

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**LIGAÇÕES MISTAS VIGA-PILAR –
ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL**

Luciana Maria Bonvino Figueiredo
Orientador: Prof. Assoc. Roberto Martins Gonçalves

Tese apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São
Paulo, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Doutor em
Engenharia de Estruturas

São Carlos
2004

Ao Sandro, com muito amor

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Roberto Martins Gonçalves, por ter acreditado em mim e neste trabalho. Por ter me ensinado o valor de andar com meus próprios passos. Pela orientação precisa e madura.

Aos amigos Yuri Ivan Maggi e Gustavo Alves Tristão pela colaboração e amizade.

Ao Professor Takeya pelas sugestões na etapa de elaboração programa experimental.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas: Amaury, Fabiano, Luiz Vareda, Mário, Mauri, Valdemir e Valdir, pela dedicação e paciência.

À empresa Holdercim pela doação do cimento utilizado nos modelos ensaiados.

Ao Francisco pelos desenhos de detalhamento do programa experimental.

Às funcionárias Rosi Jordão e Maria Nadir Minatel por terem sido tão prestativas e atenciosas em muitos momentos.

Aos Professores do Departamento de Engenharia de Materiais, da Universidade Federal de São Carlos, Valter Libardi, José Roberto Gonçalves e José Sérgio Komatsu.

Aos amigos dos velhos tempos, Faustino, Suzana, Anamaria, Kristiane, Osvaldo, Gabriela e Vanessa.

Aos amigos Larissa, Fabiana, Sandra, Josafá e Wesley pela amizade que permite dividir as alegrias e atribulações do dia-a-dia.

Aos amigos Gláucia e Marcos pelo carinho de família.

À Luciana Bernasconi, pela amizade de todas as horas.

Ao Paulinho, Silvete e Gisele, amigos que fiz para a vida inteira e que tornaram a estadia em Poços de Caldas tão agradável durante o ano que lecionei na PUC-Minas.

A toda minha família: meus pais, Sônia e Jesus, pelo exemplo que sempre foram em minha vida; meus irmãos, Fernando e Henrique, Mara e minha querida Laurinha.

Meus avós e tios que sempre estiveram tão presentes.

À família do Sandro, que se tornou minha família também.

E ao Sandro, a quem eu dediquei este trabalho, pelo apoio, carinho e companheirismo.

SUMÁRIO

<i>RESUMO</i>	<i>i</i>
<i>ABSTRACT</i>	<i>ii</i>
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 <i>Generalidades</i>	1
1.2 <i>Estruturas mistas aço-concreto</i>	6
1.3 <i>Ligações mistas</i>	9
1.4 <i>Pesquisas em ligações viga-pilar em estruturas de aço no Brasil</i>	11
1.5 <i>Objetivos e justificativas</i>	13
1.6 <i>Metodologia</i>	15
1.7 <i>Apresentação dos capítulos</i>	16
2. LIGAÇÕES MISTAS AÇO CONCRETO.....	18
2.1 <i>Generalidades</i>	18
2.2 <i>Ligações mistas - apresentação</i>	18
2.3 <i>Comportamento de ligações mistas aço-concreto</i>	20
2.3.1 <i>Primeiras pesquisas em ligações mistas aço concreto</i>	20
2.3.2 <i>Comportamento M-ϕ das ligações mistas</i>	22
2.4 <i>Parâmetros internos à ligação que influenciam no seu comportamento</i>	24
2.4.1 <i>Comportamento da ligação em aço</i>	25
2.4.2 <i>Laje de concreto armado</i>	26
2.4.3 <i>Partes dos perfis da viga e do pilar</i>	29
2.4.4 <i>Enrijecedor de alma do pilar</i>	29
2.5 <i>Parâmetros externos à ligação que influenciam no seu comportamento</i>	30
2.5.1 <i>Ligação laje-viga - Conectores de cisalhamento</i>	31
2.5.2 <i>Tipo de carregamento (simétrico ou assimétrico) e posição da ligação na estrutura (pilar interno ou de extremidade)</i>	33
2.5.3 <i>Tipos de construção: escorada ou não escorada</i>	35
2.6 <i>Revisão Bibliográfica</i>	35
3. MODELOS PARA PREVISÃO DA CURVA M- ϕ EM LIGAÇÕES MISTAS AÇO-CONCRETO....	49
3.1 <i>Generalidades</i>	49
3.2 <i>Método de dimensionamento de ligações com chapa de topo pelo Eurocode 350</i>	

3.2.1	Modelo de T-equivalente.....	52
3.2.2	Apresentação dos componentes básicos.....	55
3.2.3	Comentários gerais sobre o modelo do Eurocode 3.....	63
3.3	<i>Cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo</i>	65
3.3.1	Li, Nethercot & Choo (1996b).....	65
3.3.1.1	Equações simplificadas do Eurocode 3.....	65
3.3.1.2	Ligações com carregamento simétrico.....	68
3.3.1.3	Ligações com carregamento não simétrico.....	70
3.3.1.4	Determinação do momento resistente da ligação.....	74
3.3.2	Ahmed & Nethercot (1996).....	75
3.3.3	Comentários sobre os métodos de cálculo do momento resistente da ligação mista.....	82
3.4	<i>Previsão da rigidez inicial e da capacidade rotacional de ligações mistas com chapa de topo</i>	83
3.4.1	Métodos de cálculo da rigidez inicial de ligações mistas.....	83
3.4.2	Método proposto por Ahmed & Nethercot (1997) para cálculo da rigidez inicial de ligações com chapa de topo.....	86
3.4.2.1	Equação para Rigidez Inicial.....	86
3.4.2.2	Escolha dos parâmetros chave:.....	87
3.4.2.3	Validação da equação proposta.....	89
3.4.3	Métodos para cálculo da capacidade rotacional de ligações mistas.....	89
3.4.4	Método proposto por Ahmed & Nethercot (1997) para cálculo da capacidade rotacional de ligações mistas com chapa de topo.....	90
3.4.5	Comportamento global.....	91
3.4.6	Comentários sobre o método de cálculo da rigidez inicial e da capacidade rotacional de ligações mistas com chapa de topo.....	91
4.	MÉTODO PARA DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE DE LIGAÇÕES MISTAS COM CHAPA DE TOPO ESTENDIDA.....	92
4.1	<i>Apresentação</i>	92
4.2	<i>Análise crítica do método de cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo estendida</i>	99
5.	ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	101
5.1	<i>Preliminares</i>	101

5.2	<i>Descrição dos modelos</i>	102
5.3	<i>Esquema de ensaio</i>	110
5.3.1	Modelos cruciformes	110
5.3.2	Modelos em T:.....	114
5.4	<i>Montagem dos modelos</i>	117
5.4.1	Modelos cruciformes	117
5.4.2	Modelos em “T”	121
5.5	<i>Instrumentação</i>	123
5.5.1	Extensômetros	123
5.5.2	Transdutores de deslocamento	125
5.5.3	Inclinômetros.....	128
5.6	<i>Ensaio de caracterização dos materiais</i>	129
5.7	<i>Procedimento de ensaio</i>	129
6.	ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	131
6.1	<i>Preliminares</i>	131
6.2	<i>Resultados obtidos nos ensaios dos modelos cruciformes</i>	135
6.2.1	Rotação da ligação.....	135
6.2.2	Curvas momento x rotação da chapa e da viga	142
6.2.3	Deformações na viga	146
6.2.4	Deformações na armadura.....	151
6.3	<i>Resultados obtidos nos ensaios dos modelos em T</i>	152
6.3.1	Curvas momento x rotação da chapa e da viga	152
6.3.2	Deformações na viga	155
6.4	<i>Análise comparativa dos resultados</i>	156
6.4.1	Modelos cruciformes de aço.....	157
6.4.2	Modelos cruciformes mistos.....	158
6.4.3	Modelos cruciformes x modelos T	161
6.4.4	Modelos cruciformes em aço x misto.....	163
7.	MODELOS NUMÉRICOS PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO MISTA... 171	
7.1	<i>Generalidades</i>	171
7.2	<i>Modelagem de ligações em elementos finitos</i>	172
7.3	<i>Aspectos gerais da Modelagem numérica</i>	174
7.3.1	Modelos desenvolvidos	174

7.3.2	Elementos finitos utilizados	174
7.3.3	Materiais associados aos elementos finitos	177
7.3.4	Restrições e acoplamento de nós	178
7.3.5	Carregamento	180
7.4	<i>Modelos SJS1 e CJS1 de Ahmed, li & nethercot (1995)</i>	180
7.4.1	Características dos modelos	180
7.4.2	Materiais	181
7.4.3	Parafusos.....	182
7.4.4	Carregamento	182
7.4.5	Resultados	183
7.5	<i>Modelos CTA-C e CTM-C</i>	189
7.5.1	Características dos modelos	189
7.5.2	Materiais	190
7.5.3	Parafusos.....	191
7.5.4	Carregamento	192
7.5.5	Resultados	193
7.6	<i>Comentários finais sobre a modelagem numérica</i>	197
8.	CONCLUSÕES	198
9.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	202
9.1	<i>Bibliografia básica</i>	202
9.2	<i>Bibliografia complementar</i>	206

ANEXO I: Cálculos analíticos

ANEXO II: Instrumentação dos modelos ensaiados

ANEXO III: Traço do concreto

ANEXO IV: Ensaio de caracterização dos materiais

RESUMO

FIGUEIREDO, L.M.B. (2004) *Ligações mistas viga-pilar – Análise teórica e experimental*. São Carlos. Tese (Doutorado). 253p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Uma ligação em estruturas de aço é denominada mista quando considera-se a contribuição da laje no seu comportamento. Assim, além do detalhe da ligação em aço, outros parâmetros interferem no comportamento da ligação mista, como a taxa de armadura e o nível de interação entre a laje e a viga de aço. Os métodos de cálculo de ligações mistas derivam do Método dos Componentes proposto pelo Eurocode 3 para cálculo de ligações em aço. Apresenta-se uma adaptação de um destes métodos para cálculo de ligações mistas que representam a realidade brasileira em termos de perfis e detalhes de ligação. Foi elaborado um programa experimental de caráter exploratório envolvendo ligações mistas com chapa de topo estendida. Foram ensaiados modelos simulando pilares internos e pilares de canto. Um modelo numérico foi desenvolvido utilizando o programa Ansys, que permite a análise destas ligações de maneira simples e satisfatória. Os resultados experimentais foram confrontados com os resultados da análise numérica e com os valores obtidos a partir do modelo analítico.

Palavras chave: ligações mistas viga-pilar, ligações em estruturas de aço, chapa de topo

ABSTRACT

FIGUEIREDO, L.M.B. (2004) *Composite beam-column connection* – Theoretical and experimental analysis. São Carlos. Thesis (Doctorate). 253p. São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, Brazil.

A composite joint is a joint between a composite beam and a steel or composite column in which reinforced concrete slab is take into account. The moment-rotation relationship of composite joints depends on a significant number of parameters besides the type and configuration of the steel connection, as for example: the amount of steel reinforcement of the slab and the degree of interaction between the slab and the steel beam section. Based on the Eurocode 3 method for bare steel connection (Components Method), some methods have been developed for prediction the moment capacities of composite connections. I this work, an adaptation of one of these methods has been developed in which steel sections and connections details common in Brazil are considered. A short experimental program was planed in order to understand the composite behaviour of extended end-plate composite beam-column connection. The test specimens were configured as cruciform type and cantilever type. Finally, a Finite Element model was built in Ansys software. The numerical modeling was found to have good approach with experimental results. Some analyses are done involving experimental, numerical and analytical results.

Keywords: composite connection, steel structures, beam-column connection, extended end-plate connection

1. INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

A análise de ligações mistas viga-pilar apresenta particularidades inerentes ao comportamento dos materiais que as compõem. Portanto, faz-se necessária primeiramente uma discussão sucinta sobre os conceitos que envolvem: (1) o estudo de ligações em estruturas de aço e, (2) as estruturas mistas. Reunindo conceitos, definições e considerações atreladas a estes dois assuntos, pode-se partir para a discussão do comportamento das ligações mistas viga-pilar. Complementando o assunto, ainda neste capítulo introdutório, aborda-se as pesquisas desenvolvidas no Brasil sobre ligações em estruturas de aço.

Na análise global de estruturas convencionais pode-se discretizar a estrutura em barras unidimensionais interligadas e os pontos de intersecção destas barras são chamados de pontos nodais (nós).

Porém, durante muito tempo, na análise dos elementos da estrutura considerou-se a ligação entre estes elementos como simples pontos nodais com comportamento idealizado de nó rígido ou rotulado.

Em um nó rígido considera-se que o ângulo entre os elementos permanece essencialmente o mesmo após a atuação do carregamento, ocorrendo a total transmissão de momento fletor. Já em um nó flexível, ou rotulado, não há transmissão de momento fletor e, portanto, ocorre alteração no ângulo entre os elementos. Este comportamento idealizado pode ser visualizado na Figura 1.1

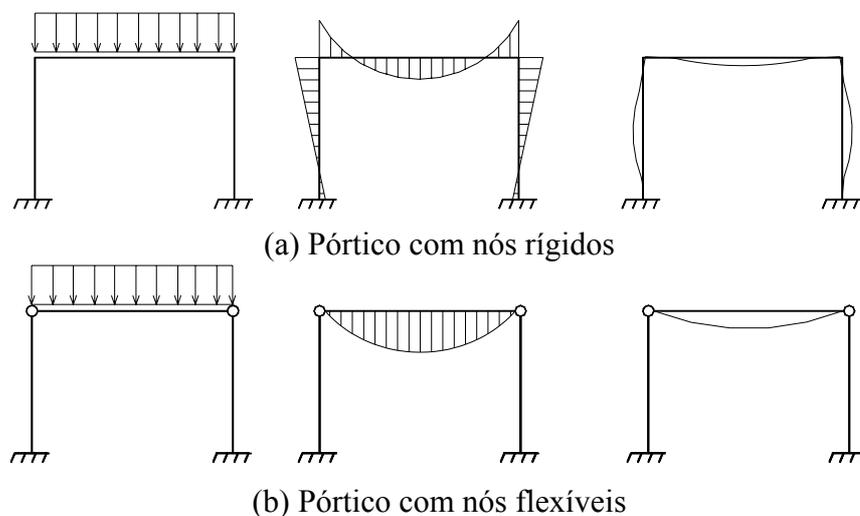


Figura 1.1 - Comportamento idealizado rígido e flexível

Entretanto, tanto pesquisas realizadas nesta área, quanto a prática demonstram a inadequação de classificar os nós somente como rígidos e flexíveis (ou rotulados). As pesquisas mostraram que esta classificação seguia conceitos muito imprecisos uma vez que correspondem a situações idealizadas, difíceis de serem atingidas em situações correntes. Para definir o comportamento intermediário usa-se o termo “*ligações semi-rígidas*”.

Nas estruturas metálicas as ligações possuem comportamento típico semi-rígido e, portanto, desempenham importante papel no comportamento global da estrutura. Prelorntzou (1991) salienta que as ligações entre as vigas e pilares em estruturas de aço, por não terem o monolitismo característico das estruturas convencionais de concreto (moldadas *in loco*), são origens de descontinuidades geométricas e mecânicas que devem ser observadas e tratadas com cuidado.

Nas estruturas metálicas devido à diversidade de configurações, meios e dispositivos de ligação não é possível obter-se um perfeito engastamento entre vigas e pilares, conduzindo a se admitir uma rigidez parcial das ligações. Normalmente, em pórticos de aço, o pilar é o elemento contínuo e as vigas estão conectadas a ele por ligações que podem ser de diferentes tipos, alguns dos quais mostrados na Figura 1.2.

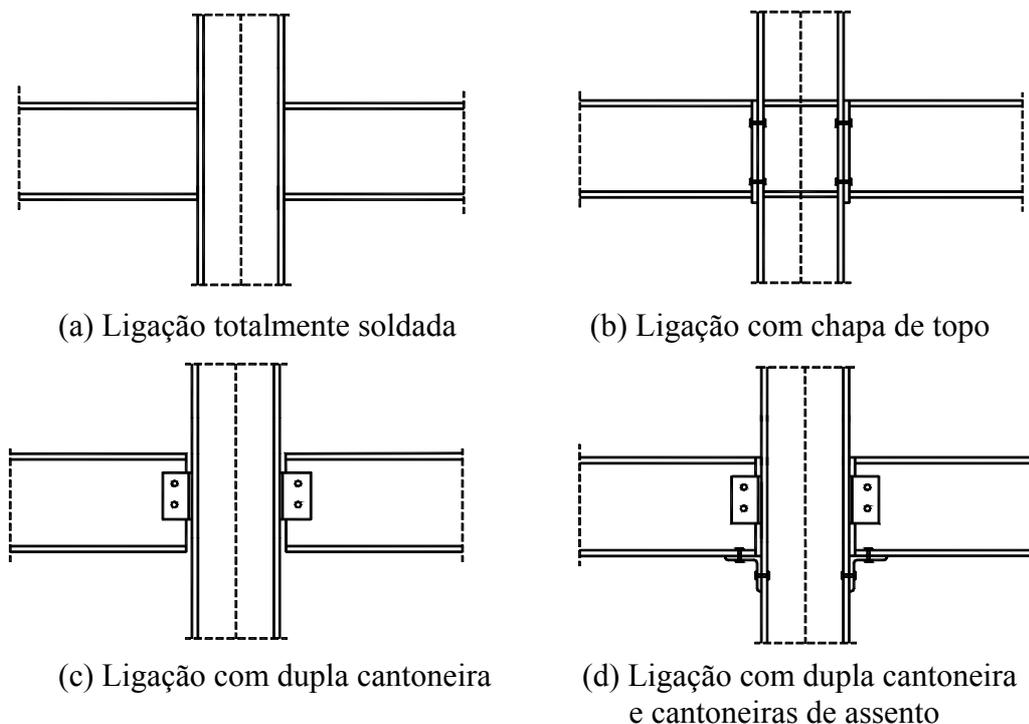


Figura 1.2 - Tipos de ligação em estruturas de aço

Para descrever o comportamento semi-rígido de uma ligação deve-se conhecer a resposta rotacional da mesma por meio de uma curva $M-\phi$, onde M é o momento na face do pilar e ϕ é a rotação relativa entre os eixos do pilar e da viga.

A possibilidade de prever esta curva para cada tipo de ligação é o objetivo principal das pesquisas nesta área já que é um dado que pode ser incluído em diferentes etapas do projeto estrutural. Primeiramente porque o comportamento de um pórtico (esforços e deslocamentos) será dependente, entre outros fatores, da resposta rotacional de cada ligação (nó). Além disso, pela descrição do comportamento $M-\phi$ é possível prever mais precisamente os esforços em cada elemento componente da ligação permitindo seu dimensionamento mais adequado.

A curva $M-\phi$ apresenta a relação entre o momento atuante na ligação (M) e a resposta desta ligação a este momento que é sua rotação (ϕ). A relação entre o momento e a rotação é a rigidez rotacional K :

$$M = K \phi \quad (1.1)$$

A rotação total da ligação é dada pela razão entre o deslocamento horizontal do ponto da face superior da viga localizado no seu plano médio vertical, pela distância deste ponto até o centro de rotação. Na Figura 1.3 (a), no caso de um carregamento balanceado, a rotação da ligação é a rotação ϕ_B medida na interface da viga com o pilar. No caso de carregamento não-balanceado, é preciso descontar a rotação do pilar. Na Figura 1.3 (b), que ilustra um pilar de extremidade, a rotação da ligação é dada pela rotação medida na interface ϕ_B menos a rotação do pilar ϕ_A .

Quando não é possível medir a rotação na interface da viga com o pilar, deve-se descontar a curvatura da viga. Se, por exemplo, é medida a rotação em C (Figura 1.3 (a) e (b)), a rotação na interface da viga com o pilar será a rotação medida em C (ϕ_C) menos a curvatura da viga no trecho \overline{BC} .

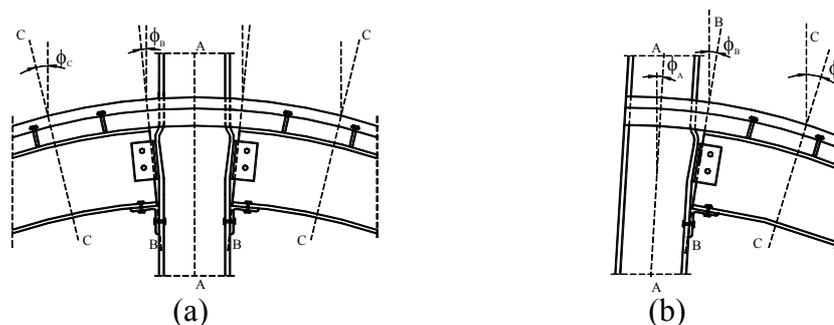


Figura 1.3 - Medida de rotação na ligação

O comportamento de uma ligação é caracterizado por 3 parâmetros principais (M_R - Momento resistente, K_i - Rigidez inicial e ϕ_c - Capacidade rotacional) que podem ser visualizados na Figura 1.4:

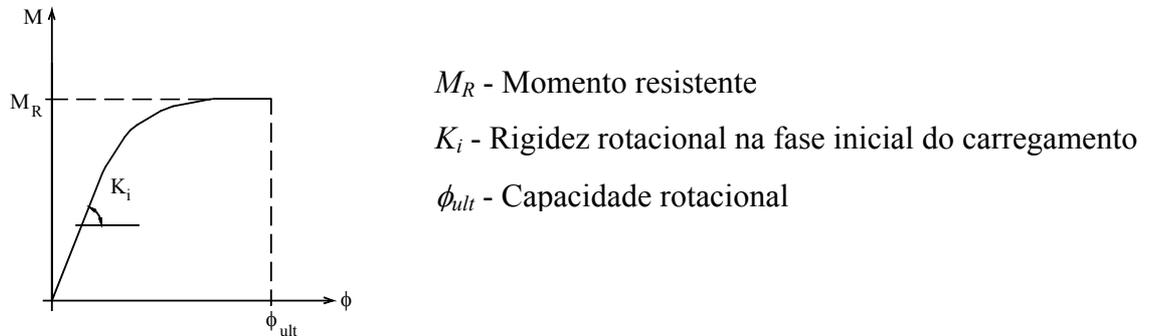


Figura 1.4 - Parâmetros componentes da curva $M-\phi$ de uma ligação

A curva $M-\phi$ de uma ligação permite classificá-la quanto à sua **rigidez, resistência e ductilidade**. Quanto à sua **rigidez**, conforme definido anteriormente, a ligação pode ser rígida, semi-rígida ou flexível. Zandonini (1989) sugere que uma ligação não pode ser classificada por si só, mas baseada em sua influência no comportamento da estrutura. Portanto, uma mesma ligação em diferentes estruturas poderia ser classificada de maneira diferente (rígida, semi-rígida ou flexível). A Figura 1.5 apresenta limites ilustrativos para classificar uma ligação. Existem diferentes expressões analíticas para estabelecer estes limites.

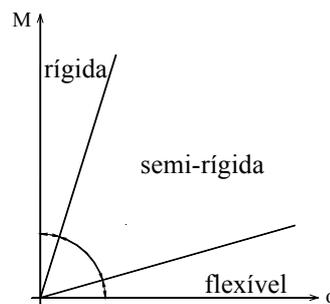


Figura 1.5 - Classificação da ligação quanto à sua rigidez

O Eurocode 3 (2000) apresenta os seguintes limites para classificar uma ligação:

$$\text{Se } K_i \geq k_b E \frac{I_b}{L_b} \longrightarrow \text{Rígida} \quad (1.2)$$

$$\text{Se } 0,5E \frac{I_b}{L_b} \leq K_i \leq k_b E \frac{I_b}{L_b} \longrightarrow \text{Semi-rígida} \quad (1.3)$$

$$\text{Se } K_i \leq 0,5E \frac{I_b}{L_b} \longrightarrow \text{Flexível} \quad (1.4)$$

Onde:

$k_b = 8$ - para estruturas em que o contraventamento reduz o deslocamento horizontal em 80%.

$k_b = 25$ - outros casos, desde que $\frac{K_b}{K_c} \geq 0,1$

$$K_b = \frac{I_b}{L_b} \quad \text{e} \quad K_c = \frac{I_c}{L_c} \quad (1.5)$$

I_b - Momento de inércia do perfil da viga

L_b - Vão da viga

I_c - Momento de inércia do perfil do pilar

L_c - Altura do pilar

E - Módulo de elasticidade do aço

O AISC-ASD (1989) classifica as ligações estabelecendo limites da **rotação relativa** entre os elementos conectados, da seguinte forma:

- *Rígida*: menor que 10% da rotação correspondente à rótula perfeita
- *Flexível*: maior que 80% da rotação correspondente à rótula perfeita
- *Semi-rígida*: entre 10% e 80% da rotação correspondente à rótula perfeita

Também é possível classificar a ligação quanto à sua **resistência**. Uma ligação é dita de resistência total se tem momento resistente maior ou igual ao momento resistente da viga. Ao contrário, se o momento resistente da ligação for menor que o momento resistente da viga, a ligação é de resistência parcial. Na Figura 1.6, a Ligação 1 é de resistência total e a Ligação 2 é de resistência parcial.

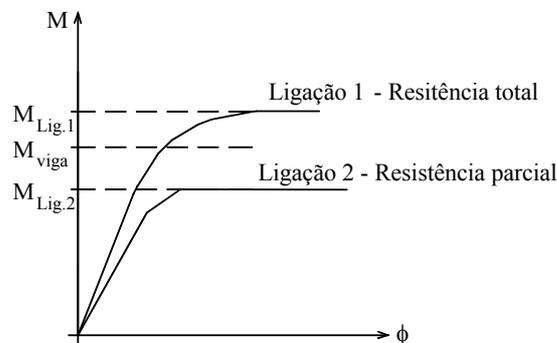


Figura 1.6 - Classificação da ligação quanto à sua resistência

Ainda é possível classificar uma ligação quanto à sua **ductilidade** que está relacionada à sua capacidade rotacional. Quanto maior a capacidade rotacional da ligação após sua resistência ser atingida, mais dúctil ela é considerada.

Os estudos que vêm sendo desenvolvidos nesta área buscam compreender o comportamento semi-rígido das ligações de modo que este possa ser incorporado nas etapas de análise dos esforços internos e no dimensionamento das estruturas.

1.2 ESTRUTURAS MISTAS AÇO-CONCRETO

Como se sabe, o aço é um material que trabalha bem quando submetido a esforços de tração e compressão, enquanto o concreto tem melhor comportamento sob esforços de compressão, podendo ser utilizados como materiais complementares na execução de elementos estruturais em pontes e edifícios. O concreto pode ainda proteger o aço da corrosão e de altas temperaturas.

No começo das edificações em aço, era usual que as barras sustentassem todos os carregamentos. Dimensionava-se a viga de aço para os carregamentos provenientes da laje e para os carregamentos aplicados diretamente sobre as mesmas. A partir de 1950 tornou-se usual conectar mecanicamente a laje à viga por meio de conectores de cisalhamento soldados à mesa da viga de aço, eliminando ou reduzindo o escorregamento entre estes elementos. A Figura 1.7 ilustra esta ligação entre a laje de concreto e a viga de aço.

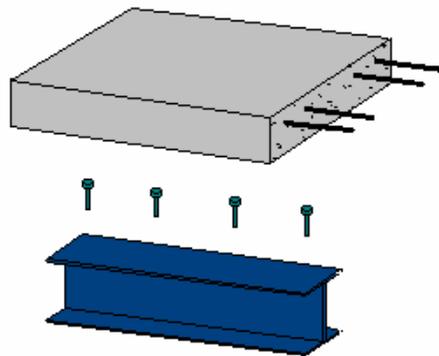


Figura 1.7 - Ligação de cisalhamento entre a laje de concreto e a viga de aço

Os conectores de cisalhamento mais comuns em edifícios são o tipo pino com cabeça e perfil U (dobrado ou laminado). A Figura 1.8 apresenta estes dois tipos de conector.

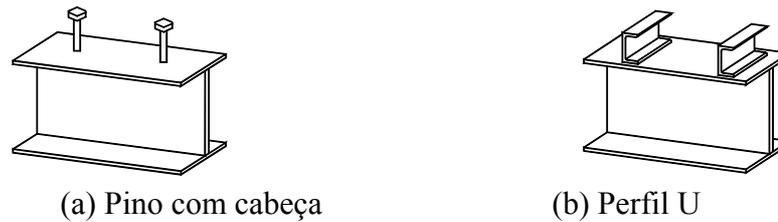


Figura 1.8 - Conectores de cisalhamento

A princípio a ligação da viga com a laje não era considerada no dimensionamento, porém ao se perceber que a ação conjunta da viga de aço e da laje de concreto traria economia se fosse considerada no dimensionamento da viga, surgiram muitas pesquisas a fim de avaliar este comportamento e inseri-lo no cálculo. Portanto, prever a colocação de conectores de cisalhamento e considerá-los nos cálculos significa que a seção transversal da viga deixa de ser apenas um perfil de aço e passa a ser uma seção mista muito mais rígida e resistente, conforme a Figura 1.9. A viga passa a ser chamada de **viga mista**. Desta forma o perfil de aço requerido será menor, trazendo não só economias diretas de aço, mas indiretas devido à redução do peso total de estrutura.

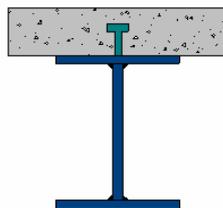


Figura 1.9 - Seção transversal de uma viga-mista aço-concreto

Em estruturas de aço, diferente das de concreto, existe a opção de não escorar a estrutura durante a construção submetendo os perfis de aço a carregamentos durante a fase de construção. Para isso, além da verificação da seção mista para os carregamentos que atuarão durante a vida útil da estrutura, deve-se verificar o perfil de aço isolado para estas ações de construção. Apesar da economia de tempo na fase de construção, é uma opção que pode resultar em perfis mais robustos. Portanto, em determinadas situações pode ser preferível escorar os perfis de aço durante a concretagem da laje e retirar o escoramento somente quando o concreto tiver atingido resistência suficiente para trabalhar conjuntamente com o aço.

Uma variação das vigas mistas é o sistema *slim-slab* (ou *slim-floor*) onde a laje "contém" a viga de aço. Neste caso, a laje não fica apoiada na viga como no sistema de viga mista convencional. Pode-se obter diferentes configurações deste

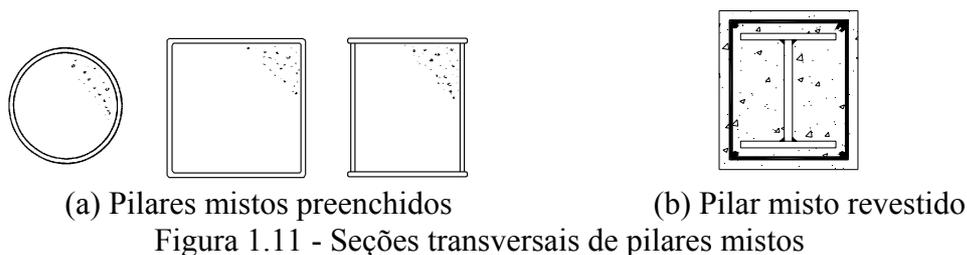
sistema variando o tipo de laje (maciça, mista ou pré-moldada), o nível de “embutimento” da viga na laje (totalmente ou parcialmente embutida), tipo de viga (perfil aço soldado ou laminado) etc. Em Trento, Bernuzzi & Zandonini (1996) realizaram alguns ensaios em modelos de viga usando o sistema *slim slab*.

Além das vigas mistas, existem também as lajes e os pilares mistos. As **lajes mistas** (*steel deck*) são lajes com forma de aço incorporada, na qual a chapa de aço usada como forma, funciona como armadura. A chapa de aço possui sulcos ou mossas para que haja aderência mecânica com o concreto. A Figura 1.10 ilustra a laje *steel deck*.



Figura 1.10 - Laje mista aço-concreto - *steel deck*. (Fonte: www.codeme.com.br)

Revestir ou preencher com concreto os pilares de aço comumente usados, conforme a Figura 1.11, permite denominá-los de **pilares mistos**¹. A princípio, a técnica de revestir ou preencher pilares tinha fins arquitetônicos ou de proteção do elemento de aço (corrosão, altas temperaturas etc.) e os ganhos de resistência não eram considerados nos cálculos.



(a) Pilares mistos preenchidos

(b) Pilar misto revestido

Figura 1.11 - Seções transversais de pilares mistos

O mais usual em construções de pórticos de aço é utilizar vigas mistas com laje de concreto armado e pilares de aço. Em algumas circunstâncias os pilares de aço podem necessitar de proteção ao fogo que pode ser obtida pelo revestimento do

¹ Os pilares mistos já foram objeto de pesquisas no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (Figueiredo (1998), De Nardin (1999)).

pilar de aço por concreto. Nestes casos, o engenheiro calculista pode tirar proveito da resistência e rigidez conferida pela presença do concreto.

Entre os elementos mistos, somente o cálculo de vigas mistas está especificado na atual norma de aço brasileira NBR 8800 (1986). A norma brasileira de incêndio em estruturas de aço NBR 14323 (1999) aborda o cálculo de lajes e pilares mistos, uma vez que para tratar de seus dimensionamentos em situação de incêndio deve-se remeter ao dimensionamento em condições normais. A nova norma brasileira NBR 8800 (1986), a ser publicada, abordará o dimensionamento de elementos mistos. Na Europa, onde as normas estão reunidas nos Eurocódigos (Eurocodes), existe o volume que trata somente das estruturas mistas, o Eurocode 4 (2002).

1.3 LIGAÇÕES MISTAS

O Eurocode 4 define uma ligação mista como "uma ligação entre um elemento misto e algum outro elemento no qual a armadura tem função de contribuir para a resistência da ligação".

Ao se considerar a laje, e por conseqüência, a sua armadura, no comportamento da ligação, estaremos tratando de ligações mistas. Isto implica em considerar uma semi-continuidade entre vigas separadas por um pilar. As ligações mistas são mais resistentes e rígidas se comparadas com a mesma ligação em aço sem a laje e, portanto, prever a contribuição da laje no projeto de pórticos de aço significa estar buscando um equilíbrio entre economia e eficiência estrutural. A Figura 1.12 ilustra uma ligação mista.

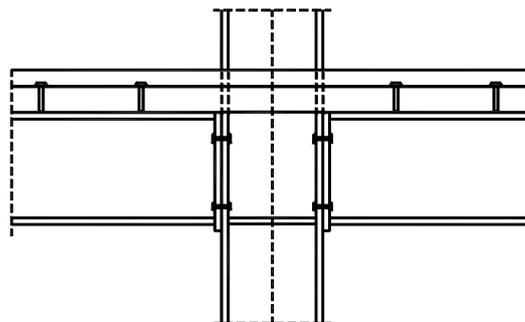


Figura 1.12 - Ligação viga-pilar mista com chapa de topo

Visando elaborar normas que considerem este comportamento da maneira mais próxima possível da realidade, pesquisadores, principalmente da Europa e Estados Unidos, vem desenvolvendo análises numéricas e experimentais em

diferentes tipos de ligações. Estes estudos procuram quantificar a influência de cada componente da ligação no seu comportamento global e identificar os principais modos de falha.

Resumos das principais pesquisas nesta área estão reunidos na publicação europeia COST 1 - *Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings* (Ligações mistas aço-concreto em pórticos contraventados). A primeira pesquisa experimental em ligações mistas foi realizada por Johnson & Hope Gill (1972) *apud* Zandonini (1989). Zandonini, em 1989, apresentou as pesquisas realizadas na década de 80 e a partir desta publicação os estudos nesta área se intensificaram. O trabalho de Zandonini se tornou importante referência dos trabalhos seguintes.

Vários trabalhos experimentais foram realizados em diferentes institutos de pesquisas comprovando o consenso da importância dos estudos em ligações em estruturas de aço considerando a contribuição da laje. Entre eles podemos citar Bernuzzi, Noé & Zandonini (1991), Altmann, Maquoi & Jaspart (1991), Anderson & Najafi (1994), Xiao, Choo & Nethercot (1994) e Li, Nethercot & Choo (1996), Ahmed & Nethercot (1997). Todos estes trabalhos consistiram de ensaios de laboratório, algumas vezes seguido de alguma análise numérica, que buscavam quantificar a interferência no comportamento da ligação de diferentes variáveis entre as quais: taxa de armadura da laje, detalhe da ligação, perfil da viga, conectores de cisalhamento, posição do pilar em relação à estrutura (externo ou interno), entre outras.

Com os resultados destes ensaios foi possível identificar a interferência destas variáveis no comportamento de algumas ligações. Com estes dados e com resultados de análises numéricas foi possível desenvolver modelos analíticos que representassem o comportamento das ligações mistas. Muitos destes modelos adaptaram o Método dos Componentes, adotado pelo Eurocode 3 para previsão do comportamento de ligações viga-pilar em elementos de aço, na análise de ligações mistas. O Método dos Componentes consiste em determinar o comportamento global da ligação a partir do comportamento individual das várias componentes da ligação.

A partir daí as pesquisas seguiram buscando abranger diferentes tipos de ligações e sistemas estruturais (pilares mistos, *slim-slabs* etc. - Zandonini, Bernuzzi & Pardatscher (1997) e Bernuzzi & Zandonini (1996)) além de aperfeiçoar os

esquemas de ensaios, inclusive em modelos em escala real (pórticos e sub pórticos - Benussi, Noe, Bernuzzi, Zandonini (1996)).

Não se pode deixar de citar o grupo de pesquisa montado envolvendo as Universidades de Trento, Trieste e Nothingham focalizando a ação mista das ligações no comportamento do pórtico. O plano de trabalho consistia de duas séries de ensaios em escala real em pórticos e sub-pórticos mistos.

Paralelamente, nos Estados Unidos, foram desenvolvidas várias pesquisas envolvendo ligações mistas, principalmente em Atlanta, por Roberto Leon (Leon *et al.* (1991), Leon *et al.* (1996) e Zandonini (1989)). Em seus trabalhos são enfocadas, principalmente, as ligações com cantoneiras, bastante usuais naquele país.

Kennedy (1996) comenta que na terceira conferência em construção mista (*Composite construction III Conference*) foram apresentados trabalhos experimentais e numéricos envolvendo ligações mistas com diferentes detalhes e a atenção que foi dada nesta conferência às ligações mistas semi-rígidas mostra que os pesquisadores estão convencidos que estas ligações são uma alternativa econômica.

Griffs (1996) nesta mesma conferência afirma que muitos pesquisadores e engenheiros da área de estruturas metálicas nos EUA vêem o Eurocode 4 como uma publicação muito volumosa e detalhista e o encaram mais como um documento de pesquisa do que uma norma e constatam a dificuldade dos pesquisadores e redatores da norma de se manterem atualizados com as constantes mudanças que ocorrem no campo das construções mistas. O autor ressalta a importância de traduzir o complexo comportamento das ligações mistas para rotinas práticas para serem usadas em escritórios e que as pesquisas devem caminhar neste sentido.

1.4 PESQUISAS EM LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS DE AÇO NO BRASIL

No Brasil o dimensionamento das ligações segundo a norma de estruturas metálicas é muito simplista e as pesquisas nesta área estão em fase inicial.

Um dos primeiros estudos experimentais em ligações em estruturas de aço no Brasil foi realizado por Prelorentzou (1992) que analisou o comportamento de ligações com chapa de topo e de ligações com cantoneiras de alma, discutindo sua classificação quanto à rigidez.

Queiroz (1992) desenvolveu estudos onde foram analisados os estados limites aplicáveis às ligações completamente soldadas e às ligações com chapa de topo, determinando suas resistências últimas na presença ou não de enrijecedores no pilar. Propôs também um modelo de ligação adaptado do modelo proposto por Humer & Tschemmernegg (1988) *apud* Queiroz, onde o comportamento da ligação é representado por molas equivalentes. O autor também desenvolveu um programa computacional para dimensionamento de ligações e determinação das constantes das molas do modelo proposto.

Em seu trabalho de doutorado, Queiroz (1995) se atêm às ligações completamente soldadas com perfis soldados, desenvolvendo extensa revisão bibliográfica e realizando uma série de ensaios. Os resultados experimentais foram confrontados com os obtidos em uma análise numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos. Neste mesmo trabalho é desenvolvido um modelo analítico.

Ribeiro (1998) apresenta resultados teóricos e experimentais sobre o comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo. Neste trabalho o autor apresentou os métodos tradicionais de dimensionamento deste tipo de ligação. Foram realizados ensaios em 35 protótipos, nos quais variou-se, alternadamente, a espessura da chapa de topo e o diâmetro dos parafusos. Os resultados foram comparados com uma análise numérica desenvolvida utilizando o programa LUSAS. Ribeiro (1998) discute ainda a influência de cada um dos parâmetros, em particular, no comportamento momento-rotação das ligações com chapa de topo.

Maggi (2000) desenvolveu um extenso trabalho de análise numérica para o estudo do comportamento de ligações viga-pilar com chapa de topo. Os modelos numéricos foram desenvolvidos em elementos finitos utilizando o programa Ansys e os resultados foram comparados com os resultados experimentais de Ribeiro (1998). A partir desta comparação pôde-se visualizar a representatividade do modelo numérico. Os resultados permitiram avaliar a influência da variação da espessura da chapa de topo e do diâmetro do parafuso na rigidez da ligação.

Maggi (2004) dedica-se também ao estudo das ligações duplo “T”. Com resultados numéricos e experimentais, foi possível observar os mecanismos de transferência dos esforços entre viga e pilar e os mecanismos de plastificação da

chapa de topo e dos parafusos. Os resultados foram confrontados com a metodologia proposta pelo Eurocode 3 na determinação dos perfis “T” equivalentes.

Nos últimos anos se iniciaram as pesquisas no Brasil que consideram a influência da laje na ligação viga-pilar em estruturas de aço. Além do presente trabalho, está sendo desenvolvido em Belo Horizonte um trabalho teórico-experimental envolvendo ligações mistas viga-pilar com cantoneiras na alma e na mesa inferior da viga (Queiroz & Alves (1999) e Queiroz, Mata & Alves (2000)). Este trabalho também se dedica às ligações viga-viga.

