deve-se prever uma armadura transversal ao eixo das vigas, situada de cada lado do pilar, também a uma distância máxima de  $2,5b_c$ , com área mínima de 50% da área de armadura longitudinal.

O método dos componentes consiste em uma marcha extensa de cálculo onde é calculada a rigidez inicial, força resistente de cálculo e capacidade de deformação para cada um dos componentes da ligação.

A ABNT NBR 8800:2008 permite-se desprezar a contribuição da ligação da alma da viga apoiada para a rigidez e a resistência a momento da ligação mista, considerando-se esta ligação apenas para a transmissão da força cortante. Caso se deseje levar em conta a contribuição da ligação da alma da viga apoiada para a rigidez e a resistência a momento da ligação mista, devem-se efetuar as adaptações necessárias e superpor os efeitos de momento e força cortante nessa ligação. Quanto à capacidade de rotação, considera-se que, atendidas as limitações dadas na Norma, as ligações da alma não reduzem a capacidade de rotação da ligação mista completa.

A Norma cita que a rigidez inicial da ligação,  $S_i$ , definida como a relação entre o momento solicitante e a rotação da ligação, é dada pela expressão (5.7), desprezando-se a contribuição da ligação da alma e admitindo-se que as extremidades da viga e da laje sofram a mesma rotação  $\theta$ , apesar do escorregamento (Figura 5.5). A rigidez denominada pela Norma como rigidez inicial  $S_i$  neste trabalho corresponde a rigidez secante ou em serviço.

$$S_i = \frac{M}{\theta} = \frac{(d + y)^2}{\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_{cs}} + \frac{1}{k_i}} \quad (5.7)$$

onde:

$d$  e  $y$  são a altura do perfil de aço e a distância do topo do perfil ao centro da armadura, respectivamente, conforme Figuras 2.6 a 2.8;

$k_s$  é a rigidez inicial das barras da armadura;

$k_{cs}$  é a rigidez inicial dos conectores;

$k_i$  é a rigidez inicial da ligação inferior

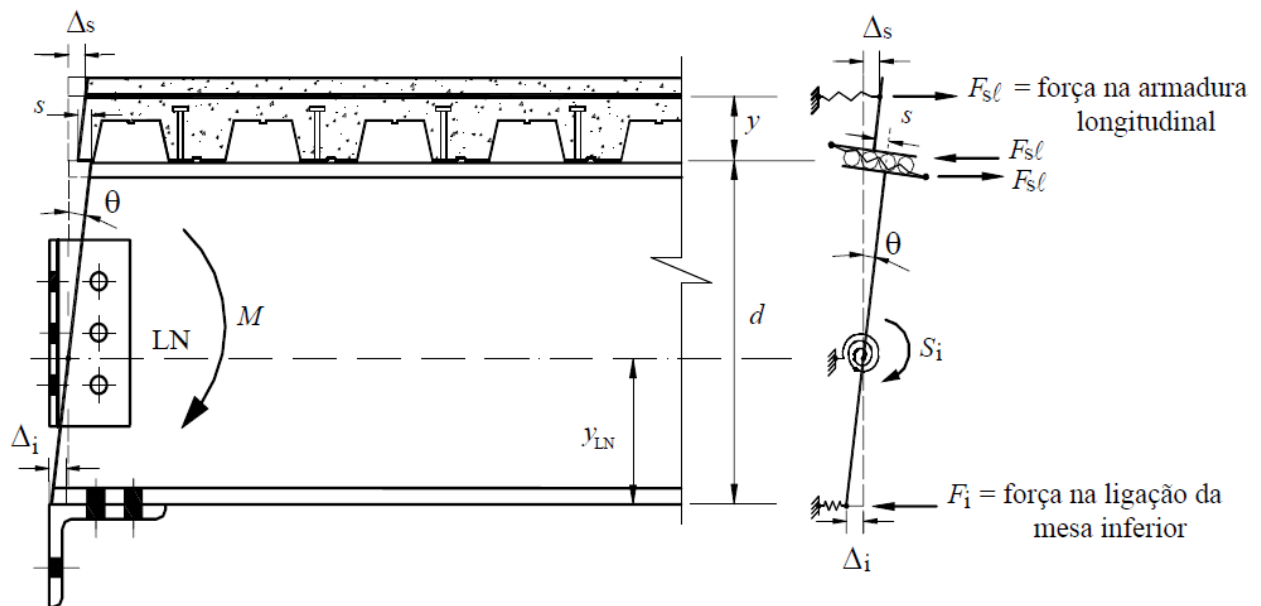


Figura 5.5 - Modelo para a rigidez do conjunto da ligação mista [NBR 8800]

O momento fletor resistente da ligação mista, dado a seguir, é baseado nas seguintes condições:

- os conectores na região de momento negativo e os elementos envolvidos na ligação da mesa inferior devem ter resistências de cálculo superiores às das barras de armadura;

- b) a solda inferior de composição do perfil, na região próxima à ligação, em um comprimento igual à altura do perfil, deve ter força resistente de cálculo a cisalhamento igual ou superior à da alma;
- c) o perfil de aço deve ter seção transversal com:
- relação entre largura e espessura da mesa inferior não superior a  $0,38\sqrt{E/f_y}$  ;
  - relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma, menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma no caso de perfis laminados, e a espessura desse elemento não superior a  $3,76\sqrt{E/f_y}$  , com posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo;
- d) não pode ser reduzido pela flambagem por distorção da viga mista junto à ligação
- e) a força axial na viga apoiada é desprezável.

Atendidas tais condições, o momento fletor resistente de cálculo é dado pela expressão (5.8):

$$M_{R,lig} = f_{sd} \cdot A_s \cdot (d + y) \quad (5.8)$$

onde  $A_s$  é a área da armadura longitudinal contida na largura efetiva da laje de concreto.

A capacidade de rotação da ligação é determinada atribuindo-se aos deslocamentos dos componentes seus valores-limites conforme a expressão (5.9):

$$\theta_u = \frac{\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)}}{d + y} \quad (5.9)$$

com  $\Delta_{us}$ ,  $\Delta_{ui}$ , e  $s^{(B)}$  determinados de acordo com os itens R.2.3.3, R.2.5.2.2.3 ou R.2.5.2.3.3 (conforme o caso abordado) e R.2.4.3, respectivamente, da ABNT NBR 8800:2008.

A posição da linha neutra plástica, a partir da face inferior do perfil de aço, é obtida pela expressão (5.10):

$$y_{LNP} = \frac{(d + y) \cdot \Delta_{ui}}{\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)}} \quad (5.10)$$

Segundo a Norma como a resistência última da ligação mista é sempre menor que o momento plástico negativo da viga mista, a própria ligação tem que garantir a rotação necessária para o desenvolvimento do máximo momento positivo da viga (inferior ao momento plástico), quando se faz análise plástica. A Norma ainda apresenta algumas tabelas obtidas a partir das relações momento-curvatura nos regimes elástico e elasto-plástico, onde apresentam as rotações necessárias em miliradianos, considerando os coeficientes  $\beta_{vm}$  para determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo  $M_{Rd}$ , iguais a 0,95, 0,90 e 0,85, respectivamente, aços estruturais com resistências ao escoamento,  $f_y$ , de 350 MPa e 275 MPa, três tipos de carregamento e diferentes relações entre vão e altura da seção mista, essas tabelas são apresentadas no item 2.1.5.

## 5.2 VIGA MISTA SOB MOMENTO NEGATIVO

### 5.2.1 Procedimento da ABNT NBR 8800:2008

Desconsiderando a resistência do concreto à tração, o momento fletor resistente da seção transversal de vigas mistas contínuas e semicontínuas, na região de momento fletor negativo, resulta associada à seção constituída pelo componente de aço (viga de aço) e as barras da armadura longitudinal contidas na largura efetiva da laje de concreto.

Ao contrário do que ocorre nas regiões de momento positivo, nas regiões de momento negativo a mesa inferior resulta comprimida e, portanto, está sujeita a



flambagem local (FLM). A NBR 8800:2008 estabelece que, para as vigas mistas contínuas e semicontínuas, a relação  $b/t$  da mesa comprimida ( $b_f/2t_f$  para perfis I), deve ser limitada ao valor  $0,38\sqrt{E_s/f_y}$ . Deve-se atentar também para o fato que a presença da armadura longitudinal da laje aumenta consideravelmente a parte comprimida da alma, portanto, a plastificação total da seção mista fica condicionada à limitação:  $h_p/t_w \leq 3,76\sqrt{E_s/f_y}$ , sendo  $h_p$  duas vezes a altura da parte comprimida da alma, com a linha neutra plástica determinada para a seção mista e momento negativo.

Na ABNT NBR 8800:2008 não são abordadas vigas mistas que não sejam compactas em regimes de momentos negativos.

Deve-se ainda garantir que:

a) o número de conectores de cisalhamento  $n$  entre a seção de momento máximo negativo e a seção de momento nulo obtido na análise estrutural deve ser suficiente para absorver os esforços horizontais entre a viga de aço e a laje de concreto, então o número de conectores é dado pela expressão (5.11):

$$n \geq \frac{T_{ds}}{Q_{Rd}} \quad (5.11)$$

onde  $Q_{Rd}$  é a resistência de cálculo de um conector de cisalhamento e  $T_{ds}$  é a força resistente de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal, que deverá ser tomada conforme a expressão (5.12) :

$$T_{ds} = A_s f_{sd} \quad (5.12)$$

Onde:

$A_s$  é a área da armadura longitudinal contida na largura efetiva da laje de concreto;

$f_{sd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal.

Tal condição implica na situação de interação completa, uma vez que o número mínimo de conectores de cisalhamento na região de momento negativo deve ser suficiente para transmitir a resultante de tração das barras da armadura  $T_{ds}$ .

b) o momento fletor resistente de cálculo para o estado limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal seja superior ao momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo, considerando a viga mista para viga contínua ou a ligação mista para viga semicontínua.

Atendidas as condições anteriores, o momento fletor negativo resistente  $M_{pl,viga}$  pode ser obtido com base na plastificação total da seção (Figura 5.6), resultando na expressão (5.13):

$$M_{pl,viga} = T_{ds} \cdot d_3 + A_{at} \cdot f_{yd} \cdot d_4 + A_{ac} \cdot f_{yd} \cdot d_5 \quad (5.13)$$

onde:

$A_{at}$  é a área tracionada da seção do perfil de aço;

$A_{ac}$  é a área comprimida da seção do perfil de aço;

$d_3$  é a distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP;

$d_4$  é a distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço, à LNP;

$d_5$  é a distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço, à LNP.

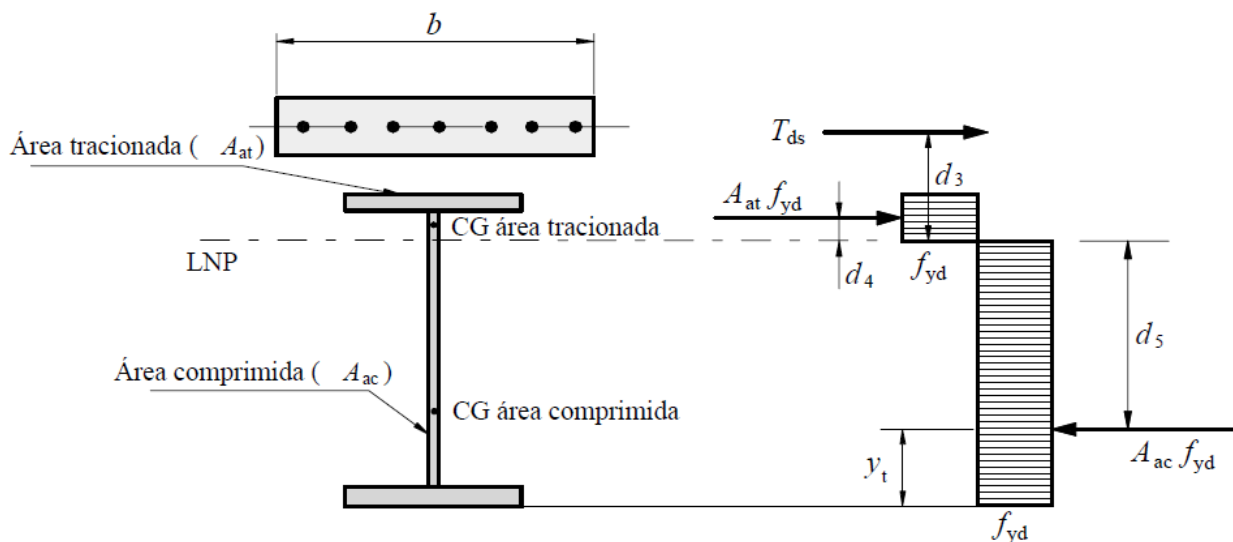


Figura 5.6 - Distribuição de tensões para momento fletor negativo [ABNT NBR 8800:2008]

## 5.2.2 Procedimento do Projeto de revisão da ABNT NBR 14762

O Projeto de revisão da ABNT NBR 14762, dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, apresenta no anexo G recomendações para o cálculo de vigas mistas constituídas de perfis formados a frio, conforme descrito a seguir:

*G.1) O dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto constituídas por um componente de aço formado a frio, simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I ou perfil caixão, ambos compostos por dois perfis U simples ou enrijecidos, com uma laje de concreto acima de sua face superior ligada ao componente de aço por meio de conectores de cisalhamento, pode ser feito com base na ABNT NBR 8800: 2008, no que for aplicável, e ainda considerando as seguintes condições:*

*a) para momento fletor positivo, a verificação deve ser feita admitindo distribuição elástica de tensões (processo elástico), com base nas propriedades da seção mista homogeneizada, e a alma da viga de aço deve apresentar largura efetiva igual à própria*

largura ( $b_{ef} = b$ ), calculada conforme 9.2.2 para estado-limite último de início de escoamento da seção da viga de aço isolada;

b) para momento fletor negativo, a verificação deve ser feita com base no componente de aço isolado, conforme 9.8.2. Alternativamente, pode ser considerada a contribuição da armadura contida na largura efetiva da laje de concreto. Nesse caso, deve-se admitir distribuição elástica de tensões (processo elástico) sendo que a alma e a mesa comprimida devem apresentar largura efetiva igual à própria largura ( $b_{ef} = b$ ), calculada conforme 9.2.2 ou 9.2.3 para o estado-limite último de início de escoamento da seção formada pela viga de aço e armadura. Adicionalmente, para perfil U enrijecido, o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional  $\lambda_{dist}$ , admitindo a viga de aço sob compressão uniforme, deve resultar igual ou inferior a 0,561, sendo  $\lambda_{dist}$  calculado conforme 9.7.3.

c) são previstos conectores de cisalhamento em perfil U laminado ou perfil U formado a frio com espessura igual ou superior a 3,0 mm. Outros conectores podem ser empregados desde que apresentem compatibilidade construtiva com a viga de aço a qual serão fixados. Nesse caso, sua força resistente e ductilidade devem ser determinadas com base em ensaios conforme EM 1994-1-1.

G.2) Em qualquer caso é permitido o dimensionamento com base em ensaios, conforme a seção 11, como alternativa ao procedimento proposto neste Anexo.

### 5.3 PREVISÕES TEÓRICAS DAS LIGAÇÕES ANALISADAS

A seguir são apresentados os cálculos para a ligação e viga mista conforme os métodos analíticos apresentados nos itens 5.1 e 5.2.

É necessário garantir que se tenha um número de conectores de cisalhamento suficiente para absorver os esforços horizontais entre o perfil de aço e a laje de concreto, número de conectores  $n$  entre a seção de momento máximo negativo e a seção de momento nulo, obtido na análise estrutural, deve ser tal que:

$$\sum Q_{Rk} \geq T_s$$

onde  $T_s$  é a força resistente de tração nas barras da armadura longitudinal dado e  $Q_{Rk}$  é a força resistente de um conector de cisalhamento.

$$T_s = A_s \cdot f_{ys} = 8 \times 0,5 \times 61,3 = 245,2 \text{ kN}$$

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento em perfil U formado a frio, com altura da seção transversal igual ou superior a 75 mm totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada por:

$$Q_{Rk} = 0,3 \cdot (t + 0,5t) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} = 0,3(0,3 + 0,5 \times 0,3) \times 13 \times \sqrt{4,6 \times 3796} = 232 \text{ kN}$$

Foram utilizados quatro conectores por viga ( $n=4$ ), e portanto  $\sum Q_{Rk} \geq T_s$

#### 5.3.1 Método Plástico – Viga mista (ABNT NBR 8800:2008)

O método plástico admite a plastificação toda da seção de aço e momento fletor resistente de cálculo segundo a NBR 8800 para vigas compactas é dado por:

$$M_{pl,viga} = T_s \cdot d_3 + A_{at} \cdot f_y \cdot d_4 + A_{ac} \cdot f_y \cdot d_5$$

Posição da linha neutra plástica, a partir do topo da viga de aço:

$$y_p = t + \frac{\frac{A_a \cdot f_y}{2} - \frac{A_s \cdot f_{ys}}{2} - A_{am} \cdot f_y}{4 \cdot t \cdot f_y} = 0,265 + \frac{\frac{20,7 \times 27,5}{2} - \frac{4 \times 61,3}{2} - 3,98 \times 27,5}{4 \times 0,265 \times 27,5} = 2,06 \text{ cm}$$

A Figura 5.7 mostra esquematicamente as resultantes de forças na seção transversal.