1.5 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS

O presente trabalho tem por objetivo o estudo do comportamento estrutural das ligações viga-pilar com chapa de topo estendida considerando a contribuição da laje, por meio de análise teórica e experimental. As análises se concentram no comportamento da ligação no estado limite último, sem se preocupar com o comportamento da laje na fase de fissuração.

A parte teórica do trabalho compreende etapas de revisão bibliográfica e análise numérica. A revisão bibliográfica permite a discussão de vários aspectos referentes aos modos de falha e ao comportamento momento-rotação das ligações mistas, apresentando os principais parâmetros que interferem neste comportamento. Também são apresentados modelos analíticos de cálculo da resistência e rigidez de ligações mistas com chapa de topo.

A análise numérica concentrou-se na elaboração de um modelo simplificado, utilizando o programa Ansys, que representasse de maneira satisfatória o comportamento momento-rotação das ligações mistas.

O trabalho experimental foi planejado para ter caráter exploratório e, ateu-se à aquisição de conhecimento em relação ao estudo experimental de ligações mistas, uma vez que os recursos limitados não permitiram o planejamento de um programa experimental mais amplo, com uma quantidade maior de modelos que permitiria obter resultados para várias combinações de elementos que contribuem no comportamento das ligações mistas.

Deve-se ter sempre em mente que as ligações representam uma parcela significativa no custo das estruturas de aço devido ao custo de fabricação e montagem, apesar de não contribuir muito para o peso da estrutura como um todo.

Esta é a principal justificativa para as pesquisas que vêm sendo desenvolvidas no Brasil e no exterior que visam elaborar modelos que representem as ligações da forma mais próxima possível da realidade proporcionando mais confiabilidade e economia.

O crescente interesse nos estudos das ligações também é justificado pela intensificação do uso de soldas e parafusos de alta resistência, além de desenvolvimento computacional que facilitou análises numéricas e o refinamento de modelos matemáticos.

Além disso, ressalta-se a importância de realizar pesquisas utilizando perfis de aço correspondentes à realidade brasileira e tratar de uma ligação utilizada no Brasil, porém com considerações de cálculo ainda não totalmente consolidadas nas normas técnicas, em especial o diferente tratamento da normalização européia e americana.

Este estudo, assim como os de Prelorntzou (1992), Ribeiro (1998), Maggi (2000) e Maggi (2004) e outros, está inserido na sub-área *Ligações em Estruturas Metálicas* da área de Estruturas Metálicas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP. Assim, este trabalho faz parte de uma linha de pesquisa já consolidada no Departamento e representa uma continuidade aos estudos que vêm sendo realizados. Além disso, o tipo de ligação empregada nesta pesquisa (constituídas de chapas soldadas nas extremidades das vigas e parafusadas à mesa do pilar) já foi alvo das pesquisas dos autores citados acima e os elementos estruturais correspondem à realidade brasileira em termos de perfis de aço.

Finalmente, pretende-se, a partir da análise teórico-experimental, identificar características particulares do comportamento das ligações mistas com chapa de topo estendida; dar continuidade aos trabalhos desenvolvidos no departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos-USP; fornecer dados relevantes às pesquisas nesta área da engenharia e contribuir com o meio técnico em busca de soluções mais econômicas.

Estes objetivos serão atingidos ao se fornecer resultados experimentais e numéricos e ao iniciar-se a discussão de um método simplificado de dimensionamento de ligações mistas que abranja perfis e configurações de ligações usuais no país.

1.6 METODOLOGIA

Ao se propor o desenvolvimento de um trabalho teórico experimental, deve-se ter em mente que o trabalho deve estar inserido em um contexto de pesquisas já realizadas e que estas devem ser apresentadas em forma de uma revisão bibliográfica. A respeito de quem se propõe a fazer um trabalho experimental, escreveu Umberto Eco (1983):

“... há o direito de enfrentar experimentalmente uma questão a fim de obter um método de pesquisa e trabalhar em condições razoáveis de laboratório, com a devida assistência. Mas um estudioso experimental imbuído de coragem, não começa a controlar a reação de seus temas sem antes haver executado pelo menos um trabalho panorâmico (exame de estudos análogos já feitos), porquanto de outra forma se arriscaria a descobrir a América, a demonstrar algo já amplamente demonstrado ou a aplicar métodos que se revelaram falíveis. (...) Portanto, uma tese de caráter experimental não pode ser feita com recursos inteiramente próprios, nem o método pode ser inventado.”

Portanto, a revisão bibliográfica deve ser tal que justifique a pesquisa em andamento, dê embasamento para seu desenvolvimento e por fim permita comparações de resultados. Desta forma, o trabalho de revisão bibliográfica é contínuo durante todas as etapas do programa de pesquisa.

O trabalho experimental seguiu procedimentos já estabelecidos em pesquisas anteriores. A primeira etapa consiste em definir o modelo a ser ensaiado. Para tal, o trabalho de revisão bibliográfica foi imprescindível uma vez que pela experiência de outras pesquisas pôde-se definir os esquemas de ensaio utilizados. O modelo cruciforme já foi amplamente utilizado no exterior no estudo de ligações mistas. No próprio Departamento de Estruturas da EESC, Ribeiro (1998) realizou seus ensaios em modelos cruciformes para estudo das ligações em aço.

Para fins comparativos, utilizou-se o mesmo perfil da viga, assim como o mesmo detalhe de ligação, do modelo CT1A-4 de Ribeiro (1998). O cálculo do momento resistente da ligação mista foi feito por um método de cálculo adaptado do modelo analítico proposto por Li, Nethercot & Choo (1996b). O momento resistente da viga mista foi calculado segundo o procedimento de duas normas: a NBR 8800 (1986) e Eurocode 4. Estes cálculos estão apresentados no Anexo I. A partir destes

valores foi possível planejar todo esquema de ensaio, como a escolha dos equipamentos e pórticos de reação.

Uma vez realizado o ensaio, foi feita a análise das tensões nos elementos (perfis de aço e armadura da laje) e do comportamento momento-rotação da ligação.

A análise numérica foi feita utilizando o programa em elementos finitos Ansys. Como o objetivo não é o estudo detalhado do comportamento da ligação de aço e sim a influência da laje de concreto no comportamento da ligação, o modelo foi desenvolvido utilizando elementos planos de casca (Shell 43) para representar as chapas que compõem os perfis de aço (mesas e alma das vigas e do pilar), assim como a chapa de topo.

Os parafusos são representados por elementos de mola (Combin 39). O comportamento Força \times Deslocamento do parafuso, obtido experimentalmente ou por meio de uma análise numérica específica, foi fornecido ao elemento. Como o estudo se atém à análise da ligação em estado limite último, foi possível desprezar o concreto da laje e modelar apenas as barras de aço da armadura por meio de elementos de viga (Beam 23). Todos os materiais tiveram suas características físicas não lineares representadas.

Os resultados experimentais e teóricos são analisados e confrontados, o que permite a elaboração das conclusões finais do estudo.

1.7 APRESENTAÇÃO DOS CAPÍTULOS

Neste capítulo introdutório foram definidos os objetivos, justificativas e metodologias do trabalho após uma breve apresentação do tema do trabalho. No Capítulo 2 são apresentados os principais aspectos referentes ao comportamento da ligações mistas, seguidos de tabelas onde estão listados alguns dos importantes trabalhos publicados.

O Capítulo 3 é uma continuação da Revisão Bibliográfica, porém dedica-se exclusivamente à apresentação de modelos analíticos para cálculo de ligações mistas. Como introdução deste capítulo, é apresentado o modelo do Eurocode 3 para cálculo de ligações com chapa de topo em aço.

No Capítulo 4 apresenta-se um modelo para cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo estendida. Trata-se de uma adaptação do modelo

desenvolvido por Li, Nethercot & Choo (1996) que não abrange ligações com chapa de topo estendida.

O programa experimental desenvolvido é apresentado no Capítulo 5. São descritos as características geométricas, materiais utilizados, processo de montagem, instrumentação e procedimento de ensaio de cada modelo ensaiado. Os principais resultados obtidos e análises referentes ao programa experimental estão reunidos no Capítulo 6.

O Capítulo 7 dedica-se à análise numérica das ligações mistas. O modelo desenvolvido utilizando o programa Ansys foi validado confrontando os resultados obtidos com os resultados experimentais.

Finalmente, as principais conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros são listadas no Capítulo 8.

2. LIGAÇÕES MISTAS AÇO CONCRETO

2.1 GENERALIDADES

Neste capítulo, primeiramente, serão abordados os principais assuntos relativos às ligações mistas, apresentando definições, detalhes construtivos e os parâmetros que interferem no seu comportamento, identificados em diferentes pesquisas realizadas principalmente na Europa. Em seguida, expõem-se três tabelas com o resumo dos principais trabalhos publicados na área que se dedicaram a (1) Análise experimental; (2) Análise teórico-numérica via Método dos elementos finitos e; (3) Desenvolvimento de modelo numérico simplificado para aplicação corrente.

Em cada trabalho apresentado nas tabelas apresenta-se:

1. Trabalho: Referência bibliográfica completa
2. Ligação estudada, parâmetros investigados e, no caso de análise experimental, instrumentação, procedimento de ensaio, principais observações
3. Principais conclusões

2.2 LIGAÇÕES MISTAS - APRESENTAÇÃO

O comportamento de uma ligação é representado pela sua rigidez, resistência e ductilidade, características que podem ser visualizadas nas curvas $M-\phi$, conforme a Figura 1.4. Portanto, conforme já citado anteriormente, estas curvas são a base para a incorporação do comportamento da ligação na análise da estrutura e podem ser obtidas por ensaios e simulações numéricas.

Em estruturas mistas pode-se contar com a rigidez da laje e, portanto deformações fora do plano do pórtico podem ser desprezadas, reduzindo o problema ao plano que contém a viga e o pilar. Isto pode se estender ao estudo das ligações mistas, uma vez que estas consideram a presença da laje.

A Figura 2.1 apresenta os principais tipos de ligações em estruturas de aço e a laje de concreto conectada à viga pelos conectores de cisalhamento, representando a contribuição da laje para a ligação, caracterizando a ação mista.

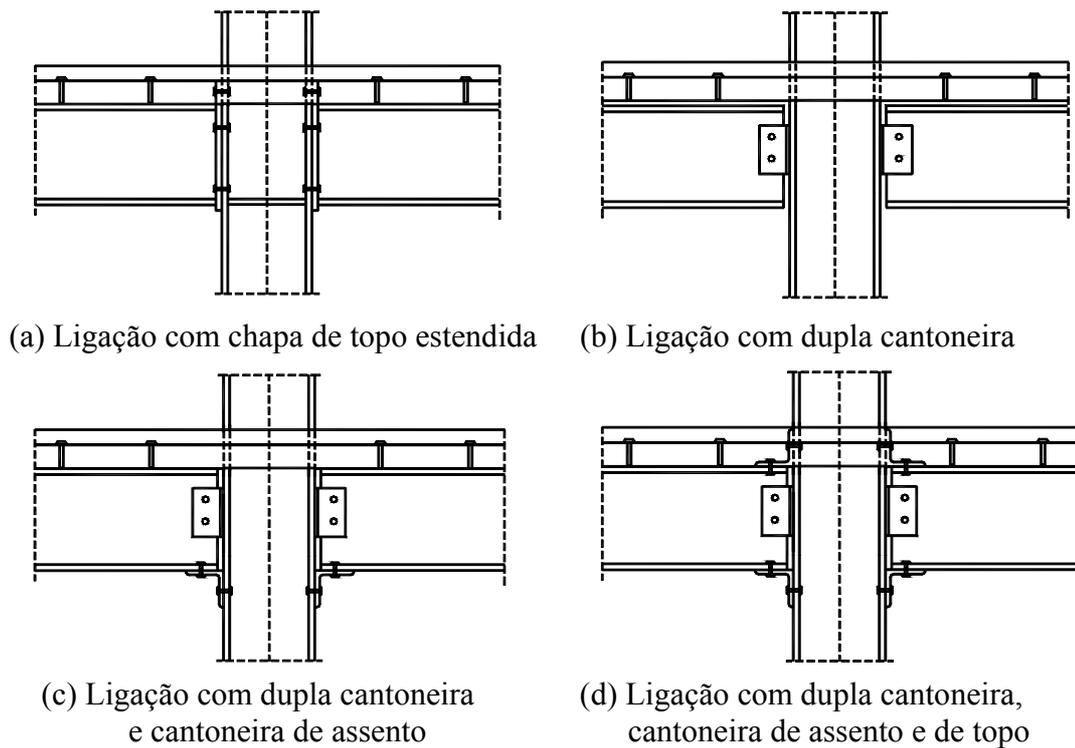


Figura 2.1 - Tipos de ligações mistas

Zandonini (1989) lamenta a pequena quantidade de pesquisas realizadas até o fim dos anos 80 a respeito do comportamento misto das ligações e sua influência no comportamento da estrutura. Até então, a ferramenta básica e mais adequada para determinar as curvas $M-\phi$ de ligações mistas aço concreto era a análise experimental direta, apesar de ser dispendiosa e cobrir parcialmente o problema.

Na análise experimental de ligações mistas é usual a utilização de modelos cruciformes que simulam um pilar interno de um pórtico e consiste de um pilar com dois trechos de viga conectados em cada lado do pilar. Os modelos que simulam um pilar de extremidade têm forma de “T deitado” e trata-se de um pilar com apenas um trecho de viga conectado a ele, conforme Figura 2.2.

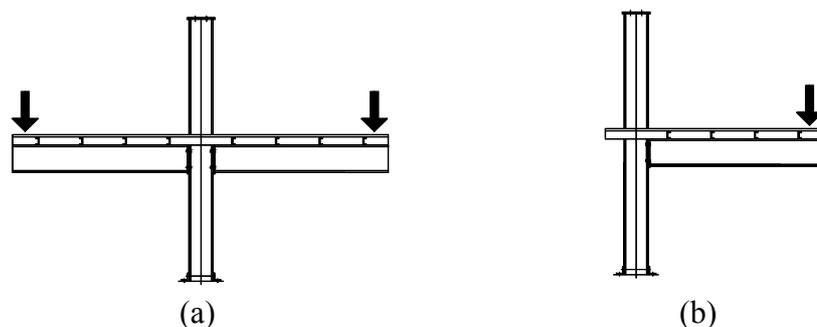


Figura 2.2 - Modelos experimentais cruciforme (a) e em pilar de extremidade (b)

2.3 COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES MISTAS AÇO-CONCRETO

2.3.1 Primeiras pesquisas em ligações mistas aço concreto

No final dos anos 60 surgiram algumas pesquisas em análise do comportamento de vigas mistas contínuas (com ligações rígidas), onde se sugeria limitações severas para a esbeltez da alma e da mesa comprimida. Estas limitações eram justificadas, em parte, para que pudesse haver redistribuição de momento na viga mista e, em parte pelo fato de que com a laje conectada à viga, a Linha Neutra Plástica está acima do que estaria se a viga fosse composta somente pelo perfil de aço, tendo, portanto, um trecho maior de alma sob compressão (Climenthaga & Johnson (1972) e Johnson *et al*, (1966) *apud* Zandonini (1989)).

Como alternativa, Barnard (1970) *apud* Zandonini (1989) sugeriu pela primeira vez o uso de ligações semi-rígidas como forma de garantir um grau de continuidade, reduzindo a importância da flambagem local.

O primeiro trabalho experimental em modelos cruciformes de ligações mistas (Figura 2.2(a)) foi conduzido por Johnson & Hope Gill (1972) *apud* Zandonini (1989). Foram ensaiados 5 modelos simétricos tanto na geometria quanto no carregamento. O detalhe da ligação consistia de 2 cantoneiras fixadas simetricamente em relação ao eixo da mesa inferior da viga. O momento resistente da ligação foi tomado como $M_{pd} = F_y d_F = A_r f_{yr} d_F$ (sendo: d_F a distância do eixo da armadura da laje à mesa inferior da viga de aço, A_r a área da armadura e f_{yr} a tensão de escoamento do aço da armadura). As ligações foram dimensionadas para este valor, resultando em modelos com altas taxas de armadura. Os resultados foram satisfatórios, entretanto não foram realizados mais ensaios até o início da década de 80.

Os trabalhos realizados por Owens & Echeta (1981) e Echeta (1982) *apud* Zandonini (1989) incluíram ensaios em um modelo cruciforme (simulando a ligação em pilar interno) e 4 modelos simulando um pilar de extremidade (Figura 2.2 (b)). Estes foram os primeiros ensaios com esta configuração. Foram analisados diferentes tipos de ligação com diferentes detalhes de armadura para a laje de concreto. Foram utilizados valores baixos de taxa de armadura devido ao método adotado para cálculo da resistência ao momento fletor. Os autores sugeriram que ligações mistas com

detalhes simples da ligação de aço permitiam que o pórtico suportasse ações horizontais consideráveis sem a necessidade de um esquema de contraventamento.

Van Dalen & Godoy (1982) *apud* Zandonini (1989) estudaram 2 detalhes de ligação em modelos cruciformes com duas taxas de armadura diferentes (0,46% e 0,80%) também sob carregamento simétrico. Realizaram ensaios complementares em modelos totalmente rígidos e em modelos sem a laje a fim de separar a influência da ligação de aço e da laje de concreto no comportamento da ligação mista como um todo.

Law (1983) *apud* Zandonini (1989) realizou uma pesquisa bem completa com ligações com chapa de topo quanto ao número de modelos, variáveis investigadas e quantidade de dados obtidos. Foram ensaiados 6 modelos num total de 12 ligações, e os parâmetros investigados foram: distribuição dos conectores de cisalhamento (uniforme e não uniforme); revestimento do pilar de aço com concreto; eixo do pilar em que é feita a ligação (maior ou menor inércia); razão altura da laje/ altura da viga e presença de força axial no pilar.

Em Minneapolis foi realizado um programa de trabalhos em ligações mistas (Leon & Ammerman (1986), Ammerman & Leon (1987) e Leon (1987) *apud* Zandonini (1989)). Os primeiros trabalhos experimentais foram realizados em modelos cruciformes com dois tipos de ligação com cantoneiras em um mesmo modelo. Os tipos de ligações estudadas foram as mesmas que Altman *apud* Zandonini (1989) utilizou em modelos sem a laje, em 1982, de forma a permitir a comparação e quantificar os ganhos em rigidez e resistência conferidos pela laje.

Na Itália, Benussi (1986, 1987) *apud* Zandonini (1989) também realizou pesquisas em ligações mistas. Foram ensaiados modelos cruciformes sob carregamento não simétrico com ligações com chapa de topo. Foram utilizados valores mais altos de taxa de armadura que os estudos anteriores (0,71% e 1,21%).

Após a publicação do trabalho de Zandonini (1989), que apresenta estas primeiras pesquisas realizadas em ligações mistas, o interesse pelo assunto aumentou e outros centros de pesquisa começaram a desenvolver trabalhos numéricos e experimentais nestes tipos de ligação. Os trabalhos mais importantes desenvolvidos após esta fase inicial de pesquisas estão apresentados no item 2.6 – Revisão Bibliográfica. Como resultados destas pesquisas pode-se tirar algumas conclusões

quanto ao comportamento das ligações mistas que são apresentadas nos próximos itens.

2.3.2 Comportamento $M-\phi$ das ligações mistas

Genericamente, o comportamento $M-\phi$ das ligações mistas pode ser separado em 3 fases conforme a Figura 2.3.

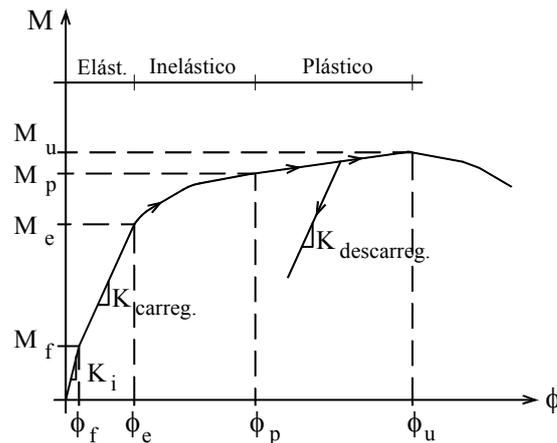


Figura 2.3 - Comportamento $M-\phi$ das ligações mistas

(1) Trecho elástico

O trecho elástico da curva $M-\phi$ pode ser dividido em duas etapas, uma antes do concreto fissurar e outra após a fissuração do concreto.

(i) Com concreto não fissurado

Todos os modelos apresentaram comportamento linear até o concreto fissurar ($M_f \sim 20-25\%$ de M_u). Também foram observados altos valores de rigidez inicial mesmo para os modelos com detalhes mais flexíveis, o que indica que o comportamento inicial é governado basicamente pela rigidez axial à tração da laje de concreto.

(ii) Com concreto fissurado

Quando se inicia a fissuração próxima ao pilar, o comportamento da ligação entra em nova fase, com rigidez um pouco menor que a inicial, porém com comportamento próximo do linear. As fissuras na face do pilar rapidamente se espalham para as extremidades da laje. O desenho das fissuras depende do tipo de ligação viga-pilar. Ligações mais flexíveis e com ligação de cisalhamento (laje-viga) menos efetiva permitem uma distribuição mais uniforme das fissuras na laje, na direção transversal ao eixo da viga. Ligações mais rígidas resultam na inclinação das

fissuras. Aumentar o diâmetro das barras da armadura também assegura uma distribuição mais uniforme das fissuras. Van Dalen e Godoy *apud* Zandonini (1989) sugerem uma taxa de armadura de 0,8%.

(2) Fase inelástica

Geralmente a não linearidade de ligações mistas é consequência de um conjunto de fatores de diferentes naturezas:

- (i) Não linearidade física dos materiais:
 - Escoamento das barras da armadura
 - Escoamento dos perfis de aço
 - Escoamento de elementos da ligação (chapas, parafusos)
 - Aumento de extensão e de abertura das fissuras do concreto da laje e do revestimento do pilar, quando for o caso.
- (ii) Fenômenos inelásticos: deslizamento entre pilar e viga, entre a laje e o perfil de aço da viga;
- (iii) Não linearidade geométrica: mudança de comportamento de uma região da ligação ou de um elemento. Por exemplo: mudança da zona de contato entre os elementos da ligação e, diminuição do efeito de *shear lag* devido à fissuração.

As imperfeições iniciais dos perfis de aço também podem colaborar para a configuração da curva $M-\phi$ nesta etapa do comportamento da ligação.

Como consequência do grande número de variáveis envolvidas, ainda não é possível avaliar a contribuição de cada uma delas no comportamento da ligação nesta fase. Apesar disso, é possível estimar que M_p (Momento de plastificação) esteja por volta de 75% a 90% de M_u (Momento último) e é resultado do escoamento significativo de um dos componentes chave da ligação: ou das barras da armadura, ou da mesa inferior da viga.

(3) Fase plástica

A fase plástica da ligação é consequência de deformações plásticas das barras da armadura e devido à resistência inerente das ligações. Os ensaios mostraram que todas as barras da armadura chegaram à tensão de escoamento.

As vantagens do comportamento semi-rígido são totalmente exploradas se o cálculo é feito no regime plástico. Como a resistência da viga mista é em geral maior

que da ligação, para que a viga atinja sua capacidade máxima, a ligação deve ter boa ductilidade, isto é, boa capacidade rotacional. Por isso, torna-se importante conhecer o comportamento completo da ligação, inclusive no regime plástico.

Segundo o COST 1 (1996), 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:

- Elementos de ligação entre os perfis de aço – chapas, cantoneiras, parafusos, soldas;
- Laje de concreto armado;
- 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)

2.4 PARÂMETROS INTERNOS À LIGAÇÃO QUE INFLUENCIAM NO SEU COMPORTAMENTO

Os vários componentes da ligação possuem um comportamento tensão \times deformação não-linear. Cada componente pode ter limitações que podem ser responsáveis pela falha da ligação como um todo. A forma como cada componente contribui para o comportamento global da ligação depende da localização de cada componente na ligação (definida pela distância do componente às zonas de compressão e tração).

O comportamento individual de cada componente é descrito no Eurocode 3 na Parte 1-8, dedicada às ligações em elementos de aço. O COST 1 (1996) apresenta as respostas dos componentes adicionais por considerar a ligação como mista.

2.4.1 Comportamento da ligação em aço

Ligações totalmente soldadas fornecem um alto grau de rigidez e resistência, sendo a resistência limitada pela flambagem local na zona de compressão ou por deformação excessiva devido à flexão na mesa do pilar (no caso de não haver enrijecedores). As ligações soldadas podem ser assumidas totalmente rígidas e, fazendo parte de uma ligação mista possuem rigidez ainda maior.

As ligações com chapa de topo podem possuir diferentes níveis de rigidez e resistência, dependendo do tamanho, espessura e posição da chapa. A Figura 2.4 mostra diferentes configurações de ligações com chapa de topo.

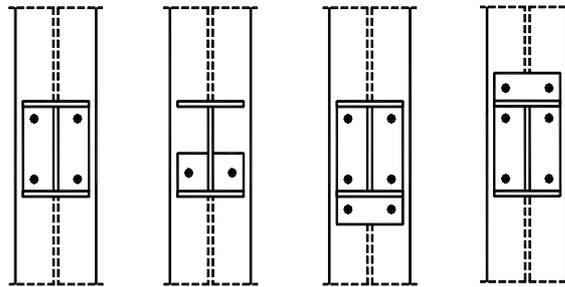


Figura 2.4 - Ligação com chapa de topo – diferentes posições da chapa

Ligações com cantoneiras e com chapas soldadas na alma da viga são muito usadas na prática porque possuem baixo custo (fabricação e montagem). No entanto, não conferem o mesmo grau de continuidade, acarretando em dimensões maiores das vigas, pois serão dimensionadas para valores maiores de momento fletor. Se somente a alma é conectada, a ligação pode ser considerada articulada e irá desenvolver baixa rigidez e resistência. Quando a rotação é muito grande, fecha-se a lacuna entre a mesa inferior da viga e a mesa do pilar, ocorrendo aumento na rigidez e na resistência que pode ser visualizado no gráfico da Figura 2.5. Se, no entanto, as mesas também forem conectadas por cantoneiras de topo e de assento, a ligação apresentará rigidez e resistência maiores.

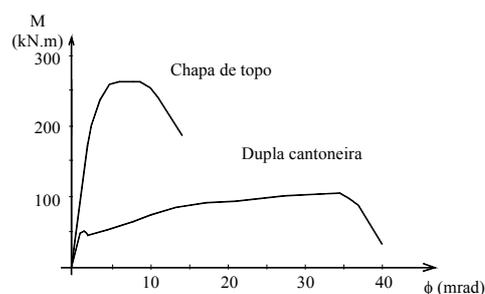


Figura 2.5 - Comportamento $M-\phi$ de ligações com chapa de topo e com dupla cantoneira, mistas aço-concreto Ren *apud* COST 1 (1996)

2.4.2 Laje de concreto armado

A laje é parte da viga (viga-mista) assim como da ligação mista. A laje é conectada à viga de aço por conectores de cisalhamento e, portanto está indiretamente participando da ligação. A influência da laje no comportamento da ligação pode ser visualizada na Figura 2.6 onde são apresentados gráficos $M-\phi$ de dois modelos cruciformes, com mesmo detalhe de ligação, um com laje e outro sem.

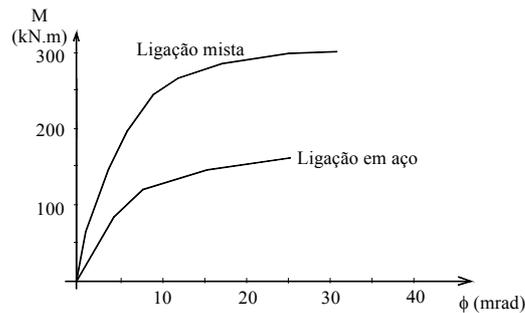


Figura 2.6 - Comparação do comportamento $M-\phi$ de ligação com chapa de topo com e sem a laje de concreto armado Aribert & Lachal *apud* COST 1 (1996)

O comportamento tensão \times deformação da armadura da laje tem influência significativa no comportamento da ligação com relação à sua rigidez, resistência e ductilidade. A razão entre rigidez e resistência de uma ligação sem e com a laje é significativa e irá depender da quantidade, distribuição e propriedades da armadura, além do tipo de laje (maciça ou mista), largura efetiva, resistência à tração do concreto e relação de aderência entre a armadura e o concreto.

A Figura 2.7 mostra os resultados de ensaios realizados por Ren *apud* COST 1 (1996) em ligações mistas com chapa de topo. Foram traçadas 3 curvas com 2 taxas de armadura diferentes. A terceira curva, que tem taxa de armadura igual a uma das outras, ilustra a influência de enrijecedores no pilar.

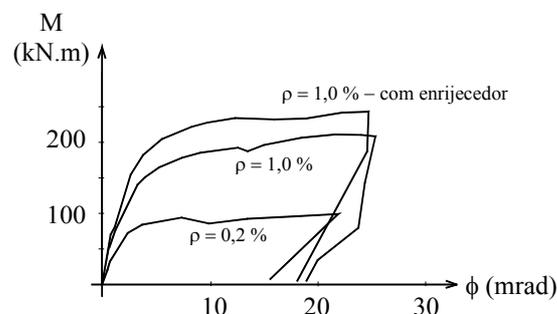


Figura 2.7 - Influência da taxa de armadura em ligações com chapa de topo por Ren *apud* COST 1 (1996)

A largura efetiva de laje que contribui na rigidez da ligação pode ser tomada igual à largura efetiva da laje em uma viga mista. A NBR 8800 (1986) considera apenas vigas bi-apoiadas, e, portanto não distingue largura efetiva em região de momento positivo ou negativo. Segundo a NBR 8800 (1986), quando a laje se estende para ambos os lados da viga, a largura efetiva b , conforme a Figura 2.8, deve ser tomada como o menor dentre os seguintes valores:

- $l/4$ do comprimento da viga,
- largura da mesa superior da viga de aço mais a média das distâncias livres entre essa mesa e as mesas superiores das vigas adjacentes e ;
- dezesseis vezes a espessura da laje mais a largura da mesa superior da viga de aço.

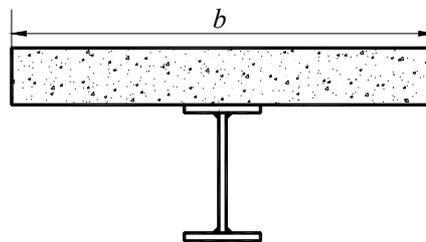


Figura 2.8 - Largura efetiva b quando a laje se estende para ambos os lados da viga

Esta última limitação é alvo de contestações por não ter sido comprovada nenhuma relação entre a espessura da laje e a largura colaborante da laje e está sendo descartada na nova versão da NBR 8800 (1986).

Quando a laje se estende para apenas um dos lados da viga, a largura efetiva b , conforme a Figura 2.9, deve ser tomada como o menor dentre os seguintes valores:

- $l/12$ do comprimento da viga,
- metade da distância livre entre as mesas superiores da viga considerada e da viga adjacente e ;
- seis vezes a espessura da laje.

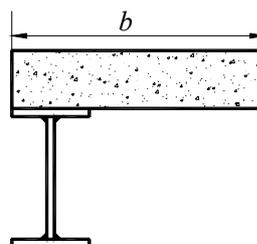


Figura 2.9 - Largura efetiva b quando a laje se estende para apenas um dos lados da viga

O Eurocode 4 prevê larguras efetivas diferentes para regiões de momentos positivo e negativo. A largura em cada um dos lados da viga ($b/2$), conforme Figura 2.10, deve ser menor que $1/8$ de ℓ_0 . Deve-se tomar cuidado também para não tomar um valor de $b/2$ maior que a metade da distância entre almas de vigas adjacentes.

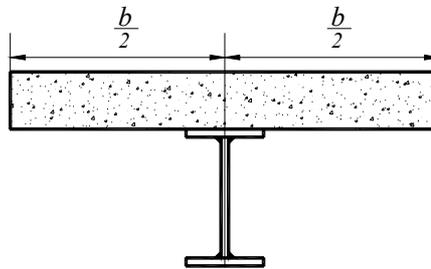


Figura 2.10 – Largura efetiva colaborante da laje segundo o Eurocode 4

ℓ_0 é a distância entre seções de momento nulo, dado por:

Região de momento positivo:

Vão externos: $\ell_0 = 0,8 \cdot \ell_1$

Vão internos: $\ell_0 = 0,7 \cdot \ell_2$

Região de momento negativo:

$\ell_0 = 0,25 \cdot (\ell_1 + \ell_2)$

Trechos em balanço: $\ell_0 = 2 \cdot \ell_3$

ℓ_1 , ℓ_2 e ℓ_3 estão representados na Figura 2.11.

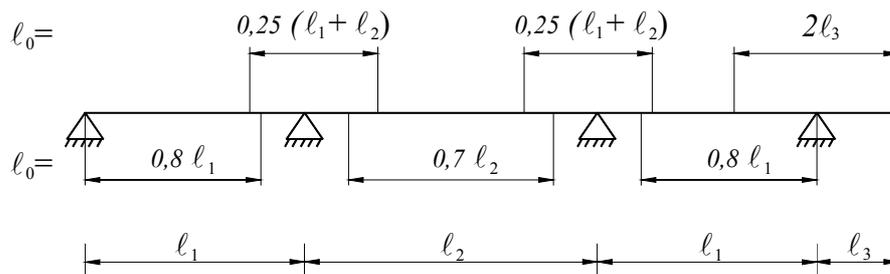


Figura 2.11 - Valores de ℓ_0 em função de ℓ_1 e ℓ_2

Quanto à armadura da laje, Queiroz (2001) salienta que quando o apoio da viga for um pilar, deve-se dispor as barras da armadura de forma que seu centro de gravidade, de cada lado da viga, fique a uma distância de $0,7 \cdot b_c$ a $2,5 \cdot b_c$ da linha de centro da viga.

2.4.3 Partes dos perfis da viga e do pilar

A Figura 2.12 mostra a influência da altura da viga no comportamento da ligação mista identificada nos ensaios realizados por Anderson & Najafi (1994). O gráfico representa a curva $M-\phi$ de dois modelos com ligações com chapa de topo, laje mista e taxa de armadura de 1%. A única diferença entre os dois modelos refere-se ao perfil da viga. O modelo S8FD tem altura quase 1,5 vezes a altura do modelo S8F. O aumento na altura da viga e, portanto, o aumento do braço de alavanca entre os elementos da área tracionada e comprimida faz com que o momento resistente aumente e a capacidade rotacional diminua.

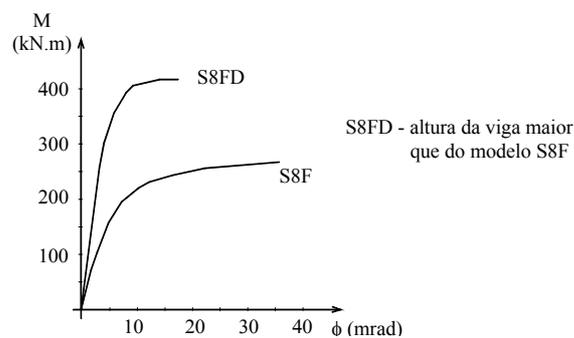
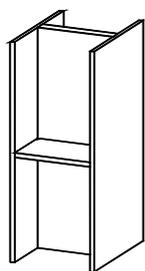


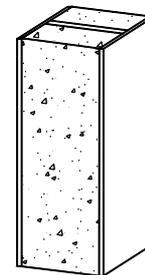
Figura 2.12 - Influência da altura da viga no comportamento da ligação viga-pilar – Anderson & Najafi (1994)

2.4.4 Enrijecedor de alma do pilar

Poderão existir enrijecedores para a alma do pilar na forma de revestimento de concreto ou chapas soldadas conforme ilustra a Figura 2.13. Os enrijecedores influenciam o comportamento da ligação impedindo a flambagem na alma do pilar que constitui um modo de falha da ligação.



Chapa de aço soldada ao pilar



Revestimento de concreto

Figura 2.13 - Enrijecedores de alma do pilar

Nos primeiros programas experimentais os pilares contavam com enrijecedores de alma ou revestimento de concreto, além de estarem sob condições favoráveis de carregamento (simétrico). Por isso não era possível observar a

influência dos enrijecedores no comportamento da ligação. No entanto, os ensaios de Law *apud* Zandonini (1989), mostraram que em uma ligação sem enrijecedor, a alma do pilar pode tornar-se o componente mais fraco da ligação e governar o seu comportamento. Em uma ligação ensaiada sem enrijecedor observou-se a flambagem da alma do pilar a um valor do momento aplicado referente a 55% do momento resistente da ligação com enrijecedor em forma de chapa soldada à mesa do pilar.

A Figura 2.7, do item 2.4.2, ilustra os ganhos de resistência de uma ligação com enrijecedor a partir da comparação de sua curva $M-\phi$ com a curva de um ligação sem enrijecedor.

2.5 PARÂMETROS EXTERNOS À LIGAÇÃO QUE INFLUENCIAM NO SEU COMPORTAMENTO

Além do tipo e do detalhe da ligação, outros parâmetros externos à região nodal influenciam o comportamento $M-\phi$ da ligação. Entre eles:

- Ligação entre a laje de concreto e a viga de aço por conectores de cisalhamento (principalmente o tipo, distribuição e a quantidade de conectores);
- 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).

Para um estudo mais apurado da interferência destes parâmetros no comportamento da ligação, em geral, são necessários ensaios em modelos mais complexos onde vigas e pilares sejam representativos para a análise destas variáveis. Estes modelos, além de fornecerem o comportamento da ligação mais próximo do que ocorre, permite a análise da influência da ligação mista no comportamento do pórtico. Na bibliografia consultada, uma pequena quantidade dedica-se a estes tipos de ensaios. A maioria dos trabalhos se deteve no aprofundamento do estudo dos parâmetros diretamente relacionados à ligação e para isto, ensaios em modelos cruciformes são suficientes. A Figura 2.14 apresenta o esquema de um modelo em pórtico misto.

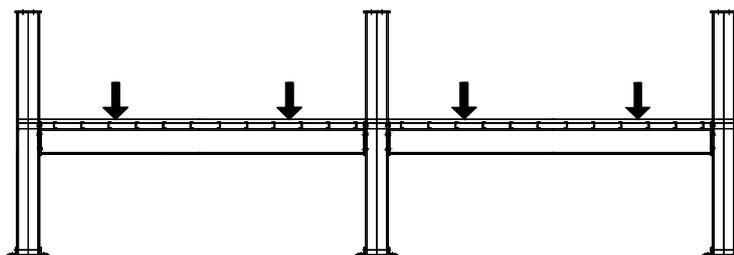


Figura 2.14 - Modelos em pórticos

2.5.1 Ligação laje-viga - Conectores de cisalhamento

A ação mista em vigas mistas é atingida por meio dos conectores de cisalhamento distribuídos ao longo da viga de aço. Estes conectores devem transferir os esforços de cisalhamento entre a viga de aço e a laje de concreto.

Os conectores de cisalhamento são caracterizados por um comportamento força-escorregamento não-linear dependendo de suas características e as do concreto que o reveste. Se a laje for tipo *steel-deck*, a geometria da fôrma e a direção das nervuras também têm influência significativa no comportamento do conector. Os tipos de conectores mais utilizados no Brasil foram apresentados na Figura 1.8.

Admite-se que há interação completa (ou total) quando os conectores distribuídos ao longo da viga são capazes de transferir todo esforço necessário para que a seção mista desenvolva sua resistência máxima à flexão, permitindo algum escorregamento entre os elementos. Na interação parcial admite-se um certo nível de escorregamento entre a viga de aço e o concreto em contrapartida da diminuição do momento resistente da viga mista.

Em região de momento positivo, o conceito de interação total ou parcial se aplica à capacidade dos conectores de transferir os esforços entre a laje de concreto comprimida e a viga de aço. Na região de momento negativo, que é o caso dos trechos de viga próximos à ligação, este conceito refere-se à capacidade dos conectores de transferir esforços entre a armadura da laje e a viga de aço, já que o concreto tracionado é desprezado.

O escorregamento final na interface entre a viga de aço e a laje de concreto próximo à ligação viga-pilar tem influência significativa no comportamento desta ligação, uma vez que interfere na transferência de esforços desta região. Assim, a ligação viga-laje pode interferir nos parâmetros que caracterizam o comportamento de uma ligação: momento resistente, rigidez rotacional e capacidade rotacional; além

do modo de falha. Se os conectores de cisalhamento e a armadura da laje forem insuficientes, a ligação mista se comportará de maneira similar à ligação de aço isolada.

A influência dos conectores de cisalhamento no comportamento da ligação mista depende principalmente do nível de interação que eles conferem, além da sua distribuição ao longo da viga.

Aribert *apud* COST 1(1996) realizou ensaios em ligações com chapa de topo a fim de investigar a influência do nível de interação da ligação de cisalhamento entre a viga de aço e a laje de concreto no comportamento da ligação viga-pilar. Neste trabalho, ele realizou ensaios em modelos com 3 níveis diferentes de interação entre a viga de aço e o concreto (100, 75 e 50%). As curvas $M-\phi$ das ligações destes modelos estão na Figura 2.15. No modelo com interação completa (100%) ocorreu ruptura dos parafusos que limitou a capacidade rotacional da ligação. Nos modelos com interação parcial (75 e 50%) ocorreu falha nos conectores de cisalhamento e apresentaram rigidez rotacional e resistência das ligações um pouco menores.