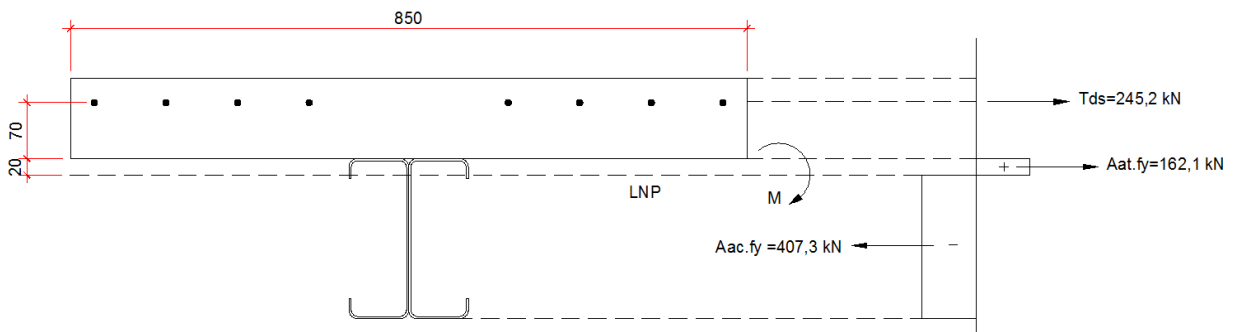


Figura 5.7 – Resultante de forças na seção transversal

Resulta que:

$$M_{pl,viga} = 245,2 \times 9,05 + 5,89 \times 27,5 \times 1,59 + 14,81 \times 27,5 \times 1,74 = 7258 \text{ kN.cm}$$

### 5.3.2 Método elástico – Projeto de revisão da ABNT NBR 14762

Segundo o anexo G deve-se admitir distribuição elástica de tensões (processo elástico) sendo que a alma e a mesa comprimida devem apresentar largura efetiva igual à própria largura ( $b_{ef} = b$ ), calculada para o estado-limite último de início de escoamento da seção formada pela viga de aço e armadura.

O índice de esbeltez reduzido do elemento é:

$$\lambda_p = \left( \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^{0,5} = \frac{b/t}{0,95 \cdot (k \cdot E / \sigma)^{0,5}} \quad (5.14)$$

Para  $\lambda_p \leq 0,673$  a largura efetiva é a própria largura do elemento.

Enrijecedor de borda (Elemento AL  $\rightarrow k=0,43$ )

$$\lambda_p = \frac{19,7/2,68}{0,95 \sqrt{\frac{0,43 \times 20500}{27,5}}} = 0,44 < 0,673 \rightarrow b_{ef} = b$$

Mesa (Elemento AA  $\rightarrow$  com enrijecedor de borda)

$$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0,623 \sqrt{E/\sigma}} = \frac{64,4/2,68}{0,623 \sqrt{\frac{20500}{27,5}}} = 1,4 > 0,673$$

$$I = 399 \cdot t^4 \cdot (0,487 \lambda_{p0} - 0,328)^3 = 399 \times (2,68)^4 \times (0,487 \times 1,4 - 0,328)^3 = 912 \text{ mm}^4$$

$$I_s = (td^3 \text{sen}^2 \theta) / 12 = 2,68 \times (19,7)^3 / 12 = 1707 \text{ mm}^4$$

$$\frac{D}{b} = \frac{25}{64,4} = 0,39$$

$$\text{-para } 0,25 \leq \frac{D}{b} \leq 0,8$$

$$n = (0,582 - 0,122 \lambda_{p0}) = (0,582 - 0,122 \times 1,4) = 0,41$$

$$I_s / I \geq 1 \text{ portanto adota-se no cálculo } I_s / I = 1$$

$$k = (4,82 - 5D/b)(I_s / I)^n + 0,43 = 3,3 \leq 4$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{24,30}{0,95\sqrt{\frac{3,3 \times 20500}{27,5}}} = 0,52 < 0,673 \rightarrow b_{ef} = b$$

Alma (AA → caso d)

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{14,2}{-26,4} = -0,54$$

$$k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3 = 4 + 2(1 + 0,54) + 2(1 + 0,54)^3 = 14,38$$

$$\lambda_p = \frac{189,4 / 2,68}{0,95\sqrt{14,38 \times 20500 / 26,4}} = 0,70 > 0,673$$

$$b_{ef} = b(1 - 0,22 / \lambda_p) / \lambda_p = 189,4(1 - 0,22 / 0,70) / 0,70 = 186$$

$$b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi) = 186 / (3 - (-0,54)) = 52,5$$

$$b_{ef,2} = 0,5b_{ef} = 0,5 \times 186 = 93$$

$$b_{ef,1} + b_{ef,2} > b_c \rightarrow b_{ef} = b$$

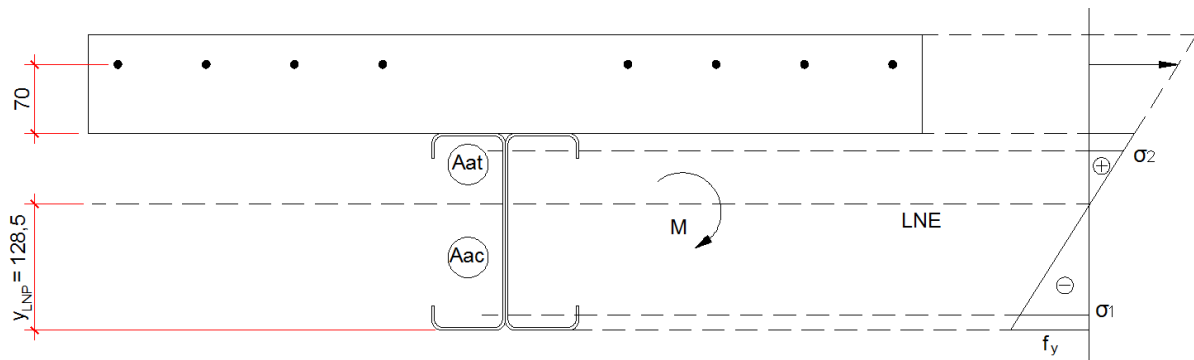


Figura 5.8 – Esquema da distribuição de tensões na seção

Resulta que:

$$I_{conj} = 2308 \text{ cm}^4$$

$$y_{LNE} = 12,85 \text{ cm}$$



$$\sigma_{m\acute{a}x} = f_y = \frac{M_{el,viga} \cdot y_{LNE}}{I_{conj}} \rightarrow M_{el,viga} = \frac{27,5 \times 2308}{12,85} = 4939 \text{ kN.cm}$$

$$M_{el,viga} = 4939 \text{ kN.cm}$$

Segundo o anexo G da ABNT NBR 14762 para perfil U enrijecido, o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional  $\lambda_{dist}$  admitindo o perfil isolado sob compressão uniforme, deve resultar igual ou inferior a 0,561.

$$\lambda_{dist} = \left( A f_y / N_{dist} \right)^{0,5}$$

$N_{dist}$  é a força axial de flambagem distorcional elástica, a qual deve ser calculada com base na análise de estabilidade elástica, nesse caso foi utilizado o programa CUFSM v3.12 (Figura 5.9) para o cálculo do  $N_{dist}$ .

$$\lambda_{dist} = \left( A f_y / N_{dist} \right)^{0,5} = \left( 20,7 \times 27,5 / 20,7 \times 32,9 \right)^{0,5} = 0,91$$

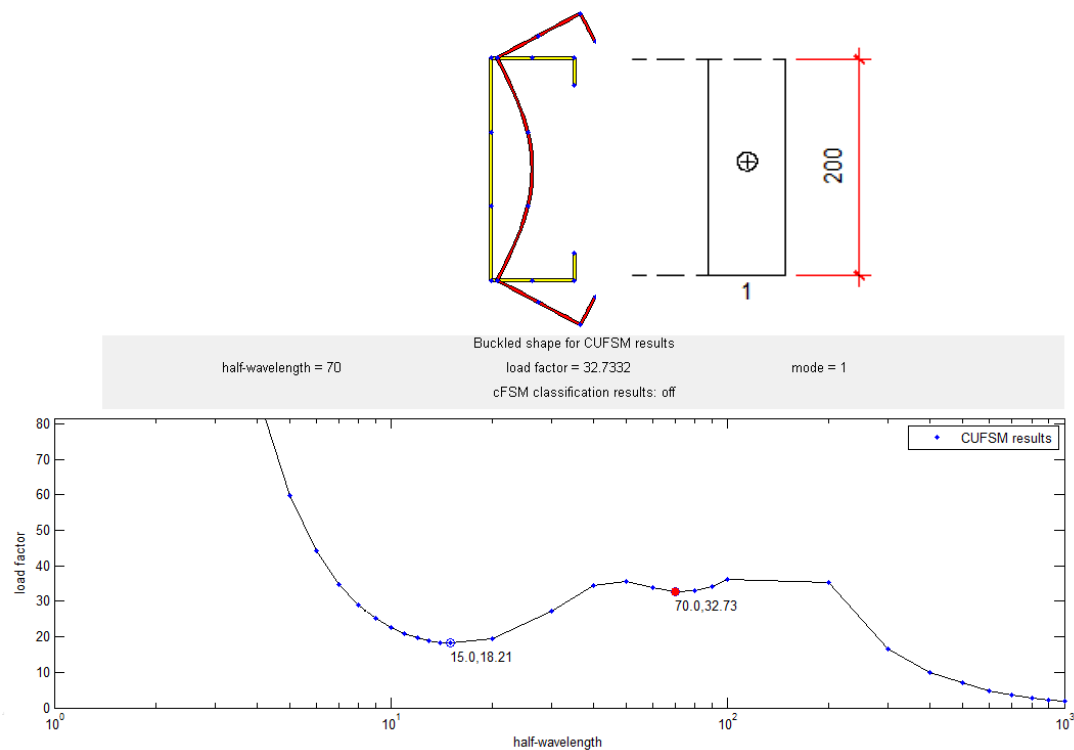


Figura 5.9 – Análise da seção sob compressão uniforme (CUFSM)

Admitindo uma distribuição uniforme de tensões o índice de esbeltez reduzido ( $\lambda_{dist}$ ) resultou maior do que o recomendado pela norma. Pelo método elástico é possível observar que o perfil resulta mais sobre o efeito de flexão do que de compressão, então foi feita uma nova análise admitindo uma distribuição elástica de tensões (Figura 5.10)

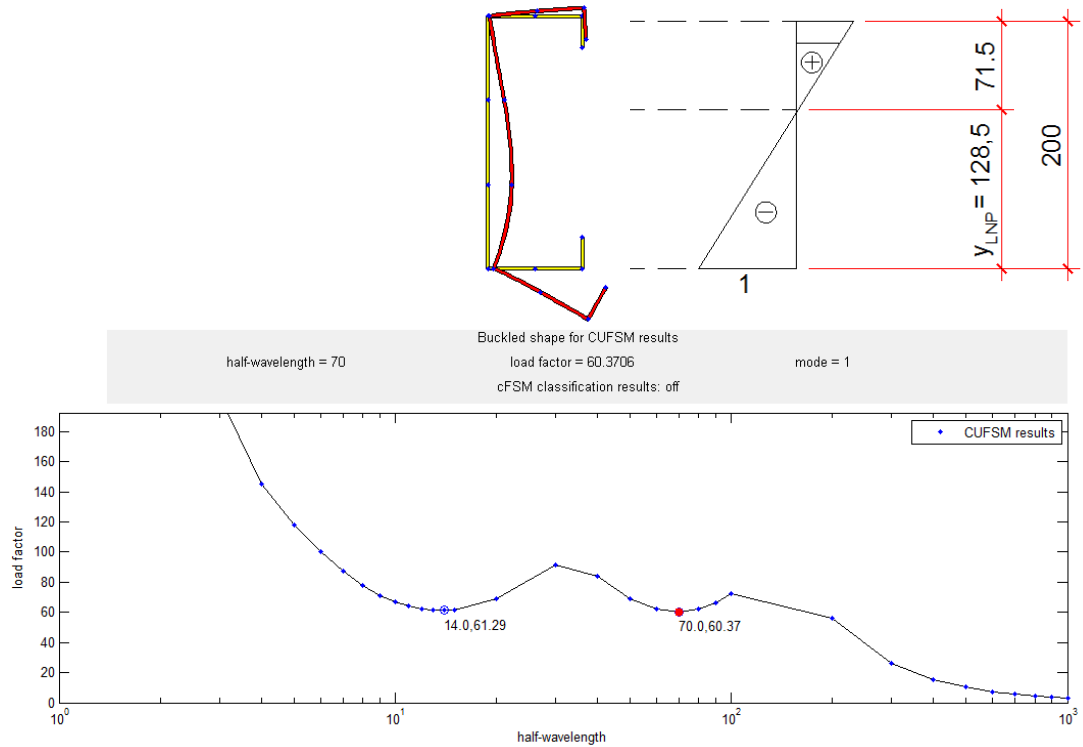


Figura 5.10 – Análise da seção sob distribuição real de tensões (CUFSM)

Nesse caso o  $\lambda_{dist}$  resulta na expressão:

$$I_x = 606 \text{ cm}^4$$

$$W_c = 606 / 12,85 = 47 \text{ cm}^3$$

$$M_{dist} = \sigma_w \cdot W_c = 2837 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_{dist} = \left( W f_y / M_{dist} \right)^{0,5} = \left( \frac{47 \times 27,5}{2837} \right)^{0,5} = 0,67$$

Para  $\lambda_{dist} \leq 0,673$  não há redução do momento fletor resistente.

### 5.3.3 Procedimento segundo Leon et. al. (1996)

Os parâmetros  $C_1$  e  $C_3$  têm unidade de momento fletor, portanto, basta adotar unidades coerentes nas expressões apresentadas. A Figura 5.11 ilustra a curva momento-rotação para o modelo parafusado.

$$C_1 = 0,18 \cdot (4 \cdot A_s \cdot f_{ys} + 0,857 \cdot A_l \cdot f_{y,cant}) \cdot (d + y) = 0,18 \cdot (4 \cdot 4 \cdot 61,3 + 0,857 \cdot 10 \cdot 28,5) \cdot (20 + 7,0)$$

$$C_1 = 5953 \text{ kN.cm}$$

$$C_2 = 0,775$$

$$C_3 = 0,007 \cdot (A_l + A_w) \cdot f_{y,cant} \cdot (d + y_3) = 0,007 \cdot (10 + 12) \cdot 28,5 \cdot (20 + 7,0)$$

$$C_3 = 118,5 \text{ kN.cm}$$

$$M = C_1(1 - e^{-C_2 \cdot \theta}) + C_3 \theta = 5953(1 - e^{-0,775\theta}) + 118,5\theta$$

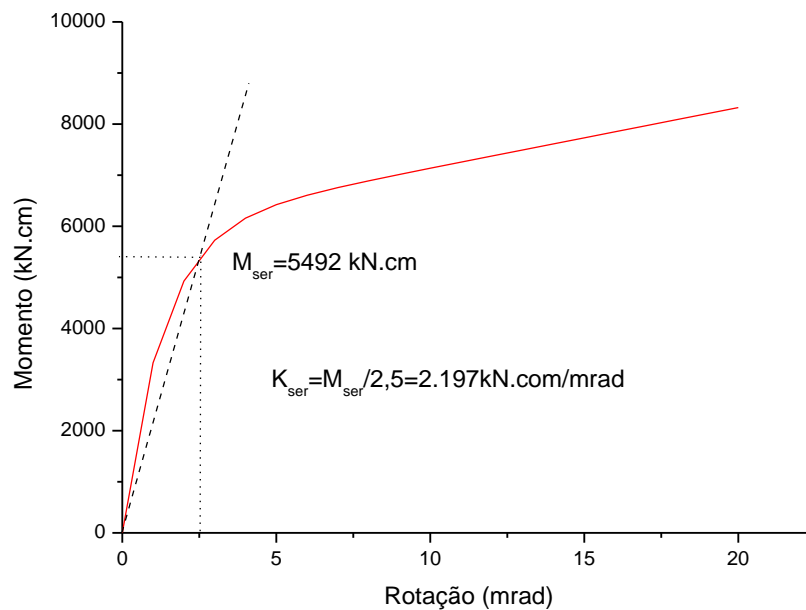


Figura 5.11 – Curva momento-rotação (M-θ)

Momento negativo resistente da ligação:

$$M_{R,lig} = 0,245(4.A_s.f_{ys} + A_w.f_{y,cant})(d + y_3)$$

$$M_{R,lig} = 0,245(4 \times 4 \times 61,3 + 12 \times 28,5)(20 + 7) = 8750 \text{ kN.cm}$$

### 5.3.4 Método dos componentes (ABNT NBR 8800 : 2008)

#### 5.3.4.1 Comportamento das barras da armadura tracionada

- Rigidez Inicial

$$k_s = \frac{A_s \cdot E_s}{\frac{h_a}{2}} = \frac{4,0 \times 20500}{\frac{20,3}{2}} = 8122 \text{ kN/cm}$$

- Força resistente

$$F_s = f_{ys} \cdot A_s = 61,3 \times 4,0 = 246 \text{ kN}$$

- Capacidade de deformação

$$\Delta_{us} = L \cdot \varepsilon_{smu}$$

$$L = \frac{h_c}{2} + a = \frac{203}{2} + 150 = 251,5 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \cdot \Delta \varepsilon_{sr} + \delta_o \left( 1 - \frac{\sigma_{srl}}{f_{ys}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy})$$

$$\beta_t = 0,4$$

$$\delta_o = 0,8$$

$$\Delta \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} \cdot k_c}{\delta_s \cdot E_s}$$

$$\delta_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{4,0}{850 - 4,0} = 4,75 \times 10^{-3}$$

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2y_o}} + 0,3 = \frac{1}{1 + \frac{10}{2 \times 2,85}} + 0,3 = 0,66$$

$$\Delta \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} \cdot k_c}{\delta_s \cdot E_s} = \frac{0,35 \times 0,66}{0,00475 \times 20500} = 2,37 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{srl} = \frac{f_{ctm} \cdot k_c}{\delta_s} \left( 1 + \frac{\delta_s \cdot E_s}{E_c} \right) = \frac{0,35 \times 0,66}{0,00475} \left( 1 + \frac{0,00475 \times 20500}{3796} \right) = 49,88 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{ys}}{E_s} = \frac{61,3}{20500} = 2,99 \times 10^{-3}$$

$$\therefore \varepsilon_{smu} = 2,99 \times 10^{-3} - 0,4 \times 2,37 \times 10^{-3} + 0,8 \left( 1 - \frac{49,88}{61,3} \right) (0,08 - 2,99 \times 10^{-3}) = 0,0135$$

$$\therefore \Delta_{us} = 251,5 \times 0,0135 = 3,4 \text{ mm}$$

#### 5.3.4.2 Comportamento dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo

O valor adotado da rigidez do conector de cisalhamento ( $k$ ) foi determinado por meio de ensaios “push-out” realizados por David (2007).

- Rigidez inicial

$$k_{cs} = \frac{nk_r}{\alpha}$$

$$n = 4$$

$$\alpha = v - \frac{(v-1)(d-y)}{d_s(\xi+1)}$$

$$v = \sqrt{\frac{(\xi+1)n.k_r.L_1.d_s^2}{E_a.I_a}}$$

$$L_1 = 100 \text{ cm}$$

$$d_s = \frac{20}{2} + 7,0 = 17 \text{ cm}$$

$$\xi = \frac{I_a}{d_s^2 A_s} = \frac{2 \times 605,75}{17^2 \times 4,0} = 1,04$$

$$\therefore v = \left[ \frac{(1,04+1) \times 4 \times 2470 \times 100 \times 17^2}{20500 \times 2 \times 605,75} \right]^{1/2} = 4,84$$

$$\therefore \alpha = 4,84 - \frac{(4,84-1)(20+7)}{17(1,04+1)} = 1,85$$

$$k_{cs} = \frac{4 \times 2470}{1,85} = 5340 \text{ kN / cm}$$

-Força resistente

$$F_{cs} = \sum Q_{Rk} \geq T_s$$

$$F_{cs} = nQ_{Rk} = 4 \times 226 = 904 \text{ kN} \geq 245,2$$

-Capacidade de deformação

$$s^{(B)} = 2s^{(A)} \frac{F_s^{(B)}}{F_s^{(A)}}$$

$$s^{(A)} = \frac{0,7Q_{Rk}}{k_r} = \frac{0,7 \times 226}{2470} = 0,064$$

$$F_s^{(A)} = k_{cs} \cdot s^{(A)} = 5340 \times 0,064 = 342 \text{ kN}$$

$$F_s^{(B)} = A_s f_{ys} = 245,2 \text{ kN}$$

$$\therefore s^{(B)} = 2 \times 0,064 \times \frac{245,2}{342} = 0,092 \text{ mm}$$

### 5.3.4.3 Comportamento das partes metálicas da ligação mista

- Rigidez inicial

$$k_i = \frac{n_l}{\frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{p2}} + \frac{1}{k_b}}$$

$$n_l = 3$$

$$k_{p1} = 24 \cdot k_s \cdot k_{t1} \cdot d_b \cdot f_{u1}$$

$$k_s = \left[ \frac{S}{4d_b} + 0,375 \right] \leq 1,25$$

$$S = 50 \text{ mm}$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

$$\therefore k_s = \left[ \frac{50}{(4 \times 16)} + 0,375 \right] = 1,16 < 1,25$$

$$k_{t1} = \frac{1,5 t_{p1}}{d_m} \leq 2,5$$

$$t_{p1} = 5 \text{ mm}$$

$$d_m = 16 \text{ mm}$$

$$k_{t1} = \frac{1,5 \times 5}{16} = 0,469 \leq 2,5$$

$$f_{u1} = 368 \text{ MPa} = 36,8 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\therefore k_{p1} = 24 \times 1,16 \times 0,469 \times 1,6 \times 36,8 = 769 \text{ kN} / \text{cm}$$

$$k_{p2} = 24 \cdot k_s \cdot k_{t2} \cdot d_b \cdot f_{u2}$$

$$k_{t2} = \frac{1,5t_{p2}}{d_m} \leq 2,5$$

$$t_{p2} = 2,65 \text{ mm}$$

$$\therefore k_{t2} = \frac{1,5 \times 2,65}{16} = 0,248 < 2,5$$

$$f_{u2} = 385 \text{ MPa} = 38,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\therefore k_{p2} = 24 \times 1,16 \times 0,248 \times 1,6 \times 38,5 = 425 \text{ kN/cm}$$

$$k_b = \frac{16f_{ub}(d_b)^2}{d_m}$$

$$f_{ub} = 825 \text{ MPa} = 82,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{ASTM A325})$$

$$\therefore k_b = \frac{16 \times 82,5 \times 1,6^2}{1,6} = 2112 \text{ kN/cm}$$

finalmente,

$$k_i = \frac{3}{\left(\frac{1}{769} + \frac{1}{425} + \frac{1}{2112}\right)} = 727 \text{ kN/cm}$$

-Força resistente

$$F_i = \text{menor entre } \left\{ \begin{array}{l} n_b \cdot F_b \\ 1,25 \cdot f_y \cdot A_{fi} \\ f_{y,cant} \cdot A_L \end{array} \right\} \geq F_s$$

$$F_v = \frac{0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} = 0,4 \times 2,01 \times 82,5 = 66 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{1,2 \cdot l_f \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 1,2 \times 3,4 \times 0,265 \times 38,5 = 41,6 \text{ kN}$$



$$n_b = 6$$

$$F_i = n_b \cdot F_c = 6 \times 41,6 = 250 \text{ kN}$$

$$F_i = 1,25 \times 38,5 \times 3,975 = 191 \text{ kN}$$

$$F_i = f_{y,com} \cdot A_L = 36,8 \times 10 = 368 \text{ kN}$$

Prevalece, portanto:

$$F_i = 191 \text{ kN}$$

-Capacidade de deformação

$$\Delta_{ui} = 3 \text{ mm}$$

**- Propriedades fundamentais da ligação mista completa**

- Rigidez inicial

$$S_i = \frac{M}{\theta} = \frac{(d+y)^2}{\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_{cs}} + \frac{1}{k_i}} = \frac{(20+7)^2}{\frac{1}{8122} + \frac{1}{5340} + \frac{1}{727}}$$

$$\frac{M}{\theta} = 432408 \text{ kNcm} / \text{rad}$$

- Momento fletor resistente

$$M_{R,lig} = f_{sd} \cdot A_s \cdot (d+y) = 61,3 \times 4,0 \times (20+7) = 6654 \text{ kN.cm}$$

-Capacidade de rotação

$$\theta_u = \frac{\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)}}{d+y} = \frac{3,4 + 3,0 + 0,092}{200+70} = 0,024 \text{ rad} = 24 \text{ mrad}$$

posição da linha neutra plástica, a partir da face inferior do perfil de aço,

$$y_{LNP} = \frac{(d+y)\Delta_{ui}}{\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)}} = \frac{(200+70) \times 3,0}{3,4 + 3,0 + 0,092} = 125 \text{ mm}$$

### 5.3.5 Verificação da flambagem lateral por distorção

Deve-se assegurar que não ocorrerá flambagem lateral com distorção da seção transversal da viga mista em decorrência dos momentos negativos. Para isso, deve ser atendida a seguinte condição:

$$M_s^- \leq M_{dist}^-$$

$$M_{dist}^- = \chi_{dist} M_R^-$$

onde

$M_s^-$  é o momento fletor solicitante na região de momentos negativos

$M_{dist}^-$  é o momento fletor resistente na região de momentos negativos, para o estado-limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal.

$M_R^-$  é o momento fletor resistente da seção transversal

$\chi_{dist}$  é o fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal, obtido da curva de resistência à compressão em função do parâmetro de esbeltez  $\lambda_{dist}$

O  $\lambda_{dist}$  é calculado pela seguinte expressão:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{M_R^-}{M_{cr}}}$$

Se  $\lambda_{dist}$  não superar 0,4, pode-se tomar  $\chi_{dist}$  igual a 1.

O  $M_{cr}$  pode ser obtido através da análise elástica, para isso foi utilizado o programa CUFSM v3.12, como mostra a Figura 5.12, restringindo os nós da mesa superior simulando a laje, e unindo os nós da junção da alma com a mesa inferior onde os perfis foram soldados.

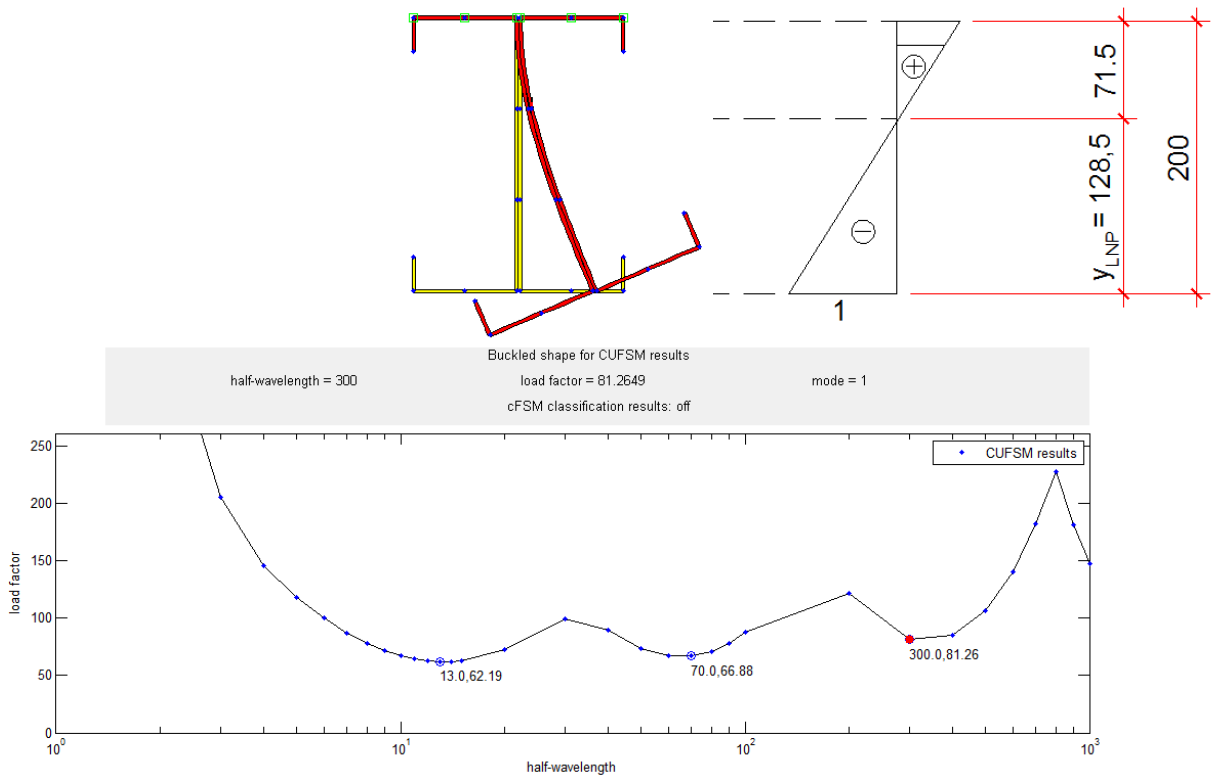


Figura 5.12 – Análise da seção sob distribuição real de tensões (CUFSM)

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{M_{el,viga}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{4939}{14595}} = 0,58$$

Resultando em  $\chi_{dist} = 0,869$

Pelo método alternativo simplificado para perfis de aço duplamente simétricos o  $\lambda_{dist}$  é dado pela seguinte expressão:

$$\lambda_{dist} = 5,0 \left( 1 + \frac{t_w h_o}{4b_f t_f} \right) \left[ \left( \frac{f_y}{EC_{bdist}} \right)^2 \left( \frac{h_o}{t_w} \right)^3 \left( \frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0,25}$$

$$\lambda_{dist} = 5,0 \left( 1 + \frac{0,265 \times 20}{4 \times 15 \times 0,265} \right) \left[ \left( \frac{27,5}{20500 \times 28,52} \right)^2 \times \frac{20^3}{2 \times 0,265^3} \times \left( \frac{0,265}{15} \right) \right]^{0,25} = 0,359$$

$$\lambda_{dist} = 0,359$$

Resultando em  $\chi_{dist} = 1$  e portanto  $M_{dist}^- = M_R^-$

### 5.3.6 Análise da força cortante – cisalhamento vertical

Como dito no item 2.2.1, simplificadaamente é assumido na análise que o cisalhamento vertical é resistido somente pela seção de aço, exatamente da mesma forma como seria se a viga não fosse mista. Esta simplificação vale tanto para vigas simplesmente apoiadas quanto para vigas contínuas ou semicontínuas. As tabelas 5.1 e 5.2 mostram as deformações indicadas pelas rosetas.

Desprezando-se a contribuição das mesas e admitindo-se uma distribuição uniforme de tensões na alma (ver Figura 5.13), resulta que:

$$\tau_{med} = \frac{V}{2 \cdot h_s \cdot t} = \frac{F/2}{2t \cdot (d - 4t)} = \frac{F}{4 \times 0,265 \times (20 - 4 \times 0,265)} = \frac{F}{20,07}$$

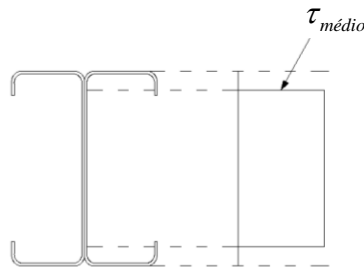


Figura 5.13 – Esquema da distribuição de tensão na parte plana da alma

Os valores de  $\tau$  teórico são apresentados nas tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1 – Tensões de cisalhamento na alma - modelo soldado ( $\tau$  em kN/cm<sup>2</sup>)

Força (kN)	$\tau_{xy}$ (teórico)
10	0,498
20	0,996
30	1,494
40	1,992
50	2,490
60	2,988
70	3,486
80	3,984
90	4,482
100	4,980
110	5,478
120	5,976
130	6,474

Tabela 5.2 – Tensões de cisalhamento na alma - modelo parafusado ( $\tau$  em kN/cm<sup>2</sup>)

Força (kN)	$\tau_{xy}$ (teórico)
10	0,498
20	0,996
30	1,494
40	1,992
50	2,490
60	2,988
70	3,486
80	3,984
90	4,482
100	4,980
110	5,478
120	5,976
130	6,474

# ANÁLISE DOS RESULTADOS 6

---

Neste capítulo são analisados os resultados obtidos experimentalmente e analiticamente. Esses resultados são comparados e a Figura 6.1 mostra de forma simplificada o esquema de comparação. É importante salientar que tanto o método proposto por Leon et. al. como o método dos componentes não abrangem o tipo de ligação utilizado neste trabalho, e foram utilizados somente para comparação.

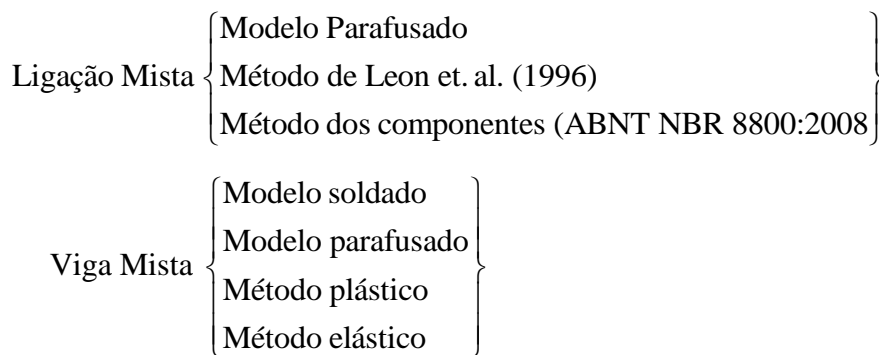


Figura 6.1 - Esquema de comparação dos resultados

## 6.1 LIGAÇÃO MISTA

A Figura 6.2 mostra as curvas momento x rotação para cada inclinômetro dos modelos experimentais (soldado e parafusado) na qual se observa que as rotações para cada lado do modelo parafusado foram mais próximas que as rotações do modelo soldado, indicando que o modelo parafusado promove uma maior homogeneização dessas rotações, evitando possíveis movimentos de corpo rígido como os apresentados pelo modelo soldado por volta de  $M=3800 \text{ kN.cm}$ .