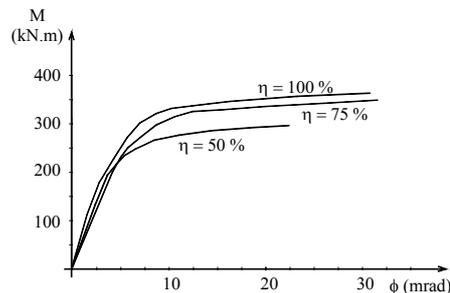


Figura 2.15 - Influência do nível de interação entre a laje de concreto e a viga de aço no comportamento $M-\phi$ de ligações com chapa de topo. Aribert (1995)

Bode & Kronenberger *apud* COST 1 (1996) realizaram ensaios em ligações com cantoneiras para analisar a influência da ligação viga-laje na ligação mista viga-pilar. Os gráficos $M-\phi$ apresentaram um comportamento típico de ligações com cantoneiras. Devido à baixa rigidez e resistência da ligação dos elementos de aço, a influência da armadura e da ligação de cisalhamento é mais evidente, conforme ilustra a Figura 2.16.

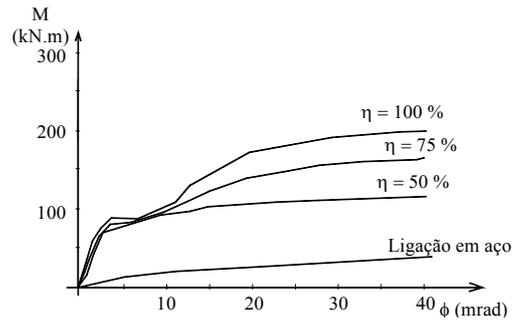


Figura 2.16 - Influência do nível de interação entre a laje e a viga no comportamento $M-\phi$ de ligações com cantoneiras. Bode & Kronenberger *apud* COST 1 (1996)

Não é só o nível de interação entre o aço e o concreto que influencia o comportamento da ligação, mas também o arranjo dos conectores próximos à região nodal. Bode & Kronenberger *apud* COST 1 (1996) também realizaram ensaios nos mesmos tipos de ligação mista viga-pilar para estudar a influência do arranjo dos conectores de cisalhamento.

Law *apud* Zandonini (1989) ensaiou 2 tipos de modelo com a mesma quantidade de conectores, porém um dos tipos tinha distribuição uniforme de conectores, enquanto que no outro eles eram distribuídos de forma que o primeiro conector estava afastado do pilar. As ligações tiveram praticamente o mesmo momento resistente, porém, os modelos que tinham o primeiro conector afastado do pilar tiveram capacidade rotacional maior devido ao escorregamento da laje em relação à viga na região da ligação.

A fim de tirar melhor proveito do comportamento misto da viga e da ligação, o Eurocode 4 recomenda prever interação total nas regiões de momento positivo e interação parcial nas regiões de momento negativo. Desta forma a viga terá alto momento resistente e a ligação, além de ter boa resistência, poderá desenvolver capacidade rotacional suficiente para que a viga atinja sua resistência ao momento fletor.

2.5.2 Tipo de carregamento (simétrico ou assimétrico) e posição da ligação na estrutura (pilar interno ou de extremidade)

Até o item anterior falou-se em ligações analisadas, tanto numérica como experimentalmente, em modelos com carregamento simétrico e com ligações nos dois lados do pilar (modelos cruciformes). Entretanto, na prática, podem ocorrer condições de carregamento assimétrico e ligações em só um lado do pilar.

Quando o carregamento é simétrico, ocorre equilíbrio e nenhum momento adicional é transferido para o pilar. No caso de carregamento assimétrico, a diferença entre os momentos atuantes de um lado e de outro devem ser introduzidos no pilar. No caso de ligação em um só lado do pilar (pilar de extremidade) todo o momento atuando na ligação será transferido para o pilar. Ocorrerão deformações por cisalhamento na alma do pilar - não é rotação, mas permite uma mudança no ângulo entre o eixo do pilar e o eixo da viga. O lado mais carregado terá acréscimos em suas rotações, enquanto que o lado menos carregado terá um decréscimo (Figura 2.17)

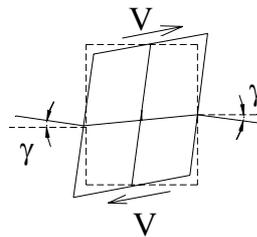


Figura 2.17 - Deformações na alma do pilar

Experimentalmente, pôde-se observar que nos modelos com carregamento assimétrico a falha geralmente ocorre por ruptura do concreto no lado menos carregado (COST 1 (1996)). A resistência da alma do pilar é pequena, mas não significa que a falha ocorrerá nela porque há a influência da ligação do outro lado do pilar.

Já em pilares de extremidade, onde só há ligação em uma das mesas do pilar, a contribuição da alma do pilar nas deformações da ligação é muito maior. Nestes casos, a falha deve ocorrer por escoamento das almas do pilar e da viga de aço. Portanto, a ligação terá sua resistência limitada pela resistência da alma do pilar e sua capacidade rotacional deverá ser consideravelmente maior.

As forças na zona de compressão e na zona de tração na ligação de aço são introduzidas na alma do pilar diretamente. A força de tração na laje não é transferida para o pilar diretamente, uma vez que a armadura da laje não é ancorada no pilar. Esta transferência é feita por contato da laje ao pilar no lado menos carregado da ligação. As forças de tração do lado mais carregado devem ser transferidas internamente, pela própria laje, para o lado menos carregado. Devido a esta transferência de forças ao redor do pilar, pilares com carregamentos assimétricos devem ser providos com armadura de costura adicional para resistir ao esmagamento

do concreto e a forças de tração. Ensaios evidenciaram a importância de se ancorar o lado menos carregado - a armadura deve estar o mais próxima possível do pilar.

Conforme visto anteriormente, a alma do pilar pode ser enrijecida gerando um aumento da rigidez, da resistência e da ductilidade da alma do pilar.

Badran (1994) *apud* COST 1 (1996) observou que a influência do escorregamento devido à interação parcial no comportamento de uma ligação em um pilar de extremidade é mais evidente que sob carregamentos simétricos. Nestes casos ocorre a mesma *tendência* dos modelos simétricos: diminuindo o número de conectores de cisalhamento, diminui-se a rigidez rotacional e a resistência ao momento fletor, enquanto ocorre aumento na capacidade rotacional da ligação. Porém, o número de conectores não mudou o nível de deformações na alma do pilar.

2.5.3 Tipos de construção: escorada ou não escorada

Em estruturas de aço pode-se abrir mão do escoramento das vigas de aço, uma vez que os elementos de aço podem suportar o carregamento do peso próprio da laje durante a fase de construção. Em relação a construções escoradas, as não-escoradas são mais econômicas em relação ao trabalho, tempo e custos na construção; entretanto, acabam resultando um pouco mais robustas devido a verificações adicionais.

O tipo de construção pode ter uma influência significativa no comportamento da ligação, já que se for utilizada construção não-escorada, a ligação viga-pilar em aço é pré-solicitada e, portanto deve possuir uma ductilidade maior que uma ligação similar em construção escorada.

2.6 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os trabalhos publicados que se dedicaram ao estudo das ligações mistas abordaram um ou mais dos seguintes tipos de análise:

Experimental: escolhe-se os parâmetros a serem analisados e monta-se um modelo experimental capaz de reproduzir em laboratório as condições encontradas na prática. Uma série de experimentos pode quantificar a interferência de diferentes parâmetros no comportamento da ligação.

Numérica, via Método dos Elementos Finitos: semelhante ao estudo experimental porém com a facilidade de poder fazer vários testes e, portanto, analisar

vários parâmetros, sem o dispêndio de dinheiro que teria se fosse feito experimentalmente. Entretanto deve se ter muito cuidado se o modelo numérico realmente representa o modelo real.

Analítica: desenvolvimento de modelo que forneça expressões para o cálculo das características da ligação (Momento resistente, capacidade rotacional e rigidez rotacional). Estas expressões são validadas pelos resultados fornecidos por análises experimentais e numéricas.

As tabelas a seguir mostram os principais estudos feitos em cada um destes tipos de análise. Como um mesmo trabalho pode ter abordado mais de um tipo de análise, ele pode aparecer em mais de uma tabela. Pretende-se desta forma facilitar a compreensão do leitor.

A Tabela 2.1, referente aos trabalhos experimentais, é maior porque se procurou apresentar todos os pontos relevantes dos experimentos desenvolvidos. A Tabela 2.2, referente aos trabalhos que se dedicaram ao desenvolvimento de modelos analíticos, foi bem resumida porque os modelos são apresentados mais detalhadamente no Capítulo 3. A tabela de trabalhos numéricos em elementos finitos apresenta apenas o trabalho desenvolvido por Ahmed; Li & Nethercot (1995). A modelagem numérica desenvolvida por estes autores utilizando o programa Abaqus foi a única encontrada durante a Revisão Bibliográfica e foi apresentado em diferentes publicações.

Além destes principais trabalhos não se pode deixar de comentar que, com o crescente interesse pelo assunto, centros de pesquisas de diferentes países começaram a desenvolver trabalhos sobre o tema. Em Portugal, Simões, Silva & Cruz (1999) realizaram um programa experimental em modelos cruciformes e simulando pilar de extremidade, usando pilar em aço e preenchido. Em Singapura, Shanmugam *et al.* (1998) e Liew *et al.* (2000) também desenvolveram um trabalho experimental usando o mesmo detalhe de ligação de Li, Nethercot & Choo (1996a) para análise das seguintes variáveis: enrijecedor da alma do pilar (chapa ou revestimento total ou parcial do pilar I) e taxa de armadura.

Tabela 2.1 – Resumo dos trabalhos experimentais desenvolvidos

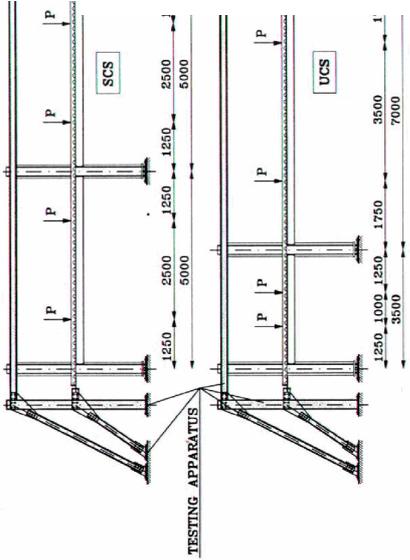
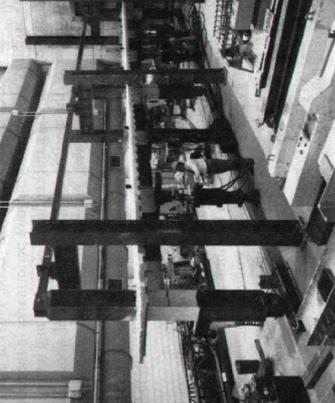
Trabalho	Análise experimental – Modelos, instrumentação e procedimento	Parâmetros investigados	Principais conclusões
Altmann, Maquoi, Jasspart (1991)	Foram ensaiados 38 modelos cruciformes que foram carregados por um atuador com capacidade de 50-ton. Os dois tipos de ligação eram: (1) com cantoneiras de alma e assento; (2) com cantoneiras de alma, de assento e de topo.	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de ligação com 2 ou 3 cantoneiras • Tipo de perfil para pilares e vigas; • Rigidez relativa viga-pilar; • Espessura das cantoneiras; • Taxa de armadura. 	<ul style="list-style-type: none"> • Momentos máximos $\approx M_p$ da seção mista. • Colapso principalmente por flambagem local da alma do pilar e por escoamento das barras da armadura da laje. • A espessura da cantoneira não influencia muito no comportamento da ligação
Ligações estudadas	20 <i>strain gages</i> foram posicionados nas mesas das vigas e na armadura. Também foram colocados transdutores de deslocamento para controle dos deslocamentos A laje de concreto armado ($t = 12\text{ cm}$) foi conectada à viga de aço por conectores tipo pino com cabeça. Foram utilizadas 3 taxas de armadura diferentes, variando o diâmetro das barras ($\phi = 10, 14 \text{ e } 18\text{ mm}$).	<ul style="list-style-type: none"> • Não há muita diferença no comportamento das ligações com 2 ou 3 cantoneiras nos modelos com barras $\phi 14 \text{ e } 18\text{ mm}$ na armadura da laje. • Para modelos com barras $\phi 10\text{ mm}$ houve aumento da resistência ao momento fletor da ligação com 2 para a ligação com 3 cantoneiras. • Maior taxa de armadura \rightarrow maior rigidez e resistência última da ligação, porém, há diminuição da capacidade rotacional. 	<ul style="list-style-type: none"> • Não há muita diferença no comportamento das ligações com 2 ou 3 cantoneiras nos modelos com barras $\phi 14 \text{ e } 18\text{ mm}$ na armadura da laje. • Para modelos com barras $\phi 10\text{ mm}$ houve aumento da resistência ao momento fletor da ligação com 2 para a ligação com 3 cantoneiras. • Maior taxa de armadura \rightarrow maior rigidez e resistência última da ligação, porém, há diminuição da capacidade rotacional.
ligações com cantoneiras			

Trabalho	Análise experimental – Modelos, instrumentação e procedimento	Parâmetros investigados	Principais conclusões
Bernuzzi, Noè & Zandonini (1991)	Foram realizados ensaios em 12 modelos cruciformes sob carregamento simétrico. Para todos os modelos admitiu-se interação completa laje-viga. Os modelos foram carregados monotonicamente até o colapso. A rotação não foi medida diretamente na ligação, mas em uma seção a 29 cm da extremidade da viga. Este programa experimental incluiu ainda mais 3 modelos sob carregamento cíclico.	Além do detalhe da ligação foram estudados outros parâmetros: <ul style="list-style-type: none"> • Taxa de armadura; • Tipo de laje (maciça ou steel deck) • Tipo de conector de cisalhamento; • Tipo de pilar (I ou tubular preenchido com concreto); • Detalhe da laje ao redor do pilar; • Tipo de carregamento (simétrico ou não). 	<ul style="list-style-type: none"> • Nos modelos com laje maciça pôde-se concluir que é possível obter diferentes valores de rigidez e resistência a partir da escolha adequada do detalhe de ligação e da taxa de armadura. Os valores de capacidade rotacional foram altos e os ensaios encerraram por deformação excessiva dos modelos. O modelo totalmente rígido foi o que teve menor capacidade rotacional. • Nos modelos com laje mista ficou evidenciada a importância da armadura transversal. A falha ocorreu por cisalhamento entre a laje e a viga. O modelo com ligação mais flexível foi o único que teve capacidade rotacional compatível com as dos modelos com laje maciça. • Analisando a influência do tipo de laje, pôde-se observar que os modelos mais flexíveis com laje mista tiveram momento resistente um pouco maior e rigidez um pouco menor. • Os modelos com pilar tubular preenchido tiveram momentos resistentes menores que os modelos similares com pilar I devido às deformações prematuras na parede do tubo na região dos parafusos tracionados.
Ligações estudadas	5 tipos diferentes de ligação desde detalhes mais rígidos (lig. soldada) até detalhes mais flexíveis (com cantoneiras ou chapas de topo parciais)		

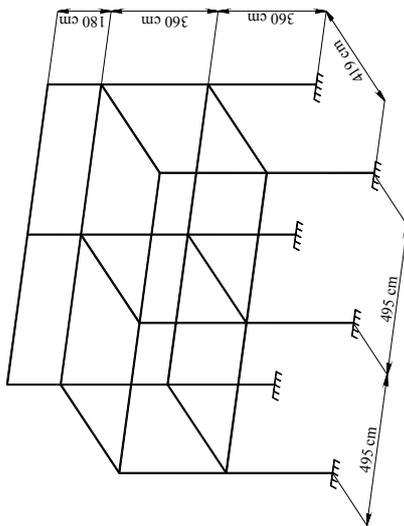
Trabalho	Análise experimental – Modelos, instrumentação e procedimento	Parâmetros investigados	Principais conclusões
Xiao, Choo & Nethercot (1994)	Foram utilizadas duas configurações diferentes de modelo: uma cruciforme e outra com viga conectada apenas em um lado do pilar. A laje mista foi conectada à viga por conectores tipo pino com cabeça sob interação completa.	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de ligação; • Taxa de armadura; • Enrijecedores de alma no pilar; • Razão cortante /momento 	O modelo com ligação em dupla cantoneira e sem laje falhou por deslocamento excessivo da viga. Colocando a laje mista com pequena taxa de armadura (0,2%), constatou-se um ganho de 40% no momento resistente e diminuição da capacidade rotacional. Observou-se a perda de rigidez da ligação após a fissuração da laje e um aumento próximo da falha. Com taxa de armadura de 0,2% a falha ocorreu por ruptura da malha de aço. Aumentando a taxa de armadura (0,7%), o modo de falha passa a ser por deformação excessiva no pilar, com aumento do momento resistente e da capacidade rotacional. Com taxa de armadura ainda maior, 1%, os modelos falharam por FLM e FLA do pilar. Os modelos com ligação com chapa de topo apresentaram maior rigidez e resistência. O enrijecedor de alma no pilar aumenta a rigidez e a resistência da ligação e muda o modo de falha (FLM da viga). Para razão V/M maior, o momento resistente é menor. C/ taxa de armadura ainda maior (1,2%) e viga ligada ao pilar no eixo de menor inércia os ganhos de resistência não foram significativos.
Ligações estudadas	Foram posicionados <i>strain gauges</i> na armadura da laje e na viga de aço, além de inclinômetros para medir a rotação do pilar e a rotação relativa da viga. Utilizaram transdutores de deslocamento para medir a flecha na viga e monitorar o escorregamento das cantoneiras.	<ul style="list-style-type: none"> • Posição do pilar na estrutura (com uma ou duas vigas conectadas a ele). 	
Váriados, desde detalhes bem flexíveis até detalhes mais rígidos: chapa fina, dupla cantoneira e chapa de topo.	O carregamento prosseguiu após o valor de pico para obter informações sobre a ductilidade do modelo e a situação pós-crítica. Após os ensaios, foram feitas inspeções nos modelos (remoção de parafusos, checagem de escorregamentos e deformações nos furos e; em alguns casos, a laje foi cortada e os conectores inspecionados).		

Trabalho	Análise experimental – Modelos, instrumentação e procedimento	Parâmetros investigados	Principais conclusões
Anderson & Najafi (1994)	<ul style="list-style-type: none"> 8 modelos cruciformes, sendo um deles sem a laje (fins comparativos); Laje mista com largura referente à largura efetiva da viga mista de 9,00 m com taxa de armadura de 0,55% a 1,65%, e barras contínuas no trecho da ligação contornando o pilar; 	<ul style="list-style-type: none"> Tipo de ligação Taxa de armadura Perfil da viga 	<p>As 2 ligações em cada modelo eram idênticas e apresentaram, em geral, respostas parecidas, com comportamento não-linear e a curva M-ϕ aproximando da horizontal para mesmos níveis de carga. Na maioria dos modelos a falha ocorreu por ruptura da armadura ou flambagem local do perfil. Observou-se que o aumento da taxa de armadura proporciona ganhos de resistência e capacidade rotacional. Entre os modelos com taxa de armadura de 1,1 %, aquele com ligação com chapa de topo completa apresentou deformações associadas à flambagem local na mesa inferior da viga de aço, enquanto que o com chapa de topo estendida apresentou flambagem local na alma e na mesa superior da viga com deformações relativamente pequenas na mesa do pilar resultando em ganhos em resistência e capacidade de rotação. O aumento da altura da viga resulta em ganhos de rigidez e perdas na capacidade de rotação. O comportamento do modelo sem a laje foi caracterizado por baixa resistência e grandes rotações.</p>
Ligações estudadas	<ul style="list-style-type: none"> Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, resultando em Interação completa; 2 macacos independentes para aplicar as cargas em cada viga a 1.400 mm do pilar; Transdutores e inclinômetros p/ medir rotação; <i>Strains gages</i> nas armaduras e nos perfis; Transdutores de deslocamento em cada trecho de viga (flechas); Transdutores para medir o escorregamento entre aço e concreto e o escorregamento vertical na ligação; Antes de serem carregados até o colapso, os modelos foram carregados e descarregados para checagem do "aparato". 		

Trabalho	Análise experimental – Modelos, instrumentação e procedimento	Parâmetros investigados	Principais conclusões
Li, Nethercot & Choo (1996a)	7 modelos cruciformes, um sem a laje (fins comparativos). Pilares fixos nas extremidades. Foram conectadas ao pilar vigas menores (c/ mesmo tipo de ligação) na direção transversal à viga principal. Laje mista, seção de 110×1000 mm. Armadura longitudinal: $4\phi 12$ e $4\phi 10$. Armadura transversal: $\phi 10$ a cada 100 mm. Conectores de cisalhamento em duas filas, tipo pino com cabeça, $\phi 19$ (interação completa). Concreto C30.	Os modelos foram divididos em dois grupos de 3 de forma a permitir a análise da influência de 2 variáveis principais: Carregamento assimétrico (momento não-balanceado) Relação cortante-momento (V/M)	<ul style="list-style-type: none"> Os ensaios encerraram por deformação excessiva do modelo → ligações mistas com chapa de topo permitem grandes rotações. O aumento da razão V/M resulta em uma sutil diminuição do momento resistente e da rigidez. Porém, p/ V/M muito grande ocorreu aumento da rigidez e do momento resistente, o que pode ser explicado pela transferência direta da força vertical pela alma da viga. Concluiu-se que a cortante tem pouca influência na resistência da ligação, exceto quando ela é muito maior que a resistência à força cortante da alma da viga. O efeito do carregamento não simétrico na resistência da ligação só é significativo quando a força na armadura é maior que a resistência à força cortante do pilar ou que a resistência ao contato entre o concreto da laje e a face do pilar. A armadura é o parâmetro mais importante no comportamento da ligação mista. P/ limitar as aberturas das fissuras em $0,3$ mm, basta limitar a tensão na armadura em $150N/mm^2$ ou o momento na ligação em 50% de sua resistência última.
Ligações estudadas	Ligação com chapa de topo		

Trabalho	Análise experimental – Modelos, instrumentação e procedimento	Parâmetros investigados	Principais conclusões
<p>Benussi, Bernuzzi, Noe & Zandonini (1996)</p>	<p>Até então, a análise experimental de ligações mistas era feita em ligações isoladas (modelo cruciforme) sem se comprovar sua representatividade se comparado com uma mesma ligação em um pórtico.</p> <p>Neste trabalho foram ensaiados modelos em <i>sub pórtico</i> misto que consistia de 1 andar com 2 vigas e 3 pilares. As ligações eram com chapa de topo. A laje mista tinha taxa de armadura de 1% e interação completa com a viga. Havia 2 tipos de modelo:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Modelo SCS: 2 vigas c/ vão de 5m • Modelo UCS: 2 vigas - vãos de 3,5m e 7m <p>Havia 220 pontos de mensuração. Foi feito monitoramento das tensões na fase de construção e de cura do concreto e o controle de carregamento</p>	<p>Modelo de sub pórtico</p>	<p>• <i>Modelo SCS</i> - Carregamento simétrico. As ligações internas entraram primeiro na fase plástica devido ao escoamento quase simultâneo da armadura e da zona do pilar sob compressão. Como consequência ocorreu uma perda brusca de rigidez da ligação com redistribuição do momento que resultou na formação de uma rótula plástica em uma das vigas no ponto de aplicação da carga. O colapso se deu por flambagem local na viga (na rótula plástica). Apesar das deformações plásticas consideráveis, a ligação não estava envolvida na falha do modelo. Sua capacidade rotacional foi mais que suficiente para assegurar condições para que a falha ocorresse na viga. As curvas $M-\phi$ das ligações externas e internas resultaram parecidas.</p> <p>• <i>Modelo UCS</i> - O carregamento foi feito igualmente nas duas vigas até o colapso da maior. Então o carregamento foi mantido constante nesta viga e prosseguiu na viga menor até o seu colapso. Os colapsos nas vigas ocorreram da mesma forma que ocorreu no ensaio do modelo SCS.</p>
<p>Ligações estudadas</p>	<p>Ligação com chapa de topo</p>		

Trabalho	Análise experimental – Modelos, instrumentação e procedimento	Parâmetros investigados	Principais conclusões
<p>Benussi, Nethercot & Zandonini (1996)</p>	<p>Foram realizados ensaios em modelos de pórtico e sub-pórtico para análise de ligações mistas. Os resultados são comparados com resultados de modelos cruciformes. A descrição do modelo de sub-pórtico foi feito no trabalho Benussi <i>et al.</i> (1996). O modelo em pórtico teve os mesmos detalhes dos modelos em sub-pórtico, porém com dois vãos e dois andares.</p>	<p>Modelo de pórtico</p>	<p>Ensaio em sub pórticos</p> <ul style="list-style-type: none"> Os detalhes e conclusões destes ensaios estão apresentados no trabalho Benussi, Bernuzzi, Noe & Zandonini (1996) <p>Ensaio nos pórticos</p> <ul style="list-style-type: none"> Comparando a curva $M-\phi$ de uma ligação do pórtico com a de um modelo cruciforme, observou-se que a curva da ligação do pórtico está abaixo da curva do modelo cruciforme.
<p>Ligações estudadas</p> <p>Ligações com chapa de topo</p>			<p>Algumas razões para isso podem ser:</p> <ol style="list-style-type: none"> No pórtico há maiores forças cortantes Nos ensaios do pórtico foi inevitável a assimetria do carregamento, o que submeteu as ligações a situações mais críticas; A rotação da ligação é obtida tomando a diferença entre a rotação na extremidade da viga e a rotação do pilar. No modelo de pórtico não foi possível medir a rotação no eixo do pilar, como foi feito no modelo cruciforme. Portanto, pode ter se superestimado a rotação da ligação e, por consequência, subestimado a rigidez.



Trabalho	Análise experimental – Modelos, instrumentação e procedimento	Parâmetros investigados	Principais conclusões
Bernuzzi & Zandonini (1996)	<ul style="list-style-type: none"> Modelos utilizando o sistema <i>slim slab</i>: viga de aço soldada, parcialmente embutida na laje mista. 	Programa de ensaio em ligações:	Programa de ensaio em ligações:
e, Zandonini, Bernuzzi & Pardatscher (1997)	<ul style="list-style-type: none"> Programa experimental: ensaios em vigas ($M-v$) e ligações ($M-\phi$) 	<ul style="list-style-type: none"> Posição do pilar na estrutura (de extremidade ou interno); 	<ul style="list-style-type: none"> Os ensaios encerraram por deformação excessiva do modelo.
	Programa de ensaio em ligações	<ul style="list-style-type: none"> Tipo e forma do pilar (I ou tubular preenchido); 	<ul style="list-style-type: none"> Ligação em pilar interno (modelos curciformes): o comportamento não foi influenciado pelo tipo de pilar. A armadura foi o parâmetro que mais influenciou na curva $M-\phi$ da ligação. O escoamento das barras permitiu aos modelos atingirem altos valores de capacidade rotacional.
	<ul style="list-style-type: none"> Ligação: chapa de topo parcial, $t=12mm$, 2 parafusos. 	<ul style="list-style-type: none"> Taxa de armadura ($0,3\% - 3 \phi 10$ e, $0,57\% - 4 \phi 12$); 	<ul style="list-style-type: none"> Ligações em pilar de extremidade: nos modelos c/ pilar I formou-se um sistema de transferência de força mais favorável. Devido ao estado de tensão mais crítico, os modelos com pilar tubular tiveram colapso frágil por ruptura do concreto próximo ao pilar (lado oposto à ligação). As barras de ancoragem fizeram com que a tensão média das barras longitudinais diminuíssem.
	Ligações estudadas	Programa de ensaio em vigas:	Ensaios em modelos de viga
Ligação com chapa de topo parcial, com 2 parafusos	<ul style="list-style-type: none"> Interação completa laje-viga (Eurocode 4). Controle de carregamento durante a fase elástica e, depois, controle do deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga. 	<ul style="list-style-type: none"> Nível de interação Condições de carregamento 	<ul style="list-style-type: none"> Modelos com comportamentos similares. Pôde-se concluir que o revestimento da mesa superior pela laje permite a formação de um mecanismo mais eficaz de transferência das forças de cisalhamento comparado aos sistemas tradicionais
	Ensaios em modelos de viga	<ul style="list-style-type: none"> 3 modelos diferentes quanto ao nível de interação laje-viga. Taxa de armadura: $0,57\%$. Cada modelo foi testado sob 3 condições de carregamento diferentes (análise do modelo sob momento negativo e positivo). 	

Tabela 2.2 – Resumo dos trabalhos numéricos, via Método dos Elementos Finitos desenvolvidos

Trabalho	Análise numérica via MEF – Modelos e procedimento	Parâmetros investigados	Principais conclusões
Ahmed, Li & Nethercot (1995)	Foi utilizado o programa Abaqus para uma análise paramétrica. O modelo foi validado por comparações com os resultados experimentais de Li <i>et al.</i> (1996a). Tirou-se proveito da simetria dos modelos cruciformes. As mesas e almas da viga e do pilar e a chapa de topo foram modeladas utilizando elementos de casca com 4 nós e 6 graus de liberdade por nó. Foram utilizados elementos de contato entre a chapa de topo e a mesa da viga capazes de transmitir qualquer força de compressão entre os elementos e, ao mesmo tempo, permitir que não haja nenhuma transferência de força de tração na separação destes elementos. Os parafusos foram modelados por elementos de mola onde era fornecido seu comportamento força – deslocamento. O concreto foi desprezado. Os conectores foram modelados por elementos de viga e a armadura por elementos de barra de treliça. Para ligar a armadura aos conectores foram utilizados acoplamentos de deslocamento. O escorregamento entre a laje e a viga também foi representado por elementos de mola.	<ul style="list-style-type: none"> • Taxa de armadura • Nível de interação viga-laje • Espessura da chapa de topo • Espessura da mesa inferior da viga • Espessura da alma do pilar 	Pode-se concluir que os parâmetros que interferem mais significativamente no comportamento da ligação são a taxa de armadura da laje e o nível de interação entre a viga de aço e a laje de concreto conferida pelos conectores de cisalhamento. A espessura da alma do pilar foi o parâmetro analisado que menos interferiu no comportamento da ligação. Este trabalho gerou uma grande quantidade de informações sobre seu comportamento, permitindo o desenvolvimento de um modelo para cálculo do momento resistente da ligação.
Ligações estudadas			
Ligação com chapa de topo			

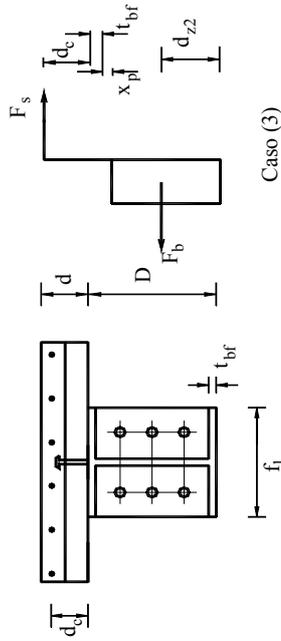
Tabela 2.3 – Resumo dos trabalhos analíticos desenvolvidos

Trabalho	Ligações estudadas	Parâmetro da curva M-φ avaliado	Modelo Analítico – Principais hipóteses
Anderson & Najafi (1994)	Ligações com chapa de topo não-estendida e com laje mista	Momento resistente e Rigidez rotacional e Capacidade rotacional	Os autores adaptaram um modelo desenvolvido para ligações com dupla cantoneira e chapa de topo parcial para o caso de ligações com chapa de topo “completa” e com laje mista. Neste modelo, cada mola representa um componente da ligação que a princípio pode ser assumido com comportamento elástico ou elasto-plástico.
Trabalho	Ligações estudadas	Parâmetro da curva M-φ avaliado	Modelo Analítico – Principais hipóteses
Ren & Crisinel (1995)	Ligação com dupla cantoneira e com chapa de topo.	Momento resistente e Rigidez rotacional e Capacidade rotacional	Também desenvolveram um modelo de molas que inclui a ligação de aço, o cisalhamento horizontal e a laje de concreto. O modelo numérico desenvolvido para análise não-linear do comportamento da ligação mista que foi incorporado em um programa já existente para análise de viga mista. O programa foi testado com 14 modelos ensaiados e as comparações confirmaram a validação do modelo e do programa. O método é baseado no modelo mecânico onde os elementos chave são simulados por um sistema de molas. As molas podem ter comportamento elástico ou elasto-plástico.

Trabalho Ligações estudadas Parâmetro da curva M-φ avaliado Modelo Analítico – Principais hipóteses

Xiao, Choo, & Nethercot (1996) Ligações com chapa de topo Momento resistente O método se baseia no conceito de blocos de tensão para determinar a contribuição de cada elemento individual da ligação no momento resistente. O

modelo original desprezava a contribuição dos parafusos e assumia o braço de alavanca fixado como a distância entre a armadura da laje e a mesa inferior da viga. Sabe-se, dos ensaios realizados, que para estes tipos de modelo a linha neutra, em geral, está posicionada abaixo da primeira linha de parafusos e, portanto o modelo original era muito conservador. Altos valores de esforço cortante não são considerados neste modelo como parâmetro que interfere no momento resistente da ligação.



Trabalho Ligações estudadas Parâmetro da curva M-φ avaliado Modelo Analítico – Principais hipóteses

Li, Nethercot & Choo (1996b) Ligações com chapa de topo Momento resistente Desenvolveram um modelo para cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo não-estendida no qual é possível considerar situações em que os momentos atuando em cada lado do pilar não são iguais. O modelo considera a influência de altos valores de força cortante atuando na ligação. A primeira parte do trabalho consistiu em encontrar equações que pudessem simplificar as várias equações propostas pelo Eurocode 3 para o cálculo das forças nos parafusos. Após o cálculo das forças nos diversos elementos componentes da ligação é possível obter a posição da linha neutra e em seguida calcular o momento resistente da ligação

Trabalho	Ligações estudadas	Parâmetro da curva M-ϕ avaliado	Modelo Analítico – Principais hipóteses
Ahmed & Nethercot (1996)	Ligação com chapa de topo	Momento resistente	Trabalhos experimentais anteriores já mostraram que há redução do momento resistente da ligação na presença de altos valores de cortante. No entanto, entre estas pesquisas há resultados contraditórios. Então, os autores fizeram uma simulação numérica utilizando o programa Abaqus, que foi validada por comparação com resultados experimentais, que permitiu estudar a influência da cortante em diferentes tipos de ligações sob diferentes modos de falha. Concluíram que a influência da cortante na resistência da ligação está relacionada ao seu modo de falha. Foram desenvolvidas expressões para checar cada possibilidade de falha. Por fim, apresenta-se um método para calcular a resistência ao momento fletor considerando a presença de elevados valores de força cortante.
Trabalho	Ligações estudadas	Parâmetro da curva M-ϕ avaliado	Modelo Analítico – Principais hipóteses
Ahmed, Nethercot (1997)	Ligação com chapa de topo	Rigidez inicial e Capacidade rotacional	O método proposto neste artigo adota as seguintes hipóteses: <ul style="list-style-type: none"> • A análise da rigidez inicial é feita sob pequenos carregamentos e, portanto admite-se que as forças internas desenvolvidas são pequenas permitindo considerar apenas as influências da armadura, dos parafusos e da alma do pilar na altura da mesa inferior da viga; • Somente os parafusos nas linhas superiores estarão tracionados para estes níveis de carregamento, e; • A deformação da alma da viga é elástica linear.

3. MODELOS PARA PREVISÃO DA CURVA $M-\phi$ EM LIGAÇÕES MISTAS AÇO-CONCRETO

3.1 GENERALIDADES

O método de dimensionamento de ligações com chapa de topo em estruturas de aço (sem a consideração da laje) proposto pelo Eurocode 3 será apresentado no próximo item (3.2) para a melhor compreensão dos modelos desenvolvidos para previsão dos parâmetros que caracterizam uma ligação (momento resistente, capacidade rotacional e rigidez rotacional) considerando seu comportamento misto. A maioria destes modelos segue a filosofia de cálculo adotada pelo Eurocode 3.

Os modelos de cálculo para ligação mista serão apresentados em seguida (itens 3.3 e 3.4) e além de mostrarem a evolução nas considerações feitas na análise do comportamento da ligação, também serviram de embasamento para o desenvolvimento de um modelo aplicável aos perfis normalmente utilizados no Brasil.

Os símbolos que representam as principais dimensões envolvidas nos modelos são apresentadas na Figura 3.1.

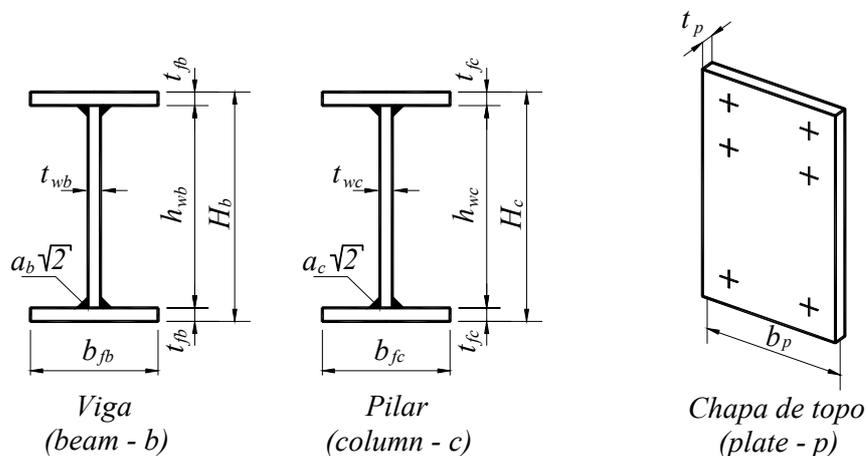


Figura 3.1 – Símbolos das dimensões dos perfis e da chapa de topo

H_b – Altura total do perfil da viga

H_c – Altura total do perfil do pilar

a_b – Garganta efetiva da solda de composição do perfil da viga ($a_b\sqrt{2}$ - perna do filete)

a_c – Garganta efetiva da solda de composição do perfil do pilar ($a_c \sqrt{2}$ - perna do filete)

a_p – Garganta efetiva da solda entre a viga e a chapa de topo ($a_p \sqrt{2}$ - perna do filete)

b_{fb} – Largura da mesa da viga

t_{fb} – Espessura da mesa da viga

b_{fc} – Largura da mesa do pilar

t_{fc} – Espessura da mesa do pilar

h_{wb} – Altura da alma da viga

t_{wb} – Espessura da alma da viga

h_{wc} – Altura da alma do pilar

t_{wc} – Espessura da alma do pilar

b_p – Largura da chapa de topo

t_p – Espessura da chapa de topo

r – Raio entre a mesa e a alma de um perfil laminado de abas paralelas, com o índice b refere-se ao perfil da viga (r_b) e com o índice c refere-se ao perfil do pilar (r_c), conforme a Figura 3.2.

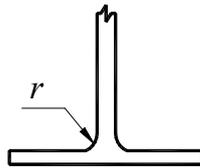


Figura 3.2 - Perfil laminado de abas paralelas

3.2 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES COM CHAPA DE TOPO PELO EUROCODE 3

O Eurocode 3 apresenta o procedimento para dimensionamento de ligações viga-pilar com elementos constituídos de perfis laminados ou soldados, abrangendo vários detalhes de ligações, inclusive com chapa de topo estendida ou não.

O método divide as ligações segundo seus componentes básicos e propõe um modelo de cálculo de resistência para cada um destes componentes. A partir das resistências dos componentes básicos é possível determinar a força resistente em cada uma das linhas de parafusos. A capacidade resistente de cada linha de parafuso é dada pelo menor valor de resistência associada aos modos de falha possíveis de ocorrerem (componentes básicos: flexão na chapa de topo, flexão na mesa do pilar, tração na alma do pilar e da viga). Desta forma, o cálculo não é só função das características dos parafusos, mas leva-se em consideração todos os elementos resistentes que interagem na região verificada, incluindo os aspectos geométricos. Para uma ligação com chapa de topo, os componentes básicos são os seguintes:

Tabela 3.1 – Componentes básicos

	Componente básico	Representação
1	Mesa do pilar sob flexão	
2	Chapa de topo sob flexão	
3	Alma do pilar sob cisalhamento	
4	Alma do pilar sob compressão transversal	
5	Mesa ou alma da viga sob compressão	
6	Alma do pilar sob tração transversal	
7	Alma da viga sob tração	
8	Parafuso sob tração	

O momento resistente da ligação é obtido a partir do diagrama de forças, admitindo que o centro de rotação está localizado na linha de centro da mesa inferior da viga, conforme a Figura 3.3.

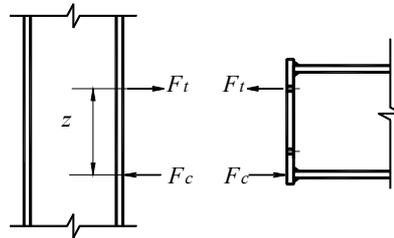


Figura 3.3 - Diagrama de forças em uma ligação de aço

Primeiramente será discutido o modelo de T-equivalente utilizado para a análise da flexão na chapa de topo e na mesa do pilar. Em seguida será abordado cada um dos componentes básicos.

3.2.1 Modelo de T-equivalente

Para determinar a resistência à flexão na chapa de topo e na mesa do pilar, o Eurocode 3 recomenda a análise de um perfil T equivalente para considerar o comportamento em torno do parafuso, caracterizado pela formação de linhas de charneiras de plastificação. Esta análise deve ser feita tanto para cada linha de parafusos isolada quanto como se ela fizesse parte de um grupo em combinação com as linhas anteriormente analisadas. A resistência de cada linha será dada pelo menor valor obtido entre: (1) a capacidade resistente da linha atuando isoladamente e (2) atuando como um grupo, subtraindo a capacidade resistente das linhas anteriores, calculadas para a ação isolada. A Figura 3.4 ilustra o processo de determinação da capacidade resistente das linhas de parafusos, considerando-se a tração nos parafusos.