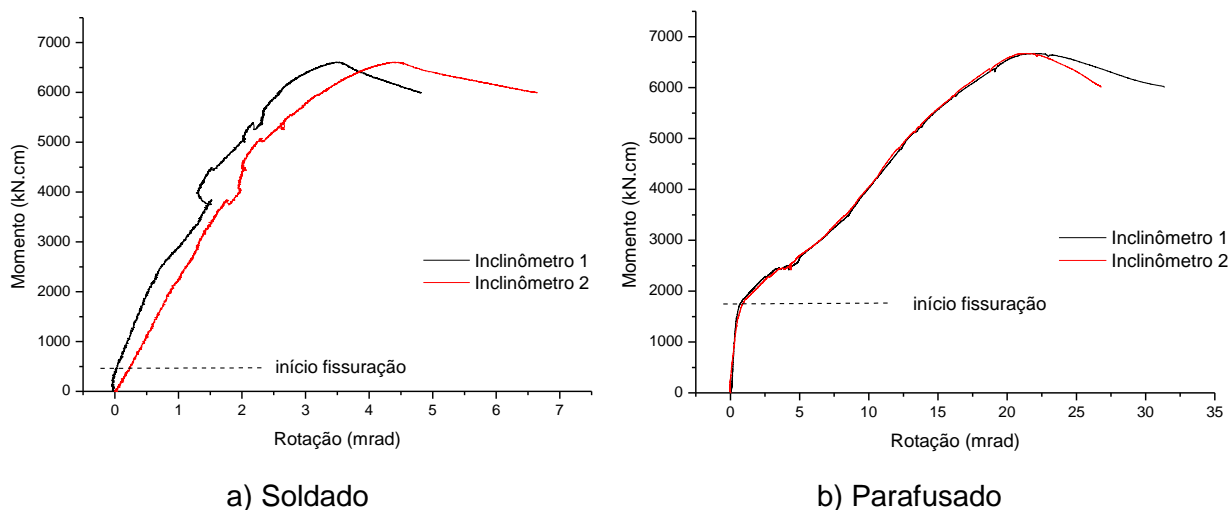


Figura 6.2 –Momento x rotação dos modelos experimentais

No procedimento segundo Leon et. al. (1996) é possível obter a curva momento rotação da ligação, a Figura 6.3 mostra essa curva e também a curva momento-rotação média obtida nos modelos soldado e parafusado. Nota-se que nos trechos iniciais ambas as curvas são próximas, portanto rigidez inicial próximas. O modelo parafusado apresenta uma mudança brusca na inclinação no início da curva ( $M \cong 1750 KN.cm$ ), esse fato possivelmente devido ao início do processo de fissuração da laje e um possível deslizamento dos componentes da ligação devido às folgas, diferentemente da curva proposta por Leon et. al. (1996) e do modelo soldado, como mostra a Figura 6.3.

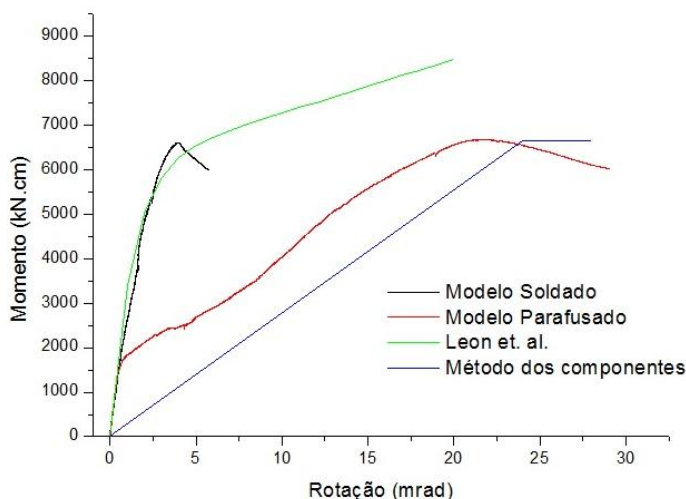


Figura 6.3 – Curvas momento x rotação

O método dos componentes segundo a NBR não avalia a rigidez inicial da ligação, na norma o que é denominado rigidez inicial na verdade é a rigidez secante.

A tabela 6.1 apresenta a rigidez inicial ( $k_o$ ), rigidez secante ( $k_{sec}$ ), momento resistente máximo ( $M_{m\acute{a}x}$ ) e capacidade de rotação ( $\theta_u$ ), do modelo parafusado e dos modelos analíticos.

Tabela 6.1 – Resultados teóricos e experimental para o modelo 1

Modelo	$K_o$ (kN.cm/mrad)	$K_{sec}$ (kN.cm/mrad)	$M_{max}$ (kN.cm)	$\theta_u$ (mrad)
Método dos componentes NBR 8800 (teórico)	-	432	6654	24
Leon et. al. (teórico)	3391	2197	8750	23,6
Modelo parafusado (experimental)	3403	275	6675*	21,5

\* modo de falha na viga mista

O modelo proposto por Leon et. al. (1996) apresentou uma rigidez inicial praticamente igual à obtida experimentalmente, uma rigidez secante aproximadamente de oito vezes maior que a experimental, e uma capacidade de rotação 12% maior que a experimental. O método dos componentes apresentou uma rigidez secante 50% maior, e uma capacidade de rotação 10% maior do que a obtida experimentalmente.

## 6.2 VIGA MISTA (MOMENTO NEGATIVO)

Como o mecanismo de falha do modelo parafusado ocorreu na viga não foi possível determinar experimentalmente o momento resistente da ligação, impossibilitando a comparação com os valores de momento máximo obtidos pelos modelos analíticos, no entanto é interessante a comparação com os resultados obtidos pelo método plástico e pelo método elástico usados para o cálculo do momento resistente da viga mista sob momento negativo, cujos valores são apresentados na tabela 6.2.



Tabela 6.2 – Resultados teóricos e experimentais para a viga mista

Modelo	$M_R$ (kN.cm)
Teórico - Método plástico	7258
Teórico - Método elástico	4939
Experimental - Modelo soldado	6605
Experimental - Modelo parafusado	6675

Os valores experimentais do momento máximo obtidos para os modelos experimentais foram praticamente iguais, uma vez que o mecanismo de colapso ocorreu na viga e não na ligação. Quanto às previsões teóricas, o método plástico superestimou o momento resistente em 10% enquanto o método elástico o subestimou em 26%.

### 6.3 VIGA MISTA (CISALHAMENTO)

Os valores de  $\tau$  experimental e teórico são apresentados nas tabelas 6.3 e 6.4.

Tabela 6.3 – Tensões de cisalhamento na alma - modelo soldado ( $\tau$  em kN/cm<sup>2</sup>)

Força (kN)	$\tau_{xy}$ (exp.)	$\tau_{xy}$ (teórico)	$\Delta$ (%)
10	0,493	0,498	1
20	1,022	0,996	3
30	1,519	1,494	2
40	2,024	1,992	2
50	2,530	2,490	2
60	3,074	2,988	3
70	3,611	3,486	4
80	4,262	3,984	7
90	4,566	4,482	2
100	3,923	4,980	21
110	5,477	5,478	0
120	6,243	5,976	4
130	7,009	6,474	8

Tabela 6.4 – Tensões de cisalhamento na alma - modelo parafusado ( $\tau$  em kN/cm<sup>2</sup>)

Força (kN)	$\tau_{xy}$ (exp.)	$\tau_{xy}$ (teórico)	$\Delta(\%)$
10	0,193	0,498	61
20	0,438	0,996	56
30	0,919	1,494	38
40	1,559	1,992	22
50	1,527	2,490	39
60	1,796	2,988	40
70	2,166	3,486	38
80	2,668	3,984	33
90	3,145	4,482	30
100	3,702	4,980	26
110	4,301	5,478	21
120	5,217	5,976	13
130	6,132	6,474	5

$$\Delta(\%) = \frac{|\tau_{\text{exp}} - \tau_{\text{teor.}}|}{\tau_{\text{teor.}}} \times 100$$

Como é possível ver nas tabelas 6.3 e 6.4 a tensão de cisalhamento ( $\tau_{xy}$ ) do modelo soldado foi praticamente igual à teórica, enquanto a o modelo parafusado foi na média 35% menor, mostrando que a hipótese de que o cisalhamento vertical é resistido somente pela seção de aço, como se a viga não fosse mista, representa melhor a tensão de cisalhamento do modelo soldado do que no modelo parafusado. No modelo parafusado é possível notar que a diferença entre a tensão de cisalhamento experimental e teórica diminui com o aumento da força de cisalhante.

Portanto como citado anteriormente no capítulo 2 a tensão de cisalhamento é influenciada pelo grau de fissuração do concreto, pelo efeito de continuidade nos apoios e pelos detalhes da ligação.



## 7.1 LIGAÇÃO MISTA

Tendo em vista que o mecanismo de falha ocorreu na viga à ligação pode ser classificada como de resistência total ou *fully strength* (FS), portanto não foi possível avaliar a resistência última da ligação. Do ponto de vista da rigidez a ligação pode ser classificada como sendo semi-rígida (PR – Partially Restrained).

A curva momento x rotação do modelo parafusado apresentou uma mudança brusca de inclinação após o início do processo de fissuração da laje, e apresentou um comportamento bi-linear, diferentemente do modelo soldado. A capacidade de rotação do modelo parafusado foi aproximadamente seis vezes superior a do modelo soldado, mostrando a maior ductilidade desse tipo de ligação.

O método dos componentes estimou de forma razoável a rigidez secante e capacidade de rotação, apresentado um valor próximo aos obtidos experimentalmente, embora não se tenha levado em conta a rigidez das cantoneiras de alma.

O procedimento de Leon et al. avaliou bem a rigidez inicial e a capacidade de rotação, mas a rigidez secante resulta muito maior que a obtida experimentalmente.

## 7.2 VIGA MISTA (MOMENTO NEGATIVO)

Para a viga mista o momento resistente máximo experimental apresentou um valor intermediário aos obtidos pelo método plástico e elástico, sendo mais próximo do método plástico como podemos ver na tabela 6.2. Portanto na falta de estudos mais aprofundados ou de modelos quer leve em conta uma plastificação parcial da seção, a recomendação da ABNT NBR 14762 de utilizar o método elástico é a favor da segurança.

### 7.3 SUGESTÃO PARA FUTUROS TRABALHOS

Como descrito no item 2.1.6 são diversos os fatores que influenciam no comportamento de uma ligação mista, então são necessários diversos estudos teóricos, experimentais e através de modelagem numérica, variando esses fatores para que seja possível compreender o comportamento das ligações mistas em perfis formados a frio da mesma forma que diversos estudos foram e vem sendo realizados para ligações mistas em perfis laminados e soldados. Além disso, sugere-se também o estudo do comportamento desse tipo de estrutura em situação de incêndio.

# REFERÊNCIAS

---

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - AISC (2005): **Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto**, ABNT NBR 5738:1994, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compressão de corpos-de-prova**, ABNT NBR 5739:1994, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de tração de corpos-de-prova**, ABNT NBR 7222:1994, Rio de Janeiro.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**, Projeto de revisão da NBR 14762, Maio:2009 Rio de Janeiro.

ASTM Designation: A 370 – 09a “Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products” , American Society for Testing and Materials, 2007.

BASTOS J. C. (2004). **Análise teórico-experimental de ligações mistas em perfis formados a frio**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2004.

CHAVES, I. A. (2009) **Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido**, Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

DAVID, D. L. (2007). **Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas**, Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

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

HANAOR, A. (2000). **Tests of composite beams with cold-formed sections**. Journal of Constructional Steel Research. n. 54, p. 245-264.

LEON, R. T.; HOFFMAN, J.J.; STAEGER, T. (1996). **Partially restrained composite connections**, AISC Steel Design Guide Series, 8. Chicago, USA, 1996.

LEON, R. T.; FORCIER, G.P. (1991). **Parametric study of composite frames**. Connections in Steel Structures II: Proceeding of the Second International Workshop, Pennsylvania. P.152-159.

MALITE, M. (1993). **Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. 2 v. Tese. (Doutorado em Engenharia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

OLIVEIRA, L. A. F. (2001). **Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas.** 92 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

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

QUEIROZ, G.; MATA. L. A. C. & ALVES, V.C.G. (2000). **Parâmetros que influenciam na resistência, rigidez e capacidade de rotação de ligações mistas.** III Seminário Internacional “O uso de estruturas metálicas na construção civil.”

QUEIROZ, G. & TSCHEMMERNEGG, F. (1995). **Mechanical modeling of semi-rigid joints for the analysis of framed steel and composite structures.** Connections in Steel Structures III: Proceedings of the Third International Workshop, Trento. p.237-247.

VIEIRA, F. J. R. (2001). **Estudo teórico-experimental de vigas-mistas constituídas por perfis de aço preenchidos com concreto armado.** 110f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2001.

ZANDONINI, R. (1989). **Semi-rigid composite joints.** In: Structural connections: Stability and strength, Ed. R. Narayanan, Elsevier Applied Science, Londres. P.63-120.









# **APÊNDICE A**

**Resultados experimentais do modelo soldado**







O apêndice A complementa os resultados contidos na dissertação, apresentando em forma de gráficos e tabelas os resultados obtidos nos ensaios das vigas. A aquisição dos dados foi feita a cada um segundos, porém nas Tabelas os resultados são apresentados a cada 10kN e na força máxima.

Tabela A.1– Deslocamentos medidos pelos transdutores posicionados nas vigas (mm)

Força (kN)	T1	T2	T3	T4	T5	T6
10	0,72	0,82	0,91	0,83	0,72	0,58
20	1,09	1,3	1,45	1,38	1,17	0,9
30	1,35	1,71	1,94	1,84	1,55	1,13
40	1,54	2,03	2,36	2,25	1,81	1,28
50	1,72	2,33	2,8	2,65	2,08	1,44
60	1,86	2,68	3,32	3,19	2,56	1,77
70	1,98	2,97	3,81	3,67	2,92	1,92
80	2,16	3,47	4,57	4,33	3,34	2,1
90	2,28	3,95	5,27	5,08	3,85	2,29
100	2,41	4,34	5,93	5,77	4,3	2,44
110	2,77	5,28	7,23	6,98	5,09	2,66
120	3,01	6,03	8,32	8,01	5,75	2,84
132	3,23	7,06	10,14	9,71	6,76	3,03

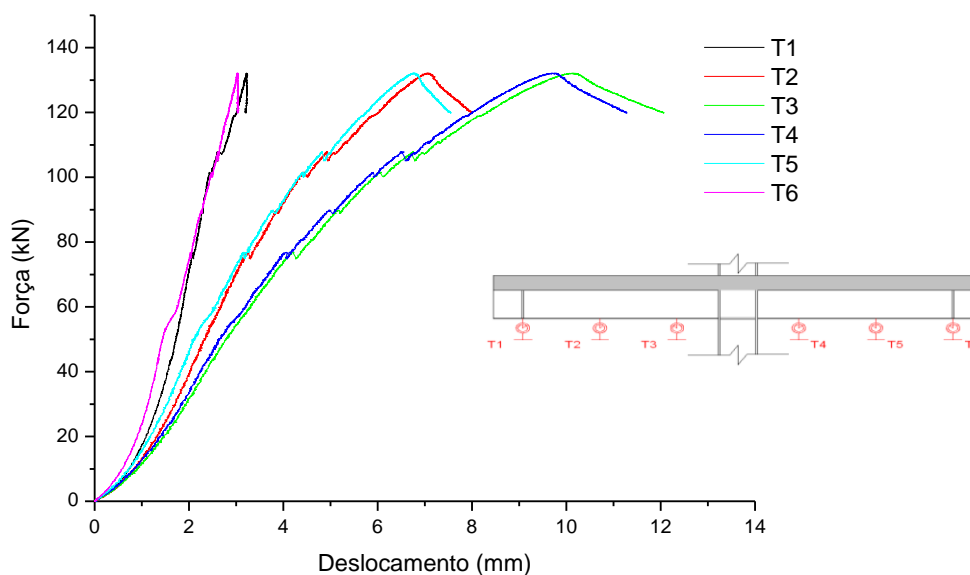


Figura A.1– Gráfico Força x Deslocamento das vigas



Tabela A.2– Deslocamentos medidos pelos transdutores posicionados nos pilares (mm)

Força (kN)	T7	T8
10	0,01	-0,03
20	0,04	-0,02
30	0,06	0
40	0,08	0
50	0,11	0,01
60	0,18	0,08
70	0,23	0,1
80	0,24	0,03
90	0,36	0,2
100	0,45	0,27
110	0,6	0,38
120	0,76	0,43
132	1,02	0,51