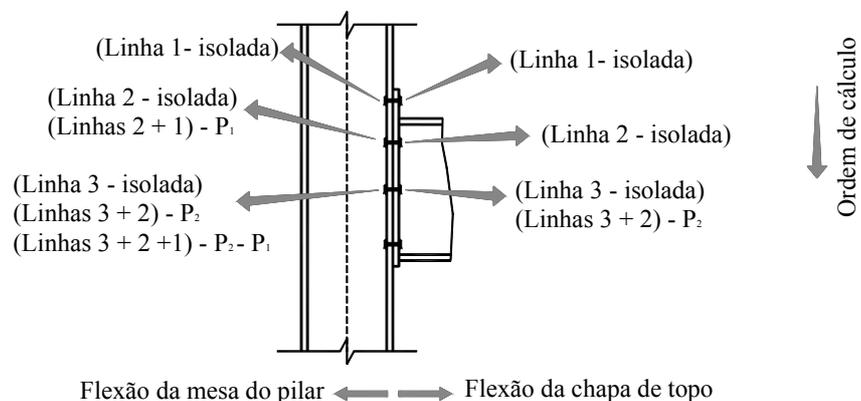


Figura 3.4 - Etapas da verificação da capacidade resistente nas linhas de parafusos

Um enrijecedor tracionado (ou a mesa da viga) atua como um divisor entre as linhas de parafusos, em termos de atuação conjunta, de modo que nenhuma linha abaixo dele deve ser considerada em combinação com qualquer linha situada acima do enrijecedor, para o correspondente lado da ligação.

A capacidade resistente à flexão da mesa do pilar ou da chapa de topo é dada pelo menor valor obtido quando são empregadas as expressões de 3.1 a 3.3, correspondentes aos diferentes tipos de colapso do modelo de T-equivalente que estão esquematizados na Figura 3.5. Este modelo foi apresentado inicialmente por Zoetemeijer & deBack (1972) *apud* Romano (2001), que a partir da observação experimental de ligações em perfis T, definiram os 3 modos de falha apresentados.

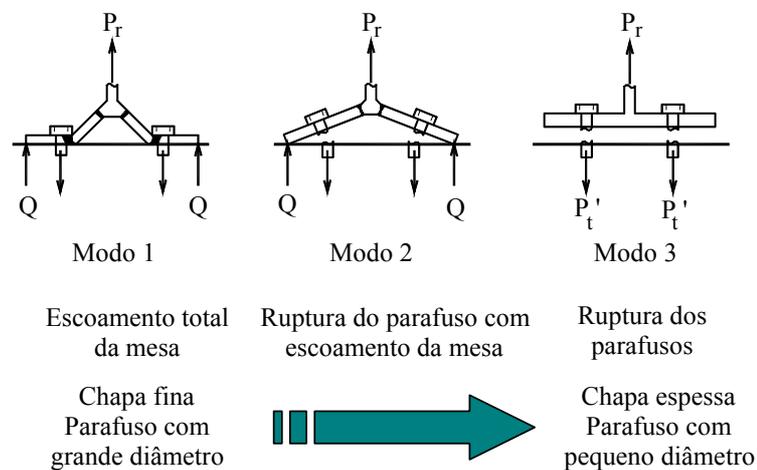


Figura 3.5 - Flexão de um modelo T-equivalente

A resistência do perfil T-equivalente a cada um dos modos de falha é dada por:

i) Modo 1 - Escoamento total do flange ou da chapa de topo

$$F_{t_1} = \frac{4 M_{pl,1}}{m} \quad (3.1)$$

ii) Modo 2 - Colapso do parafuso com escoamento do flange ou da chapa de topo

$$F_{t_2} = \frac{2 M_{pl,2} + n \sum P'_t}{m + n} \quad (3.2)$$

iii) Modo 3 - Colapso do parafuso

$$F_{t_3} = \sum P'_t \quad (3.3)$$

Onde:

m - Distância do centro do parafuso à face da alma do pilar ou da viga, menos 80% do raio de perfil ou da dimensão da solda, conforme Figura 7.6. No caso da extensão da chapa de topo, m deve ser tomado como m_x .

n - Dado por e_{min} (Figura 3.6) e, no máximo igual a $1,25 m$. No caso da extensão da chapa de topo, $e_{min} = e_x$

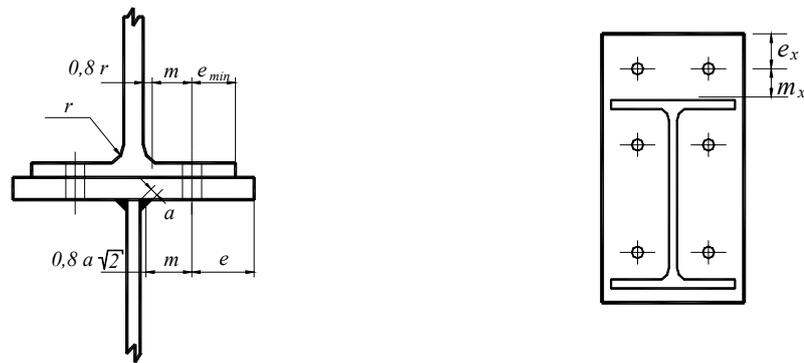


Figura 3.6 – Parâmetros m e e

M_{pl} - momento de plastificação total do perfil “T” equivalente, representando o flange do pilar ou a chapa de topo, dado por:

$$M_{pl,1} = \frac{\sum \ell_{eff,1} t^2 f_y}{4} \quad \text{e} \quad M_{pl,2} = \frac{\sum \ell_{eff,2} t^2 f_y}{4} \quad (3.4)$$

t - Espessura do flange do pilar ou da chapa de topo

f_y - Limite de escoamento do flange do pilar ou da chapa de topo

F_t - Capacidade resistente da linha ou grupo de linhas de parafusos

P'_t - Limite superior de resistência do parafuso quando o efeito de alavanca é considerado

$\sum P'_t$ - Somatório dos limites superiores de resistência de todos os parafusos de um grupo

$\sum \ell_{eff,1}$ e $\sum \ell_{eff,2}$ - Comprimento efetivo da linha de escoamento no perfil “T” equivalente, apresentado em forma de tabelas, de acordo com a posição das linhas ou grupos de linhas de parafusos e da presença ou não de enrijecedores ou da mesa da viga. No caso de análise de uma linha de parafusos isoladamente, $\sum \ell_{eff,1} = \ell_{eff,1}$ e $\sum \ell_{eff,2} = \ell_{eff,2}$ (Figura 3.7)

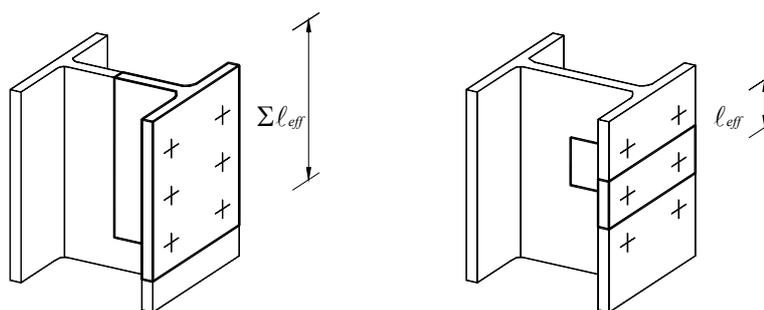


Figura 3.7 – Comprimento efetivo de um T-equivalente para análise de uma linha de parafuso isolada e de um grupo de linhas

Estes comprimentos efetivos foram estabelecidos inicialmente por Zoetemeijer (1974) *apud* Romano (2001) que, a partir das configurações plásticas de tensões observadas nos ensaios em perfis T, estabeleceu a equivalência da mesa do pilar (e da chapa de topo) a um comprimento efetivo da mesa de um perfil T sem enrijecimento, capaz de transmitir o mesmo esforço de tração.

3.2.2 Apresentação dos componentes básicos

a) Análise da flexão da mesa do pilar

O comprimento efetivo do perfil T equivalente para flexão na mesa do pilar é dado conforme as Tabelas 3.2 e 3.3. O desenvolvimento das expressões apresentadas nestas Tabelas é apresentado em Romano (2001) e Maggi (2004). Os termos “configuração circular e não-circular” referem-se às possíveis formas de charneiras que podem ocorrer na mesa do pilar, conforme a Figura 3.8.

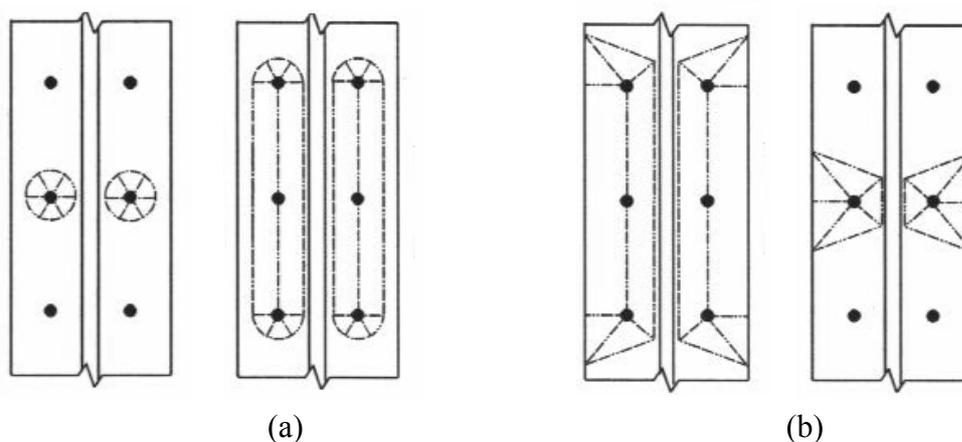


Figura 3.8 – Configurações circulares (a) e não circulares (b) de charneiras

Tabela 3.2 - Comprimento efetivo do perfil T equivalente para análise da flexão na mesa de pilar não enrijecido

Linha de parafuso	Linha de parafuso considerada individualmente		Linha de parafuso considerada como parte de um grupo	
	Configuração circular	Configuração não-circular	Configuração circular	Configuração não-circular
	$l_{eff,c}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,c}$	$l_{eff,nc}$
Interna	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Externa	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + p$
Modo 1:	$l_{eff,1} = \text{mínimo}(l_{eff,c}; l_{eff,nc})$		$\sum l_{eff,1} = \text{mínimo}(\sum l_{eff,c}; \sum l_{eff,nc})$	
Modo 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Tabela 3.3 - Comprimento efetivo do perfil T equivalente para análise da flexão na mesa de pilar com enrijecedores

Linha de parafuso	Linha de parafuso considerada individualmente		Linha de parafuso considerada como parte de um grupo	
	Configuração circular	Configuração não-circular	Configuração circular	Configuração não-circular
	$l_{eff,c}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,c}$	$l_{eff,nc}$
Adjacente ao enrijecedor	$2\pi m$	cm	$\pi m + p$	$0,5p + cm - 2m - 0,625e$
Interna e não adjacente ao enrijecedor	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Externa e não adjacente ao enrijecedor	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + p$
Modo 1:	$l_{eff,1} = \text{mínimo}(l_{eff,c}; l_{eff,nc})$		$\sum l_{eff,1} = \text{mínimo}(\sum l_{eff,c}; \sum l_{eff,nc})$	
Modo 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Onde:

p – Distância vertical entre os parafusos localizados entre as mesas da viga.

e – Distância horizontal entre o centro do parafuso e a face da mesa do pilar.

m - Distância horizontal do centro do parafuso à face da alma do pilar, menos 80% do raio mesa/alma (perfis laminados) ou da dimensão da solda mesa/alma (perfis soldados), conforme Figura 3.9.

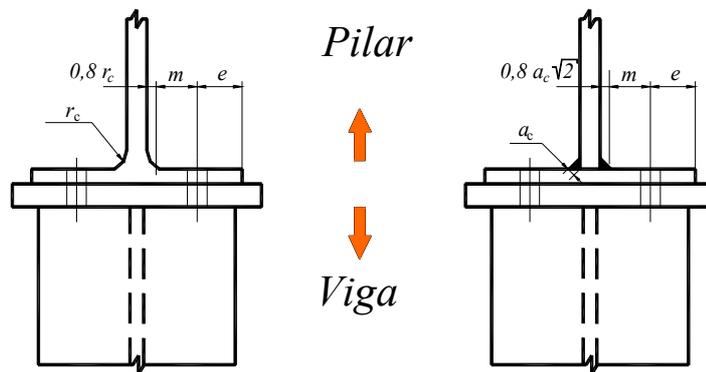


Figura 3.9 – Dimensões m e e para determinação da resistência à flexão da mesa do pilar (perfil laminado e perfil soldado)

O parâmetro α é obtido a partir do ábaco da Figura 3.11, sendo necessário calcular λ_1 e λ_2 , conforme as expressões abaixo:

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} \quad (3.5)$$

m_2 - Distância vertical do centro do parafuso à face do enrijecedor, menos 80% da dimensão da solda entre a mesa do pilar e o enrijecedor, conforme a Figura 3.10.

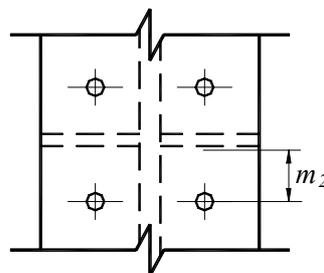
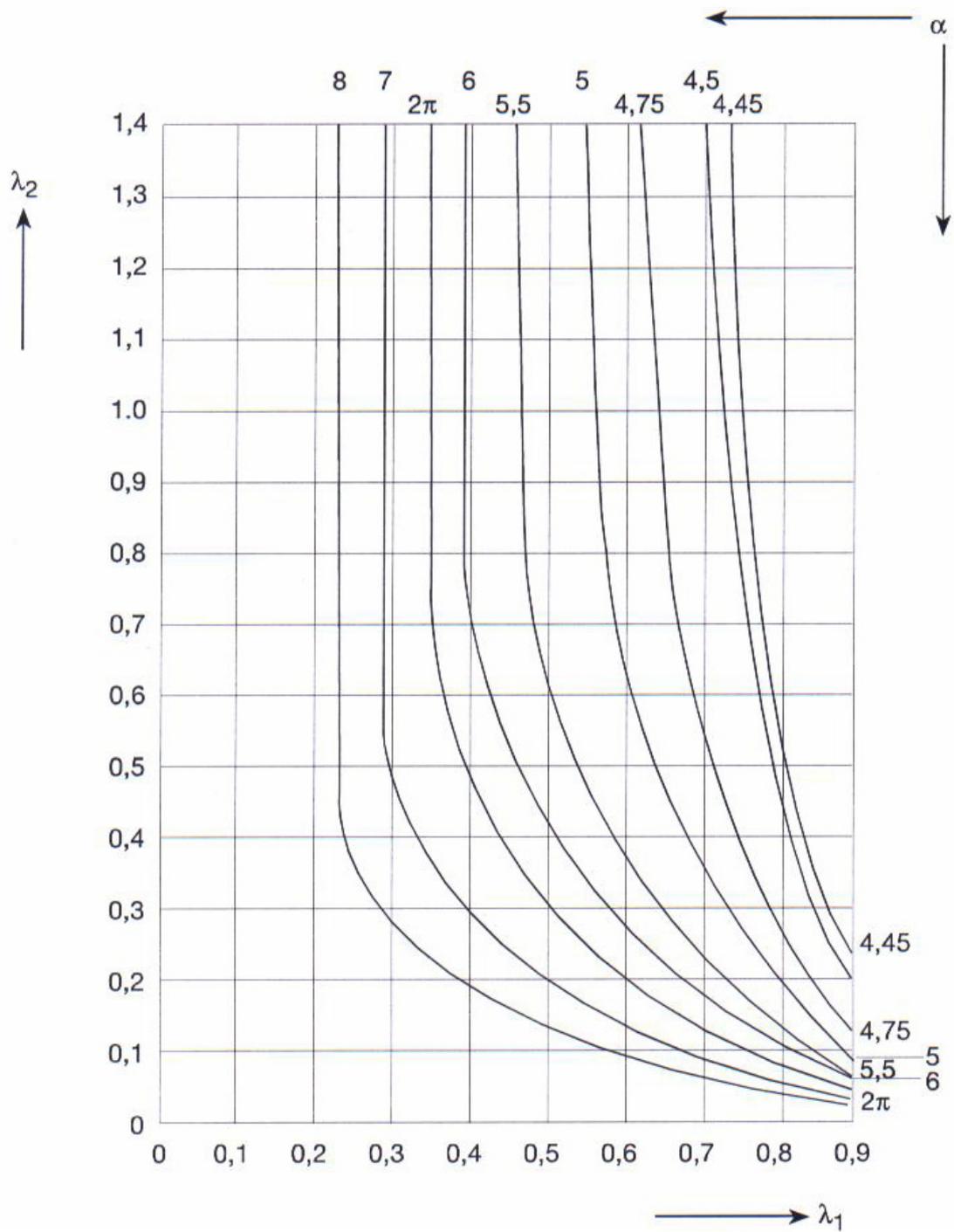


Figura 3.10 – Valor de m_2 para cálculo de λ_2

Figura 3.11 - Ábaco para obtenção do valor de α

Os momentos de plastificação podem ser minorados pelo fator k_{fc} para considerar a tensão normal no pilar devido à força axial e ao momento fletor.

$$k_{fc} = \begin{cases} 1,0 & \longrightarrow \sigma_c \leq 180 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{2f_y - 180 - \sigma_c}{2f_y - 360} \leq 1,0 & \longrightarrow 180 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_c \leq f_y \end{cases} \quad (3.6)$$

b) Flexão da chapa de topo

O comprimento efetivo do perfil T equivalente para flexão na chapa de topo é dado conforme a tabela a seguir:

Tabela 3.4 - Comprimento efetivo do perfil T equivalente para análise da flexão na chapa de topo

Linha de parafuso	Linha de parafuso considerada individualmente		Linha de parafuso considerada como parte de um grupo	
	Configuração circular $\ell_{eff,c}$	Configuração não-circular $\ell_{eff,nc}$	Configuração circular $\ell_{eff,c}$	Configuração não-circular $\ell_{eff,nc}$
Acima da mesa tracionada da viga	$2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	$4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	-	-
1ª linha abaixo da mesa tracionada da viga	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - 2m - 0,625e$
Interna e não adjacente à mesa tracionada	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Externa e não adjacente à mesa tracionada	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + p$
Modo 1:	$\ell_{eff,1} = \text{mínimo}(\ell_{eff,c}; \ell_{eff,nc})$		$\sum \ell_{eff,1} = \text{mínimo}(\sum \ell_{eff,c}; \sum \ell_{eff,nc})$	
Modo 2:	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	

Onde:

p – Distância vertical entre os parafusos localizados entre as mesas da viga

e – Distância horizontal entre o centro do parafuso e a face da chapa de topo.

m - Distância horizontal do centro do parafuso à face da alma da viga, menos 80% da dimensão da solda chapa de topo/alma da viga, conforme Figura 7.10

b_p - Largura da chapa de topo

w - Distância horizontal entre os parafusos

O parâmetro α é obtido da mesma maneira que foi definido para a análise da flexão da mesa do pilar, utilizando o ábaco da Figura 3.11. Neste caso, o parâmetro m_2 para o cálculo de λ_1 e λ_2 é definido como:

m_2 - Distância vertical do centro do parafuso à face da mesa da viga, menos 80% da dimensão da solda entre a mesa da viga e a chapa de topo (Figura 3.12).

Para o trecho da chapa de topo situada além da mesa tracionada, são necessárias as dimensões m_x e e_x apresentadas na Figura 3.12 e dadas por:

m_x - Distância vertical do centro do parafuso à face da mesa da viga, menos 80% da dimensão da solda chapa de topo/mesa da viga

e_x - Distância vertical do centro do parafuso à extremidade da chapa de topo

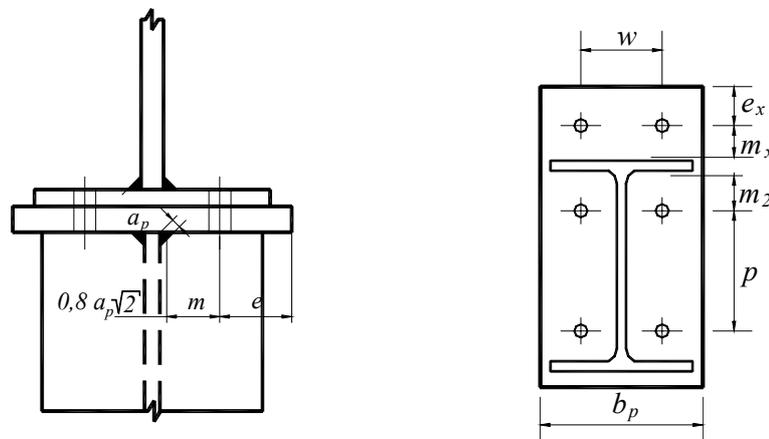


Figura 3.12 – Dimensões da chapa de topo

No cálculo dos momentos de plastificação $M_{pl,1}$ e $M_{pl,2}$ da parte da chapa de topo acima da mesa tracionada da viga, $m = m_x$ e $e = e_x$.

c) Alma do pilar sob cisalhamento

A resistência da alma do pilar ao esforço cortante é dada por:

$$V_{wc} = \frac{A_{vc} f_y}{\sqrt{3}} \quad (3.7)$$

Onde:

$$A_{vc} = A_c - 2b_{fc}t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c)t_{fc} \quad (\text{perfis laminados}) \quad (3.8)$$

$$A_{vc} = h_{wc}t_{wc} \quad (\text{perfis soldados}) \quad (3.9)$$

Este valor de V_{cw} pode ser majorado quando há enrijecedores no pilar.

d) Alma do pilar sob compressão transversal

A resistência do pilar à compressão é dada por:

$$F_c = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c} t_{wc} f_y \quad (3.10)$$

A altura efetiva do pilar sob compressão, $b_{eff,c}$ em mm , é dada por:

$$b_{eff,c} = t_{fb} + 2t_p + 2\sqrt{2}a_p + 5 \cdot (t_{fc} + s) \quad (3.11)$$

Onde:

$s = r_c$ para perfis laminados e $s = \sqrt{2}a_c$ para perfis soldados

A Figura 3.13 mostra a altura efetiva da alma de um pilar de perfil soldado sob compressão.

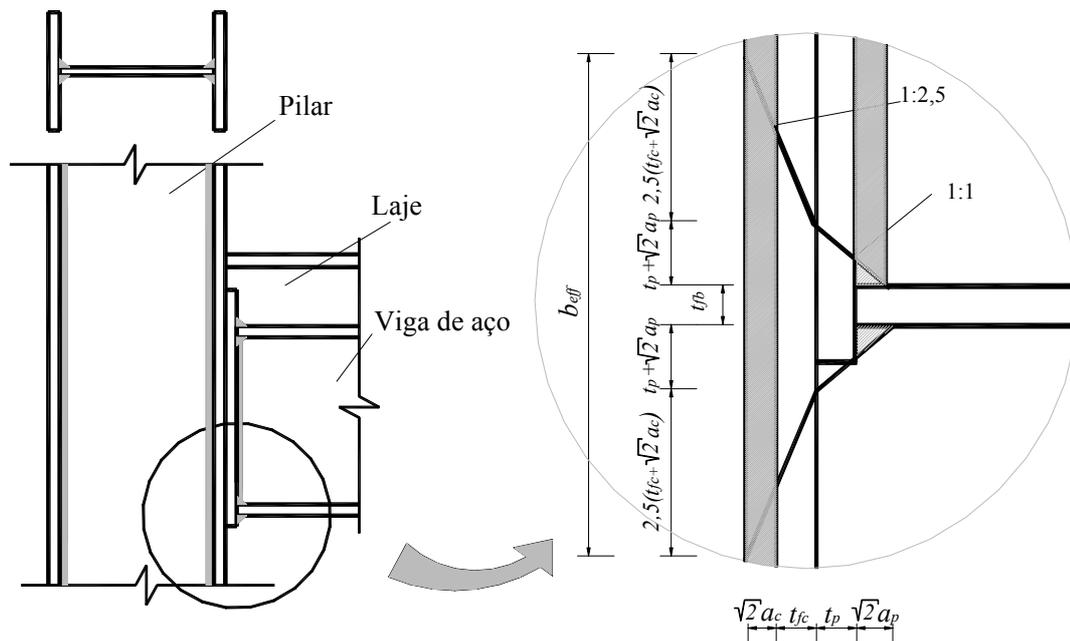


Figura 3.13 – Altura efetiva da alma de um pilar soldado sob compressão

ω – Fator de redução devido à interação com a força cortante, dado pela Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Parâmetro ω

Parâmetro β	Fator de redução ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 \leq \beta \leq 1,0$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1,0$	$\omega = \omega_1$
$1,0 < \beta < 2,0$	$\omega = \omega_1 + 2(\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2,0$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff,c} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2 \left(\frac{b_{eff,c} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}}$

A_{vc} - Área da alma do pilar sob cisalhamento, conforme o item anterior
 β - Parâmetro que considera o desbalanceamento de momentos.
 Para momentos balanceados $\beta = 0$
 Pilares de canto $\beta = 1$

k_{wc} - Parâmetro que considera o efeito da tensão normal de compressão no pilar (σ_c) devido à força axial e ao momento fletor, dado por:

$$k_{wc} = \begin{cases} 1,0 & \longrightarrow \sigma_c < 0,5 f_y \\ 1,5 - 0,5 \frac{\sigma_c}{f_y} & \longrightarrow \sigma_c > 0,5 f_y \end{cases} \quad (3.12)$$

ρ - Parâmetro que considera a flambagem local do elemento, dado por:

$$\rho = \begin{cases} 1,0 & \longrightarrow \lambda_p \leq 0,72 \\ \frac{\lambda_p - 0,2}{\lambda_p^2} & \longrightarrow \lambda_p \geq 0,72 \end{cases} \quad (3.13)$$

$$\text{Sendo: } \lambda_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c} d_{wc} f_y}{E t_{wc}^2}} \quad (3.14)$$

$$d_{wc} = H_c - 2(t_{fc} + r_c) \quad (\text{Perfil laminado}) \quad (3.15)$$

$$d_{wc} = H_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2} a_c) \quad (\text{Perfil soldado}) \quad (3.16)$$

e) Mesa e alma da viga sob compressão

A resistência à compressão da região comprimida da viga é dada por:

$$F_c = \frac{M_c}{(H_b - t_{fb})} \quad F_t \leq F_c \quad (3.17)$$

Onde: M_c - Resistência da viga ao momento fletor

f) Alma do pilar sob tração transversal

A resistência à tração da alma do pilar é dada por:

$$F_t = \omega b_{eff,t} t_{wc} f_y \quad (3.18)$$

ω – Fator de redução devido à interação com a força cortante, dado pela Tabela 3.5, porém usando $b_{eff,t}$

$b_{eff,t} = \sum \ell_{eff}$ do modelo de T-equivalente calculado para análise da flexão da mesa do pilar

g) Alma da viga sob tração

A resistência à tração da alma da viga é dada por:

$$F_t = b_{eff,t} t_{wb} f_y \quad (3.19)$$

$b_{eff,t} = \sum \ell_{eff}$ do modelo de T-equivalente calculado para análise da flexão da chapa de topo.

h) Parafusos sob tração

Esta verificação já está inserida no cálculo da resistência à flexão da chapa de topo e da mesa da viga.

3.2.3 Comentários gerais sobre o modelo do Eurocode 3

Apesar de o método do Eurocode 3 ter sido utilizado como base para a formulação do modelo para cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo estendida que será apresentado no Capítulo 4, há uma série de pontos que devem ser discutidos em relação ao que foi apresentado no item anterior.

O primeiro aspecto importante a ser abordado refere-se à quantidade excessiva de verificações (componentes básicos) que o modelo propõe, sendo que muitas delas recaem em situações que não são críticas nos casos usuais, como por exemplo, ligações com apenas duas linhas de parafusos entre as mesas da viga. Porém o modelo não pondera condições para eliminar estas verificações.

O método também não levanta a possibilidade de dispensar os cálculos para as linhas de parafusos mais próximas da mesa comprimida da viga. Apenas em

situações muito particulares estas linhas irão desenvolver forças de tração. Haveria uma economia considerável de cálculos se o método apresentasse condições em que os cálculos nestas linhas fossem dispensados, uma vez que as linhas inferiores, além da análise isolada, devem ser verificadas em grupo com as linhas acima delas. Portanto, quanto mais linhas há acima de uma determinada linha de parafusos, muito maior o número de verificações e muito menor a possibilidade desta linha desenvolver forças de tração.

Além da quantidade grande de verificações, há alguns pontos do procedimento de cálculo que comprometem a praticidade do método. Um deles é o nível de detalhamento para o cálculo da largura efetiva da alma do pilar sob compressão (Figura 3.13).

Todos estes aspectos tornam o modelo do Eurocode 3 excessivamente complexo, o que inviabiliza o cálculo manual. Vale lembrar que Romano (2001) desenvolveu um programa computacional para o cálculo de ligações com chapa de topo utilizando o método proposto pelo Eurocode 3.

Apesar de todas as verificações que propõe, o método não considera uma questão importante como a protensão dos parafusos. Já foi demonstrado que a protensão tem papel fundamental no comportamento das ligações de aço, principalmente no que se refere à sua rigidez inicial (Maggi, 2000).

Uma outra questão a ser discutida é a forma com que o método aborda situações onde há momentos não balanceados de lado e de outro do pilar. O método foi idealizado para ligações preferencialmente sem enrijecedores de alma e, portanto, situação onde o efeito de momentos não simétricos é minimizado. Portanto o desbalanceamento de momentos é considerado apenas pelo parâmetro β . A questão da ação de momentos diferentes em cada ligação do pilar também pode reduzir o momento resistente, mudar o modo de falha, diminuir a rigidez inicial, além de aumentar a capacidade rotacional da ligação.

3.3 CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DE LIGAÇÕES MISTAS COM CHAPA DE TOPO

Neste item serão apresentados somente os modelos mais relevantes encontrados na Bibliografia para cálculo do momento resistente de ligações mistas. Em seguida, apresenta-se o modelo do Eurocode 4 que está embasado no modelo de Li, Nethercot & Choo (1996b).

3.3.1 Li, Nethercot & Choo (1996b)

Li *et al.* (1996b) desenvolveram um modelo para cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo no qual é possível considerar situações em que os momentos atuando em cada lado do pilar não são iguais. Este modelo também considera em sua formulação a influência de altos valores de força cortante no momento resistente da ligação mista.

A primeira parte do trabalho consistiu em encontrar equações que pudessem simplificar as várias equações propostas pelo Eurocode 3 para o cálculo das forças nas linhas de parafusos. No entanto, estas simplificações foram desenvolvidas para situações tipicamente usadas na Europa: perfis laminados com mesas paralelas e ligações com chapa de topo não estendida. Portanto, esta formulação não pode ser usada no cálculo do momento resistente das ligações enfocadas neste trabalho, uma vez que a chapa de topo é estendida e os perfis que compõem vigas e pilares são do tipo soldado.

Após o cálculo das forças nos diversos elementos componentes da ligação, considerando a não simetria dos carregamentos e a força cortante, é possível obter a posição da linha neutra e em seguida calcular o momento resistente da ligação.

Para a aplicação deste modelo no cálculo do momento resistente das ligações com chapa de topo estendida, foram feitas algumas adaptações que resultaram no modelo apresentado no próximo capítulo.

3.3.1.1 Equações simplificadas do Eurocode 3

Nos itens de (a) a (c) serão apresentadas as equações que são uma proposta de simplificação do método dos componentes do Eurocode 3. Utilizando estas equações é possível obter as forças nas linhas de parafusos sem fazer todas as verificações propostas pelo Método dos Componentes. Neste modelo as linhas de parafusos são divididas em apenas linhas internas e externas.

(a) Resistência das linhas externas de parafusos controlada pela flexão da mesa do pilar:

Os autores calcularam as forças em linhas externas de parafusos para diversas situações. Foi feito um ajuste de curva e encontraram a equação 3.20 para cálculo da força nas linhas externas de parafusos governada pela flexão da mesa do pilar:

$$F_{cfo} = k_{fc} (4,32 - 0,039m_c + 0,0116e + 0,009p) \cdot t_{fc}^2 \cdot f_y \quad (3.20)$$

Onde:

F_{cfo} - Resistência das linhas externas de parafuso controlada pela resistência da mesa do pilar (N)

k_{fc} - Fator de redução devido à tensão de compressão vertical na mesa do pilar, conforme item 3.2.2.

m_c - Distância (mm) do centro do parafuso à alma do pilar (Figura 3.14)

e - Menor valor (em mm) entre e_c e e_e , definidos nas Figuras 3.14 e 3.15.

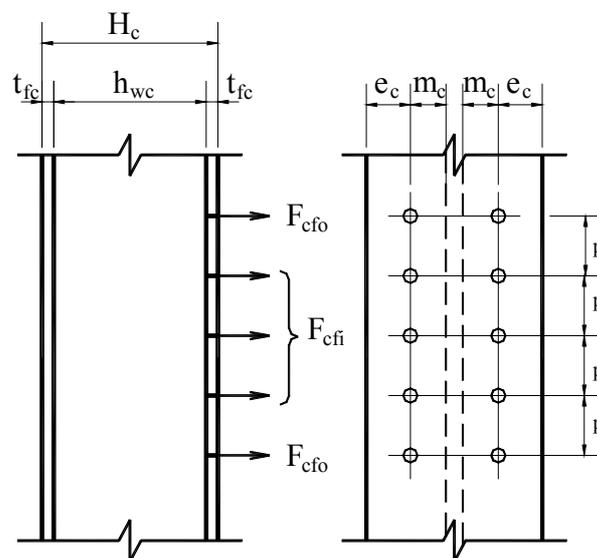


Figura 3.14 - Parâmetros envolvidos no método de dimensionamento de Li *et al.*(1996b)

Li *et al.*(1996b) compararam os resultados obtidos pelas equações do Eurocode 3 e pela equação 3.20 e concluíram que esta equação pode ser usada como uma simplificação das equações do Eurocode 3.

(b) Resistência da linha de parafusos externa controlada pela flexão da chapa de topo

A resistência de uma linha externa de parafusos governada pela flexão da chapa de topo pode ser calculada pela equação 3.21, que foi obtida por um ajuste de curvas, da mesma forma que a 3.20.

$$F_{po} = (5,5 - 0,021m_e + 0,017e) \cdot t_p^2 \cdot f_y \quad (3.21)$$

Onde:

F_{po} - Resistência das linhas externas de parafuso controlada pela resistência da chapa de topo (N)

m_e - Distância (mm) do centro do parafuso à alma da viga conforme Figura 3.15

e - Menor valor (em mm) ente e_e e e_e , definidos nas Figuras 3.14 e 3.15.

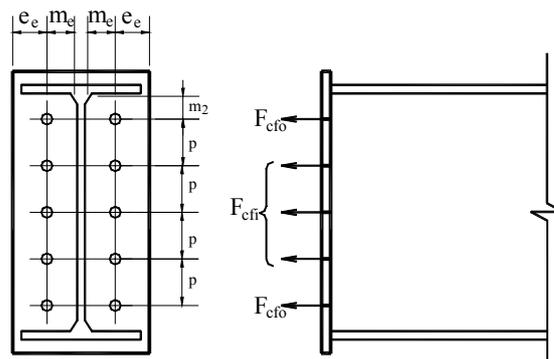


Figura 3.15 - Parâmetros envolvidos no método de dimensionamento de Li *et al.* (1996b)

(c) Resistência da alma do pilar à flambagem local

Também fazendo um ajuste de curva, Li *et al.* (1996b) obtiveram a equação 3.22 que fornece a resistência da alma do pilar à flambagem local que caracteriza um componente básico para cálculo da força de compressão na altura da mesa inferior da viga.

$$F_{cwb} = 8,4 \cdot b_{eff,c}^{(0,017)} \cdot H_c^{(0,60)} \cdot t_{wc}^{(1,43)} \cdot f_y^{(0,76)} \quad (3.22)$$

Onde:

F_{cwb} - Resistência da alma do pilar à flambagem (N)

$b_{eff,c}$ - Altura efetiva do pilar sob compressão, em mm, conforme item 7.2.

3.3.1.2 Ligações com carregamento simétrico

Uma ligação mista com momentos balanceados de um lado e de outro do pilar tem o diagrama de forças conforme apresentado na Figura 3.16. Há dois elementos resistentes a mais na ligação mista: a armadura e a região comprimida na parte inferior da ligação.

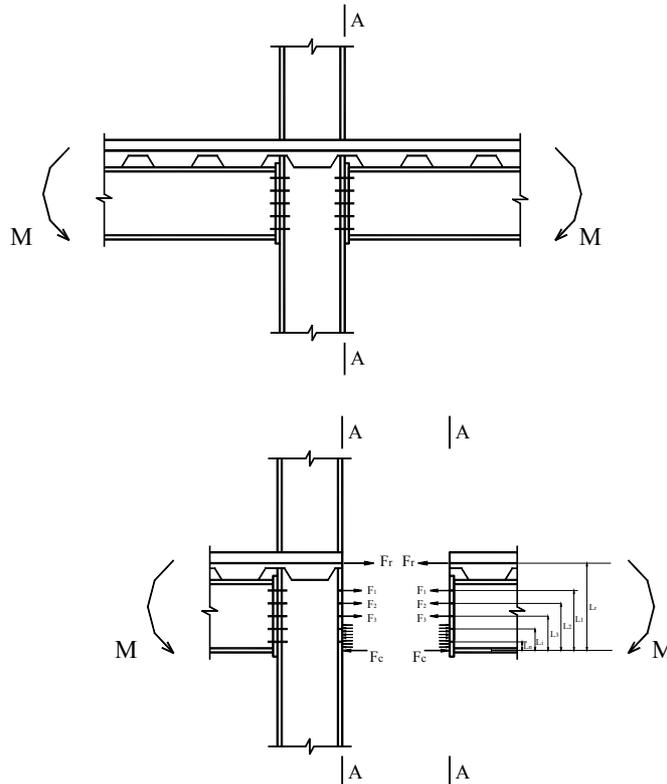


Figura 3.16 - Forças internas em uma ligação com chapa de topo sob carregamento simétrico

(a) Resistência efetiva da armadura

A resistência efetiva da armadura será determinada da mesma forma como foi definido para as linhas de parafusos: utilizando o Método dos Componentes. Assim, a resistência da armadura não é só função das suas características, mas também dos elementos resistentes que interagem na região onde ela se encontra. Desta forma, a resistência ao cisalhamento dos conectores passa a ser um componente básico para determinação da força na armadura e que, portanto, será dada por:

$$F_r = \text{menor de} \begin{cases} A_r f_{yr} \longrightarrow & \text{resistência da armadura} \\ F_{sc} \longrightarrow & \text{resistência dos conectores de cisalhamento} \\ & \text{– aplicável somente no caso de interação parcial} \end{cases} \quad (3.23)$$

Onde:

f_{yr} - Limite de escoamento do aço da armadura

F_r - Força resistente da armadura

A_r - Área de armadura

F_{sc} - Resistência dos conectores de cisalhamento, dada por:

$$F_{sc} = \begin{cases} Q_h N_h & \longrightarrow \text{ não há redistribuição de esforço de cisalhamento} \\ & \text{entre a região de momento negativo e positivo} \\ Q_h N_h - Q_s N_s - F_p & \longrightarrow \text{ com redistribuição de esforço de cisalhamento} \\ & \text{entre a região de momento negativo e positivo} \end{cases} \quad (3.24)$$

Onde:

Q_h - Resistência de um conector na região de momento negativo

N_h - Número de conectores de cisalhamento na região de momento negativo

Q_s - Resistência de um conector na região de momento positivo

N_s - Número de conectores de cisalhamento na região de momento positivo

F_p - Força longitudinal de compressão na laje de concreto na seção de máximo momento positivo

Observação: a diferenciação entre a resistência do conector na região de momento positivo (Q_h) e negativo (Q_s) é para considerar o caso de haver tipos diferentes de conectores nestas regiões, o que não é usual.

Se for adotada interação total entre a laje de concreto e a viga de aço, a resistência da armadura nunca será controlada pelos conectores de cisalhamento.

(b) Resistência efetiva à compressão na altura da mesa inferior da viga

Da mesma forma, a determinação da resistência efetiva à compressão na altura da mesa inferior da viga será feita pelo Método dos Componentes. Neste caso, os componentes básicos são a compressão na alma do pilar, flambagem na alma do pilar, compressão ou flambagem na mesa da viga. As resistências associadas à cada componente básico é determinada segundo o Eurocode 3. Desta forma, tem-se:

$F_c = \text{menor de}$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_{wc} b_{eff,c} f_y \left(1,25 - 0,5 \frac{\sigma_c}{f_y} \right) \leq t_{wc} b_{eff,c} f_y \longrightarrow \text{comp. na alma do pilar} \\ 8,4 \cdot b_{eff,c}^{(0,017)} \cdot H_c^{(0,60)} \cdot t_{wc}^{(1,43)} \cdot f_y^{(0,76)} \longrightarrow \text{flamb. na alma do pilar} \\ t_{fb} b_{fb} f_y \longrightarrow \text{comp. na mesa da viga} \\ 22 t_{fb}^2 f_y \sqrt{\frac{235}{f_y}} \longrightarrow \text{flamb. na mesa da viga} \end{array} \right.$$

(3.25)

3.3.1.3 Ligações com carregamento não simétrico

Nesta situação o cálculo da resistência da armadura considera mais dois elementos resistentes: (1) a resistência ao contato do concreto no lado menos solicitado do pilar e (2) a resistência ao cisalhamento da alma do pilar. A resistência ao cisalhamento da alma do pilar também é considerada na resistência da região comprimida da ligação.

(a) Elementos resistentes adicionais devido a não simetria do carregamento

O diagrama de forças em uma situação com carregamento não-simétrico está esquematizado na Figura 3.17.