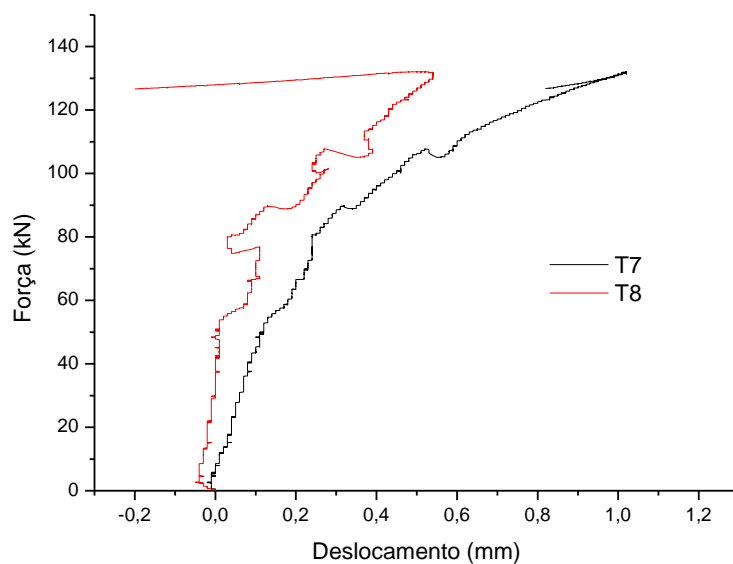


Figura A.2 – Gráfico Força x Deslocamento dos pilares

Tabela A.3 – Deformação específica indicada pelos extensômetros colados nas armaduras nível A ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	A11	A12	A13	A14	A21	A22	A24
10	14	24	11	13	33	9	14
20	28	54	22	28	73	19	29
30	41	82	33	41	110	29	44
40	57	116	46	56	152	44	61
50	74	184	61	73	199	59	79
60	88	353	79	98	238	78	101
70	119	686	116	104	295	104	125
80	829	792	873	404	344	204	192
90	1167	851	1227	598	650	318	258
100	1372	972	1489	762	725	385	302
110	1483	1253	1560	829	923	704	397
120	1610	1403	1622	920	1041	1253	804
132	1941	1690	1253	1706	1885	1137	1222

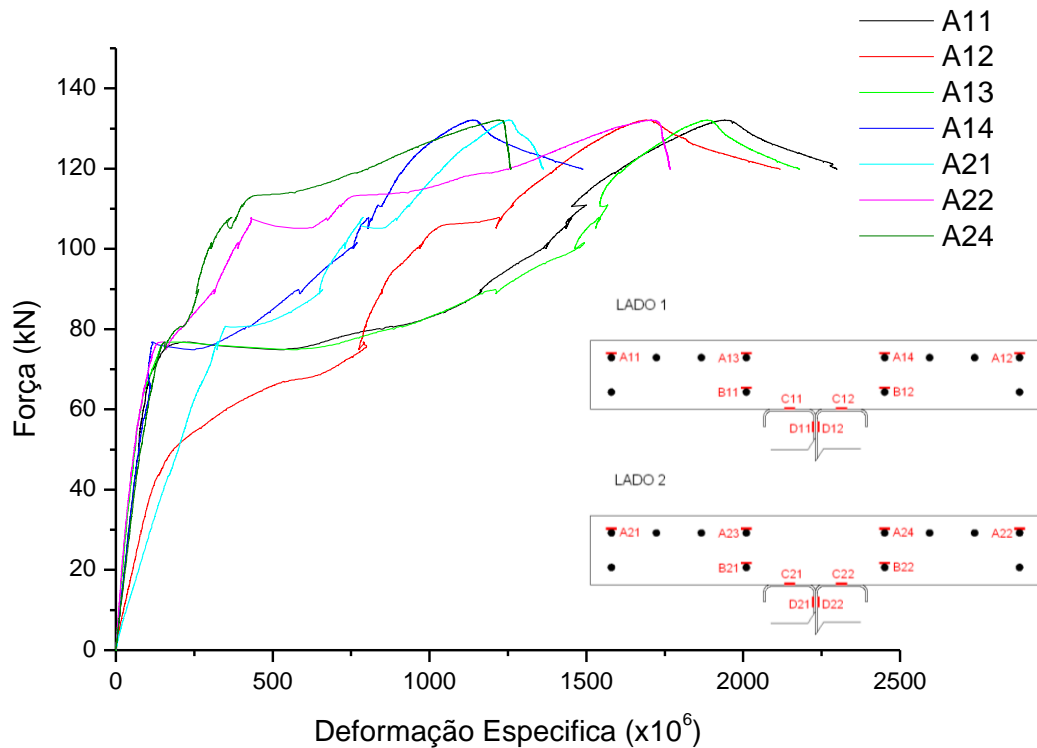


Figura A.3– Gráfico Força x Deformação específica das armaduras (nível A)

Tabela A.4 – Deformação específica indicada pelos extensômetros colados nas armaduras nível B ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	B11	B12	B21	B22
10	0	0	1	11
20	3	0	3	29
30	6	0	4	42
40	9	0	5	51
50	12	2	6	60
60	15	2	7	67
70	22	8	11	71
80	361	53	20	85
90	583	134	47	123
100	699	195	51	127
110	687	208	68	150
120	683	211	68	257
132	687	240	114	449

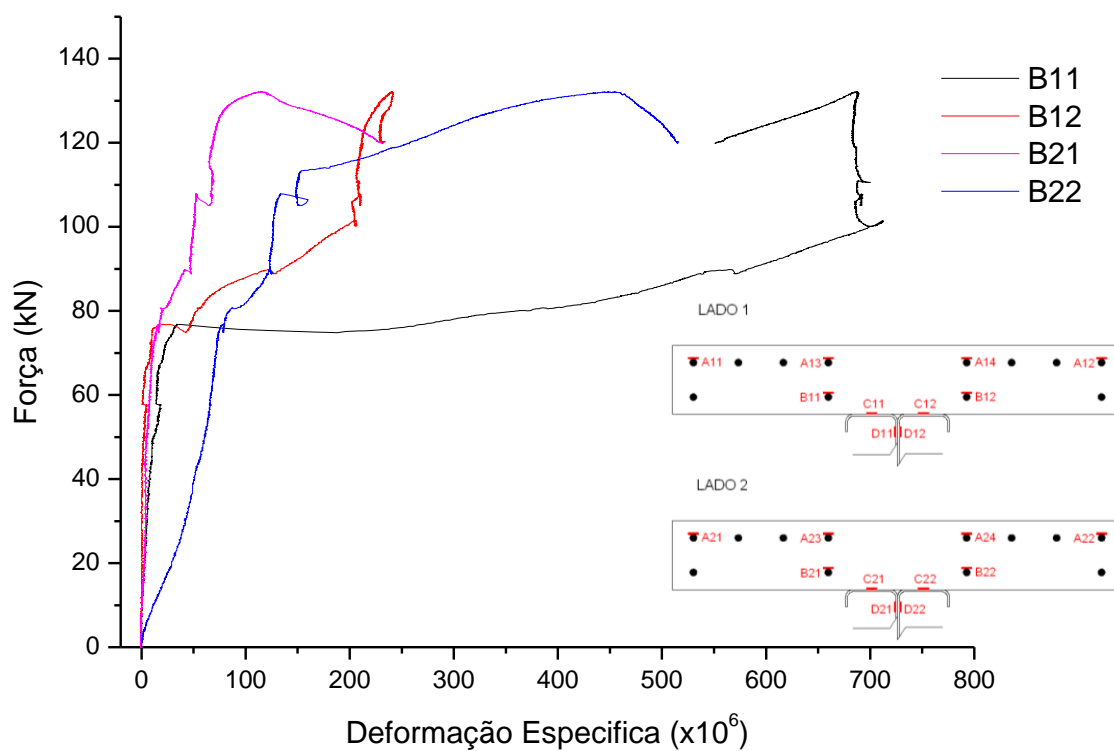


Figura A.4 – Gráfico Força x Deformação específica das armaduras (nível B)

Tabela A.5 – Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível C ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	C11	C12	C21	C22
10	-3	-6	6	3
20	-4	-9	16	7
30	-6	-11	21	9
40	-7	-13	26	11
50	3	-6	34	14
60	55	51	43	19
70	95	102	58	32
80	260	304	91	68
90	332	392	237	215
100	392	465	307	298
110	544	625	491	539
120	647	709	551	634
132	725	787	613	736

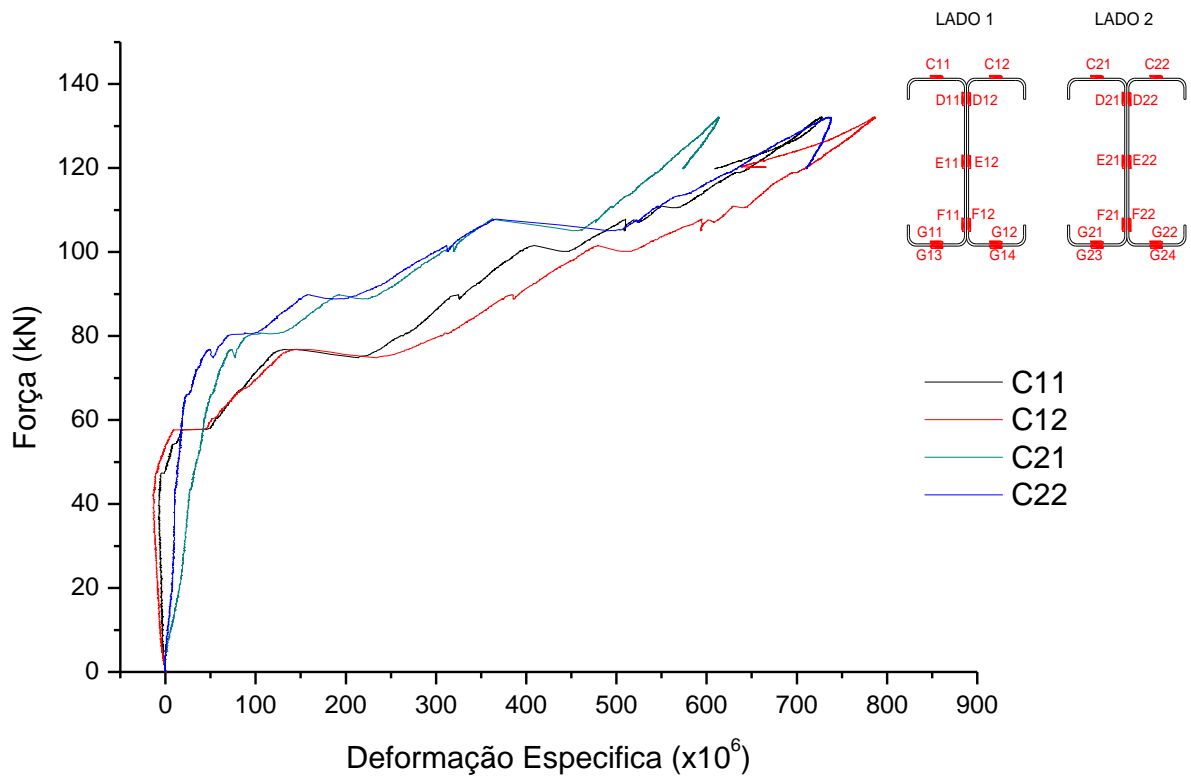


Figura A.5– Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível C)

Tabela A.6 – Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível D ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	D11	D12	D21	D22
10	-11	-18	-3	-6
20	-20	-32	-3	-8
30	-29	-48	-5	-13
40	-37	-63	-9	-20
50	-37	-70	-9	-24
60	-3	-47	-8	-26
70	22	-32	2	-21
80	134	76	21	-3
90	182	114	117	93
100	227	151	157	137
110	381	296	358	343
120	502	402	440	430
132	587	433	528	523

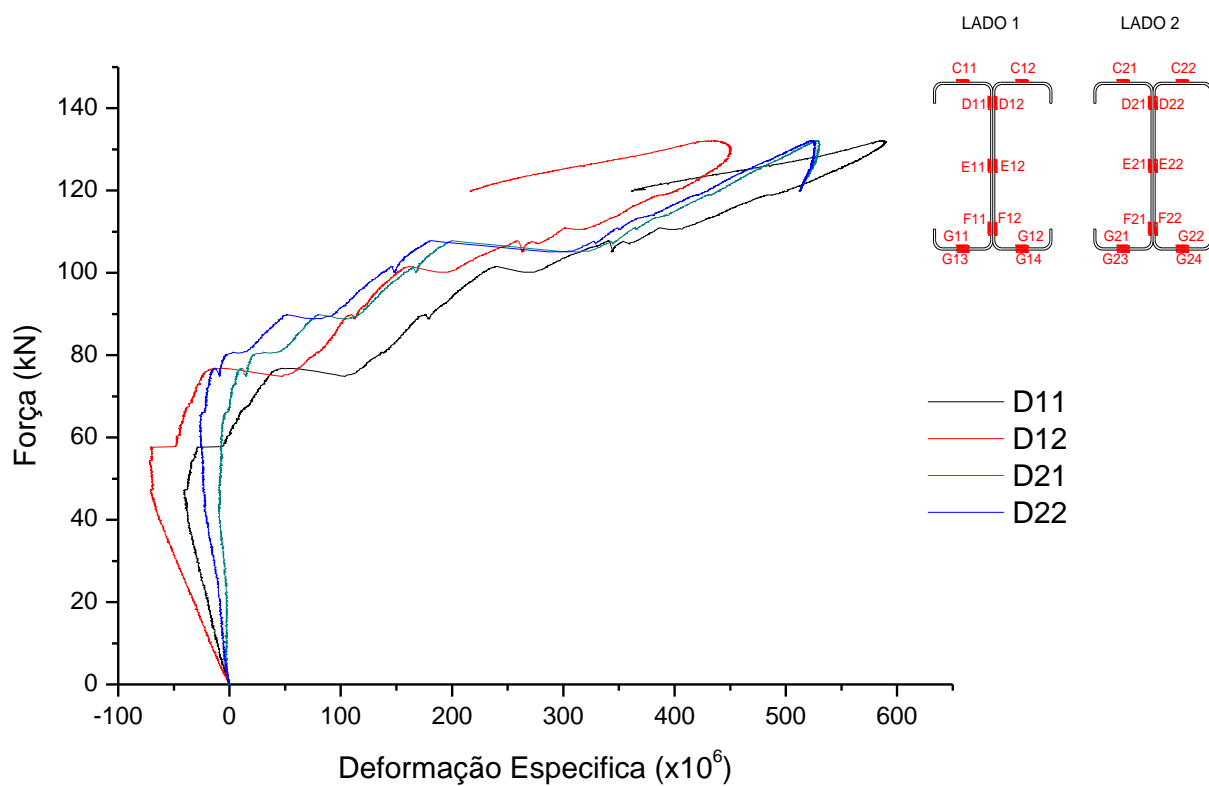


Figura A.6– Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível D)

Tabela A.7– Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível E ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	E11	E12	E21	E22
10	-31	-34	-37	-31
20	-64	-68	-74	-62
30	-94	-102	-110	-93
40	-122	-135	-147	-124
50	-146	-165	-181	-151
60	-169	-198	-214	-177
70	-191	-231	-243	-198
80	-220	-273	-275	-219
90	-237	-301	-301	-229
100	-257	-329	-338	-251
110	-268	-342	-369	-260
120	-313	-397	-434	-283
132	-517	-799	-656	-358

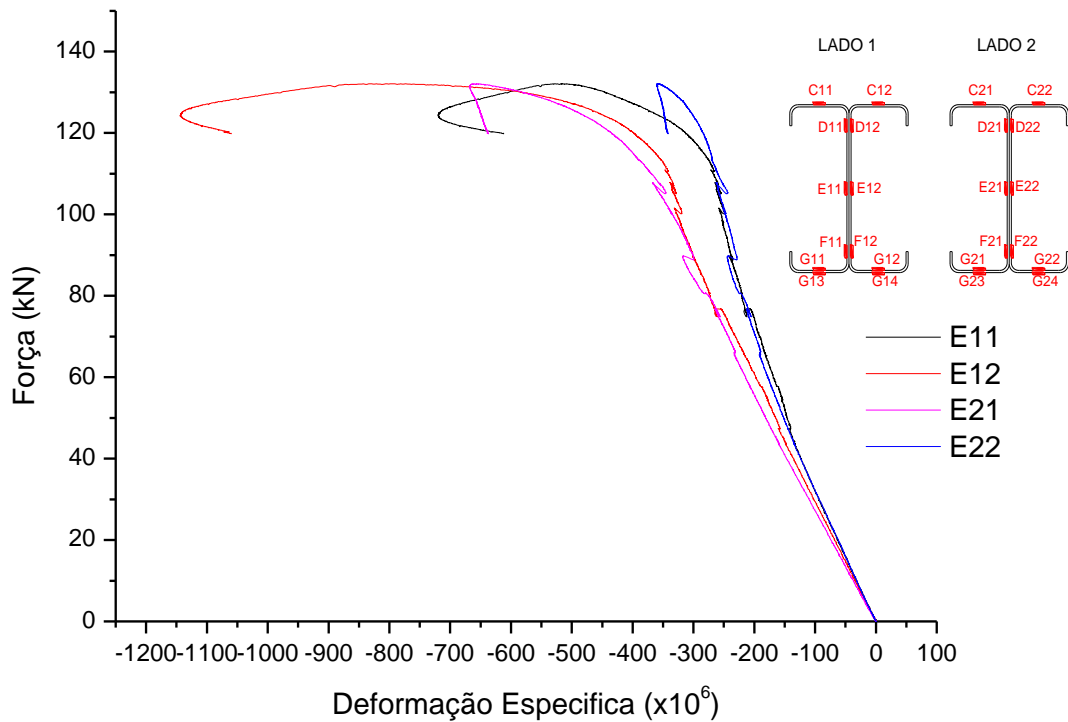


Figura A.7– Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível E)

Tabela A.8– Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível F ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	F11	F12	F21	F22
10	-64	-67	-73	-70
20	-132	-137	-148	-141
30	-198	-206	-220	-211
40	-264	-277	-293	-280
50	-335	-354	-367	-352
60	-416	-447	-443	-424
70	-503	-545	-524	-497
80	-657	-713	-624	-587
90	-747	-819	-762	-717
100	-837	-923	-863	-809
110	-957	-1061	-1034	-967
120	-1061	-1218	-1178	-1084
132	-1092	-1544	-1403	-1270

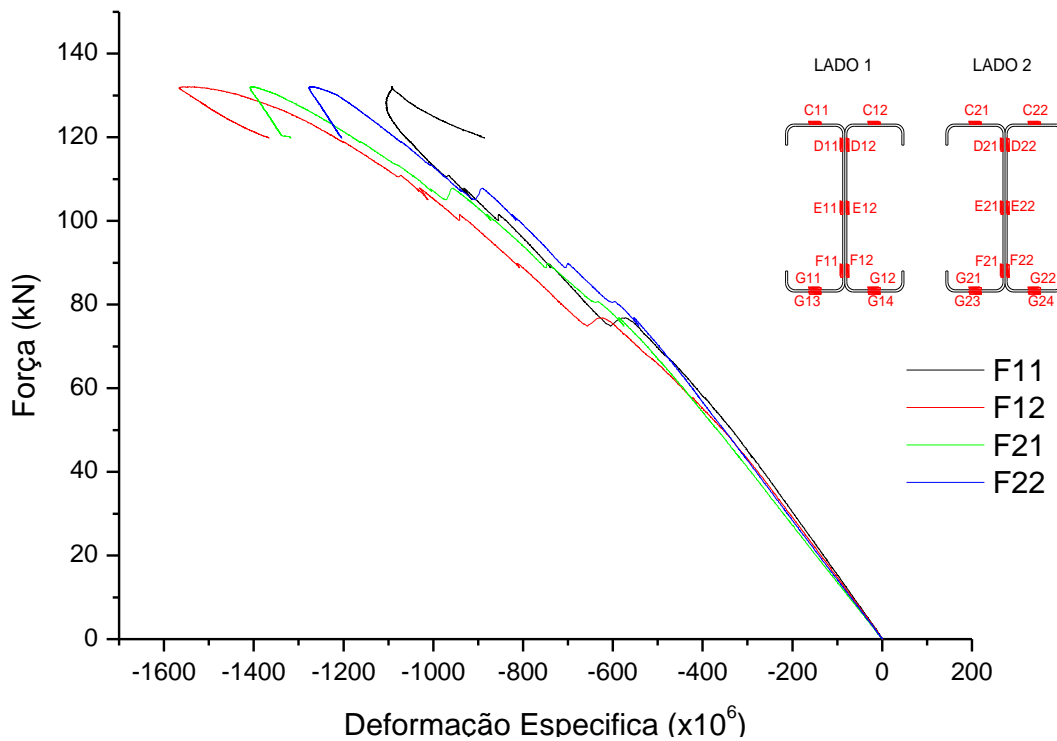


Figura A.8– Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível F)

Tabela A.9– Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível G ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	G11	G12	G13	G14	G21	G22	G23	G24
10	-75	-77	-77	-77	-85	-85	-86	-79
20	-155	-161	-158	-158	-172	-171	-174	-160
30	-232	-243	-237	-240	-256	-259	-258	-239
40	-311	-328	-318	-323	-339	-344	-342	-319
50	-404	-425	-411	-419	-428	-435	-432	-401
60	-504	-537	-515	-532	-519	-530	-523	-490
70	-617	-656	-635	-652	-617	-635	-624	-587
80	-794	-857	-822	-856	-735	-760	-746	-705
90	-912	-993	-945	-988	-904	-942	-929	-881
100	-1033	-1134	-1067	-1120	-1032	-1075	-1058	-1005
110	-1213	-1325	-1241	-1292	-1252	-1293	-1286	-1205
120	-1387	-1525	-1405	-1469	-1420	-1501	-1459	-1376
132	-1588	-1791	-1677	-1803	-1606	-1849	-1720	-1654

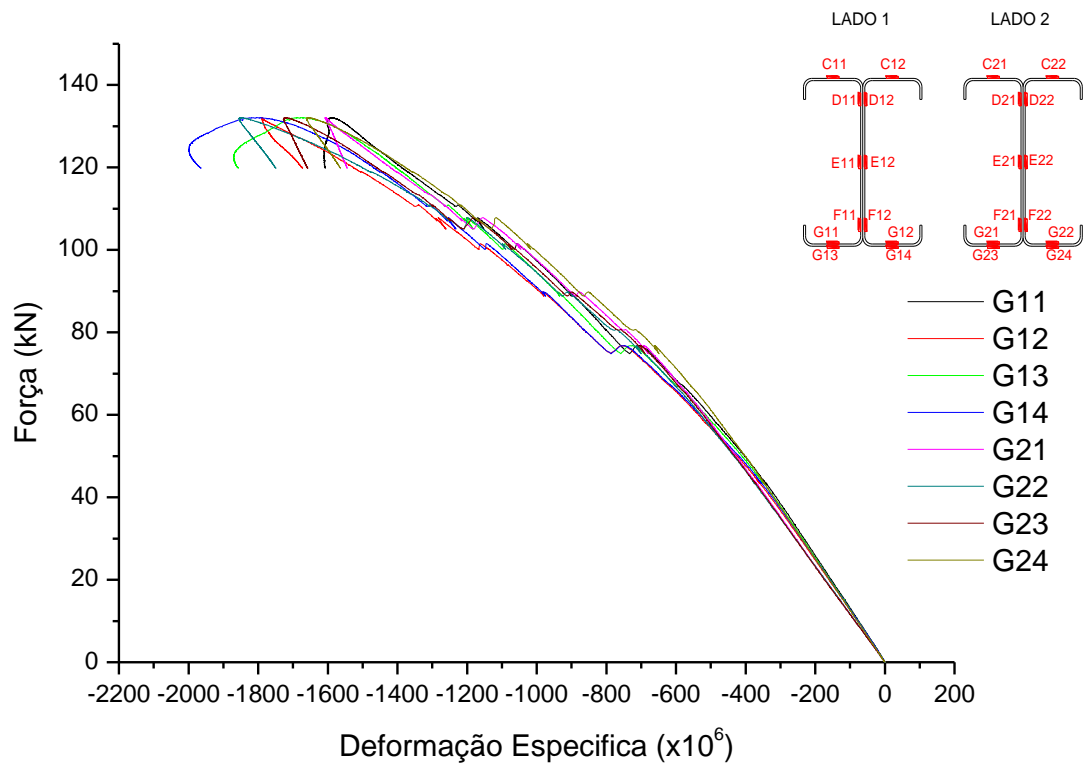


Figura A.9– Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível G)



Tabela A.10– Deformação específica indicada pelas rosetas - modelo soldado ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	E21-0°	E21-45°	E21-90°	E22-0°	E22-45°	E22-90°
10	-37	19	16	-31	24	13
20	-74	39	32	-62	51	25
30	-110	59	48	-93	75	38
40	-147	79	63	-124	99	51
50	-181	101	81	-151	127	66
60	-214	128	99	-177	156	81
70	-243	157	117	-198	187	97
80	-275	192	134	-219	224	112
90	-301	203	140	-229	239	117
100	-33	228	152	-248	268	127
110	-369	229	140	-260	275	109
120	-435	252	140	-283	308	116
130	-581	224	103	-333	323	129

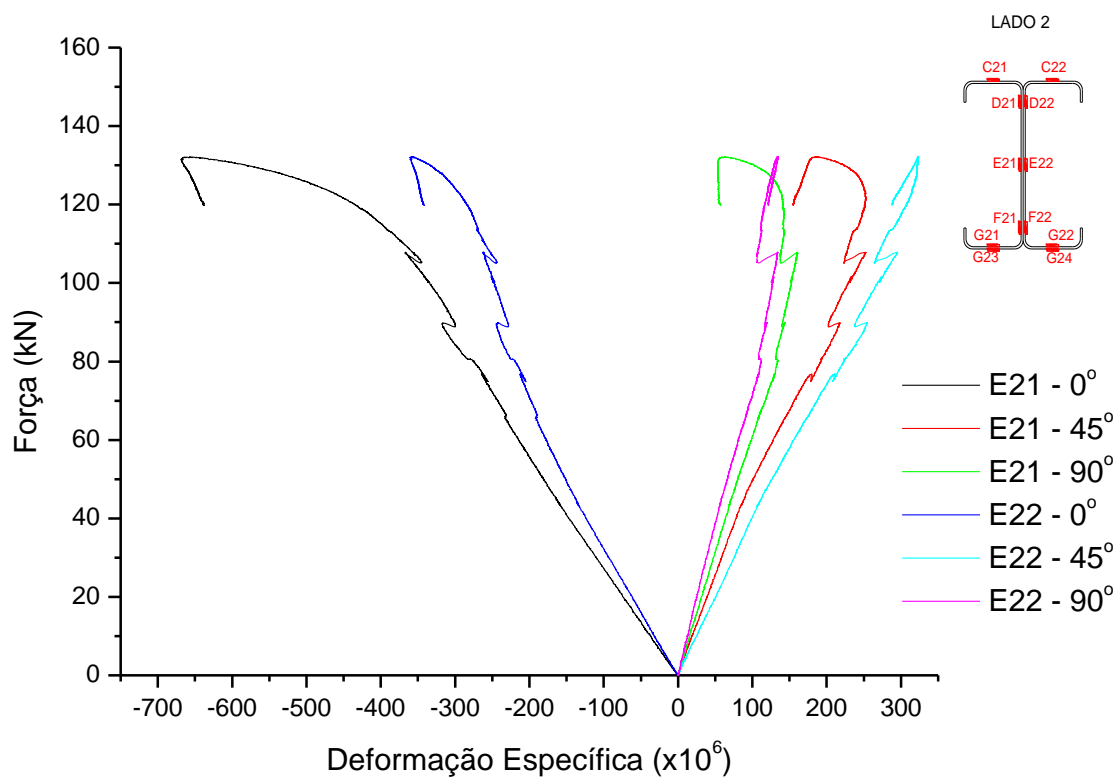


Figura A.10– Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível E - roseta)

## **APÊNDICE B**

**Resultados experimentais do modelo parafusado**







O apêndice B complementa os resultados contidos na dissertação, apresentando em forma de gráficos e tabelas os resultados obtidos nos ensaios das vigas. A aquisição dos dados foi feita a cada um segundos, porém nas Tabelas os resultados são apresentados a cada 10kN e na força máxima.

Tabela B.1– Deslocamentos medidos pelos transdutores posicionados nas vigas (mm)

Força (kN)	T1	T2	T3	T4	T5	T6
10	0,791	0,942	1,08	1,07	0,981	0,868
20	1,14	1,39	1,62	1,58	1,39	1,09
30	1,39	1,76	2,14	2,08	1,72	1,2
40	1,58	2,44	3,27	3,15	2,36	1,32
50	1,76	3,81	5,85	5,69	3,65	1,41
60	1,88	5,55	9,18	8,94	5,32	1,46
70	1,99	6,74	11,5	11,1	6,47	1,49
80	2,07	7,66	13,1	12,7	7,33	1,54
90	2,15	8,46	14,7	14,3	8,16	1,58
100	2,22	9,39	16,3	15,8	9,02	1,63
110	2,31	10,4	18,3	17,8	10,1	1,71
120	2,38	11,6	20,5	20,1	11,3	1,82
133,5	2,53	14,15	25,37	25,06	14,06	2,14

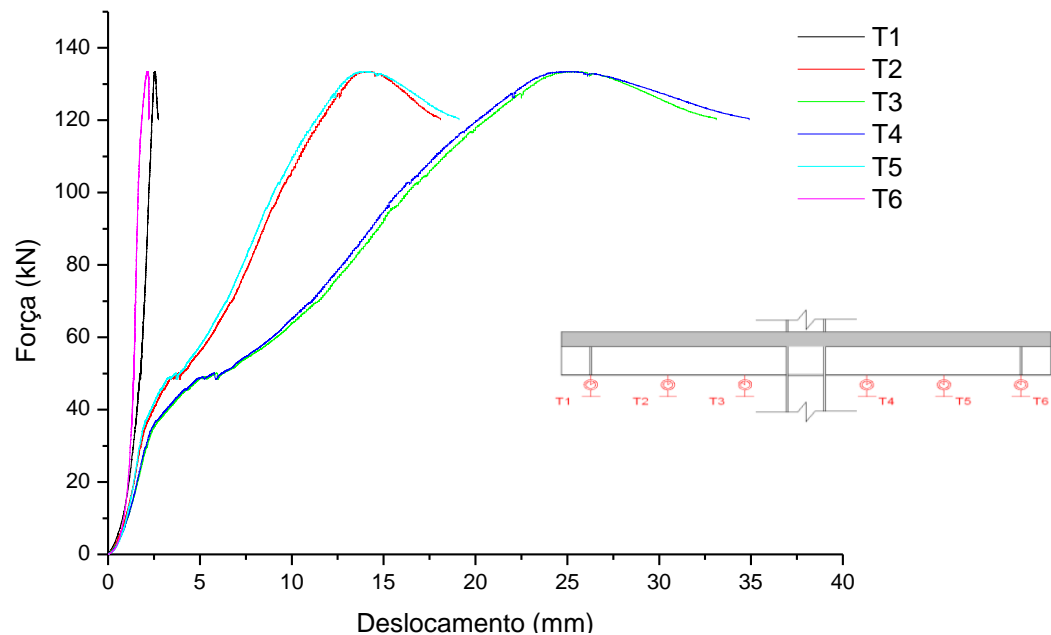


Figura B.1– Gráfico Força x Deslocamento das vigas

Tabela B.2– Deslocamentos medidos pelos transdutores posicionado nos pilares (mm)

Força (kN)	T7	T8
10	0,02	0,04
20	-0,01	0,01
30	-0,02	-0,02
40	-0,03	-0,048
50	-0,03	-0,11
60	-0,23	-0,47
70	-0,33	-0,67
80	-0,38	-0,67
90	-0,45	-0,81
100	-0,53	-0,92
110	-0,57	-0,98
120	-0,61	-1,04
133,5	-0,49	-0,79

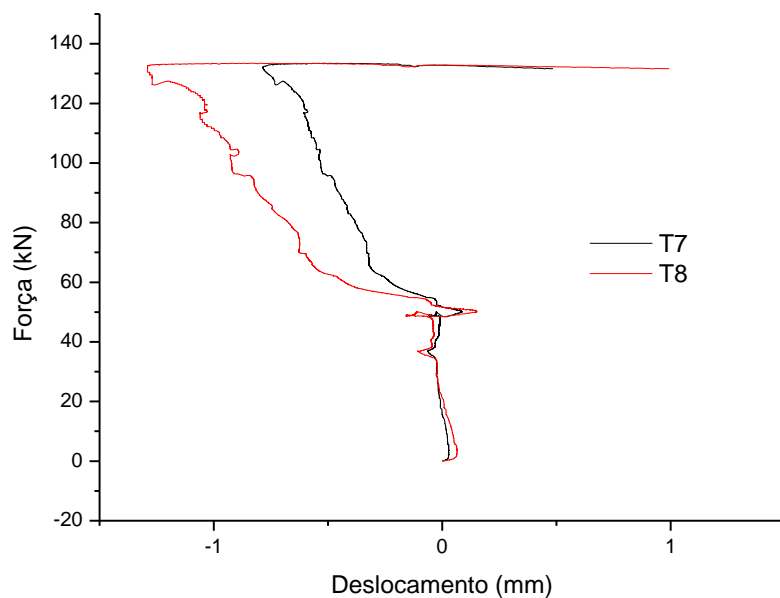


Figura B.2 – Gráfico Força x Deslocamento dos pilares

Tabela B.3 – Deformação específica indicada pelos extensômetros colados nas armaduras nível A ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	A11	A12	A13	A14	A21	A22	A23	A24
10	22,3	14,7	16,6	15,7	19,5	15,7	18	18,1
20	44,6	31,8	33,2	31,8	38,9	33,2	35,5	36,6
30	64,1	52,7	47	44,6	51,3	52,7	43,6	57,5
40	75,5	61,2	63,6	55,1	65,5	61,2	59,7	73,6
50	141	530	160	128	300	111	219	241
60	1150	1310	1180	739	978	1200	1100	1170
70	1580	1660	1600	1440	1330	1590	1550	1480
80	1950	1830	1920	1950	1630	1950	1890	1690
90	2300	2100	2170	2270	1910	2130	2230	1960
100	2520	2330	2310	2590	2170	2430	2490	2260
110	2630	2550	2360	2650	2350	2620	2550	2630
120	2760	2730	2480	2770	2420	2750	2660	2750
133,5	2957	2793	2718	2955	2649	2956	3018	3044