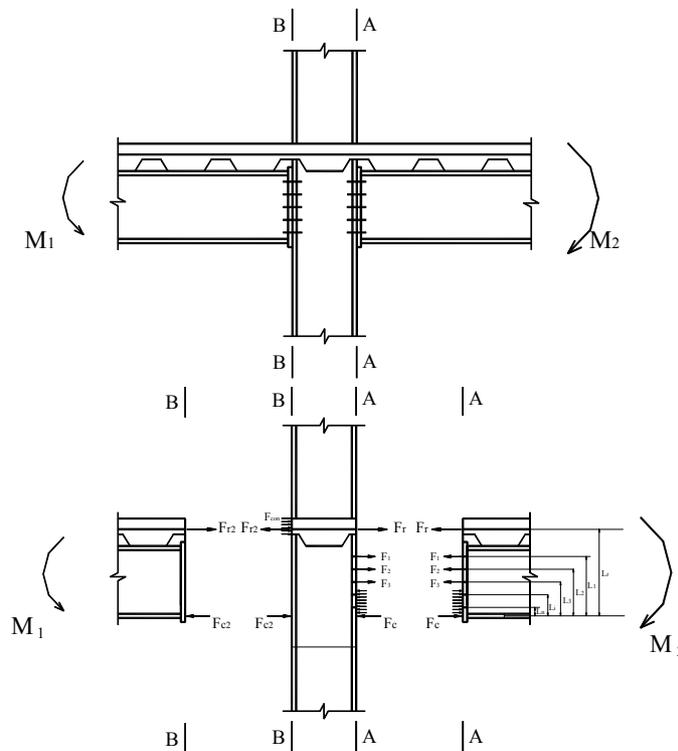


Figura 3.17 - Forças internas em uma ligação com chapa de topo sob carregamento não-simétrico

Resistência da armadura controlada pela resistência ao contato do concreto

Conforme a Figura 3.17, por equilíbrio, tem-se:

$$F_{rel} = F_{r2} + F_{con} \quad (3.26)$$

Onde:

F_{rel} - Resistência da armadura controlada pela resistência ao contato do concreto

F_{r2} - Força na armadura no outro lado da ligação

F_{con} - Resistência do concreto ao contato na mesa do pilar

No lado em que o momento aplicado é menor, o momento é resistido somente pela armadura e pela mesa inferior da viga. Portanto, as forças na armadura e na mesa inferior são iguais e dadas por:

$$F_{r2} = F_{c2} = \frac{M_2}{L_r} \quad (3.27)$$

Onde:

F_{r2} - Força na armadura no lado menos solicitado

F_{c2} - Força de compressão na mesa inferior da viga no lado menos solicitado

M_2 - Momento atuando no lado menos solicitado

L_r - Distância da armadura à linha de centro da mesa inferior da viga

A resistência ao esmagamento do concreto pode ser tomada simplesmente como:

$$F_{con} = 0,85 \cdot b_{fc} \cdot t_c \cdot f_{ck} \quad (3.28)$$

Onde:

F_{con} - Resistência do concreto ao contato

t_c - Altura da laje de concreto

f_{ck} - Resistência característica do concreto

Resistência da armadura controlada pela resistência ao cisalhamento da alma do pilar

Resistência da armadura controlada pela resistência ao cisalhamento do painel da alma do pilar será dada por:

$$F_{re2} = F_{r2} + V_{wc} \quad (3.29)$$

Onde:

F_{re2} - Resistência da armadura controlada pela resistência ao cisalhamento do painel da alma do pilar

F_{r2} - Força na armadura no lado menos solicitado

V_{wc} - Resistência da alma do pilar ao cisalhamento de acordo com o item 6.2.6.1 do Eurocode 3 e é dada por:

$$V_{wc} = \frac{A_{vc} f_y}{\sqrt{3}} \quad (3.30)$$

Onde:

A_{vc} - Área efetiva da alma do pilar sob cisalhamento dado no item 6.2.6.1 do Eurocode 3,:

$$A_{vc} = A_c - 2b_{fc} t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) t_{fc} \quad (\text{perfis laminados}) \quad (3.31)$$

$$A_{vc} = h_{wc} t_{wc} \quad (\text{perfis soldados}) \quad (3.32)$$

Resistência à compressão na altura da mesa inferior da viga controlada pela resistência ao cisalhamento da alma do pilar

A resistência ao cisalhamento da alma do pilar também é considerada na resistência da região comprimida da ligação. Neste caso, temos:

$$F_{cp} = F_{c2} + V_{wc} \quad (3.33)$$

Onde:

F_{cp} - Resistência à compressão na altura da mesa inferior da viga controlada pela resistência ao cisalhamento da alma do pilar

F_{c2} - Força de compressão na mesa inferior da viga no lado menos solicitado

V_{wc} - Resistência da alma do pilar ao cisalhamento dado no item anterior

(b) Forças internas efetivas em ligações com carregamento não simétrico

Reunindo todas as considerações colocadas anteriormente, é possível calcular as forças internas efetivas (na armadura, na região comprimida e nas linhas de parafusos) em ligações com carregamento não simétrico, utilizando o Método dos

Componentes de maneira sistematizada, conforme as expressões apresentadas a seguir:

Força efetiva na armadura

$F_r =$ menor de

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_r f_{yr} & \longrightarrow \text{escoamento da armadura} \\ F_{sc} & \longrightarrow \text{falha dos conectores de cisalhamento} \\ \frac{M_2}{L_r} + 0,85 b_{fc} t_c f_{ck} & \longrightarrow \text{esmagamento do concreto no lado oposto à ligação} \\ \frac{M_2}{L_r} + \frac{A_{vc} f_y}{\sqrt{3}} & \longrightarrow \text{cisalhamento na alma do pilar} \end{array} \right. \quad (3.34)$$

Resistência efetiva à compressão na altura da mesa inferior da viga

$F_c =$ menor de

$$\left\{ \begin{array}{ll} t_{wc} b_{eff,c} f_y \left(1,25 - 0,5 \frac{\sigma_c}{f_y} \right) \leq t_{wc} b_{eff,c} f_y & \longrightarrow \text{comp. na alma do pilar} \\ 8,4 \cdot b_{eff,c}^{(0,017)} \cdot H_c^{(0,60)} \cdot t_{wc}^{(1,43)} \cdot f_y^{(0,76)} & \longrightarrow \text{flamb. na alma do pilar} \\ \frac{t_{fb} b_{fb} f_y}{22 t_{fb}^2 f_y \sqrt{\frac{235}{f_y}}} & \begin{array}{l} \xrightarrow{\text{se } \frac{b_{fb}}{t_{fb}} < 22 \sqrt{\frac{235}{f_y}}} \text{comp. na mesa da viga} \\ \xrightarrow{\text{se } \frac{b_{fb}}{t_{fb}} \geq 22 \sqrt{\frac{235}{f_y}}} \text{flamb. na mesa da viga} \end{array} \\ \frac{M_2}{L_r} + \frac{A_{vc} f_y}{\sqrt{3}} & \longrightarrow \text{cisalham. na alma do pilar} \end{array} \right. \quad (3.35)$$

Onde: σ_c - Tensão de compressão no pilar (devido à normal e ao momento fletor)

Resistência efetiva da linha de parafusos mais externa

$F_{eff,o} =$ menor de

$$\left\{ \begin{array}{ll} k_{fc} (4,32 - 0,039 m_c + 0,0116 e + 0,009 p) \cdot t_{fc}^2 \cdot f_y & \longrightarrow \text{flexão na mesa do pilar} \\ (5,5 - 0,021 m_e + 0,017 e) \cdot t_p^2 \cdot f_y & \longrightarrow \text{flexão na chapa de topo} \\ 2 A_b f_{yb} & \longrightarrow \text{escoamento dos parafusos} \end{array} \right. \quad (3.36)$$

Onde: $F_{eff,o}$ - Força resistente efetiva da linha de parafusos mais externa (N)

A_b - Área da seção transversal de um parafuso (mm^2)

f_{yb} - Limite de escoamento do aço dos parafusos (N/mm^2)

Resistência efetiva dos parafusos internos

$F_{eff,i}$ = menor de

$$\left\{ \begin{array}{ll} k_{fc} (4,32 - 0,039m_c + 0,0116e + 0,009p) \cdot t_{fc}^2 \cdot f_y & \longrightarrow \text{flexão na mesa do pilar (linha externa)} \\ k_{fc} \frac{pt_{fc}^2}{m_c} f_y & \longrightarrow \text{flexão na mesa do pilar} \\ \frac{pt_p^2}{m_e} f_y & \longrightarrow \text{flexão na chapa de topo} \\ 2A_b f_{yb} & \longrightarrow \text{esocamento dos parafusos} \end{array} \right. \quad (3.37)$$

Onde: $F_{eff,i}$ - Força resistente efetiva de uma linha de parafusos interna (N)

3.3.1.4 Determinação do momento resistente da ligação

Uma vez obtidas as forças internas na ligação, pode-se determinar seu momento resistente a partir das equações de equilíbrio.

A altura máxima da alma da viga de aço que se permite estar sob compressão é tomada como a altura de alma da viga máxima para que esta seja classificada como compacta. De acordo com o Eurocode 4, esta altura é dada por:

$$D_{max} = 38t_{wb} \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.38)$$

Sabe-se que o esforço cortante que atua em uma viga mista é absorvido, principalmente, pela alma da viga. Desta forma, a resistência da alma da viga à compressão horizontal deverá ser reduzida de acordo com as tensões cisalhantes geradas pelo esforço cortante na ligação. Como a mesa da viga não participa na absorção do esforço cortante, sua resistência não afeta o esforço cortante da ligação. A resistência da alma da viga sob compressão horizontal pode ser obtida aplicando o critério de von Mises:

$$f_{ybw} = \sqrt{f_y^2 - 3\tau_{xy}^2} \quad (3.39)$$

Onde: f_{ybw} - Tensão limite do aço da alma da viga (von Mises)

τ_{xy} - Tensão de cisalhamento na alma da viga dado por:

$$\tau_{xy} = \frac{V_c}{h_{wb}t_{wb}} \quad (3.40)$$

V_c - Força cortante atuando na ligação

Assumindo que o número de linhas de parafusos seja n , existem 5 casos que precisam ser considerados no cálculo do momento resistente da ligação. Cada caso será tratado separadamente.

Caso I: Perfil de aço completamente comprimido

Caso II: Todas as linhas de parafusos na região comprimida

Caso III: Linhas de parafuso acima de $m-1$ tracionadas, linha m parcialmente tracionada e outras linhas comprimidas ($1 \leq m \leq n$)

Caso IV: Linhas de parafuso de 1 à m totalmente tracionadas

Caso V: Somente a mesa inferior da viga de aço comprimida

O *Caso I* está associado a ligações com altas taxas de armadura e dificilmente ocorrem na prática. O modelo inclui este caso para que todas as possibilidades sejam cobertas. Na verdade, este caso pode ser dividido em dois: um com a linha neutra passando pela mesa superior da viga de aço e, outro, com a linha neutra na laje de concreto. No caso da linha neutra passando pela laje de concreto, a parcela de resistência à compressão conferida pela laje é muito pequena, além de estar muito próxima da linha neutra. Desta forma, sua contribuição ao momento resistente é muito pequena e pode ser desprezada.

3.3.2 Ahmed & Nethercot (1996)

Trabalhos experimentais já mostraram que há redução do momento resistente da ligação na presença de altos valores de razão entre a cortante e o momento atuantes na ligação. No entanto, em pesquisas em que se considerou a razão V/M como variável a ser investigada, encontrou-se resultados contraditórios. Nos modelos CJS1, CJS4 e CJS 5 de Li *et al.* (1996a) as mudanças na razão V/M produziram efeitos desprezíveis, enquanto SCJ4 e SCJ6 de Xiao *et al.* (1994) foram detectadas diferenças substanciais para variações da razão V/M .

Os resultados experimentais que alertaram para a questão da razão V/M foram os apresentados por Li *et al.* (1996a) e Xiao *et al.* (1994). Li *et al.* (1996a) encerraram os ensaios por deformação excessiva dos modelos e não se pode deixar de ressaltar que esses modelos tinham uma viga transversal conectada à alma do pilar que teve papel preventivo na flambagem da alma do pilar. Ao contrário, os modelos

de Xiao *et al.* (1994) não tinham esta viga, o que permitiu a falha na alma do pilar. Isto sugere que o tipo de falha que controla a resistência última à força cortante da ligação determinará se haverá influência considerável da razão V/M na resistência ao momento fletor da ligação.

Ahmed & Nethercot (1996) desenvolveram uma simulação numérica, utilizando o programa Abaqus (MEF), que permitiu a modelagem de efeitos como escoamento da armadura e dos elementos de aço, flambagem local, escorregamento dos conectores de cisalhamento, transferência de forças nos parafusos, separação das chapas de aço etc. Esta simulação foi validada por comparação com resultados experimentais e foi feita uma série de análises que permitiram estudar detalhadamente a influência da cortante em diferentes tipos de ligações sob diferentes modos de falha. Concluíram que a influência da cortante na resistência da ligação está relacionada ao seu modo de falha. Foram identificados 4 diferentes casos:

- Deformação excessiva da alma da viga
- Escoamento da armadura
- Falha nos conectores
- Deformação excessiva da alma do pilar

Somente no primeiro e último casos a presença de valores altos de cortante influencia na resistência ao momento da ligação. Foram desenvolvidas expressões para checar todas as 4 possibilidades de falha. Por fim, apresenta-se um método para calcular a resistência ao momento fletor considerando a presença de elevados valores de força cortante. Como o método prevê a capacidade última da ligação, deve-se adotar a resistência última dos materiais.

A avaliação da resistência da ligação à força cortante é feita a partir dos conceitos básicos de física. Para cada tipo de modo de falha calcula-se a resistência à força cortante. Irá ocorrer aquele que tiver menor valor.

São eles:

- Tensão na viga, com limite dado por von Mises
- Escoamento da armadura
- Resistência dos conectores
- Tensão na alma do pilar (também por von Mises)
- Flambagem da alma do pilar

- Capacidade da viga de transmitir força de compressão (conforme explicou Li *et al.* (1996a) quanto ao comportamento do modelo CJS5)

Caso (1): máxima força vertical controlada pela tensão na viga – von Mises

De von Mises temos que a tensão em um ponto é dada por:

$$\sigma_m^2 = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2 \quad (3.41)$$

σ_x , σ_y e τ_{xy} estão representados na Figura 3.18 e, no caso da alma da viga,

temos: σ_x - Tensão normal na direção do eixo da viga

σ_y - Tensão normal na direção perpendicular ao eixo da viga

τ_{xy} - Tensão de cisalhamento

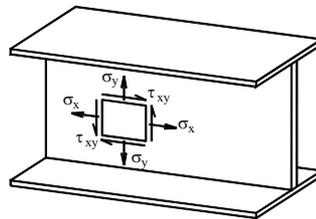


Figura 3.18 - Tensões na alma da viga

Sabe-se que a componente vertical de tensão normal é muito menor que as outras duas componentes na alma da viga, podendo ser desprezada. Desta forma, a tensão na alma da viga é dada por:

$$\sigma_m^2 = \sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2 \quad (3.42)$$

A tensão normal é $\sigma_x = \frac{M}{I} y$, onde o momento M é dado por: $M = P_v x$;

conforme o diagrama de forças para o Caso (1) na Figura 3.19.

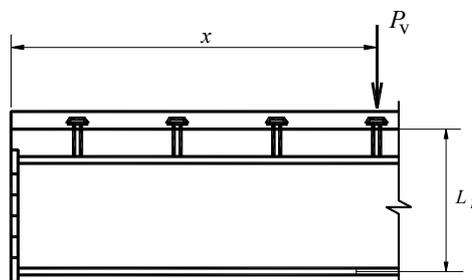


Figura 3.19 – Diagrama de forças para o Caso (1)

Pela análise em elementos finitos observaram que a partir da linha de centro da mesa inferior da viga, subindo $2t_{fb}$, o diagrama de tensão é linear e, portanto é neste ponto que será analisada a tensão.

$$\therefore \sigma_x = \frac{P_v x}{I} (\bar{y} - 2t_{fb}) \quad (3.43)$$

Já a tensão de cisalhamento é dada por:

$$\tau_{xy} = \frac{P_v}{H_b t_{wb}} \quad (3.44)$$

como $\sigma_m^2 = \sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2$

$$\text{Tem-se: } \therefore \sigma_m^2 = \frac{P_v^2 x^2}{I^2} (\bar{y} - 2t_{fb})^2 + 3 \frac{P_v^2}{H_b^2 t_{wb}^2}$$

$$\therefore P_v = \frac{\sigma_m}{\sqrt{\frac{x^2}{I^2} (\bar{y} - 2t_{fb})^2 + \frac{3}{H_b^2 t_{wb}^2}}} \quad (3.45)$$

Onde σ_m é tomada como a resistência última do material.

Esta não é a resistência da ligação à força cortante, mas sim o valor do carregamento no qual o comportamento da ligação será comandado pela tensão limite na alma da viga por von Mises. Para que este modo de falha *governe* é preciso que a laje esteja super armada e também não pode haver escorregamento da laje. Para isso, há necessidade de um número muito alto de conectores (o que não é possível, por exemplo, nas lajes mistas – *steel deck*). A altura da viga também deve ser pequena.

As características geométricas, posição da linha neutra (\bar{y}) e momento de inércia (I), da seção da ligação são dadas por:

$$\bar{y} = \frac{A_r L_r + t_{wb} (H_b - 2t_{fb}) \frac{(H_b - t_{fb})}{2} + t_{fb} b_{fb} (H_b - t_{fb})}{A_r + t_{wb} (H_b - 2t_{fb}) + 2t_{fb} b_{fb}} \quad (3.46)$$

$$I = A_r (L_r - \bar{y})^2 + \frac{t_{wb} (H_b - 2t_{fb})^3}{12} + t_{wb} (H_b - 2t_{fb}) \left(\frac{H_b - t_{fb}}{2} - \bar{y} \right)^2 + t_{fb} b_{fb} \left[\bar{y}^2 + (H_b - t_{fb} - \bar{y})^2 \right] \quad (3.47)$$

As variáveis envolvidas estão representadas na Figura 3.20.

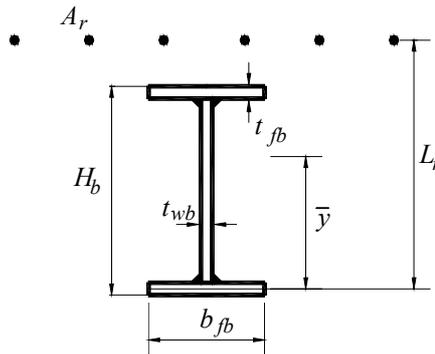


Figura 3.20 - Características geométricas da seção mista na ligação

Caso (2): força vertical máxima controlada pela armadura

Se a área de armadura é baixa, a máxima força vertical poderá ser controlada pela força que irá desenvolver-se na armadura. Portanto, a força de compressão desenvolvida na mesa inferior da viga é suficiente para balancear a força na armadura, que será baixa, e a força de tração na linha superior de parafusos. Assume-se então que desta forma não é possível desenvolver forças de tração nas linhas de parafusos inferiores. O diagrama de forças está representado na Figura 3.21.

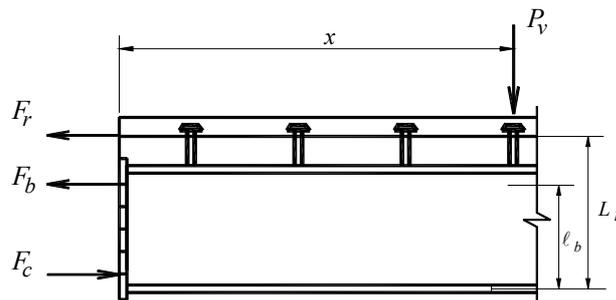


Figura 3.21 – Diagrama de forças para o Caso (2)

Desta forma, temos:

$$P_v x = F_r L_r + F_b \ell_b \quad (3.48)$$

Onde:

F_b – Força na linha de parafuso superior, calculada usando os valores últimos de resistência dos materiais

ℓ_b – Distância da linha do parafuso à linha de centro da mesa inferior da viga

$$\text{Portanto, } P_v = \frac{F_r L_r + F_b \ell_b}{x} \rightarrow P_v = \frac{A_r f_{u,r} L_r + F_b \ell_b}{x} \quad (3.49)$$

Analogamente, este valor é o carregamento no qual o comportamento da ligação será comandado pelo escoamento da armadura.

Caso (3): força máxima vertical controlada pela capacidade dos conectores de cisalhamento

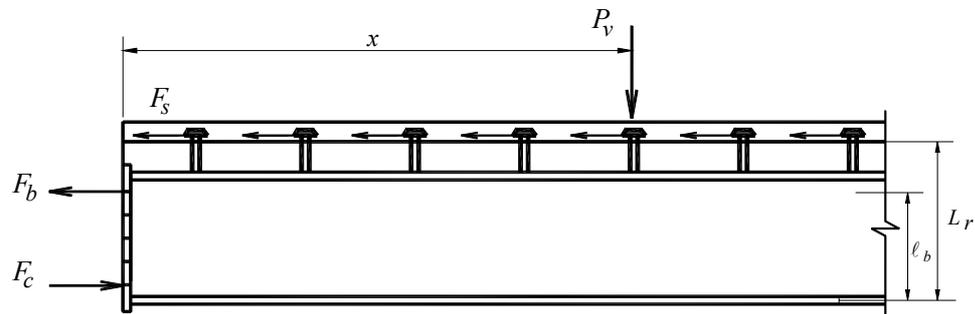


Figura 3.22 – Diagrama de forças para o Caso (3)

$$P_v = \frac{F_s L_r + F_b \ell_b}{x} \tag{3.50}$$

Onde:

F_s – Resistência de 1 conector ou par de conector multiplicado pelo número de linhas de conectores

Caso (4): máxima força vertical controlada pela tensão de compressão na alma do pilar

Em um pilar com ligações simétricas e carregamento simétrico, não se desenvolvem tensões de cisalhamento (τ_{xy}) relevantes e a tensão na alma do pilar por von-Mises é dada por:

$$\sigma_m^2 = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y \tag{3.51}$$

As forças no pilar estão esquematizadas na Figura 3.23:

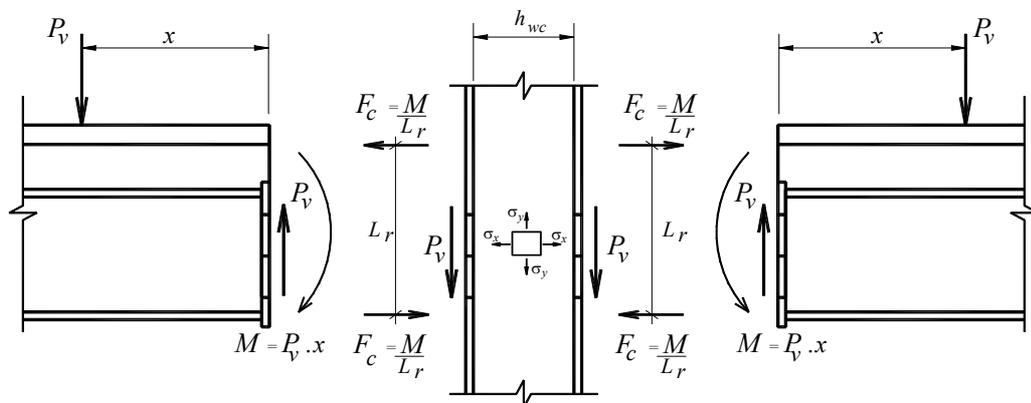


Figura 3.23 – Diagrama de forças para o Caso (4)

Pela Figura 3.23, pode-se concluir que a tensão na direção x é dada por:

$$\sigma_x = \frac{F_c}{A} = \frac{M}{L_r A} \quad (3.52)$$

A área em que esta tensão está atuando é dada pela espessura da alma do pilar vezes uma altura efetiva $b_{eff,c}$ definida no item 7.2.

$$A = t_{wc} b_{eff,c} \quad (3.53)$$

$$\text{Portanto, a tensão fica: } \sigma_x = \frac{P_v x}{L_r t_{wc} b_{eff,c}} \quad (3.54)$$

$$\text{Na direção y, temos: } \sigma_y = \frac{2P_v}{h_{wc} t_{wc}} \quad (3.55)$$

Substituindo as equações 3.54 e 3.55 na 3.51, temos:

$$P_v = \frac{\sigma_m h_{wc} L_r t_{wc} b_{eff,c}}{\sqrt{4L_r^2 b_{eff,c}^2 + h_{wc}^2 x^2 - 2xL_r b_{eff,c} h_{wc}}} \quad (3.56)$$

Caso (5): máxima força vertical governada pela flambagem da alma do pilar quando não há vigas transversais

$$F_{c,flamb} = 8,4 b_{eff,c}^{0,017} \cdot H_c^{0,6} \cdot t_{wc}^{1,43} \cdot f_{cw}^{0,76} \quad (3.57)$$

$$P_v = \frac{F_{c,flamb} L_r + F_b (L_r - \ell_b)}{x} \quad (3.58)$$

Caso (6): máxima cortante governada pela capacidade da viga de transferir força de compressão

Também é necessário checar a capacidade da viga de transferir diretamente as forças de compressão. Isto está relacionado com a capacidade de compressão da mesa inferior da viga e a força de compressão que pode ser desenvolvida na alma da viga.

Cálculo da Resistência ao momento fletor e efeitos da razão V/M

A resistência à força cortante é o menor entre os valores calculados para cada modo de falha (*Casos (1) a (6)*) e então o momento resistente é obtido fazendo-se força×braço. A comparação com valores experimentais sugere uma boa representatividade do modelo, que explica as supostas contradições nos resultados experimentais de Li *et al.* (1996a) e Xiao *et al.* (1994).

3.3.3 Comentários sobre os métodos de cálculo do momento resistente da ligação mista

O método de cálculo do momento resistente de ligações mistas desenvolvido por Li *et al.* (1996b) segue a mesma filosofia de cálculo do Eurocode 3 (Método dos Componentes). Um dos méritos do modelo é apresentar uma alternativa ao grande número de verificações do modelo do Eurocode 3, propondo equações simplificadas obtidas fazendo-se um ajuste de curva a partir do cálculo para diversas situações. Os resultados foram adequados comparados com os resultados experimentais listados pelos autores. Entretanto, estas expressões são restritas para o caso de ligações entre elementos de perfis laminados com mesas planas e com chapas de topo não estendidas.

Foi verificada a possibilidade de utilizar estas expressões no cálculo das forças em linhas de parafusos de ligações com chapa de topo estendida entre elementos soldados. Foi feito o cálculo das forças nas linhas de parafuso na ligação utilizada no modelo ensaiado neste trabalho. Pelas expressões de Li *et al.* (1996b), a resistência da linha de parafuso na parte estendida da chapa (Linha 1, externa) governada pela flexão na mesa do pilar (1ª das equações de 3.36) seria de 297 kN, enquanto que o cálculo sistemático pelo Eurocode 3 (apresentado no Anexo I) conduz a um valor de 235,1 kN. Outros cálculos foram feitos e estão apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Resistências das linhas de parafusos de uma ligação com chapa de topo estendida

		<i>Linha 1</i>	<i>Linha 2</i>
Flexão na mesa do pilar	<i>Li et al.</i> (1996b)	297 kN	272 kN
	Eurocode 3	235,1 kN	235,1 kN
Flexão na chapa de topo	<i>Li et al.</i> (1996b)	637 kN	455 kN
	Eurocode 3	200,3 kN	248,8 kN

Apesar de os resultados não terem sido tão discrepantes para o caso de flexão na mesa do pilar, estas equações não podem ser estendidas para o caso das ligações que são alvo deste estudo, pois conduzem a resultados finais incoerentes com o resultado do Eurocode 3, no qual o modelo está fundamentado. Por exemplo, analisando somente estes dois modos de falha, a resistência da Linha 1 de parafusos

por Li *et al.* (1996b) seria de 297 kN e comandada pela flexão na mesa do pilar, enquanto que pelo Eurocode 3 a resistência desta linha seria de 200,3 kN e governada pela flexão da chapa de topo. De qualquer forma, à parte destas equações propostas, o modelo de Li *et al.* (1996b) serviu de base para a elaboração de um modelo que considere a chapa de topo estendida.

O método apresentado por Ahmed & Nethercot (1996) é aparentemente simples. Porém, uma análise mais detalhada revela dificuldades para utilizar este modelo de cálculo. Na verificação dos Casos (2), (3) e (5), faz-se necessário o cálculo da força na linha de parafusos superior. Este cálculo deve ser feito pelo Método dos Componentes do Eurocode 3, com a particularidade de utilizar as resistências últimas dos materiais. Já foram discutidas as dificuldades em utilizar o modelo do Eurocode 3 e, o cálculo de apenas um parâmetro se torna exaustivo.

No entanto, este método é importante por apresentar uma forma de avaliar o modo de falha possível de ocorrer em uma ligação mista e por propor uma forma alternativa de cálculo do momento resistente da ligação, a partir da resistência à força cortante.

3.4 PREVISÃO DA RIGIDEZ INICIAL E DA CAPACIDADE ROTACIONAL DE LIGAÇÕES MISTAS COM CHAPA DE TOPO

Ahmed & Nethercot (1997) desenvolveram um método para prever a rigidez rotacional de ligações mistas com chapa de topo não-estendida baseado no mecanismo de simples transferência de forças. A aproximação é compatível com o método já proposto para cálculo do momento resistente. Para permitir o conhecimento mais aprofundado do comportamento da ligação, também se apresenta uma técnica simples para cálculo da capacidade rotacional.

Antes da apresentação do modelo de Ahmed & Nethercot (1997), faz-se uma breve revisão de alguns métodos desenvolvidos para cálculo da rigidez inicial e capacidade rotacional de ligações mistas.

3.4.1 Métodos de cálculo da rigidez inicial de ligações mistas

Aribert & Lachal *apud* Ahmed & Nethercot (1997) propuseram uma equação para o cálculo da rigidez inicial de ligações mistas com chapa de topo:

$$K_i = K_a + \frac{L_r}{\frac{H_c}{2E_r A_r L_r} + \frac{\alpha}{NkH_b}} \quad (3.59)$$

K_i - Rigidez da ligação mista

K_a - Rigidez da ligação de aço

E_r - Módulo de Elasticidade do aço da armadura

N - Número de conectores de cisalhamento

k - Rigidez secante de 1 conector

α - Fator de correção ≈ 2

A base para a equação 3.59 é a hipótese que o momento resistente de uma ligação mista (M_c) é igual ao momento resistente da ligação de aço (M_a) mais a contribuição da armadura (M_r), conforme as expressões abaixo:

$$M_c = M_a + M_r \quad (3.60)$$

$$K_i \phi_c = K_a \phi_c + K_r \phi_c \quad \therefore K_i = K_a + K_r \quad (3.61)$$

Anderson & Najafi (1994) assumem que a rotação da alma da viga ocorre em torno da linha de centro da mesa inferior, mas ao mesmo tempo considera a deformação dos conectores. Eles consideram que o momento desenvolvido é devido às forças da armadura e dos parafusos e, portanto, não admitem a possibilidade de desenvolver forças de compressão na alma da viga. Este modelo não considera nem a resistência nem a rigidez da alma do pilar. A relação entre momento e rotação é dada por:

$$M = \left(\frac{K_r K_s D_b L_r}{K_r + K_s} + K_b \ell_b^2 \right) \cdot \phi \quad (3.62)$$

Onde:

K_r , K_s e K_b são as rigidezes de cada componente: armadura, conector de cisalhamento e parafuso, respectivamente

D_b - distância ente as linhas de centro das mesas da viga

ℓ_b - distância entre a primeira linha de parafusos e a linha de centro da mesa inferior da viga

A Figura 3.24 apresenta o modelo de Anderson & Najafi (1994).

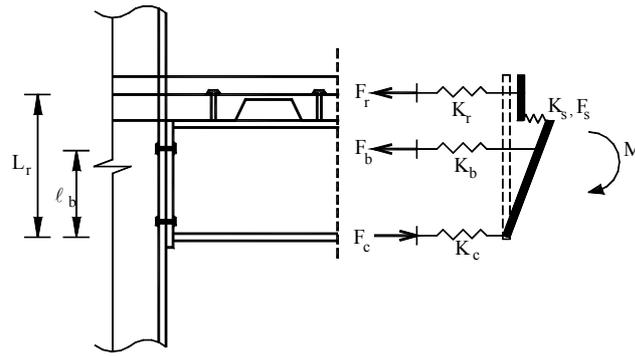


Figura 3.24 – Modelo de molas proposto por Anderson & Najafi (1994) para cálculo da rigidez inicial de ligações mistas com chapa de topo

Ren & Crisinel (1995) também desenvolveram um modelo similar ao modelo de Anderson & Najafi (1994) para prever a rigidez inicial de ligações mistas com chapa de topo, porém consideraram a deformação por compressão da alma do pilar na altura da mesa inferior da viga. A relação entre momento e rotação é dada por:

$$M = \left(\frac{L_r}{\frac{I}{K_r} + \frac{I}{K_s} + \frac{I}{K_c}} \right) \cdot \phi \quad (3.63)$$

Onde K_c é a rigidez à compressão na altura da mesa inferior da viga.

A apresenta o modelo de molas proposto por Ren & Crisinel (1995).

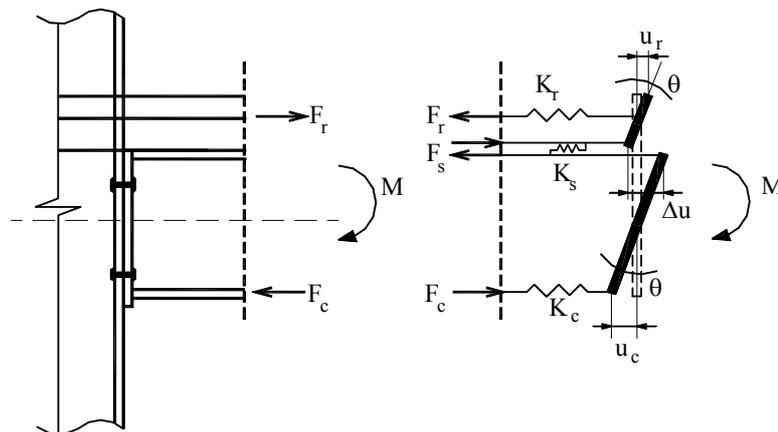


Figura 3.25 – Modelo de molas proposto por Ren & Crisinel (1995) para determinação da rigidez inicial

Enquanto Anderson & Najafi (1994) e Ren & Crisinel (1995) partem da rigidez dos componentes para determinar a rigidez das ligações, Aribert & Lachal *apud* Ahmed & Nethercot (1997) simplesmente somam a contribuição da armadura e dos conectores de cisalhamento à rigidez da viga de aço.

3.4.2 Método proposto por Ahmed & Nethercot (1997) para cálculo da rigidez inicial de ligações com chapa de topo

O método adota as seguintes hipóteses:

- (1) A análise da rigidez inicial é feita sob pequenos carregamentos e, portanto admite-se que as forças internas desenvolvidas são pequenas permitindo considerar apenas as influências da armadura, dos parafusos e da alma do pilar na altura da mesa inferior da viga;
- (2) A deformação da alma da viga é elástica linear;
- (3) Somente os parafusos posicionados mais próximos à mesa superior da viga de aço estarão tracionados para estes níveis de carregamento.

A hipótese (1) é justificada pelo Eurocode 3 que diz que no cálculo da rigidez rotacional da ligação pode-se desprezar os seguintes componentes:

- Mesa e alma da viga sob compressão
- Alma da viga tracionada
- Chapa sob flexão

Li *et al.*(1996b) fornecem as tensões obtidas experimentalmente em alguns componentes da ligação a 45 % do momento resistente. Até este nível de carregamento a curva $M-\phi$ é linear e, é portanto neste trecho que a rigidez inicial é calculada. Nesta etapa do carregamento, as tensões na alma da viga são muito pequenas comparadas aos outros componentes e apresentaram comportamento linear, o que justifica a hipótese (2). Neste nível de carregamento a linha mais baixa de parafusos é comprimida e funciona apenas para transferência de força cortante (hipótese (3)).

3.4.2.1 Equação para Rigidez Inicial

Como o interesse se foca na rigidez inicial, as forças internas são baixas e não há forças significativas de compressão na região inferior da viga, sendo necessário conhecer somente os valores de F_r (força na armadura) e F_b (força no parafuso) para o cálculo do momento.

$$M = F_r L_r + F_b \ell_b \quad (3.64)$$

ℓ_b - Distância da linha de centro da última linha de parafusos à linha de centro da mesa inferior da viga

Como $M = K_i \phi$,

$$K_i = \frac{H_b L_r \left(\frac{I}{K_b} + \frac{I}{K_c} \right) + \ell_b^2 \left(\frac{I}{K_r} + \frac{I}{K_s} + \frac{I}{K_c} \right) - \frac{\ell_b}{K_c} (H_b - L_r)}{\left(\frac{I}{K_r} + \frac{I}{K_s} + \frac{I}{K_c} \right) \left(\frac{I}{K_b} + \frac{I}{K_c} \right) - \frac{I}{K_c^2}} \quad (3.65)$$

A equação de Anderson & Najafi (1994) é uma forma especial da equação acima onde a rigidez da alma do pilar é infinita.

A Figura 3.26 apresenta o esquema do modelos proposto por Ahmed & Nethercot (1997).

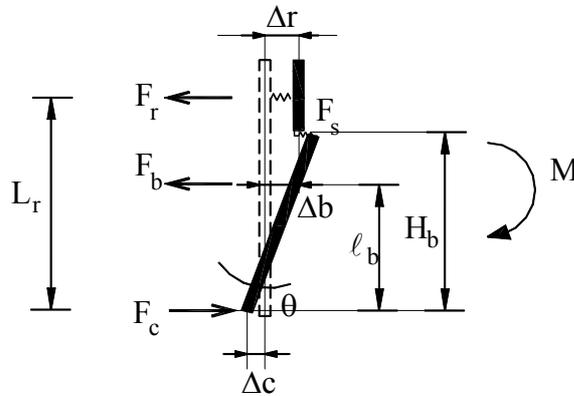


Figura 3.26 – Modelo proposto por Ahmed & Nethercot (1997)

3.4.2.2 Escolha dos parâmetros chave:

(a) Comprimento das barras da armadura:

Para cálculo da rigidez Anderson & Najafi (1994) adotaram o comprimento da barra igual à metade da altura do pilar - $\ell_r = H_c/2$. Porém este valor de ℓ_r é subestimado e, portanto, a rigidez da armadura e da ligação são superestimados.

$$\sigma = E\varepsilon \quad \frac{F}{A} = E \frac{\Delta\ell}{\ell} \quad F = \frac{EA}{\ell} \Delta\ell \rightarrow F = K\Delta\ell, \text{ onde } K = \frac{EA}{\ell}$$

$$\text{No caso da armadura: } K_r = \frac{E_r A_r}{\ell_r} \quad (3.66)$$

Ahmed & Nethercot (1997) testaram os seguintes comprimentos corrigidos da barra:

$$\ell_r = \left(\frac{h_{wc}}{2} + 225 \right) \quad (mm) \quad (3.67)$$

$$\ell_r = \left(\frac{h_{wc}}{2} + p_1 + p_2 \right) \quad (3.68)$$

Onde:

p_1 – Distância do primeiro conector à face da mesa do pilar

p_2 – Espaçamento entre conectores

(b) Rigidez dos conectores de cisalhamento

As pesquisas mostram que a rigidez de 1 conector pode variar de 110 a 350 kN/mm . Os autores sugerem que um valor razoável seria 200 kN/mm .

$$K_s = 200 \cdot N_s \quad (3.69)$$

Onde N_s é o menor número entre:

- Número total de conectores na região de momento negativo
- Número de conectores necessário para interação completa (no caso de haver mais do que o necessário)

(c) Rigidez dos parafusos

Anderson & Najafi (1994) adotaram $K_b = 155 \text{ kN/mm}$. Sabe-se que este valor muda com a variação da distância da última linha de parafusos, porém isto é desprezado pelo fato de K_b não ter tanta influência na rigidez da ligação em relação aos outros componentes (conectores e armadura).

(d) Rigidez da alma do pilar

É calculada como um elemento básico comprimido $K_c = \frac{E_c A_c}{\ell_c}$.

A área sob compressão (A_c) é dada pela espessura da alma do pilar vezes a largura efetiva sob compressão (Eurocode 3) e, o comprimento do elemento comprimido (ℓ_c) pela metade da altura da alma do pilar. Assim, o valor de K_c é dado por:

- Pilar sem enrijecedor de alma

$$K_c = \frac{2E_c}{h_{wc}} \left\{ t_{wc} \left[t_{fb} + 2(t_p + \sqrt{2}a_p) + 5(t_{fc} + r_c) \right] \right\} \quad (3.70)$$

- Pilar com enrijecedor de alma

$$K_c = \frac{2E_c}{h_{wc}} \left\{ t_{wc} \left[t_{fb} + 2(t_p + \sqrt{2}a_p) + 5(t_{fc} + r_c) \right] + t_{ws} b_{fc} \right\} \quad (3.71)$$

t_{ws} – Espessura do enrijecedor

3.4.2.3 Validação da equação proposta

O método foi validado por comparação com resultados experimentais de diferentes trabalhos. Nos trabalhos onde não foi apresentada a rigidez inicial diretamente, tomou-se a rigidez inicial como a inclinação da linha que liga a origem à 45% do momento resistente da curva $M - \phi$.

A média da razão entre o valor previsto e o valor de ensaio é de 0,99 com desvio padrão de 0,21, enquanto que o método de Anderson & Najafi (1994) fornece uma média de 0,64 com desvio padrão de 0,16 e, Ren & Crisinel (1995) média de 1,41 e desvio padrão de 0,29.