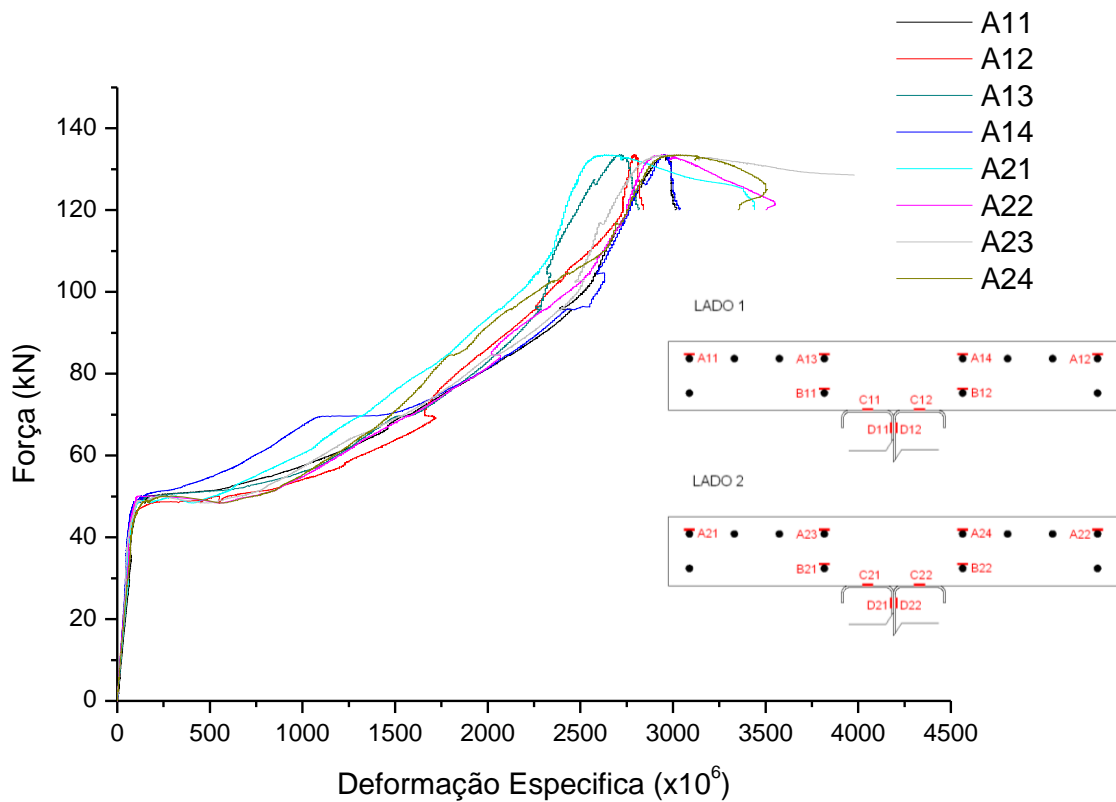


Figura B.3– Gráfico Força x Deformação específica das armaduras (nível A)



Tabela B.4 – Deformação específica indicada pelos extensômetros colados nas armaduras nível B ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	B11	B12	B21	B22
10	-8,11	-5,7	-10,4	-12,4
20	-15,7	-12,8	-19,4	-21,9
30	-19,1	-15,7	-17,1	-28
40	-12,4	-6,18	-14,2	-16,2
50	-21	-7,6	-32,7	-44,2
60	58,2	0,475	41,3	47
70	83	127	95,8	74,6
80	108	255	175	84,6
90	128	322	263	116
100	172	410	309	127
110	182	396	302	134
120	204	413	325	138
133,5	252	481	362	165

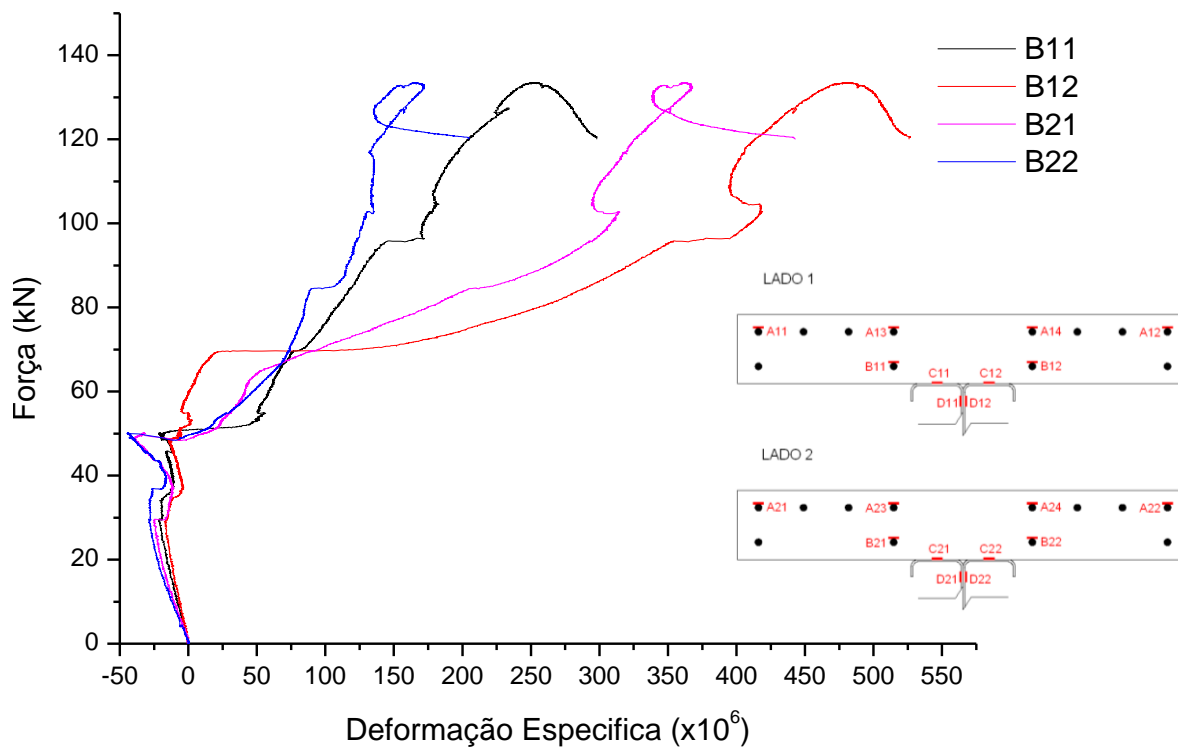


Figura B.4– Gráfico Força x Deformação específica das armaduras (nível B)

Tabela B.5 – Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível C ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	C11	C12	C21	C22
10	-7,13	-9,51	-11,4	-11,9
20	-12,8	-17,1	-19	-20
30	-15,2	-21,4	-18,1	-21,4
40	-5,23	-13,3	-15,2	-14,3
50	-18,1	-21,4	28,5	21,9
60	138	117	112	141
70	170	152	156	182
80	202	182	195	215
90	233	212	242	263
100	331	294	278	299
110	424	409	382	381
120	470	456	469	475
133,5	593	584	515	578

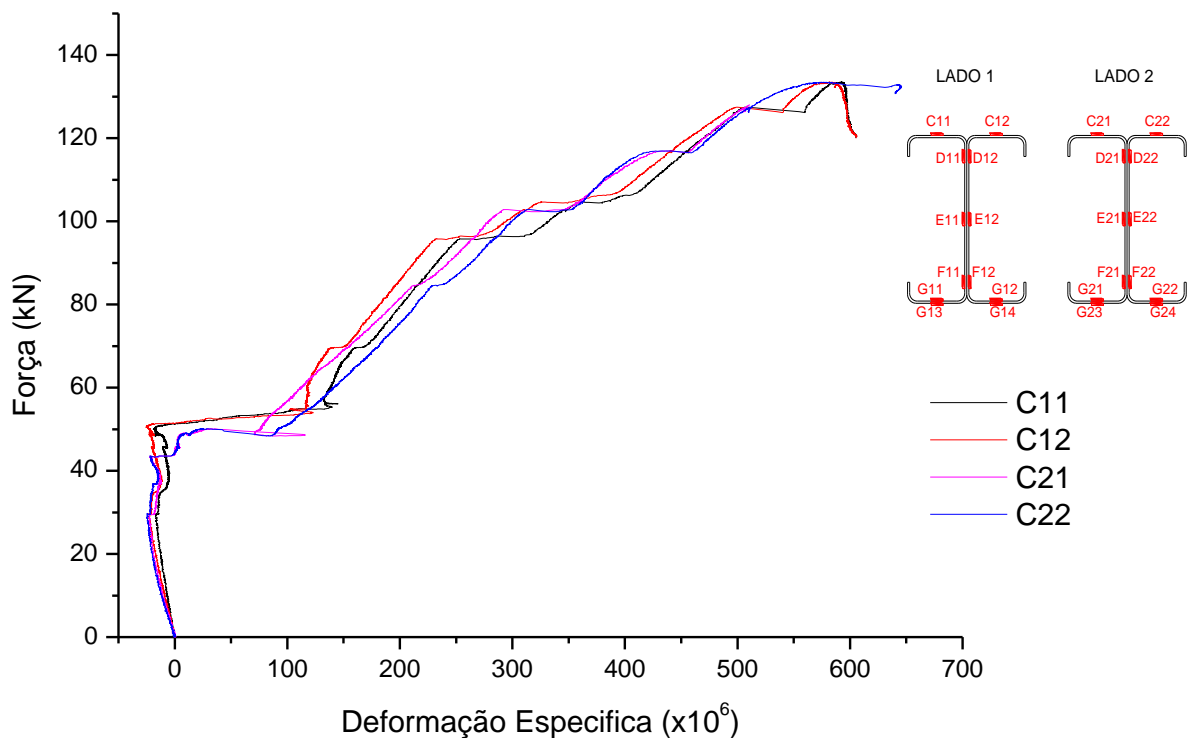


Figura B.5 – Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível C)

Tabela B.6 – Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível D ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	D11	D12	D21	D22
10	-13,3	-10,9	-12,4	-11,4
20	-24,7	-22,3	-21,9	-19
30	-34,7	-26,6	-25,2	-18,1
40	-35,6	-22,3	-23,8	-10,5
50	-46,1	-31,8	-13,3	2,85
60	34,7	42,8	54,7	77,9
70	60,8	70,8	87	111
80	80,8	92,7	112	138
90	96,9	113	145	176
100	169	190	173	207
110	271	303	263	304
120	306	349	360	411
133,5	403	493	124	442

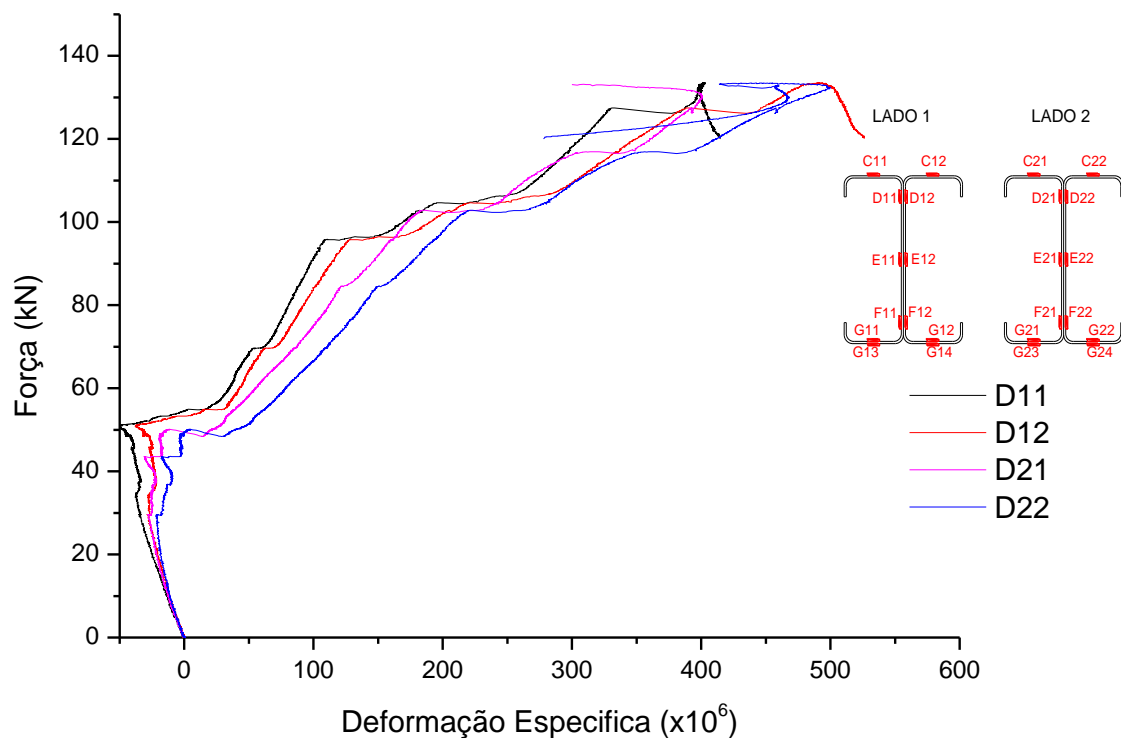


Figura B.6 – Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível D)

Tabela B.7– Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível E ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	E11	E12	E21	E22
10	-19,5	-23,7	-16	-15,5
20	-33,2	-42,7	-29,2	-30,6
30	-44,6	-61,7	-46,7	-49,4
40	-59,3	-85,9	-69,3	-73,4
50	-73,1	-104	-94,3	-105
60	-97,3	-138	-133	-143
70	-110	-157	-158	-174
80	-127	-179	-181	-200
90	-142	-201	-208	-225
100	-154	-221	-236	-247
110	-177	-246	-265	-266
120	-221	-277	-316	-278
133,5	-415	-272	-926	670

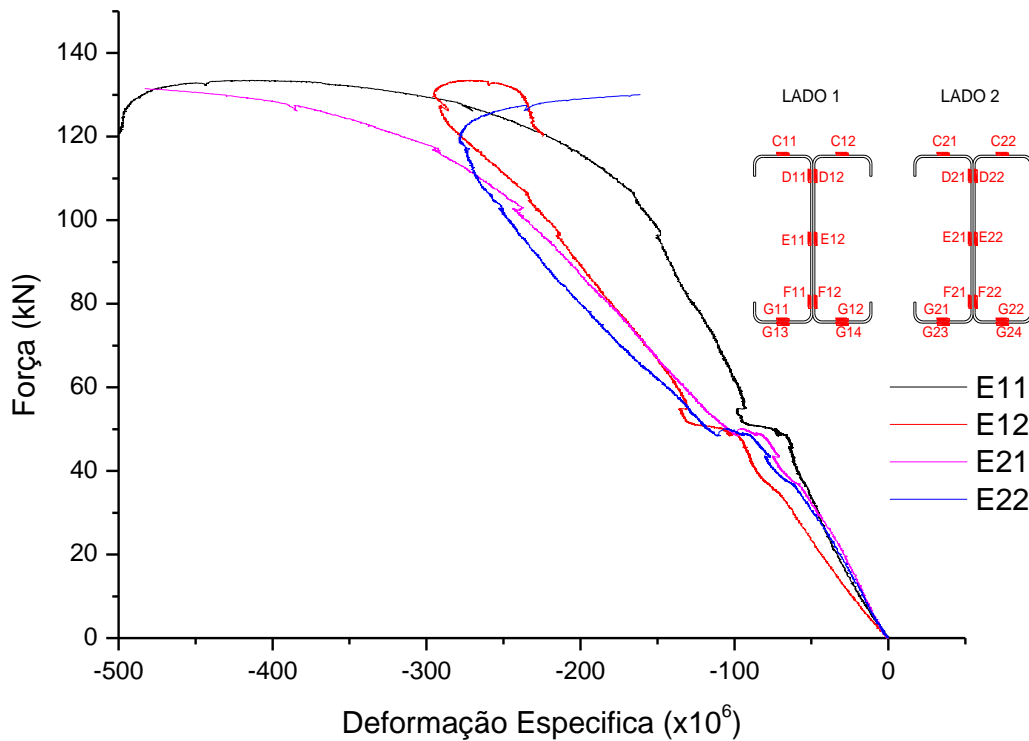


Figura B.7 – Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível E)

Tabela B.8– Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível F ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	F11	F12	F21	F22
10	-62,6	-63,9	-57,1	-52,3
20	-125	-127	-123	-111
30	-196	-197	-210	-186
40	-315	-308	-334	-296
50	-446	-422	-451	-412
60	-628	-576	-626	-587
70	-776	-704	-764	-720
80	-903	-819	-893	-841
90	-1030	-928	-1030	-970
100	-1180	-1060	-1170	-1090
110	-1360	-1210	-1330	-1240
120	-1510	-1340	-1520	-1370
133,5	-1800	-1529	-2966	-478