3.4.3 Métodos para cálculo da capacidade rotacional de ligações mistas

O SCI Report² apresenta o cálculo da capacidade rotacional de ligações mistas utilizando o alongamento da barra da armadura e a hipótese que a zona de compressão está na altura da mesa inferior da viga. A deformação última da barra é tomada como 2%. Portanto, o alongamento da barra é dado por:

$$\Delta \ell_r = 0,02 \left(p_1 + \frac{H_c}{2} \right) + 0,02 \frac{(n-1)p_2}{2} \quad (3.72)$$

$$\phi_{ult} = \frac{\Delta \ell_r}{H_b + D_r} \quad (3.73)$$

p_1 – Distância da face do pilar ao primeiro conector

p_2 – Espaçamento entre conectores

n – número de conectores necessários para resistir a força longitudinal

D_r – Distância da armadura à mesa superior da viga

Xiao *apud* Ahmed & Nethercot (1997) primeiramente propôs um método partindo de $\phi_{ult} = \frac{\Delta \ell_r}{H_b + D_r}$, como no SCI.

Em seguida, Xiao aprimorou este modelo, condicionando o cálculo da capacidade rotacional à posição da linha neutra. Porém em alguns casos os resultados

² Partial strength moment resisting connectons in composite frames. Document no. SCI-RI-275, Revision 0, April, 1992

recaem em situações não possíveis fisicamente, como por exemplo, a viga rotacionar sem estar em contato com o pilar.

3.4.4 Método proposto por Ahmed & Nethercot (1997) para cálculo da capacidade rotacional de ligações mistas com chapa de topo

Enquanto o cálculo da rigidez inicial baseia-se no comportamento da ligação a baixos carregamentos, o cálculo da capacidade rotacional é justamente o oposto, sendo necessária a determinação das deformações plásticas dos componentes.

A partir de ensaios, observou-se que a deformação na armadura pode variar de 3000 a 15000 $\mu\varepsilon$. O alongamento da barra, considerando a tensão plástica é dada por:

$$\Delta\ell_r = 0,01 \left(p_1 + p_2 + \frac{H_c}{2} \right) \quad (3.74)$$

Onde $\left(p_1 + p_2 + \frac{H_c}{2} \right)$ é o comprimento considerado da barra

O escorregamento do conector na interface da laje com a viga de aço pode ser estimado por:

$$\Delta\ell_s = \frac{F_r}{K_s} \quad (3.75)$$

Onde K_s é obtida a partir da rigidez secante de um conector:, estimada em 50 kN/mm. Portanto:

$$K_{sr} = 50 N_s \quad (3.76)$$

Onde N_s é o menor número entre:

- Número total de conectores na região de momento negativo
- Número de conectores necessário para interação completa (no caso de haver mais do que o necessário)

O alongamento dos parafusos é dado por:

$$\Delta\ell_b = \frac{F_b}{K_b} \quad (3.77)$$

Com $K_b = 155 \text{ kN/mm}$

$$\text{Por fim: } \phi = \frac{\Delta\ell_r}{L_r - d_{c,wb}} + \frac{\Delta\ell_s}{L_r - d_{c,wb} - d'_c} + \frac{\Delta\ell_b}{L_r - d_{c,wb} - d'_c} \quad (3.78)$$

$d_{c,bw}$ – Altura da alma da viga sob compressão

d'_c - Distância da linha de centro da armadura à face superior da mesa superior da viga (interface aço/concreto)

d'_b - Distância da linha de centro da linha de parafusos à linha de centro da armadura

Obteve-se uma média de 0,93 para a razão entre os valores previstos e os valores de ensaio. Como o modelo assume a plastificação total da ligação, não leva em conta a possibilidade de ruptura frágil, como nos casos de ligações mistas com lajes com baixas taxas de armadura.

3.4.5 Comportamento global

A primeira parte da curva é assumida como linear até 45% de M_u . Deste ponto até atingir M_u pode representar a curva por uma elipse ou um arco

$$M = K_i \phi \xrightarrow{\text{para}} 0 \leq \phi \leq \frac{0,45M_u}{K_i} \quad (3.79)$$

$$M = 0,45M_u + b \sqrt{1 - \left[\frac{\phi_u - \phi}{a} \right]^2} \xrightarrow{\text{para}} \frac{0,45M_u}{K_i} \leq \phi \leq \phi_u \quad (3.80)$$

$$M = M_u \xrightarrow{\text{para}} \phi \geq \phi_u \quad (3.81)$$

$$a = \phi_u - \frac{0,45M_u}{K_i} \quad b = 0,55M_u \quad (3.82)$$

3.4.6 Comentários sobre o método de cálculo da rigidez inicial e da capacidade rotacional de ligações mistas com chapa de topo

O método proposto por Ahmed & Nethercot (1997) segue a filosofia de cálculo do Eurocode 3 para determinação da rigidez inicial de ligações em aço. Os resultados obtidos tiveram boa aproximação com resultados de diferentes programas experimentais. Porém, o método sugere determinados valores para parâmetros chave envolvidos nos cálculos adotados com pouco rigor científico, como a rigidez dos conectores de cisalhamento e a rigidez dos parafusos.

4. MÉTODO PARA DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE DE LIGAÇÕES MISTAS COM CHAPA DE TOPO ESTENDIDA

4.1 APRESENTAÇÃO

Os métodos para cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo apresentados no item anterior são aplicáveis exclusivamente para chapas de topo não-estendidas. Dentre estes, o método mais completo é o desenvolvido por Li *et al.* (1996b), que faz simplificações para considerar somente o caso de ligações envolvendo perfis laminados.

Neste trabalho foi desenvolvida uma adaptação do método de Li *et al.* (1996b) para abranger ligações mistas viga-pilar em perfis soldados com chapa de topo estendida. Neste caso, há uma linha de parafusos acima da mesa superior da viga e deve-se tomar o cuidado de considerá-la tracionada somente quando a linha neutra estiver na viga de aço.

Se a altura da alma da viga sob compressão é muito grande, pode ocorrer sua flambagem local (FLA). Para evitar que ocorra este modo de falha, o Eurocode 3 limita a altura da viga sob compressão (D_{wr}) em:

$$D_{m\acute{a}x} = 38t_{wb} \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ em MPa}) \quad (4.1)$$

A força cortante na viga mista é resistida pela alma do perfil de aço. Portanto, a tensão normal horizontal limite na alma da viga será a tensão limite de escoamento minorada devido à tensão de cisalhamento gerada pela força cortante:

$$f_{ybw} = \sqrt{f_{yb}^2 - 3\tau_{xy}^2} \quad \tau_{xy} = \frac{V_c}{h_{wb}t_{wb}} \quad (4.2)$$

Caso (1): Linha Neutra Plástica na laje de concreto

Neste caso, mesmo que a linha neutra esteja abaixo da primeira linha de parafusos, esta não estará tracionada. A primeira linha de parafusos só estará tracionada quando a linha neutra estiver na viga de aço já que a transmissão de esforços de tração à primeira linha de parafusos depende da viga estar tracionada.

Este caso é caracterizado por uma alta taxa de armadura. O concreto comprimido é desprezado, pois além da força resultante neste trecho ser pequena, ela se encontra muito próxima à linha neutra. O *Caso (1)* está ilustrado na Figura 4.1:

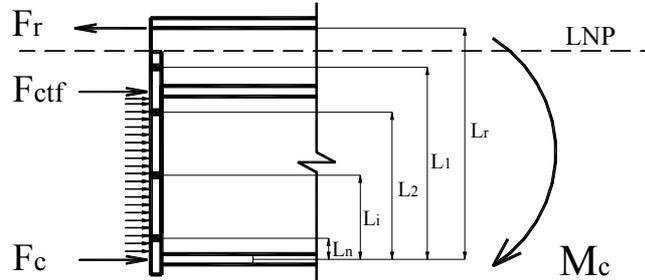


Figura 4.1 - Diagrama de forças e posição da linha neutra plástica para o Caso (1)

Se $F_r > F_c + (H_b - 2t_{fb})t_{wb}f_{ybw}$ significa que, além da mesa inferior da viga, toda alma está comprimida e ainda há mais força de compressão (F_{ctf}) na mesa superior da viga para equilibrar a força de tração na armadura (F_r). Portanto, sob esta condição a Linha Neutra estará na laje de concreto. Pode-se escrever esta condição da seguinte forma:

$$Se \frac{F_r - F_c}{t_{wb}f_{ybw}} > (H_b - 2t_{fb}) \longrightarrow \text{Caso (1)} \quad (4.3)$$

F_{ctf} será dada pelo menor valor entre a resistência à compressão da mesa da viga e pelo valor dado pelo equilíbrio e está localizada na linha de centro da mesa superior da viga:

$$F_{ctf} = \text{menor de } \begin{cases} F_c \\ F_r - F_c - (H_b - 2t_{fb})t_{wb}f_{ybw} \end{cases} \quad (4.4)$$

Neste caso, a altura da alma sob compressão será: $D_{wr} = h_{sb} - 2t_{fb}$.

Fazendo-se o equilíbrio na linha de centro da armadura, tem-se:

$$M_c = F_c L_r + t_{wb}f_{ybw} (H_b - 2t_{fb}) \left(L_r + \frac{t_{fb}}{2} - \frac{H_b}{2} \right) + F_{ctf} \left(L_r + \frac{t_{fb}}{2} - H_b + \frac{t_{fb}}{2} \right)$$

$$M_c = F_c L_r + D_{wr}f_{ybw} \left(L_r + \frac{t_{fb}}{2} - \frac{H_b}{2} \right) + F_{ctf} (L_r + t_{fb} - H_b) \quad (4.5)$$

Caso (2): Linha Neutra Plástica na mesa superior da viga de aço

Quando a linha neutra passa a se posicionar na viga de aço, pode-se dizer que a primeira linha de parafusos estará tracionada. O *Caso (2)* está ilustrado na Figura 4.2:

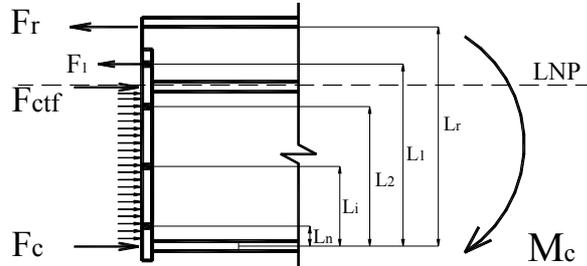


Figura 4.2 - Diagrama de forças e posição da linha neutra plástica para o Caso (2)

Para que seja *Caso (2)*, é necessário que F_r seja menor que a soma das forças de compressão na mesa inferior (F_c) e na alma da viga (condição *a*), para que desta forma haja ainda uma força de tração F_1 (força de tração na 1ª linha de parafusos) para equilibrar as forças de compressão. Desta forma:

$$F_r + F_1 > F_c + (H_b - 2t_{fb}) t_{wb} f_{ybw} \quad (4.6)$$

Se $F_r + F_1 > F_c + (H_b - 2t_{fb}) t_{wb} f_{ybw}$ significa que toda alma está comprimida e ainda há força de compressão (F_{cff}) na mesa superior da viga para que possa haver equilíbrio com as forças de tração $F_r + F_1$ (condição *b*).

Condições:

$$(a) \frac{F_r - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} < (H_b - 2t_{fb}) \quad (4.7)$$

$$(b) \frac{F_r + F_1 - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} > (H_b - 2t_{fb}) \quad \longrightarrow \quad \text{Caso (2)} \quad (4.8)$$

F_{cff} novamente será dada pelo menor valor entre a resistência à compressão da mesa da viga e pelo valor dado pelo equilíbrio e admite-se que está localizada na linha de centro da mesa superior da viga:

$$F_{cff} = \text{menor de} \begin{cases} F_c \\ F_r + F_1 - F_c - (H_b - 2t_{fb}) t_{wb} f_{ybw} \end{cases} \quad (4.9)$$

Como toda alma da viga está comprimida, a altura da alma sob compressão também será: $D_{wr} = H_b - 2t_{fb}$.

Fazendo-se o equilíbrio na linha de centro da armadura, tem-se:

$$M_c = F_c L_r + D_{wr} t_{wb} f_{ybw} \left(L_r + \frac{t_{fb}}{2} - \frac{H_b}{2} \right) + F_{ctf} (L_r + t_{fb} - H_b) - F_l (L_r - L_l) \quad (4.10)$$

Caso (3): Linha Neutra Plástica na alma da viga de aço, acima da 2ª linha de parafusos

A partir do momento que a linha neutra entra na alma da viga, na região sob compressão terá apenas a força referente à mesa inferior (F_c) e a resultante do trecho comprimido da alma. A Figura 4.3 apresenta a distribuição de forças para o Caso (3).

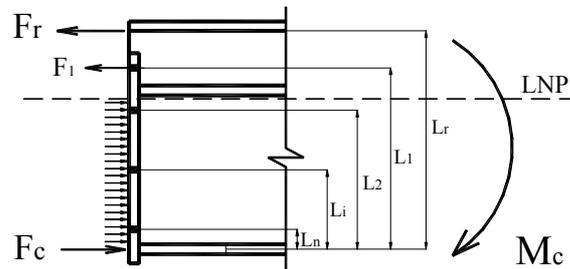


Figura 4.3 - Diagrama de forças e posição da linha neutra plástica para o Caso (3)

Para limitar este caso, isto é, para garantir que a linha neutra esteja acima da 2ª linha de parafusos, a altura da alma comprimida deve ser menor que a altura total da alma ($H_b - 2t_{fb}$) e maior que a altura até a segunda linha de parafusos ($L_2 - t_{fb}/2$). Estas limitações podem ser escritas da seguinte forma:

$$F_r + F_l < F_c + (H_b - 2t_{fb}) t_{wb} f_{ybw} \quad (4.11)$$

$$F_r + F_l > F_c + \left(L_2 - \frac{t_{fb}}{2} \right) t_{wb} f_{ybw} \quad (4.12)$$

As expressões (4.11) e (4.12) resultam nas seguintes limitações:

Condições:

$$(a) \frac{F_r + F_l - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} < (H_{sb} - 2t_{fb}) \quad (4.13)$$

$$(b) \frac{F_r + F_l - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} > \left(L_2 - \frac{t_{fb}}{2} \right) \longrightarrow \text{Caso (3)} \quad (4.14)$$

Por equilíbrio determina-se a real altura da alma sob compressão:

$$F_r + F_l = F_c + D_{wr} t_{wb} f_{ybw} \quad (4.15)$$

$$\therefore D_{wr} = \frac{F_r + F_l - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} \quad (4.16)$$

Lembrando-se que este valor não deve ser maior que $D_{m\acute{a}x}$ (Equação 4.1) e, no caso, de este valor ser tomado, a força de tração na armadura passa a ser:

$$F_r = F_c - F_l + D_{wr} t_{wb} f_{ybw} \quad (4.17)$$

Fazendo-se o equilíbrio de momento fletor em torno da linha neutra, tem-se:

$$M_c = F_r \left(L_r - \frac{t_{fb}}{2} - D_{wr} \right) + F_l \left(L_l - \frac{t_{fb}}{2} - D_{wr} \right) + D_{wr} t_{wb} f_{ybw} \frac{D_{wr}}{2} + F_c \left(D_{wr} + \frac{t_{fb}}{2} \right) \quad (4.18)$$

Caso (4): Linha Neutra Plástica na alma da viga de aço, passando pela m^{a} linha de parafusos

Quando a linha neutra passa por uma linha de parafusos m , conforme Figura 4.4, as linha de parafusos de l a $m-1$ estão totalmente tracionadas. Ao contrário, as linhas $m+1$ a n estão totalmente comprimidas.

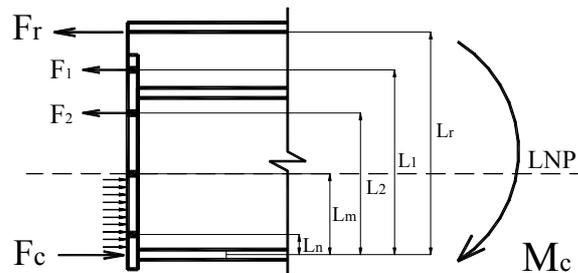


Figura 4.4 - Diagrama de forças e posição da linha neutra plástica para o Caso (4)

Para verificar se a linha neutra está passando pela linha de parafusos m , a resultante de compressão dada pela força na mesa inferior da viga (F_c) mais a parcela da alma comprimida (com altura até a linha de parafusos m , $(L_m - t_{fb}/2)$) deve ser maior que a soma das forças de tração na armadura e nas linhas de parafusos de l a $m-1$ e, menor que a soma das forças na armadura e nas linhas de parafusos de l a m . Estas limitações podem ser escritas da seguinte forma:

$$F_r + \sum_{i=1}^m F_i > F_c + \left(L_m - \frac{t_{fb}}{2} \right) t_{wb} f_{ybw} \quad (4.19)$$

$$F_r + \sum_{i=1}^{m-1} F_i < F_c + \left(L_m - \frac{t_{fb}}{2} \right) t_{wb} f_{ybw} \quad (4.20)$$

As expressões (4.19) e (4.20) resultam nas seguintes limitações:

Condições:

$$(a) \frac{F_r + \sum_{i=1}^m F_i - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} > \left(L_m - \frac{t_{fb}}{2} \right) \quad (4.21)$$

$$(b) \frac{F_r + \sum_{i=1}^{m-1} F_i - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} < \left(L_m - \frac{t_{fb}}{2} \right) \longrightarrow \text{Caso (4)} \quad (4.22)$$

Como a linha neutra está passando pela linha de parafusos m , a altura de alma sob compressão é dada por:

$$D_{wr} = L_m - \frac{t_{fb}}{2} \quad (4.23)$$

Novamente, este valor não deve ser maior que $D_{máx}$ (Equação 4.1).

Como a linha de parafusos m não está completamente tracionada, a força de tração nesta linha será: $F_m = F_c + D_{wr} t_{wb} f_{ybw} - F_r - \sum_{i=1}^{m-1} F_i$ (4.24)

Fazendo-se o equilíbrio de momento fletor em torno da linha neutra, tem-se:

$$M_c = F_r \left(L_r - \frac{t_{fb}}{2} - D_{wr} \right) + \sum_{i=1}^{m-1} F_i \left(L_i - \frac{t_{fb}}{2} - D_{wr} \right) + D_{wr} t_{wb} f_{ybw} \frac{D_{wr}}{2} + F_c \left(D_{wr} + \frac{t_{fb}}{2} \right) \quad (4.25)$$

Caso (5): Linha Neutra Plástica na alma da viga de aço, abaixo da m^a linha de parafusos

A linha neutra estando abaixo da linha da linha de parafusos m , as linhas de parafusos de 1 a m estão totalmente tracionadas e as linhas de $m+1$ a n estão comprimidas, conforme apresenta a Figura 4.5.

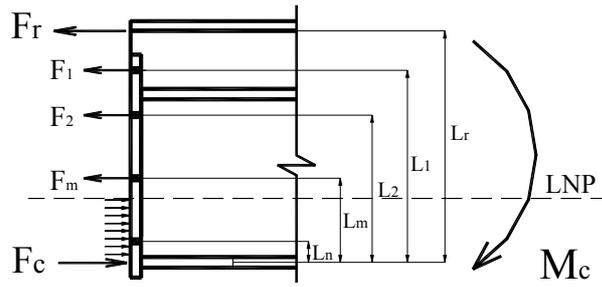


Figura 4.5 - Diagrama de forças e posição da linha neutra plástica para o Caso (5)

Satisfazendo as duas equações abaixo, garante-se que a linha neutra estará acima de $m+1$ e abaixo de m :

$$F_r + \sum_{i=1}^m F_i < F_c + \left(L_m + \frac{t_{fb}}{2} \right) t_{wb} f_{ybw} \quad (4.26)$$

$$F_r + \sum_{i=1}^m F_i > F_c + \left(L_{m+1} + \frac{t_{fb}}{2} \right) t_{wb} f_{ybw} \quad (4.27)$$

As expressões (4.26) e (4.27) resultam nas seguintes limitações:

Condições:

$$(a) \frac{F_r + \sum_{i=1}^m F_i - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} < \left(L_m - \frac{t_{fb}}{2} \right) \quad (4.28)$$

$$(b) \frac{F_r + \sum_{i=1}^m F_i - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} > \left(L_{m+1} - \frac{t_{fb}}{2} \right) \longrightarrow \text{Caso (5)} \quad (4.29)$$

Por equilíbrio determina-se a real altura da alma sob compressão:

$$F_r + \sum_{i=1}^m F_i = F_c + D_{wr} t_{wb} f_{ybw} \quad (4.30)$$

$$D_{wr} = \frac{F_r + \sum_{i=1}^m F_i - F_c}{t_{wb} f_{ybw}} \quad (4.31)$$

Lembrando-se que este valor não deve ser maior que $D_{m\acute{a}x}$ (Equação 4.1) e, no caso, de este valor ser tomado, a força de tração na armadura passa a ser:

$$F_m = F_c + D_{wr} t_{wb} f_{ybw} - F_r - \sum_{i=1}^{m-1} F_i \quad (4.32)$$

Fazendo-se o equilíbrio de momento fletor em torno da linha neutra, tem-se:

$$M_c = F_c \left(L_r - \frac{t_{fb}}{2} - D_{wr} \right) + \sum_{i=1}^m F_i \left(L_i - \frac{t_{fb}}{2} - D_{wr} \right) + D_{wr} t_{wb} f_{ybw} \frac{D_{wr}}{2} + F_c \left(D_{wr} + \frac{t_{fb}}{2} \right) \quad (4.33)$$

Caso (6): Linha Neutra na mesa inferior da viga

Se não houver nenhum trecho da alma sob compressão, então temos a situação representada na Figura 4.6 e chamada aqui de *Caso (6)*.

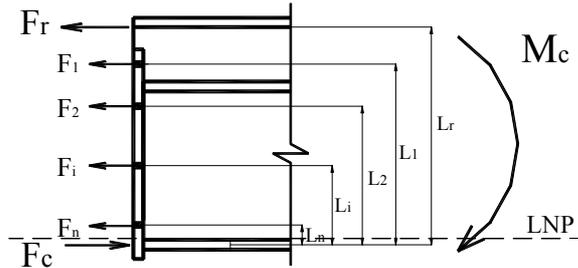


Figura 4.6 - Diagrama de forças e posição da linha neutra plástica para o Caso (6)

$$F_r + \sum_{i=1}^n F_i < F_c \quad (4.34)$$

$$M_c = F_r L_r + \sum_{i=1}^n F_i L_i \quad (4.35)$$

Esta é uma situação que não irá ocorrer na prática.

4.2 ANÁLISE CRÍTICA DO MÉTODO DE CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DE LIGAÇÕES MISTAS COM CHAPA DE TOPO ESTENDIDA

O método apresentado para cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo estendida é baseado no modelo desenvolvido por Li *et al.* (1996b), que propõe a determinação das características da ligação mista utilizando o Método dos Componentes.

Li *et al.* (1996b) desenvolveu um método para ligações com chapa de topo não-estendida e perfis laminados de abas planas. Neste modelo são sugeridas expressões simplificadas para o cálculo das forças nas linhas de parafusos em substituição ao grande número de verificações propostas pelo Eurocode 3.

As expressões desenvolvidas e apresentadas no item anterior são aplicáveis às ligações mistas entre viga e pilar com chapa de topo estendida. Os perfis das vigas e do pilar podem ser soldados ou laminados. Neste sentido, as expressões apresentadas

como uma adaptação do modelo de Li *et al.* (1996b) para situações mais comumente usadas no Brasil são mais completas.

Porém, as expressões apresentadas por Li *et al.* (1996b) para cálculo das forças nas linhas de parafusos, em alternativa à série de verificações propostas pelo Eurocode 3, não podem ser utilizadas pois foram determinadas para situações particulares. Por este aspecto, o modelo apresentado no item anterior é mais trabalhoso, pois remete ao Eurocode 3 para determinação das forças nas linhas de parafusos.

Vale lembrar que nas situações mais usuais, como por exemplo, o caso de ligações com chapa de topo estendida e apenas 2 linhas de parafusos situadas entre as mesas da viga, a verificação dos casos para cálculo da posição da linha neutra não é tão extensa, ficando na maioria dos casos restrita à verificação dos *Casos (1), (2) e (3)*. O Anexo I apresenta o cálculo do momento resistente da ligação mista ensaiada no programa experimental. Como pode ser visto neste anexo, o número de verificações é extenso e repetitivo, principalmente na etapa de cálculo das forças nas linhas de parafusos.

Foi levantada a possibilidade de incluir a armadura positiva da laje nos cálculos do momento resistente. Esta armadura teria sua resistência calculada pelo Método dos Componentes. Desta forma, aumentaria o número de casos a serem verificados para o cálculo da posição da linha neutra plástica. Alguns cálculos foram feitos e mostraram que o valor do momento resistente da ligação mista não aumenta muito ao se considerar esta armadura. Assim, optou-se por não incluir esta armadura como mais um elemento resistente, uma vez que o aumento no número de verificações não justifica os ganhos de precisão do valor do momento resistente. Uma opção seria simplesmente somar a área desta armadura à armadura negativa.

No item de Análise de Resultados os valores obtidos no Anexo I são confrontados com resultados experimentais, possibilitando uma análise crítica mais completa do modelo. De qualquer forma, trata-se de um método coerente com filosofias de cálculo já estabelecidas e que pode ser facilmente automatizado, tornando sua aplicação mais viável.

5. ANÁLISE EXPERIMENTAL

5.1 PRELIMINARES

O planejamento do programa experimental envolvendo ligações mistas teve que partir da condição de que os recursos financeiros eram limitados. Desta forma, ficou descartada a possibilidade de ser feita uma análise paramétrica do comportamento das ligações mistas. Assim, o programa experimental teve essencialmente caráter exploratório, justificável, principalmente, por ser um ensaio pioneiro no Brasil.

Neste contexto, o trabalho teve que se concentrar em apenas um detalhe de ligação. Com o objetivo de dar continuidade aos trabalhos que foram realizados no departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, optou-se pelo detalhe de ligação entre viga e pilar com chapa de topo estendida. Da mesma forma, todos os modelos mistos têm a mesma seção transversal de viga mista. A laje teve sua largura definida a partir do cálculo da largura efetiva da viga mista, apresentado no Anexo I. Também foi fixada a taxa de armadura em 1%, valor recomendado em algumas referências (Xiao, Choo & Nethercot, 1994, e COST, 1996) como sendo um valor adequado para conferir o comportamento misto da ligação.

Os objetivos principais desta etapa foram:

- Visualizar e compreender o comportamento de ligações mistas com chapa de topo estendida;
- Estabelecer um esquema de ensaio adequado em modelos com este tipo de ligação;
- Estabelecer um esquema de instrumentação adequado para análise de parâmetros chave do comportamento das ligações destes modelos;

O programa experimental ainda teve que incluir as ligações em aço, a fim de estabelecer comparações com o modelo misto. Os ensaios nos modelo mistos não poderiam ser simplesmente comparados com os ensaios correspondentes em aço realizados por Ribeiro (1998) por dois motivos principais:

- não tiveram controle de protensão dos parafusos feito com o torquímetro e;
- não foi utilizado um atuador servo-controlado para carregamento do modelo.

Nos próximos sub-itens serão apresentados: a descrição dos modelos, o esquema de ensaio, a montagem dos modelos, instrumentação, procedimento de ensaio e ensaios de caracterização dos materiais. No próximo item são apresentados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental.

5.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Foram ensaiados 4 tipos de modelo. Dois deles são compostos por 2 vigas conectadas a um pilar, representando um pilar interno de pórtico e serão chamados de modelos cruciformes. Os outros dois modelos têm apenas uma viga conectada ao pilar simulando um pilar de canto e serão chamados de modelos “T” (forma de “T”).

Um dos modelos cruciformes e um modelo “T” são em elementos de aço isolado (sem a laje de concreto armado) e são importantes para que, por comparação, seja possível quantificar a influência da laje na ligação. A

Figura 5.1 apresenta o esquema geral dos modelos cruciformes e “T”, neste caso, representados com a laje.

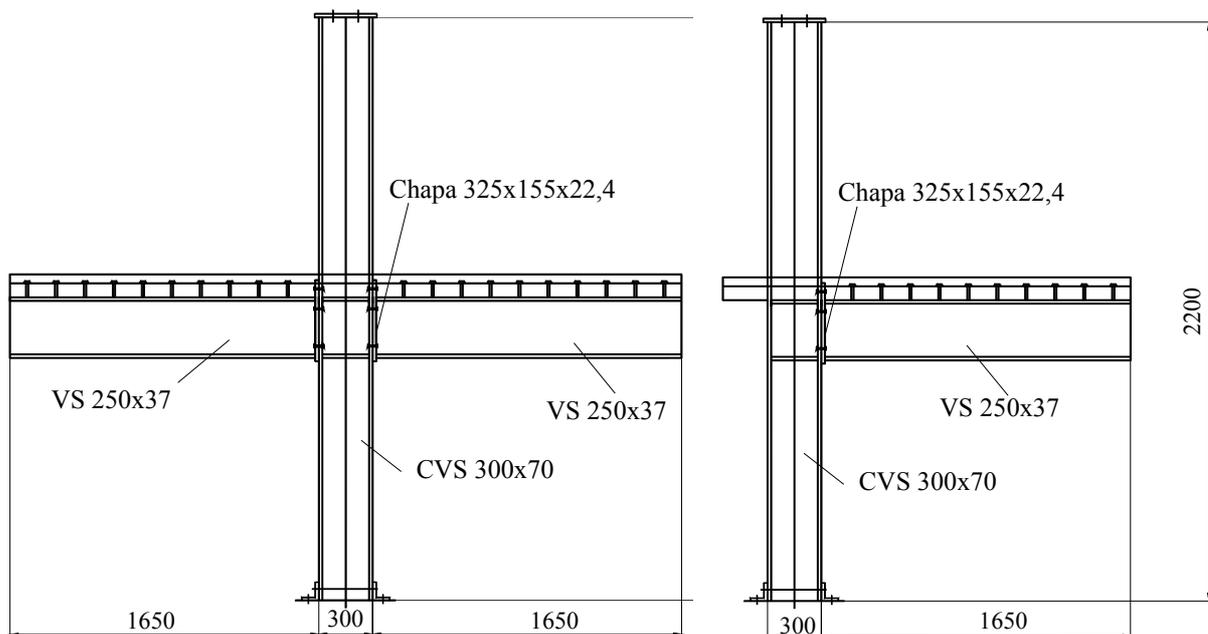


Figura 5.1 - Esquema dos modelos cruciformes e “T”

Todos modelos têm os mesmos perfis soldados para as vigas (VS 250x37) e pilares (CVS 300x70), conforme a Figura 5.2. Os pilares são enrijecidos com chapas de espessura de 8 mm nas alturas correspondentes às mesas superior e inferior da

viga. As vigas também têm enrijecedores a 15 cm das extremidades livres. Todos os modelos têm ligação viga-pilar com chapa de topo.

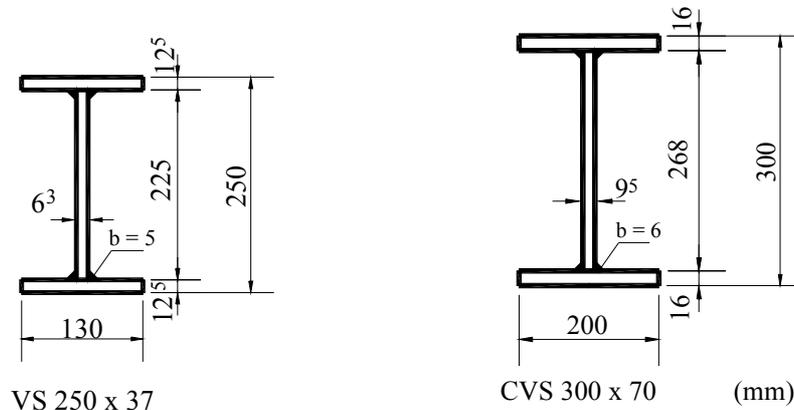


Figura 5.2 - Respectivamente, perfis da viga e do pilar

As chapas de topo dos modelos têm espessura de $22,4\text{ mm}$ e dimensões $325 \times 155\text{ mm}$, com 6 parafusos com diâmetro de 16 mm (Figura 5.3). Esta configuração de chapa de topo corresponde ao modelo CT1A-4 ensaiado por Ribeiro (1998) em modelos cruciformes sem laje. Ribeiro (1998) usou perfil $CVS\ 350 \times 105$ nos pilares dos seus modelos.

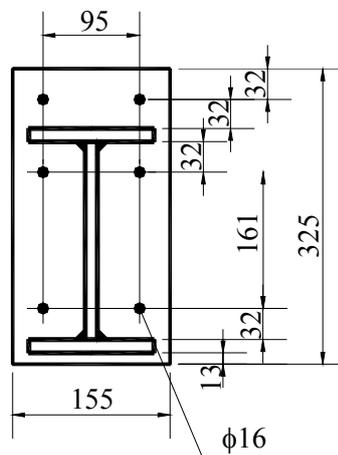


Figura 5.3 - Gabarito da chapa de topo

A laje de concreto dos modelos mistos

As ligações dos modelos que têm a laje de concreto conectada à viga são consideradas ligações-mistas. Nestes modelos, a laje de concreto é maciça com concreto $C20$ e tem armadura longitudinal formada por 10 barras com $\phi 12,5$ (resultando em uma taxa de armadura de 1%). A armadura transversal à viga é

formada por barras com $\phi 10$ espaçadas de 15cm , o que resulta em uma taxa de $0,5\%$ de armadura, valor recomendado pela NBR 8800 (1986). Foi utilizada uma armadura na parte inferior da viga com 10 barras de $6,3\text{ mm}$.

A viga mista foi dimensionada segundo as recomendações do Eurocode 4 para que haja interação completa entre a laje de concreto e a viga de aço, uma vez que esta norma permite o cálculo de vigas mistas sob momentos negativos. A nova norma brasileira deverá contemplar esta situação seguindo a mesma filosofia estabelecida pelo Eurocode 4. Desta forma, foram utilizados 10 conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça em cada trecho de viga. Os conectores tem $\phi 19\text{ mm}$ com altura de 75 mm , espaçados de 15 cm .

Na definição da geometria da laje não houve a preocupação em respeitar de maneira rigorosa o limite de recobrimento da armadura, que as normas de concreto estabelecem com o objetivo de proteger o aço da corrosão e dos efeitos de altas temperaturas.

Após a realização dos ensaios foi constatado que alguns detalhes poderiam ter sido feitos diferente, como:

- Armadura principal posicionada acima da cabeça do conector
- Diminuição da armadura longitudinal inferior

Acredita-se que estes aspectos não comprometam os resultados dos ensaios, porém, com estas considerações, o modelo estaria mais adequado em relação a recomendações construtivas.

Nos modelos em T, foi definido um detalhe de armadura na laje no lado oposto à ligação, de forma a evitar a ruptura prematura do concreto nesta região devido a esforços de tração.

O dimensionamento do modelo está detalhado no Anexo I. As Figuras 5.4, 5.5, 5.6, 5.7 e 5.8 apresentam o detalhamento dos modelos mistos cruciformes e em T, respectivamente.

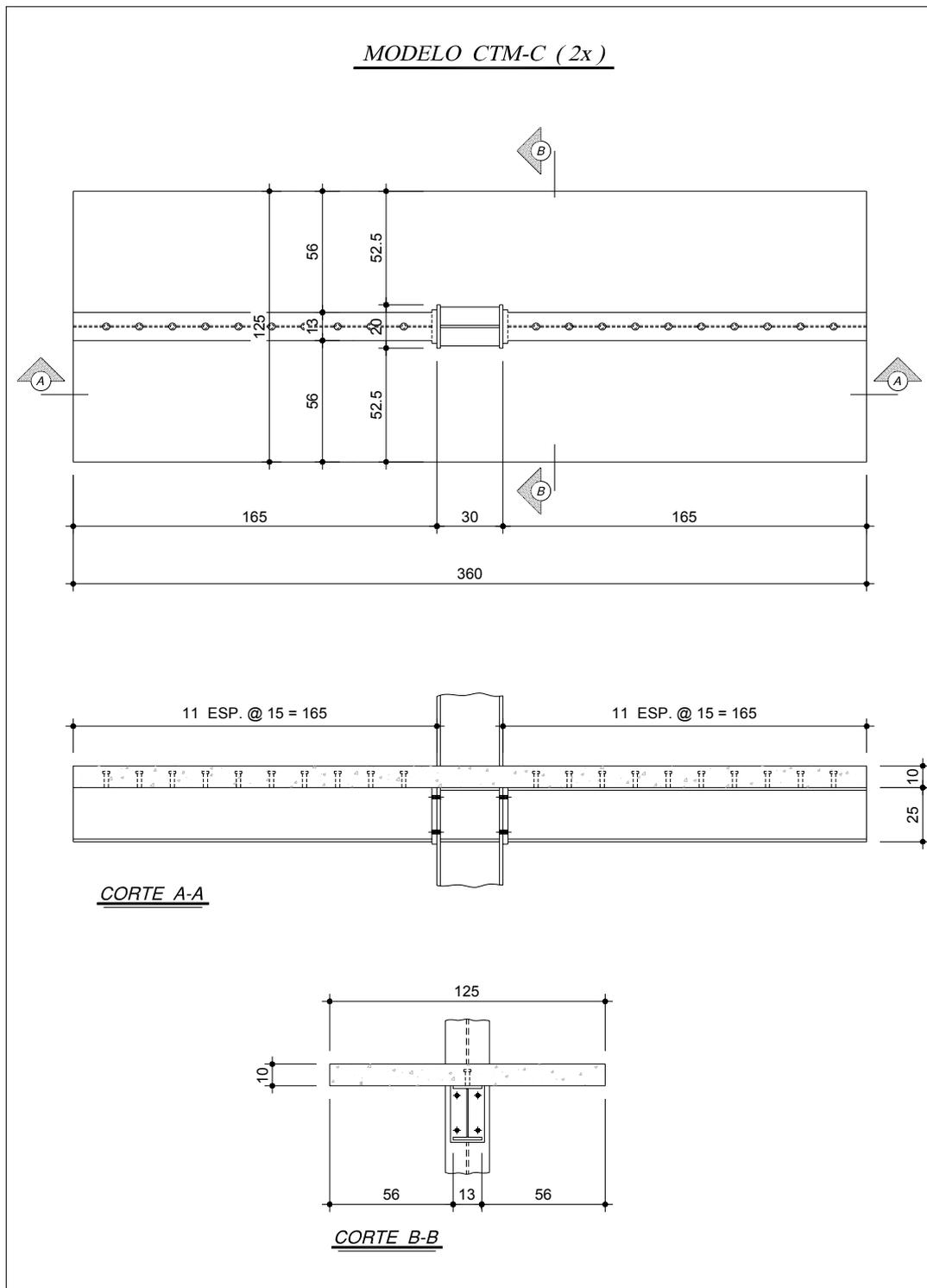


Figura 5.4 – Detalhes dos modelos CTM-C

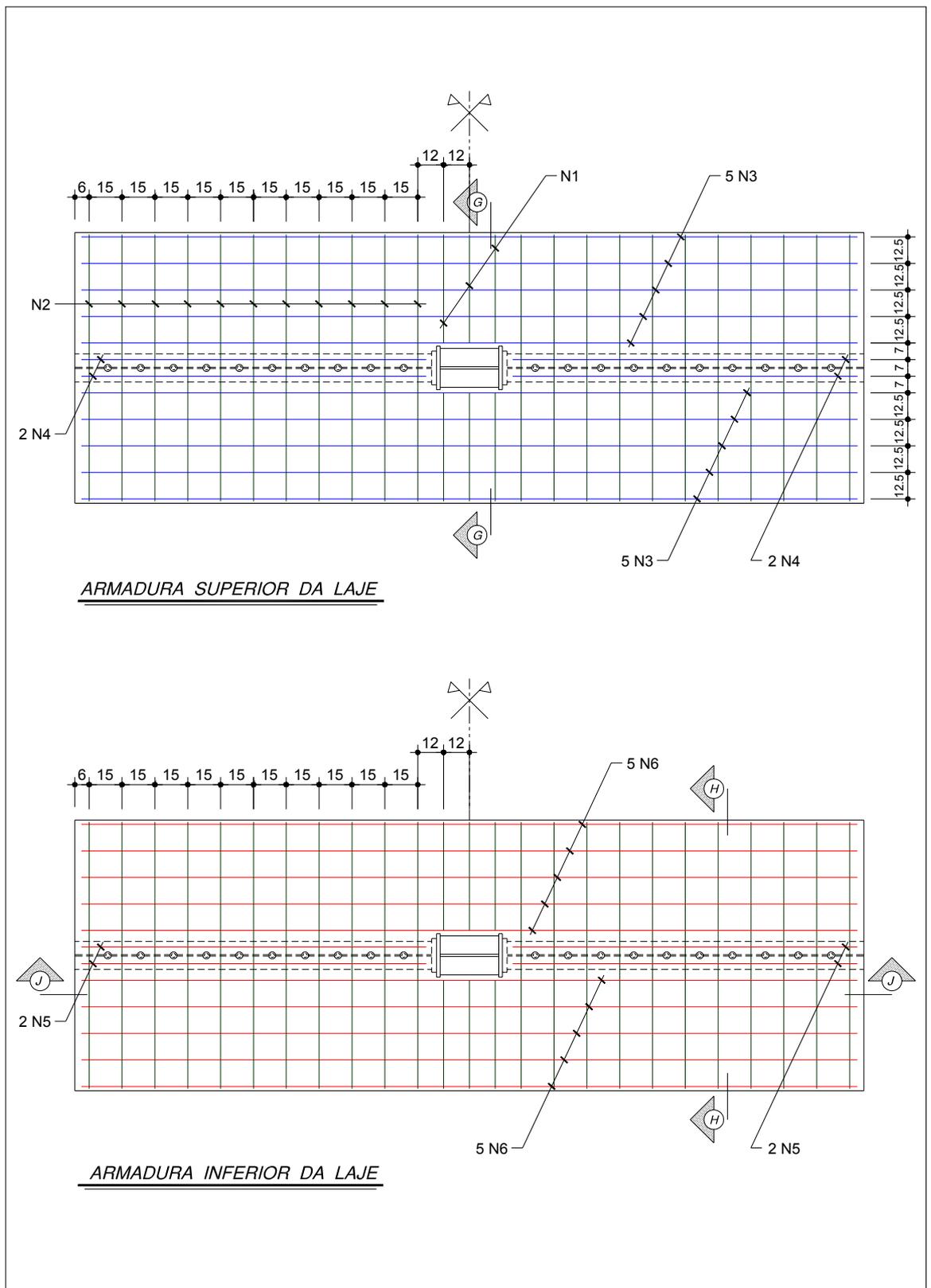


Figura 5.5 – Detalhes dos modelos CTM-C

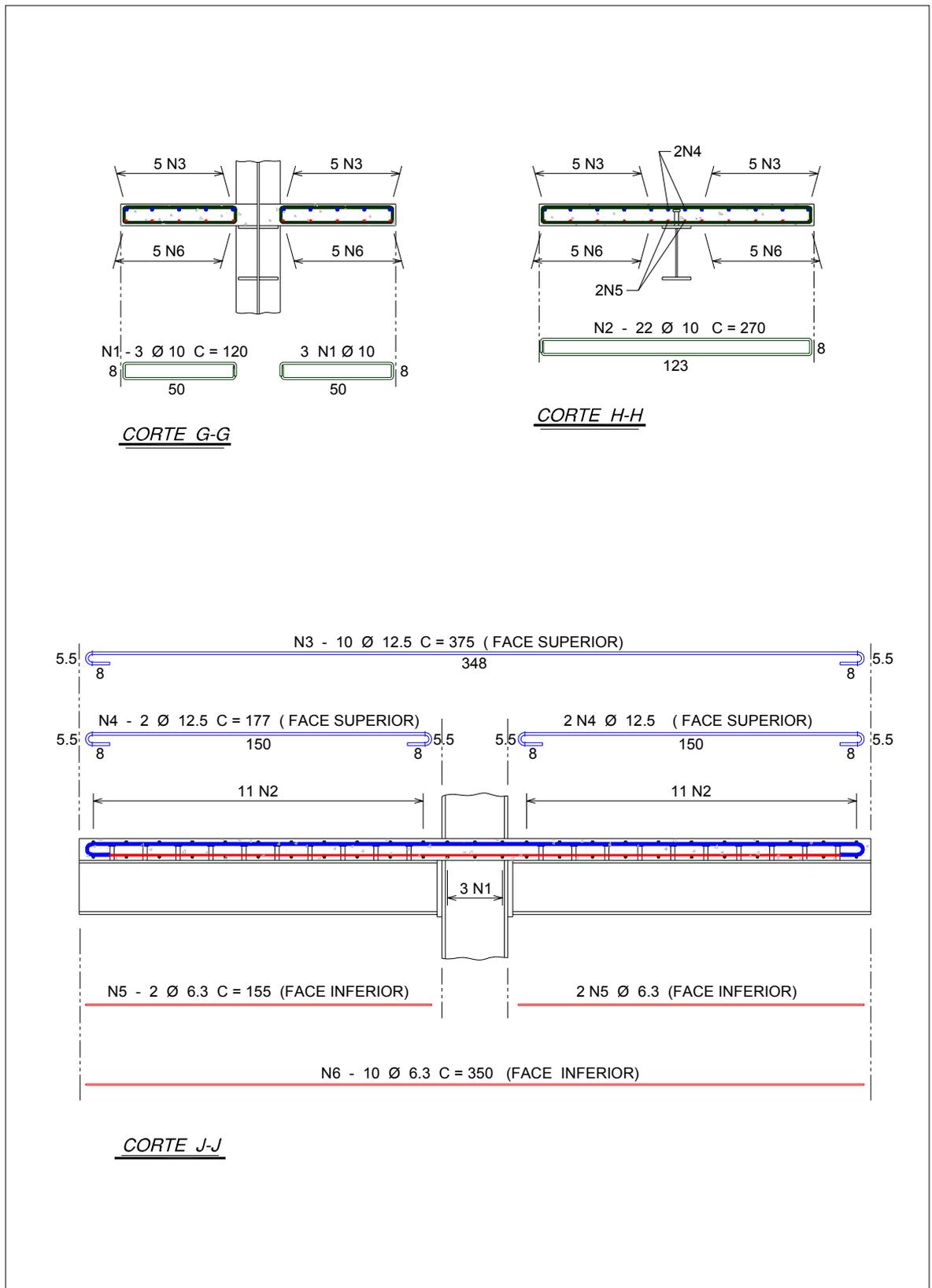


Figura 5.6 – Detalhes dos modelos CTM-C

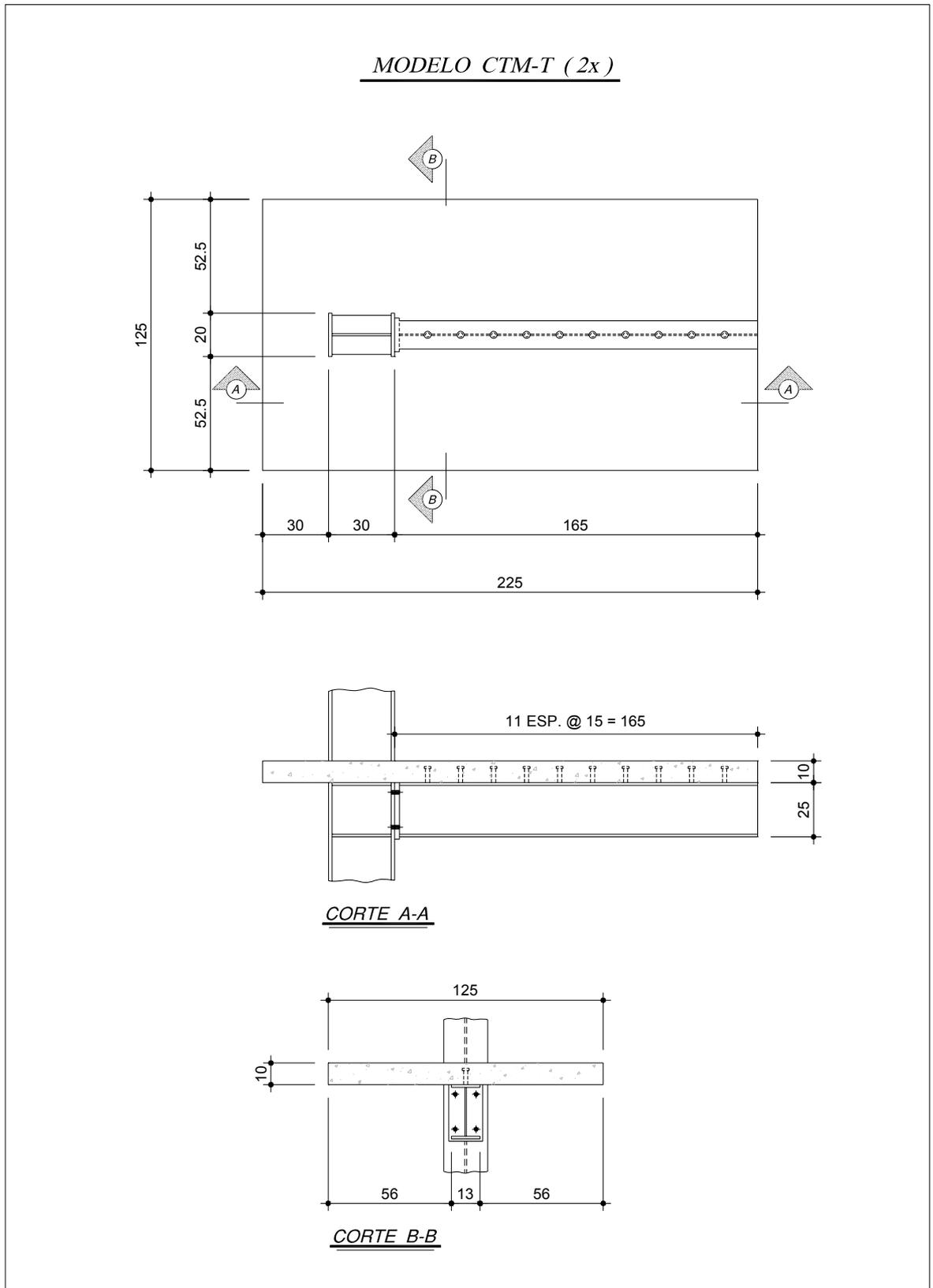


Figura 5.7 – Detalhes do modelo CTM-T

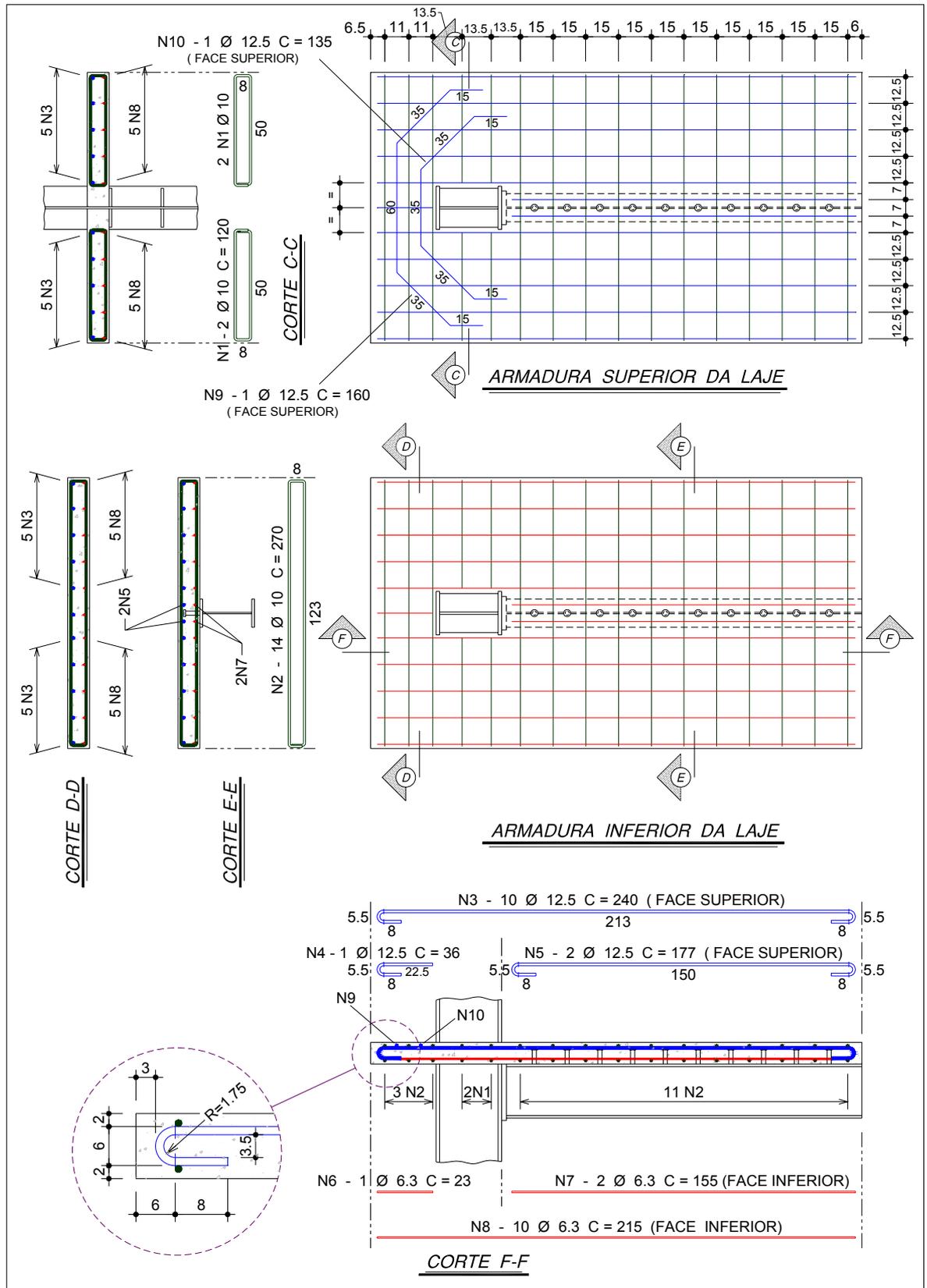


Figura 5.8 – Detalhes do modelo CTM-T

Na Tabela 5.1 é apresentada a descrição de cada modelo.

Tabela 5.1 – Modelos ensaiados

Modelos com ligação com chapa de topo

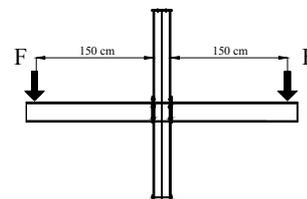
CTA-C

Ligação com chapa de topo em aço

Modelo cruciforme

Carregamento simétrico

(dois modelos: CTA-C1 e CTA-C2)



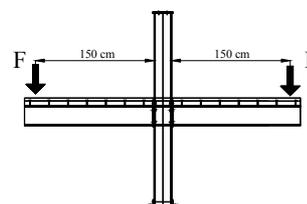
CTM-C

Ligação com chapa de topo mista

Modelo cruciforme

Carregamento simétrico

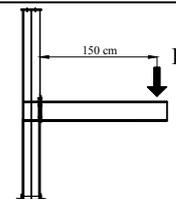
(dois modelos: CTM-C1 e CTM-C2)



CTA-T

Ligação com chapa de topo em aço

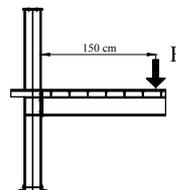
Modelo “T”



CTM-T

Ligação com chapa de topo mista

Modelo “T”



CTA - Ligação com chapa de topo em aço

CTM - Ligação com chapa de topo mista

Após o hífen – “C” modelo cruciforme; “T” modelo em forma de “T” (pilar de canto)

5.3 ESQUEMA DE ENSAIO

5.3.1 Modelos cruciformes

O primeiro modelo em aço teve um esquema diferente do segundo. As extremidades de cada viga do modelo CTA-C1 foram carregadas separadamente por atuadores servo-controlados. O pilar foi submetido a um carregamento,

correspondente a 20 % de sua capacidade total, por meio de um atuador. O pilar ficava submetido a esta carga constante durante todo o ensaio. Neste esquema, foram utilizados 3 pórticos de reação com capacidade de 500 kN. No pórtico central foi colocado o atuador para o carregamento do pilar. Nos outros dois pórticos foram posicionados os atuadores servo-controlados para o carregamento das vigas. A Figura 5.9 mostra o esquema de ensaio adotado.

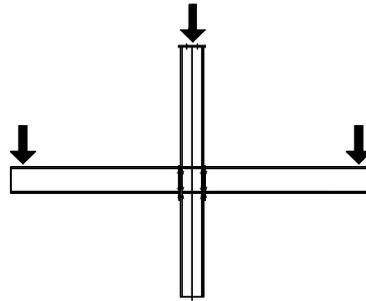


Figura 5.9 – Esquema de ensaio do modelo CTA-C1

A foto (a) da Figura 5.10 mostra o detalhe da aplicação do carregamento no pilar. Na foto (b) está apresentado um detalhe do aparelho de apoio entre o atuador e a viga. Com este conjunto permitia-se a rotação e o deslocamento horizontal. Travas ligando o pórtico à extremidade da viga impediam a rotação da seção transversal, sem impedir o deslocamento vertical.

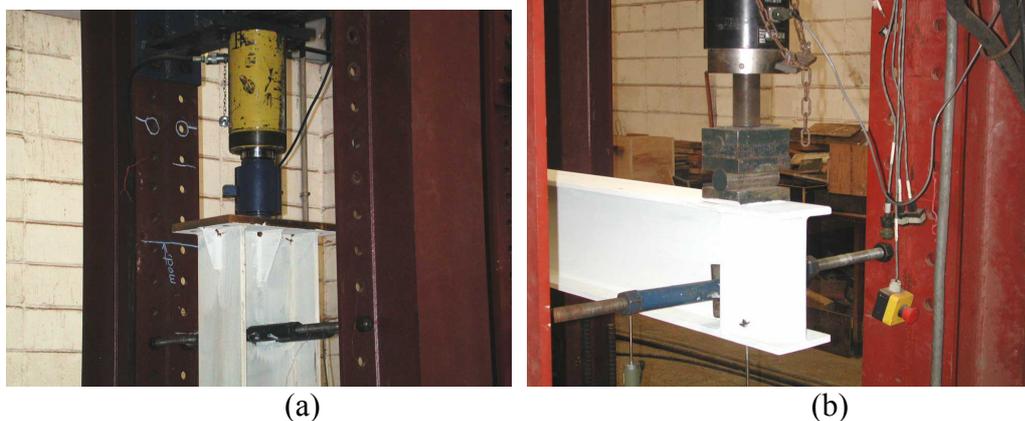


Figura 5.10 – Detalhes do ponto de carregamento do pilar e do aparelho de apoio do modelo CTA-C1

Um defeito em um dos atuadores impossibilitou que o segundo modelo em aço (CTA-C2) fosse ensaiado da mesma maneira. Com a disponibilidade de utilizar apenas um atuador, optou-se por seguir o mesmo esquema adotado por Ribeiro (1998). Neste esquema, com o modelo invertido, o pilar era solicitado pelo atuador hidráulico e o travamento vertical das vigas reproduzia a condição desejada,

conforme a Figura 5.11. Para tal, foi utilizado um pórtico central com capacidade de 500 kN para aplicação do carregamento no pilar e dois outros pórticos para fazer o travamento das vigas por meio de um vínculo de “garfo”.

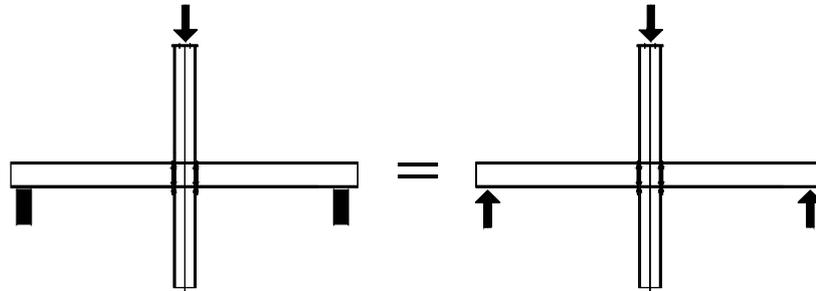


Figura 5.11 – Esquema de ensaio do modelo CTA-C2

A foto (a) da Figura 5.12 mostra um detalhe do ponto de aplicação do carregamento no pilar do modelo CTA-C2. O detalhe do vínculo de garfo pode ser visto na foto (b) da Figura 5.12.



(a)



(b)

Figura 5.12 – Detalhes do modelo CTA-C2: ponto de aplicação do carregamento e vínculo de garfo

Nas fotos da Figura 5.13 é possível observar, com detalhes, as diferenças nos esquemas de ensaio dos modelos CTA-C1 e CTA-C2.

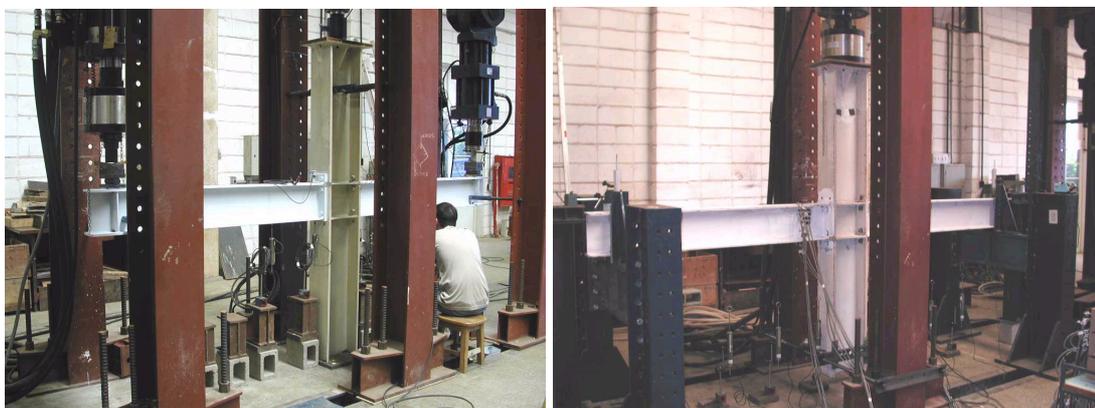


Figura 5.13 – Modelos CTA-C1 e CTA-C2 prontos para serem ensaiados

Nos modelos cruciformes mistos, as extremidades das vigas foram fixadas e o carregamento foi feito no pilar. O pilar foi tracionado a fim de produzir reações nas extremidades fixas da viga, conforme a Figura 5.14.

Neste esquema também foram utilizados 3 pórticos de reação com capacidade de 500 kN . A tração no pilar foi realizada pelo atuador servo-controlado fixado no pórtico central. Os travamentos nas extremidades das vigas mistas foram feitos pelas vigas dos outros dois pórticos.

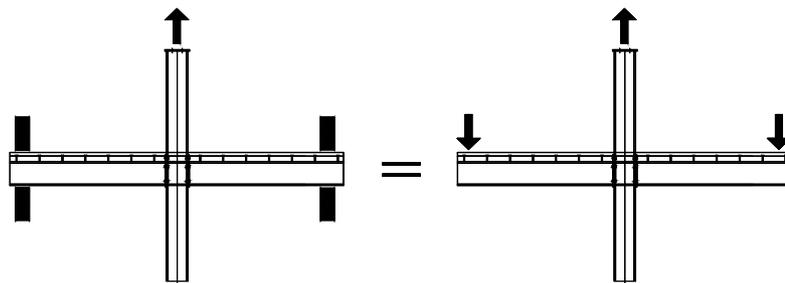


Figura 5.14 - Esquema de carregamento dos modelos

Nas fotos da Figura 5.15 estão apresentados os detalhes da aplicação do carregamento do modelo (tração do pilar) e do apoio da laje na viga do pórtico de reação feito por placas de neoprene.



Figura 5.15 – Detalhe da aplicação do carregamento no modelo misto e do apoio da laje na viga do pórtico

A Figura 5.16 mostra, em perspectiva, o modelo misto cruciforme e a foto da Figura 5.17 mostra uma vista geral deste modelo.

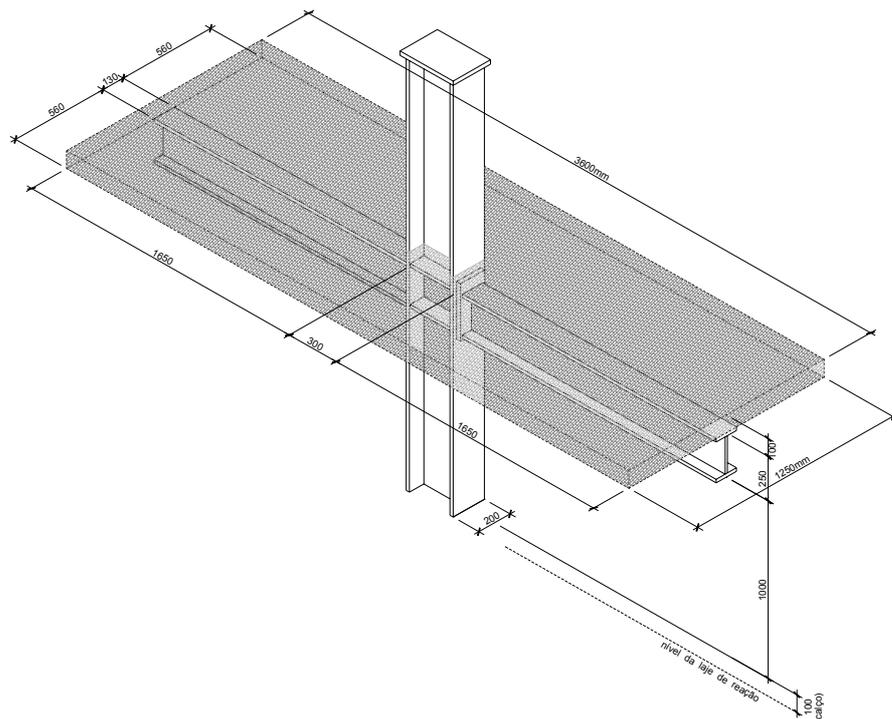


Figura 5.16 – Modelo misto cruciforme



Figura 5.17 – Vista geral do modelo misto cruciforme

5.3.2 Modelos em T:

Os modelos em “T” foram carregados na extremidade da viga por um atuador servo-controlado. O pilar foi submetido a um carregamento (correspondente a 20 % de sua capacidade) que permanecia constante durante todo o ensaio. A Figura 5.18 mostra o esquema de carregamento nos modelos em “T” em aço e misto. Neste esquema, foram utilizados apenas 2 pórticos de reação com capacidade de 500 kN . Em um deles foi fixado o atuador simples para o carregamento do pilar e no outro foi colocado o atuador servo-controlado para ser feito o carregamento da viga.

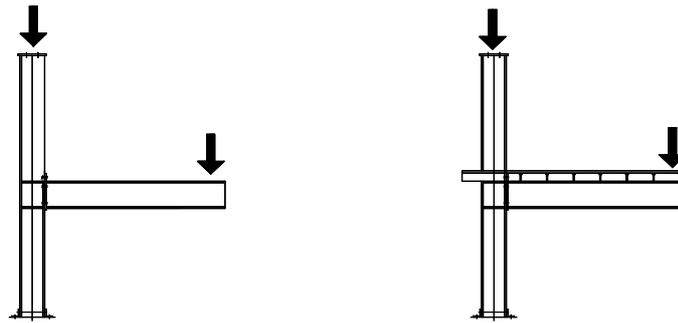


Figura 5.18 – Esquema de carregamento em modelos em “T”

As fotos das Figuras 5.19 e 5.20 apresentam detalhes dos pontos de aplicação do carregamento em modelos “T”.



Figura 5.19 – Detalhe do ponto de aplicação do carregamento no pilar



Figura 5.20 – Detalhes da aplicação do carregamento nas extremidades das vigas dos modelos em “T”

Para que o modelo não girasse em torno da base do pilar foi previsto um aparato que está esquematizado na Figura 5.21. Este travamento foi feito tanto no modelo em aço e como no misto. De qualquer forma, esta configuração não impede os deslocamentos horizontais na extremidade superior do pilar.

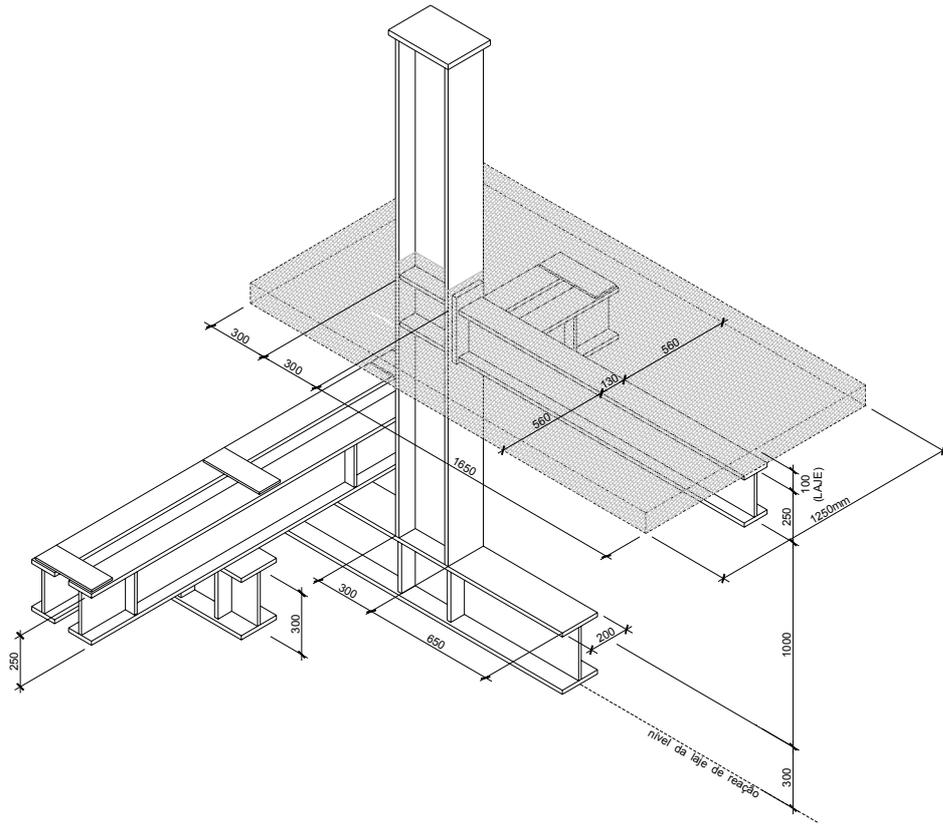


Figura 5.21 – Esquema de travamento dos modelos em “T”

A viga de contenção, vista na Figura 5.21 foi fixada na canaleta da laje de reação. Alguns detalhes podem ser vistos nas fotos da Figura 5.22. Uma vista geral de cada um dos modelos “T” está apresentada nas fotos da Figura 5.23.



Figura 5.22 – Trava horizontal dos modelos em “T”



Figura 5.23 – Vista geral dos modelos CTA-T e CTM-T

5.4 MONTAGEM DOS MODELOS

5.4.1 Modelos cruciformes

Todos os modelos foram montados na posição em que seriam ensaiados. Os modelos em aço tiveram o reaproveitamento do pilar (o mesmo pilar foi usado para ensaiar os dois modelos, já que o pilar não sofre deformações plásticas durante o ensaio).

Com o pilar posicionado, era feita a montagem das vigas. Os parafusos foram apertados com o torquímetro, garantindo a protensão adequada (85 kN). A Figura 5.24 mostra os modelos CTA-C1 e CTA-C2 com a etapa de montagem finalizada. Observa-se nas fotos que o esquema de ensaio foi diferente nos dois modelos.

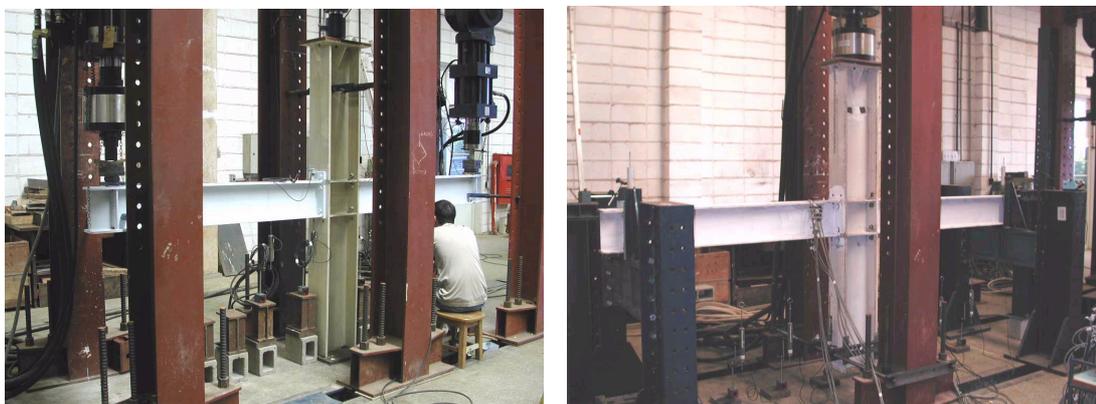


Figura 5.24 – Colocação dos transdutores nos modelos CTA-C1 e CTA-C2

Nos modelos CTA-C2 ainda eram colocados travamentos na parte inferior do pilar de modo a impedir deslocamentos desta região durante o ensaio. A Figura 5.25 mostra um detalhe deste travamento.



Figura 5.25 – Travamento do pilar no modelo CTA-C2

Nos modelos mistos, logo em seguida à montagem dos elementos de aço, era feita a colocação da forma. O encunhamento dos pontaletes, que garantiam o escoramento da forma, foi feito de forma a atingir o nivelamento (foto (a) da Figura 5.26). A forma foi travada ao pórtico por barras, conforme a foto (b) da Figura 5.26.



Figura 5.26 – Colocação das cunhas na base dos pontaletes e travamento da forma

A montagem da armadura foi feita na própria laje, conforme mostra a Figura 5.27 (a). A configuração da armadura não permitia sua montagem preliminar. Antes da concretagem a forma foi limpa com um jato de ar e os extensômetros foram protegidos (Figura 5.27 (b)). A foto da Figura 5.28 mostra o modelo pronto para receber o concreto.



(a) Montagem da armadura

(b) Proteção dos fios dos extensômetros e; ao fundo, espaçadores

Figura 5.27 – Montagem da armadura



Figura 5.28 – Modelo cruciforme pronto para receber o concreto

O concreto foi produzido no Laboratório do Departamento de Estruturas e, devido ao volume de material, o trabalho foi feito em duas etapas. O traço utilizado para se obter uma resistência mínima de 20 MPa foi: $1:2,7:3,7:0,6$. Foi utilizado cimento CP V ARI PLUS que tem cura rápida, o que permitiu que fosse feita a desforma em 3 dias. A areia e a brita utilizadas são da região de São Carlos. O Anexo III apresenta os volumes de materiais utilizados em cada concretagem. A foto da Figura 5.29 mostra o preparo do concreto.



Figura 5.29 – Detalhe da betoneira do Laboratório e colocação de material para mistura

As fotos da Figura 5.30 mostram o trabalho de concretagem da laje.



Figura 5.30 – Concretagem da laje do modelo

Em cada concretagem, 4 corpos de prova cilíndricos (20×30 cm) foram moldados para posterior caracterização do material (Figura 5.31).



Figura 5.31 – Moldagem dos corpos de prova

A retirada da forma foi feita no terceiro dia após a concretagem. As fotos da Figura 5.32 mostram o acabamento final sendo dado no concreto e o modelo logo após a retirada da forma.



Figura 5.32 – Foto do acabamento do concreto e do modelo assim que a forma foi retirada

Entre toda a interface da viga do pórtico de reação com a laje era colocada uma placa de neoprene para permitir a rotação da viga mista durante o ensaio e para evitar o esmagamento do concreto nesta região. A Figura 5.33 mostra o detalhe da placa de neoprene.



Figura 5.33 – Detalhe da borracha de neoprene

5.4.2 Modelos em “T”

Os modelos em “T” seguem o mesmo padrão de montagem dos modelos cruciformes. Primeiro foi feito o posicionamento dos elementos de aço. A viga foi

fixada ao pilar pela ligação por chapa de topo e os parafusos foram apertados com o torquímetro. Foi colocada a trava horizontal que impede a rotação do modelo, conforme já foi visto na Figura 5.34.

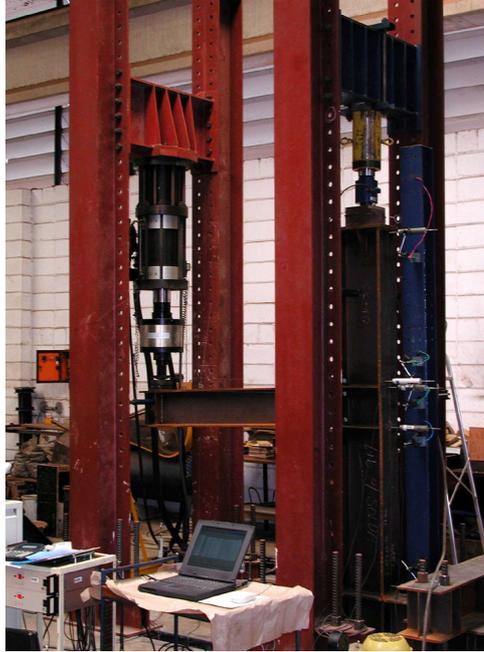


Figura 5.34 - Vista geral do modelo “T” em aço

No modelo misto, seguem-se as etapas de colocação da forma, montagem da armadura e concretagem do modelo. As fotos da Figura 5.35 mostram o modelo pronto para concretagem e durante esta etapa.



Figura 5.35 – Modelo “T” misto antes e durante a concretagem

Nas fotos da Figura 5.36 vê-se a fase de acabamento no modelo.



Figura 5.36 – Fase de acabamento na laje no modelo CTM-T

5.5 INSTRUMENTAÇÃO

As deformações lineares, deslocamentos e rotações foram monitoradas pelos extensômetros, transdutores de deslocamento e inclinômetros, cujas principais características estão apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Características dos instrumentos utilizados

Instrumento	Função	Marca	Características
Extensômetro elétrico de resistência	Medir deformações	<i>Kyowa</i>	<i>Gage Factor: 2,10</i> <i>Base: 5 mm</i>
Transdutor de deslocamento	Medir deslocamentos	<i>Kyowa</i>	<i>Curso: 100 mm</i> <i>Sensibilidade: 0,010 mm</i> <i>Curso: 50 mm</i> <i>Sensibilidade: 0,005 mm</i> <i>Curso: 10 mm</i> <i>Sensibilidade: 0,001 mm</i>
Inclinômetro	Medir rotações (variações de ângulos)	<i>Kyowa</i>	<i>Curso: 10 graus</i> <i>Sensibilidade: 0,001 grau</i>

5.5.1 Extensômetros

As deformações em todas as vigas, de todos os modelos, foram medidas em uma seção a *125 mm* da face da chapa de topo. Os extensômetros foram posicionados

nas chapas do perfil conforme um esquema básico representado na Figura 5.37 (a). Como a seção a 125 mm da chapa de topo dos modelos mistos correspondia a uma seção com conector de cisalhamento, a instrumentação foi alterada conforme a Figura 5.37 (b). Em uma das vigas uma segunda seção foi instrumentada, a 200 mm da chapa de topo, conforme a Figura 5.37 (a). Uma das vigas do modelo CTA-C1 não teve a alma instrumentada.

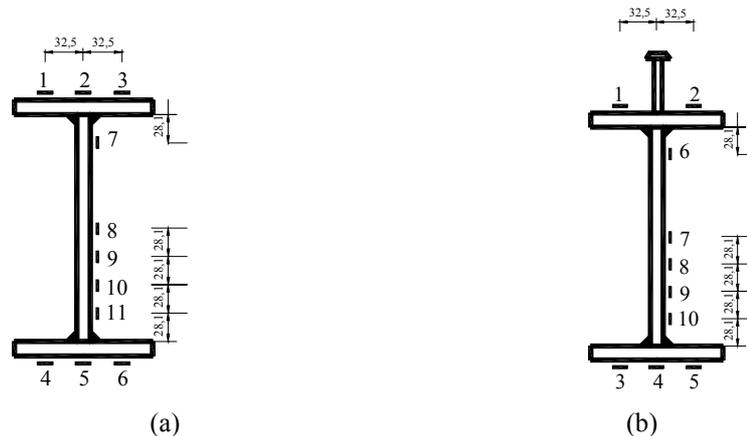


Figura 5.37 – Seção de uma viga de aço com os extensômetros e seção do conector

As fotos da Figura 5.38 mostram os extensômetros em uma seção do modelo em aço e em duas seções em um modelo misto.



Figura 5.38 – Seções da viga instrumentadas (modelo em aço e modelo misto)

Nos modelos mistos, as deformações na armadura também foram monitoradas. As barras longitudinais superiores tiveram extensômetros posicionados na mesma seção em que a viga de aço foi instrumentada (a 125 mm da face da chapa de topo). A numeração dos extensômetros da armadura do modelo cruciforme está na Figura 5.39 e a do modelo em “T” está na Figura 5.40. Além das barras longitudinais, algumas barras transversais também foram instrumentadas.