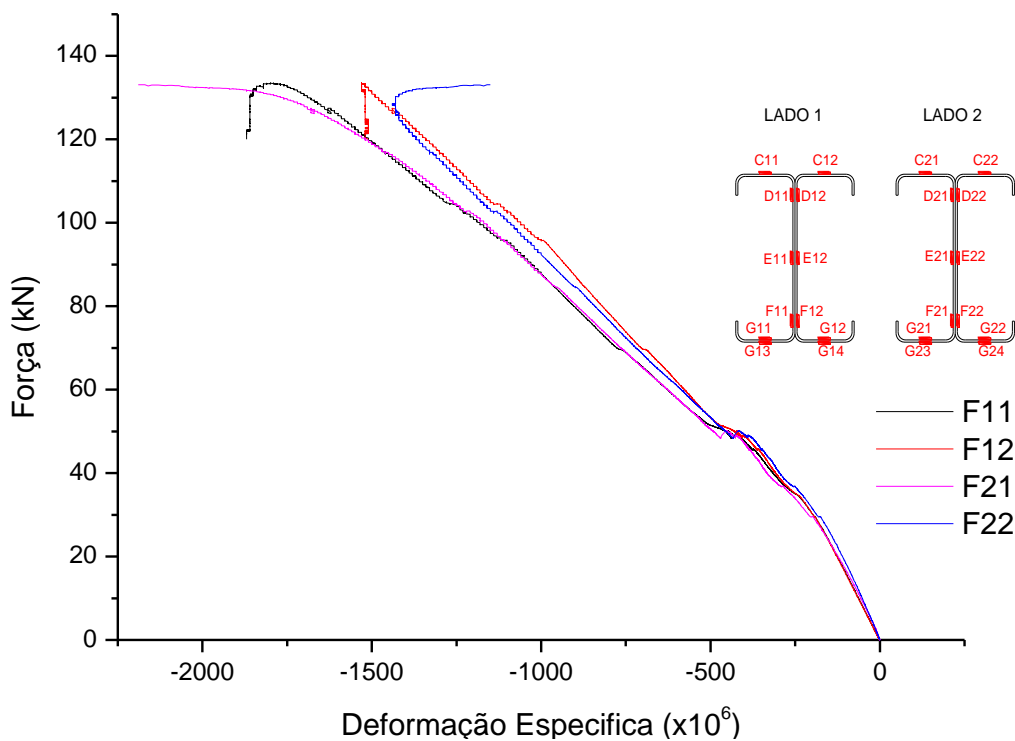


Figura B.8 – Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível F)

Tabela B.9– Deformação específica indicada pelos extensômetros - nível G ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	G11	G12	G13	G14	G21	G22	G23	G24
10	-94,1	-112	-73,6	-76,8	-94,9	-106	-54,1	-58,4
20	-192	-226	-145	-153	-191	-222	-110	-128
30	-310	-348	-224	-229	-286	-367	-171	-230
40	-463	-509	-309	-309	-398	-542	-237	-333
50	-621	-652	-362	-329	-485	-741	-264	-369
60	-827	-824	-467	-382	-655	-973	-369	-438
70	-1070	-956	-592	-434	-835	-1130	-489	-475
80	-1260	-1130	-692	-508	-1010	-1280	-613	-525
90	-1410	-1320	-781	-594	-1190	-1460	-747	-605
100	-1560	-1560	-875	-721	-1350	-1630	-869	-682
110	-1700	-1810	-984	-864	-1520	-1830	-1010	-789
120	-1800	-2010	-1070	-953	-1700	-2030	-1150	-887
133,5	-2079	-2352	-1194	-958	-1876	-3007	-2189	-1218

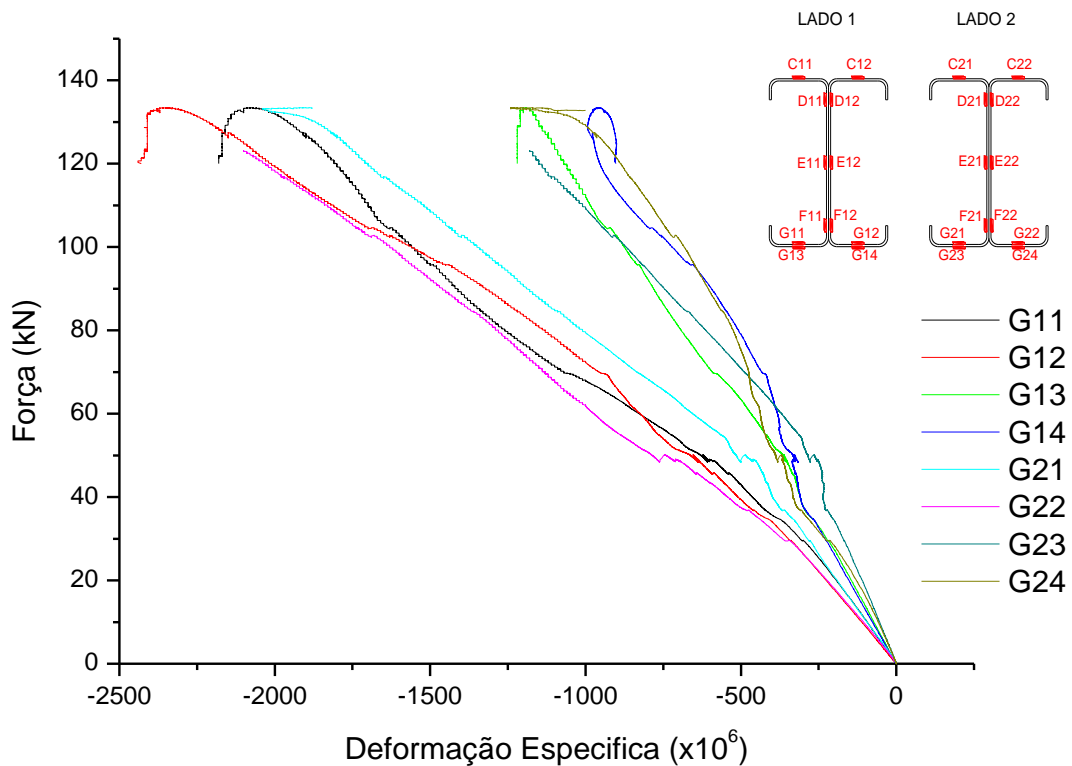


Figura B.9 – Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível G)

Tabela B.10– Deformação específica indicada pelas rosetas - modelo soldado ( $\times 10^6$ )

Força (kN)	E21-0°	E21-45°	E21-90°	E22-0°	E22-45°	E22-90°
10	-16	12	15	-16	7	6
20	-29	28	30	-31	17	9
30	-47	60	52	-49	40	11
40	-69	103	77	-73	65	6
50	-105	85	90	-118	47	10
60	-133	100	110	-143	57	25
70	-158	125	130	-174	72	47
80	-181	162	152	-200	98	73
90	-208	196	180	-225	128	104
100	-236	238	211	-247	166	142
110	-265	284	234	-266	204	183
120	-316	343	255	-278	274	251
130	-433	428	257	-163	390	421

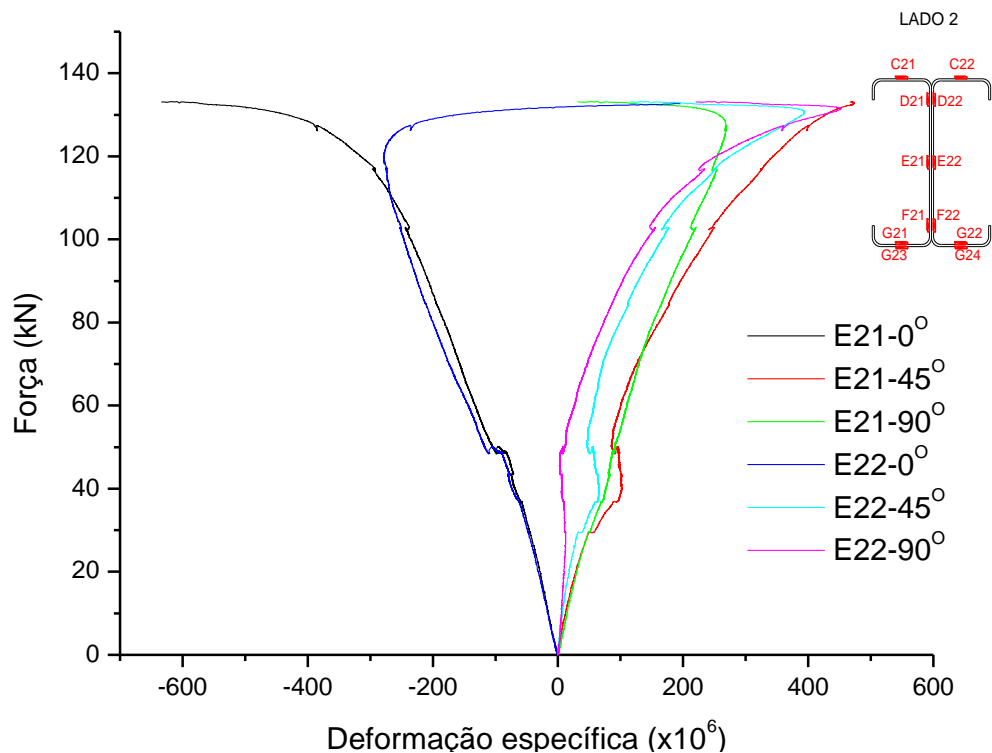


Figura B.10– Gráfico Força x Deformação específica do perfil (nível E - rosetas)

# **APÊNDICE C**

## **Exemplo comparativo**









No Anexo C é apresentado um exemplo comparativo de um sistema de vigas mistas contínuas (modelo soldado), semicontínuas (modelo parafusado) e biapoiadas, com 5 metros de vão conforme mostra a Figura C.1 e com as mesmas características dos modelos experimentais, considerando uma carga  $q = 20 \text{ kN/m}$ .

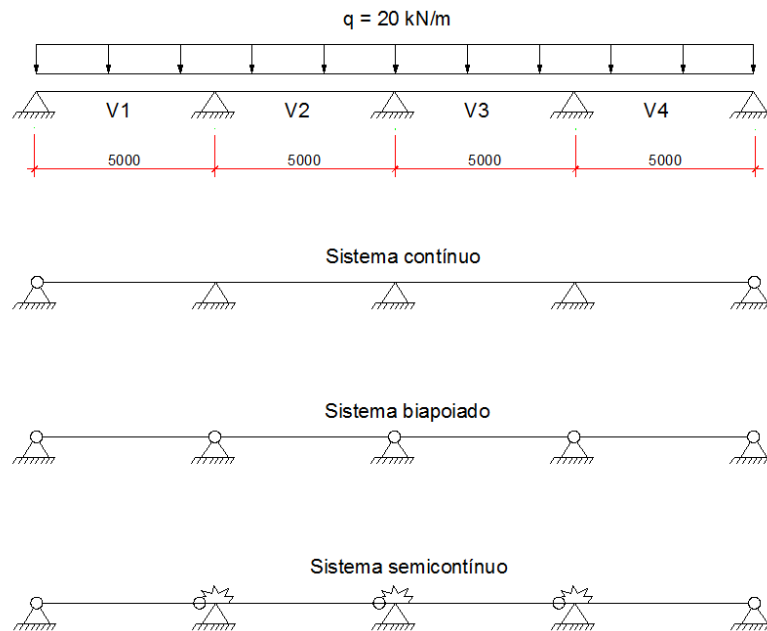


Figura C.1– Modelos de viga mista

Para o sistema contínuo e semicontínuo foi adotado um momento de inércia na região de momento negativo, considerando o modelo fissurado no trecho dos apoios internos com comprimento igual a  $1/4$  da soma dos vãos adjacentes, e uma inércia no trecho de momento positivo considerando o modelo não fissurado, como mostra a Figura C.2.

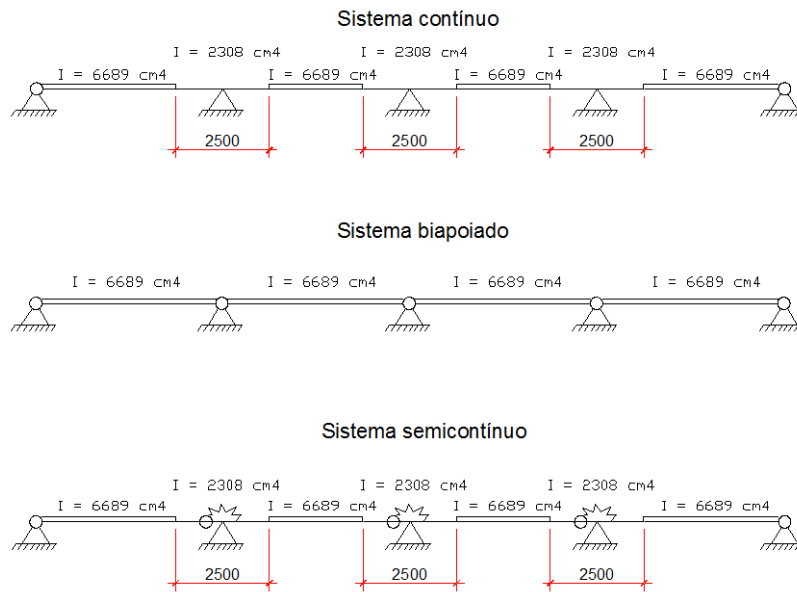


Figura C.2– Momento de Inércia dos modelos

Para obtenção dos esforços e deslocamentos foi utilizado o programa STRAP. No caso do modelo semicontínuo foi introduzido um vínculo em uma das extremidades das vigas, sendo a constante de mola rotacional  $C$  igual à metade da rigidez  $M/\theta$  determinada para o modelo parafusado no item 4.2.3, pois o modelo possui uma ligação para cada lado do apoio.

Os valores dos momentos fletores e deslocamentos obtidos são apresentados nas Figuras C.3 e C.4.

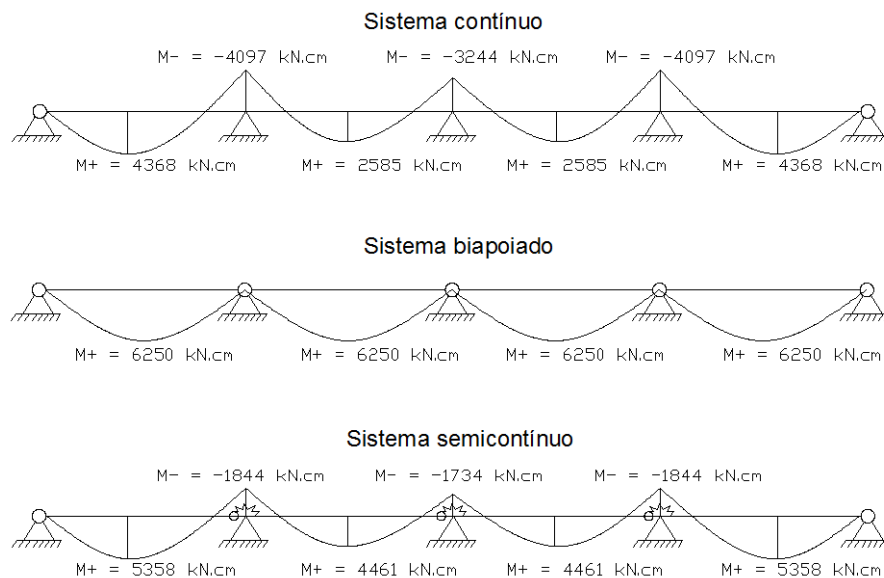
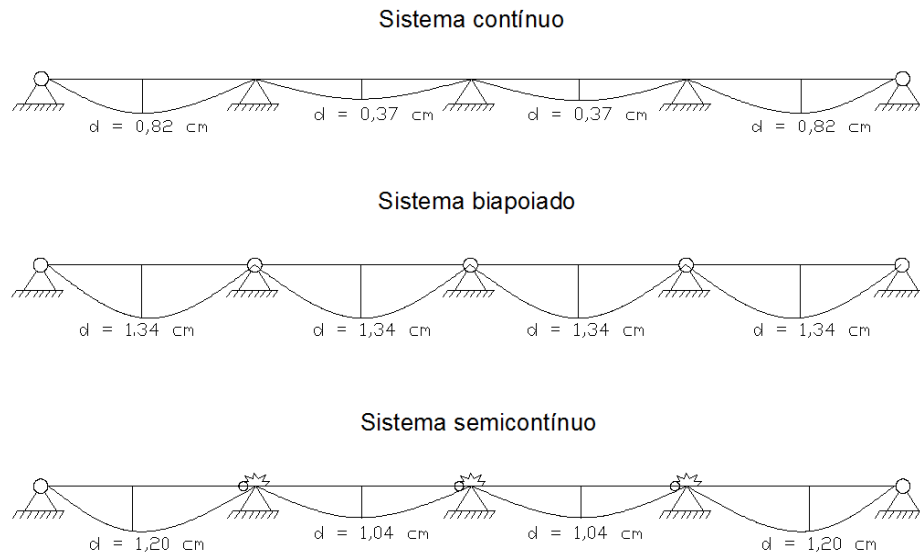


Figura C.3– Momento fletores



**Figura C.4– Deslocamentos**

O sistema semicontínuo apresentou momentos fletores aproximadamente iguais à média dos valores obtidos no sistema contínuo e biapoiado. Para os deslocamentos um valor aproximadamente 10% inferior ao modelo biapoiado nos tramos de extremidade, e de 22% inferior nos tramos internos.

Portando é possível observar que o tipo de ligação utilizado no sistema semicontínuo (modelo parafusado) promove uma distribuição desejável dos momentos fletores, apresentando valores de momentos negativos substancialmente menores que os do sistema contínuo, momentos positivos menores que o sistema biapoiado, e ainda uma redução nos deslocamentos verticais.