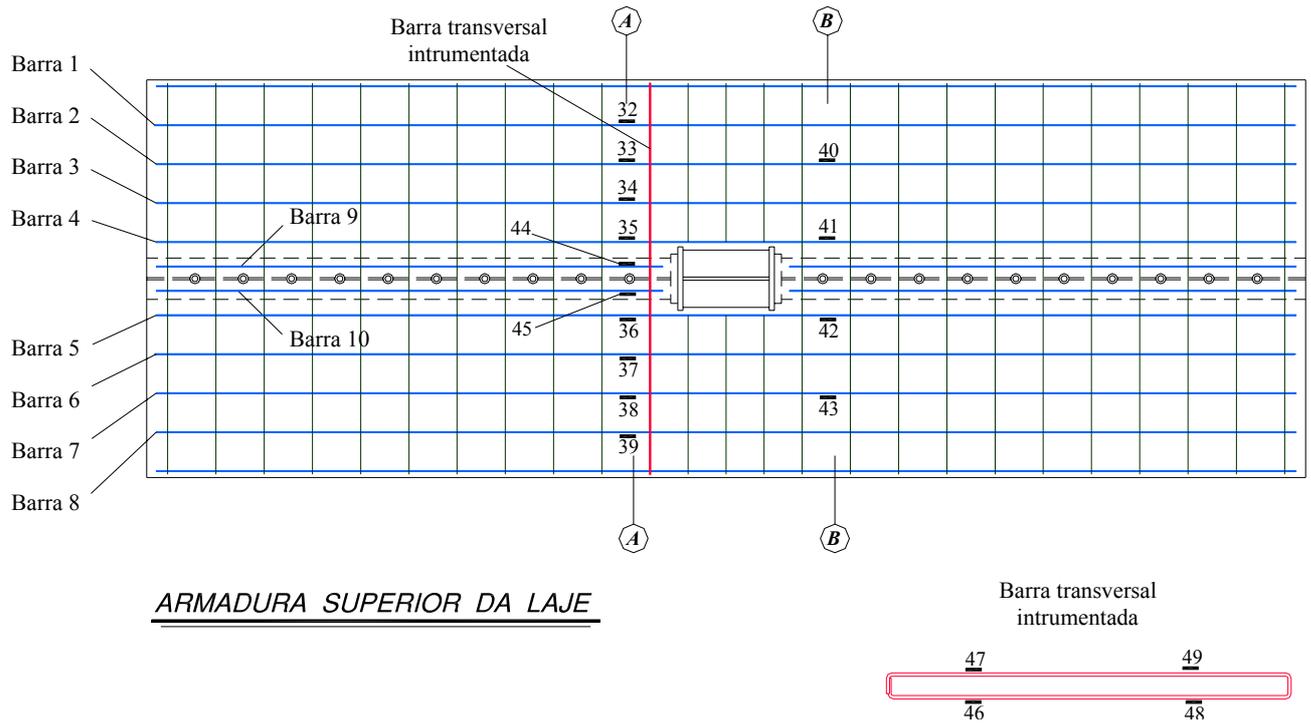


Figura 5.39– Numeração dos extensômetros das barras da armadura de um modelo cruciforme

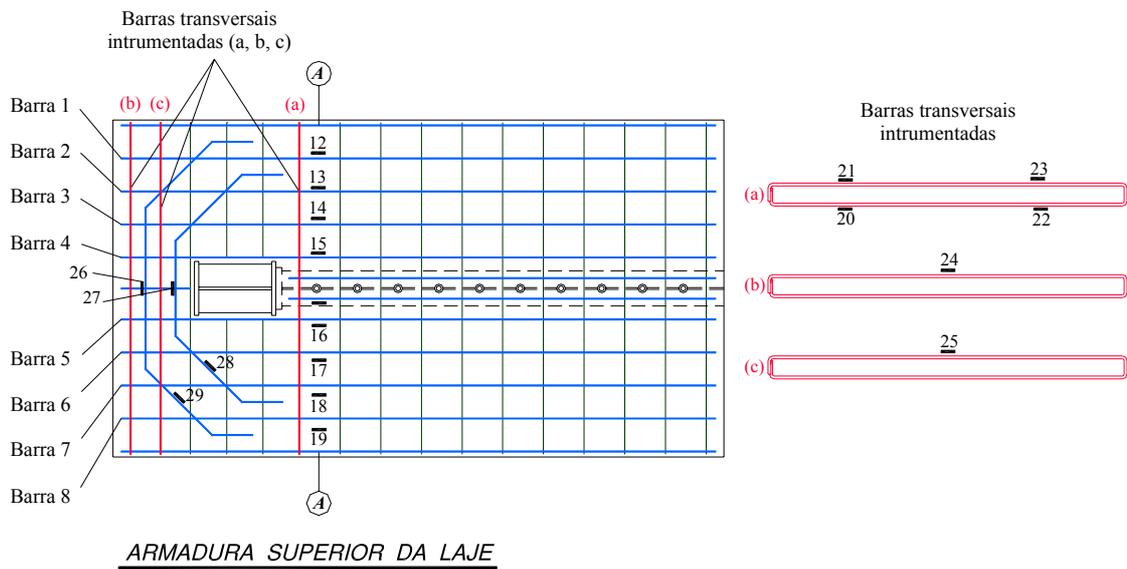


Figura 5.40 – Numeração dos extensômetros das barras da armadura do modelo T

5.5.2 Transdutores de deslocamento

Modelos cruciformes

Os deslocamentos foram medidos por transdutores de deslocamento posicionados conforme as Figura 5.41. Esta configuração foi obedecida tanto no modelo em aço como no modelo misto. A Figura 5.41 também mostra as posições

das seções A e B da viga que foram instrumentadas com extensômetros, não se esquecendo que no modelo misto uma terceira seção (C), a 200 mm da face da chapa de topo, foi instrumentada.

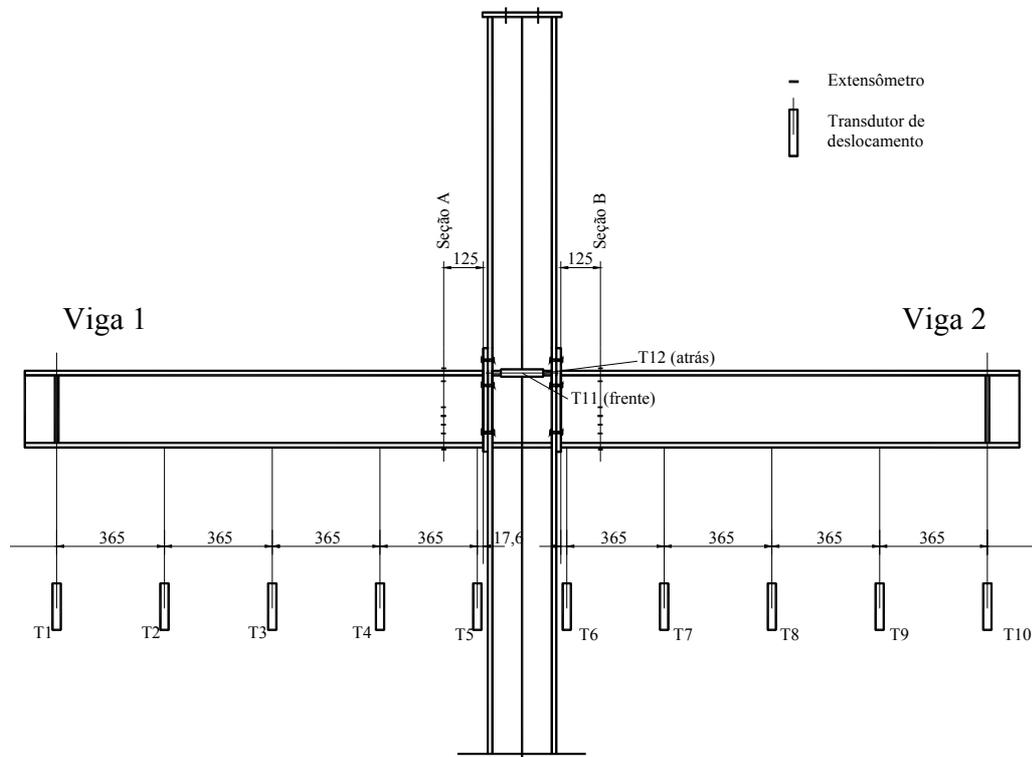


Figura 5.41 – Desenho esquemático com os transdutores de deslocamento

Com esta configuração é possível medir os deslocamentos transversais da viga ao longo do carregamento do modelo. As fotos da Figura 5.42 mostram os transdutores que monitoram os deslocamentos transversais da viga em um modelo em aço e em um modelo misto.



Figura 5.42 – Transdutores de deslocamento nos modelos mistos e em aço.

Além dos transdutores da viga, pode-se observar na Figura 5.43 que foram colocados dois transdutores, T11 e T12, entre as chapas de topo, a fim de medir a

abertura relativa entre elas. Cabe ressaltar que estes transdutores foram posicionados na altura da mesa superior nos modelos em aço e, o mais próximo possível dela nos modelos mistos, já que a laje não permitia a mesma configuração adotada no modelo em aço.



Figura 5.43 – Transdutores posicionados para medir a abertura relativa entre as duas chapas de topo.

Modelos em “T”

A Figura 5.44 apresenta a posição dos transdutores de deslocamento em um modelo em “T”. Os transdutores posicionados para leitura do deslocamento transversal da viga têm os mesmos espaçamentos do modelo cruciforme.

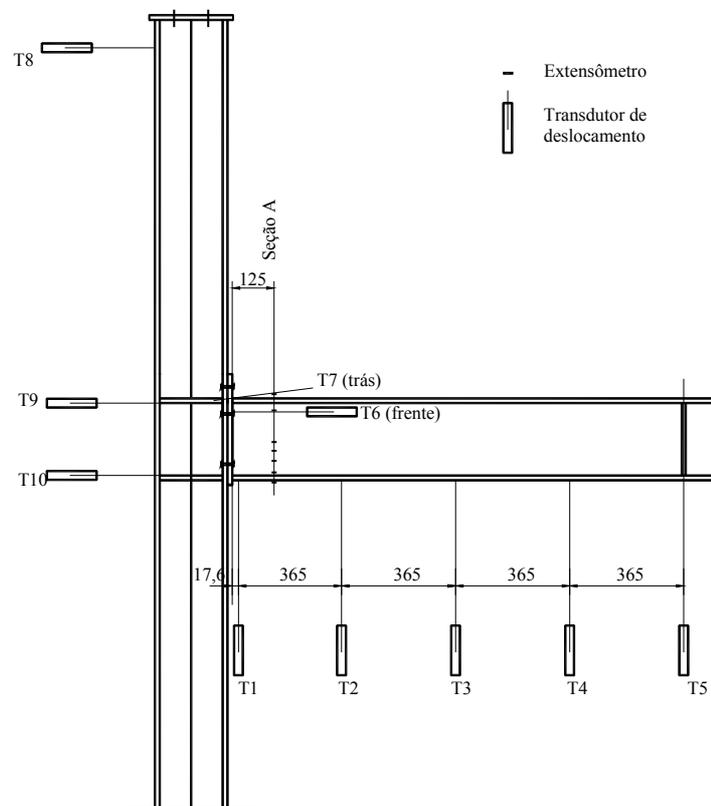


Figura 5.44 – Transdutores de deslocamento no modelo em “T”

Como pode ser visto na Figura 5.45, no modelo em “T” transdutores de deslocamento monitoraram o deslocamento do pilar. Desta forma, é possível obter a rotação da ligação pela rotação medida pelo inclinômetro (posicionado sobre a viga no modelo em aço e sobre a laje no modelo misto) descontando-se a rotação do pilar. A foto da Figura 5.45 mostra os transdutores que monitoraram os deslocamentos no pilar.



Figura 5.45 – Transdutores de deslocamento no pilar

5.5.3 Inclinômetros

Os inclinômetros completam a instrumentação. Este equipamento só foi utilizado no segundo modelo em aço (CTA-C2) e, em apenas uma das vigas a 250 mm da face do pilar (Figura 5.46 (a)). Não foi possível posicionar o inclinômetro mais próximo do pilar devido a instrumentação da mesa da viga de aço. Nos modelos mistos, os inclinômetros foram posicionados em cada trecho de viga, sobre a laje, a uma distância de 100 mm da face do pilar. A foto da Figura 5.46 (b) mostra os inclinômetros sobre a laje.

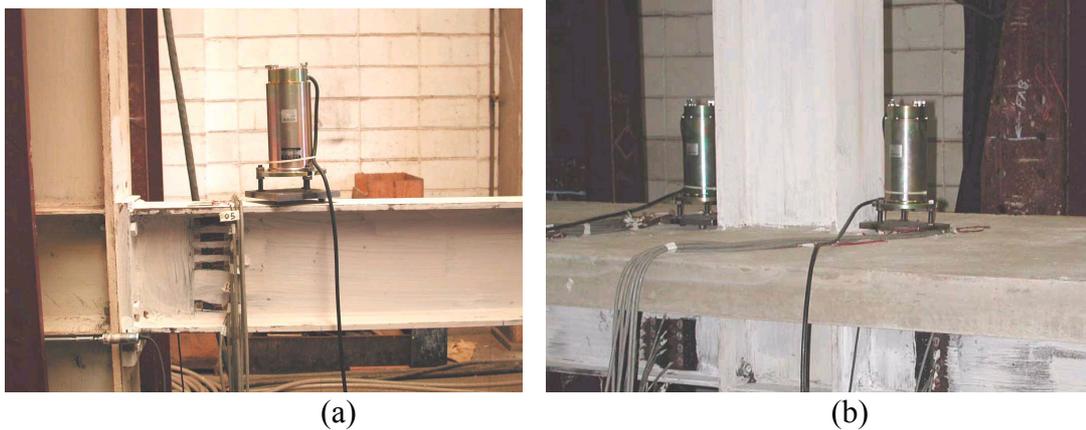


Figura 5.46 – Inclinômetros posicionados em modelo em aço e em modelo misto

A instrumentação completa de cada modelo está apresentada no Anexo III.

5.6 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Os ensaios de compressão simples para caracterização do concreto utilizado na moldagem da laje foram realizados na Máquina ELE do Laboratório de Estruturas.

Os aços dos perfis foram ensaiados à tração na Máquina Universal de Ensaio EMIC DL 10000.

As principais características dos materiais estão apresentadas na Tabela 5.3. e os resultados mais completos estão no Anexo IV.

Tabela 5.3 - Resistências dos materiais utilizados

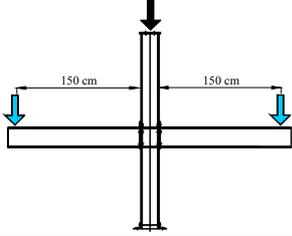
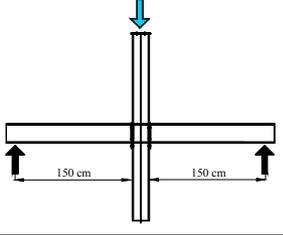
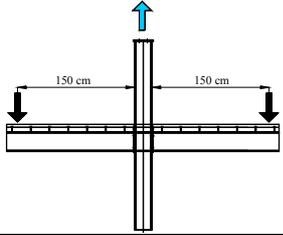
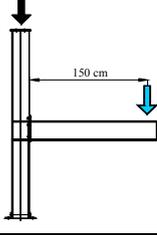
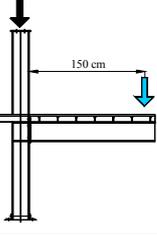
<i>Material</i>	<i>Resistência</i>	<i>Módulo de Elasticidade</i>
Aço dos perfis	$f_y = 30 \text{ kN} / \text{cm}^2$	$E = 300.000 \text{ MPa}$
Aço da armadura	$f_y = 56 \text{ kN} / \text{cm}^2$	$E = 210.000 \text{ MPa}$
Concreto	$f_{ck} = 4,40 \text{ kN} / \text{cm}^2$	$E = 31.363 \text{ MPa}$

5.7 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Cada modelo foi carregado por um ou dois atuadores servo-controlados da marca INSTRON com capacidade de 500 kN cada um. Para aquisição dos dados foi utilizado o sistema SYSTEM 5000 – Measurements Group.

Primeiramente foi feito um escorvamento do modelo, com a aplicação de um carregamento referente a 20 % do valor final previsto, seguido do descarregamento do modelo. A Tabela 5.4 apresenta a carga prevista para cada um dos modelos.

Tabela 5.4 – Cargas previstas para cada modelo

Modelo	Momento resistente previsto na ligação	Esquema de carregamento (● Força do atuador)	Força final prevista no atuador	Força para escorvamento (20%)
<i>CTA-C1</i>	82 kN.m		54 kN	22 kN
<i>CTA-C2</i>	82 kN.m		108 kN	22 kN
<i>CTM-C1</i> <i>CTM-C2</i>	189 kN.m		252 kN	50 kN
<i>CTA-T</i>	82 kN.m		54 kN	11 kN
<i>CTM-T</i>	156 kN.m		104 kN	20 kN

Vale lembrar que *CTA-C1* e *CTA-C2* tiveram esquemas de ensaio diferentes

O ensaio era iniciado com o modelo sendo novamente carregado a uma velocidade de $0,005 \text{ mm/seg}$. Nos modelos mistos era feito o acompanhamento do desenvolvimento das fissuras na laje. O ensaio se encerrava quando o modelo atingia um modo de falha.

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.1 PRELIMINARES

Primeiramente será discutido, de maneira geral, o comportamento de cada modelo durante o ensaio. Em seguida, são apresentadas algumas discussões a respeito do tratamento dos valores medidos de deslocamentos e rotações para obtenção da rotação da ligação. Estas discussões são desenvolvidas conforme os resultados obtidos em cada ensaio vão sendo apresentados. No final do capítulo são feitas comparações entre os resultados dos modelos ensaiados.

A Tabela 6.1 apresenta, para cada modelo, o momento na ligação correspondente à carga última atingida no ensaio e o modo de falha identificado.

Tabela 6.1 – Momento último e modo de falha dos modelos

<i>Modelo</i>	<i>Momento último previsto</i>	<i>Momento último experimental</i>	<i>Modo de falha</i>
<i>CTA-C1</i>	<i>82 kN.m</i>	<i>126 kN.m</i>	Falha no parafuso
<i>CTA-C2</i>	<i>82 kN.m</i>	<i>132 kN.m</i>	
<i>CTM-C1</i>	<i>189 kN.m</i>	<i>272 kN.m</i>	Flambagem local da mesa e da alma da viga
<i>CTM-C2</i>	<i>189 kN.m</i>	<i>269 kN.m</i>	
<i>CTA-T</i>	<i>82 kN.m</i>	<i>128 kN.m</i>	Falha no parafuso
<i>CTM-T</i>	<i>156 kN.m</i>	-	-

O cálculo dos momentos últimos previstos de cada modelo está apresentado no Anexo I. Também foram feitos cálculos utilizando os valores de resistência dos materiais obtidos nos ensaios de caracterização. Os principais resultados destes cálculos também estão apresentados no Anexo I.

Conforme já esclarecido anteriormente, os dois modelos cruciformes em aço tiveram esquemas de ensaio diferentes, porém apresentaram comportamento similar. O momento último do modelo CTA-C2 (*132 kN.m*) foi ligeiramente maior que o do modelo CTA-C1 (*126 kN.m*, Tabela 6.1). Esta diferença está relacionada ao esquema de ensaio do modelo CTA-C1, em que as vigas eram carregadas de forma independente. No momento da falha em um dos lados do modelo, os atuadores foram descarregados para que não fosse criada uma assimetria de carregamento no modelo. O gráfico (a) da Figura 6.1 mostra que os dois atuadores mantiveram a simetria no

carregamento ao longo do ensaio. O gráfico (b) da Figura 6.1 mostra os deslocamentos nas extremidades das vigas ao longo do carregamento da ligação. Pode-se ver que uma das vigas desenvolveu deslocamentos ligeiramente superiores aos da outra, o que não ocorre no modelo CTA-C2, como pode ser visto no gráfico da Figura 6.2.

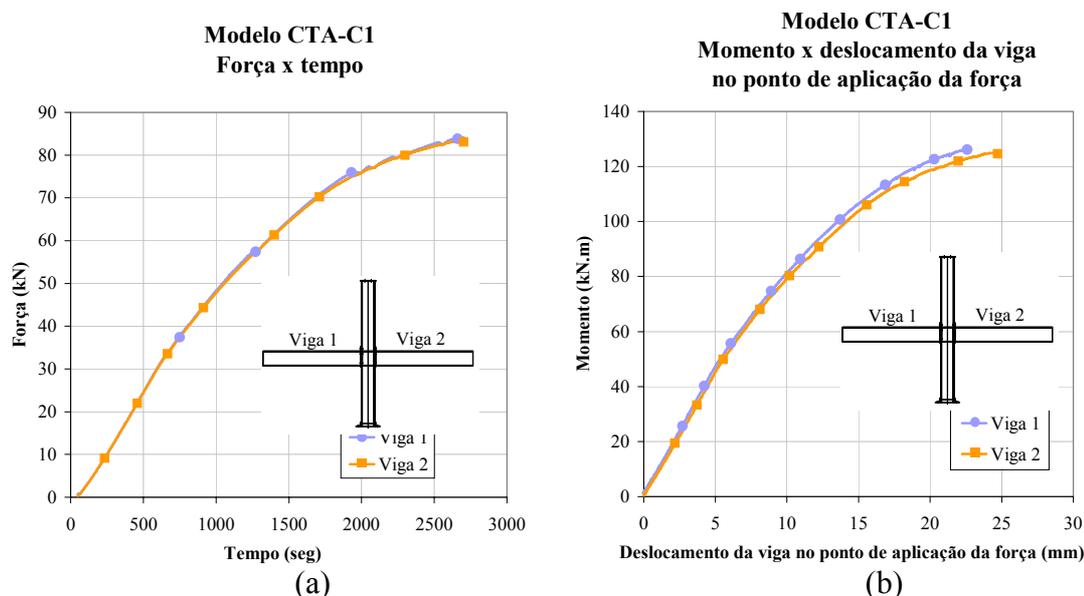


Figura 6.1 – Gráficos força x tempo e momento x deslocamento vertical das extremidades das vigas do modelo CTA-C1

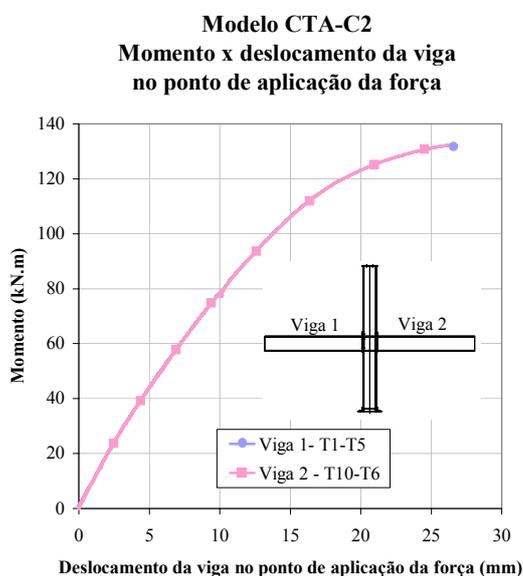


Figura 6.2 – Gráfico momento x deslocamento vertical das extremidades das vigas do modelo CTA-C2

Nos dois modelos o modo de falha identificado foi a falha do parafuso, o que confirma as previsões do modelo do Eurocode 3.

É importante ressaltar que o comportamento global do modelo e os principais parâmetros que caracterizam a ligação tiveram a mesma ordem de grandeza dos valores obtidos por Ribeiro (1998) em seu modelo CT1A-4, que tem mesma configuração de ligação dos modelos ensaiados neste trabalho. Isto pode ser observado na Figura 6.3 que apresenta as curvas momento x rotação da chapa dos modelos CTA-C1 e CT1A-4.

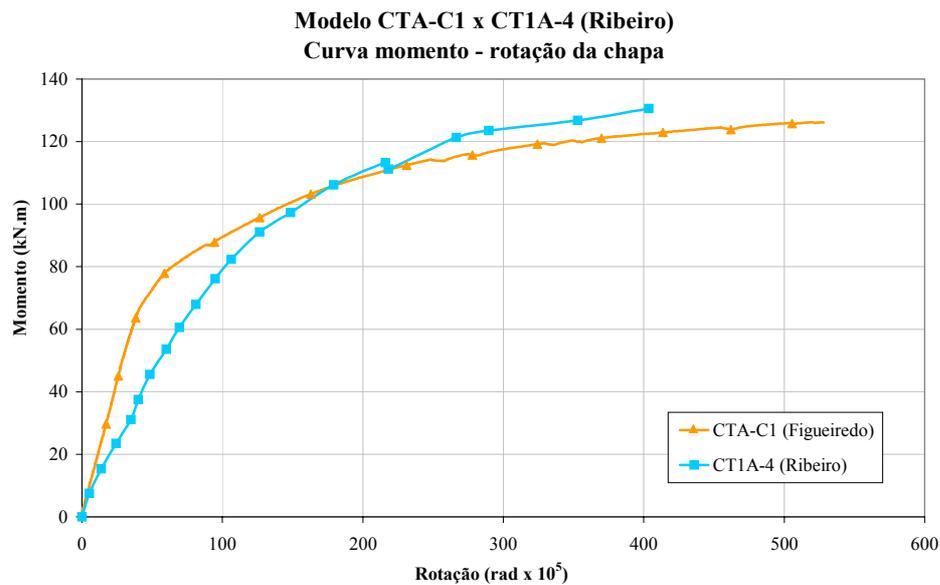


Figura 6.3 - Curva momento-rotacão dos modelos CTA-C1 e CT1A-4 (Ribeiro)

Comparando as duas curvas, pode-se observar que o momento resistente nos dois modelos teve a mesma ordem de grandeza. O modelo CTA-C1 apresentou-se mais dúctil, porém deve-se lembrar que Ribeiro (1998) não utilizou atuadores servo-controlados em seus ensaios, o que limitou a obtenção de dados na fase final do carregamento. Pode-se ainda notar que a rigidez inicial do modelo CTA-C1 é maior que a do modelo CT1A-4 de Ribeiro (1998). Este ganho de rigidez inicial pode ser explicado pelo controle mais adequado de protensão, feito por um torquímetro no modelo CTA-C1. Esta questão havia sido colocada por Maggi (2000), baseada na análise dos resultados dos modelos numéricos desenvolvidos para simulação de ligações com chapa de topo. A necessidade de aferir esta influência do controle de protensão no comportamento da ligação motivou a repetição do ensaio realizado por Ribeiro (1998). Cabe salientar que este aspecto não é relatado nos principais trabalhos técnicos sobre o tema e nem é objeto de considerações nos modelos de

cálculo propostos por normas internacionais. Ribeiro (1998) também identificou o modo de falha nos parafusos.

O ensaio do modelo misto foi interrompido por ter ocorrido deformações excessivas no modelo, tendo ocorrido flambagem local da mesa e da alma da viga, como pode ser visto nas fotos da Figura 6.4.

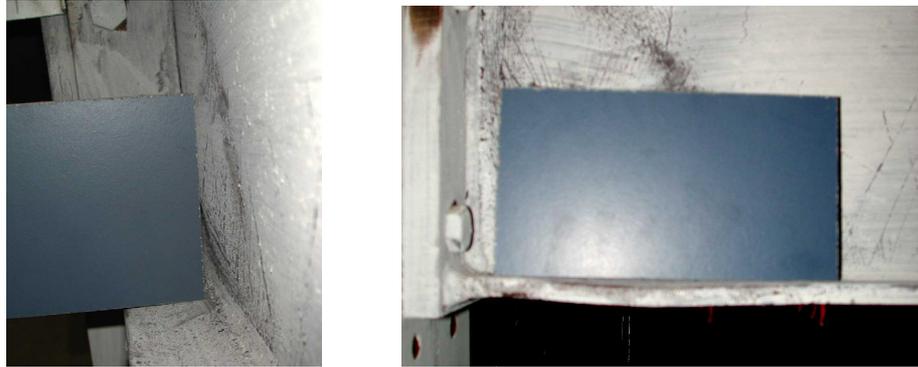


Figura 6.4 – Flambagem local da alma e da mesa dos modelos mistos

A foto (a) da Figura 6.5 mostra a deformação excessiva do modelo misto CTM-C1 que justificou o encerramento do ensaio. O modelo CTM-C2 teve o mesmo comportamento. Na foto (b) da Figura 6.5, que mostra as linhas de fissuração na laje do modelo cruciforme, pode-se observar que as fissuras se concentraram na região próxima à ligação. As primeiras fissuras se formaram na direção transversal ao eixo da viga.

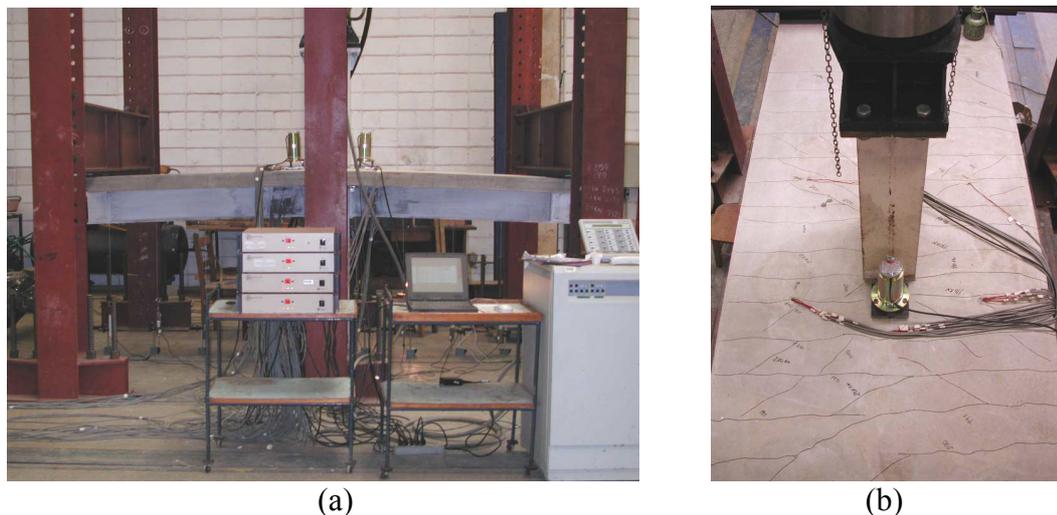


Figura 6.5 – Modelo misto no estágio final do carregamento e fissuras sobre a laje

Os modelos em T apresentaram dificuldades durante o ensaio. A idéia inicial era conter as duas extremidades do pilar e carregar a extremidade da viga. Porém, a dificuldade em conter os deslocamentos da parte superior do pilar, resultou na opção

de apenas carregar o pilar na tentativa de minimizar estes deslocamentos horizontais, que seriam monitorados por transdutores de deslocamento, conforme detalhado no item 5.5 - “Instrumentação”. Na análise dos resultados este deslocamento horizontal do pilar teria que ser devidamente considerado.

O modelo CTA-T foi ensaiado e teve o colapso caracterizado pelo escoamento do parafuso. A análise preliminar dos resultados do modelo em aço, descontando o deslocamento do pilar, se mostrou eficiente. Porém o ensaio do modelo misto não pôde prosseguir até que um modo de falha fosse atingido uma vez que o modelo sendo mais resistente, a um determinado nível de carregamento, o pórtico onde o atuador posicionado no pilar estava fixado se deslocou e optou-se por interromper o ensaio. Desta maneira, os resultados dos modelos em T foram parcialmente comprometidos e por isso serão analisados separadamente.

6.2 RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DOS MODELOS CRUCIFORMES

Primeiramente será apresentada uma discussão sobre as maneiras como a rotação da ligação pode ser obtida experimentalmente. A partir destas discussões define-se rotação da chapa de topo e rotação da viga. No item seguinte, apresenta-se curvas momento x rotação da chapa e da viga dos modelos cruciformes. Complementando os resultados obtidos nestes modelos, são apresentadas as deformações nas vigas nos modelos em aço e nos modelos mistos e as deformações nas barras da armadura dos modelos mistos.

6.2.1 Rotação da ligação

Conforme já discutido nos capítulos introdutórios, o principal parâmetro para classificar e analisar uma ligação é sua curva $M-\phi$. Porém, muitos trabalhos experimentais não trazem claramente quais parâmetros foram utilizados para obtenção desta rotação ϕ . Muitas vezes trata-se do valor medido diretamente por um inclinômetro posicionado na alma da viga, na região próxima à ligação; ou relações entre deslocamentos medidos por transdutores. Neste sentido, surge a discussão do que é adotado como rotação da ligação.

Neste trabalho, a rotação da ligação pode ser tomada experimentalmente como sendo:

1. A rotação da chapa de topo, dada pela abertura da chapa de topo em relação à mesa do pilar no eixo da viga, medida na altura da linha de centro da mesa superior da viga; dividida pela distância z . Para obter um valor mais preciso, seria necessária uma maneira de monitorar o centro de rotação da chapa de topo para que a distância z fosse mais próxima do real.
2. A rotação da viga, o mais próximo possível da ligação, descontada da curvatura da viga no trecho entre a ligação e o ponto de medição.

Estas possibilidades são discutidas a seguir.

Rotação da chapa de topo

As limitações físicas inerentes ao modelo experimental e aos equipamentos utilizados na sua instrumentação permitem tomar a rotação da chapa, de forma simplificada, como sendo o afastamento da chapa em relação ao pilar na altura da mesa superior dividida pela distância entre a posição onde é feita a medida do afastamento e a linha média da mesa inferior da viga (onde se supõe que seja o centro de rotação). O afastamento é dado pela média dos valores medidos nos transdutores $T11$ e $T12$, dividida por dois, já que cada transdutor mede a abertura relativa entre as chapas dos dois lados do pilar, conforme a Figura 6.6

$$\text{Afastamento da chapa} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{T11 + T12}{2} \right)$$

$$\phi_{chapa} = \frac{\frac{T11 + T12}{4}}{z}$$

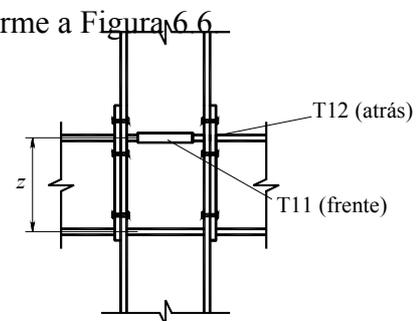


Figura 6.6 – Instrumentação que fornece os deslocamentos para cálculo da rotação da chapa de topo

No trabalho de Ribeiro (1998), a rotação da ligação em aço era tomada como sendo a rotação da chapa de topo, calculada da mesma maneira descrita acima. Como pode ser visto nos resultados do modelo CTA-C2 (Figura 6.7), que é um modelo em aço, a rotação medida pelo afastamento da chapa de topo é menor que a rotação da viga, obtida pela leitura do inclinômetro ou pelo deslocamento relativo de dois transdutores posicionados na viga.

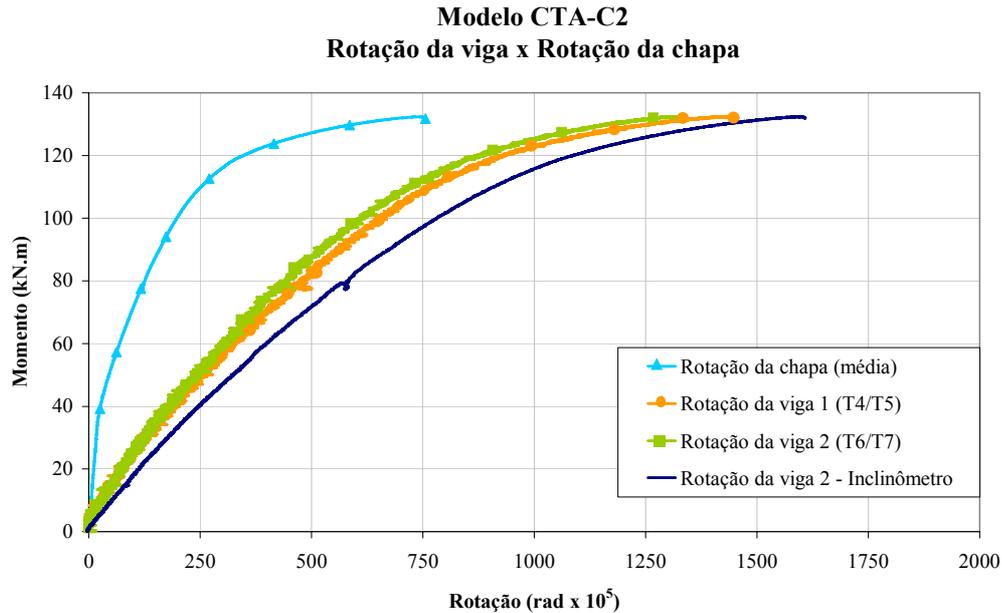


Figura 6.7 - Curvas momento x rotação do modelo CTA-C2

Isto acontece devido às aproximações no cálculo da rotação da chapa. A primeira delas é adotar o centro de rotação na linha de centro da mesa inferior da viga. A Figura 6.8 reproduz a deformada de uma ligação com chapa de topo com espessura de $22,4 \text{ mm}$ obtida por análise numérica feita por Maggi (2000). Pode-se observar que, neste caso, o centro de rotação está bem acima da linha de centro da mesa inferior. Portanto, fica difícil definir com precisão onde é o centro de rotação da ligação.

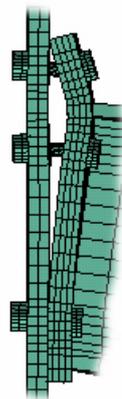


Figura 6.8 – Deformada da chapa de topo obtida por análise numérica, Maggi (2000)

Outra aproximação é desprezar a flexão da chapa em torno do eixo vertical do modelo, uma vez que as aberturas da chapa são medidas nas bordas. Porém, a configuração do modelo impede que a medida do afastamento da chapa de topo seja feita na altura da mesa superior e no eixo da viga. No caso da configuração de ligação estudada neste trabalho, com chapa de topo de $22,4 \text{ mm}$, esta flexão é muito

pequena. De qualquer forma, a alternativa para cálculo da rotação da ligação a partir da rotação da chapa de topo fica descartada. A rotação da chapa de topo é calculada e apresentada apenas como um parâmetro de comparação. A rotação da chapa não é adotada como a rotação da ligação.

Rotação da viga

A rotação da viga pode ser obtida nos ensaios experimentais de duas maneiras. Uma delas é dada pela diferença entre os deslocamentos verticais de dois pontos da viga dividida pela distância entre eles. Para se obter a rotação da ligação, teria que ser descontada deste valor a curvatura da viga devido à flexão no trecho. O gráfico da Figura 6.10 apresenta as rotações na viga 2 do modelo CTA-C2, tomadas por diferentes transdutores. A Figura 6.9 apresenta novamente a numeração dos transdutores. Pode-se observar que a rotação obtida a partir das leituras dos transdutores *T6* e *T10* resulta em valores maiores, já que estão mais distantes entre si e, portanto há maior influência da curvatura. O gráfico da rotação obtida a partir dos transdutores *T7* e *T8* é bem próxima da obtida por *T6* e *T10*. Neste caso, a influência da curvatura também é grande por estarem mais distantes da ligação.

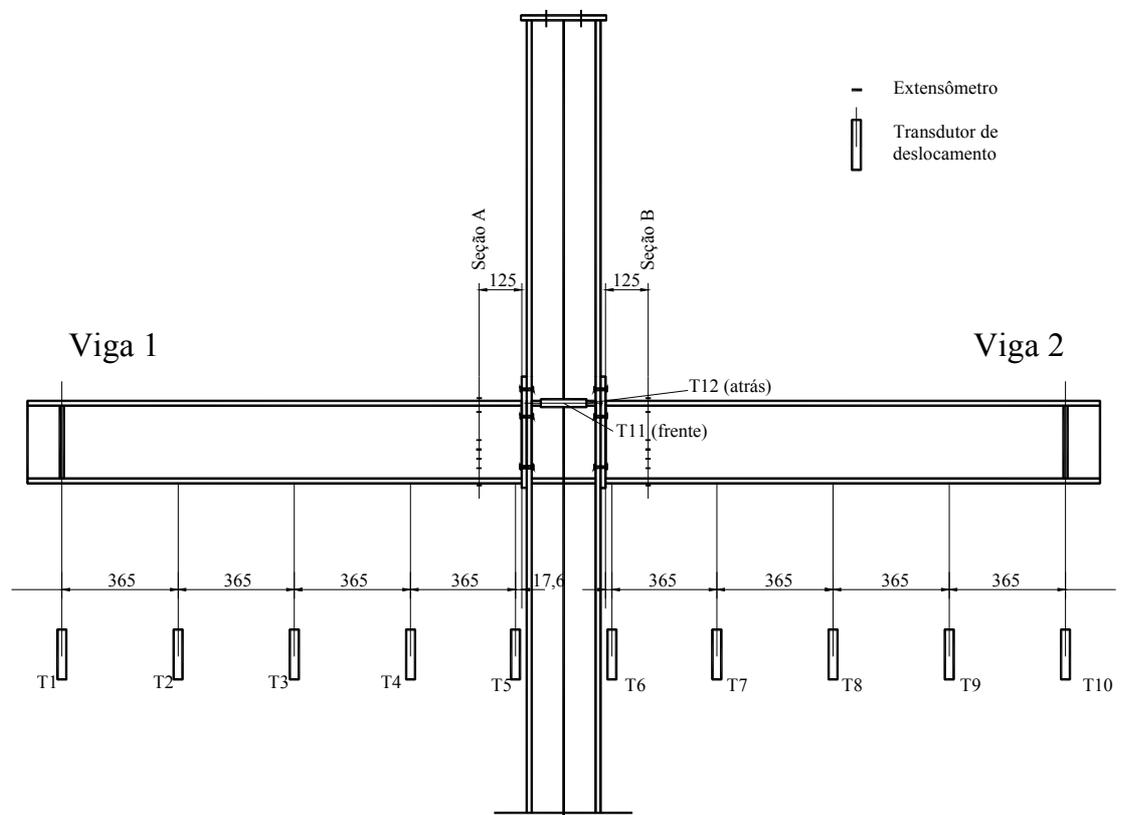


Figura 6.9 – Instrumentação dos modelos cruciformes

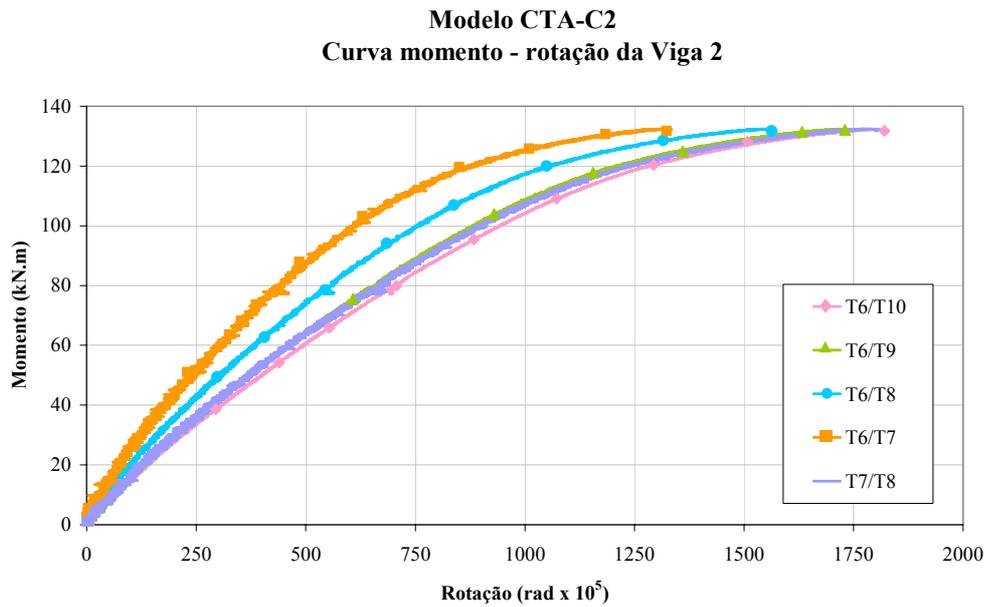


Figura 6.10 - Rotação da viga obtida pelos transdutores do modelo CTA-C2

É possível fazer o cálculo da rotação da ligação a partir da rotação da viga, fazendo-se o desconto do valor analítico da rotação devido à curvatura no respectivo trecho. A Figura 6.11 ilustra a posição deformada da viga, incluindo a rotação da ligação. Além da curvatura, deve-se também fazer o desconto do erro ilustrado na Figura 6.11.

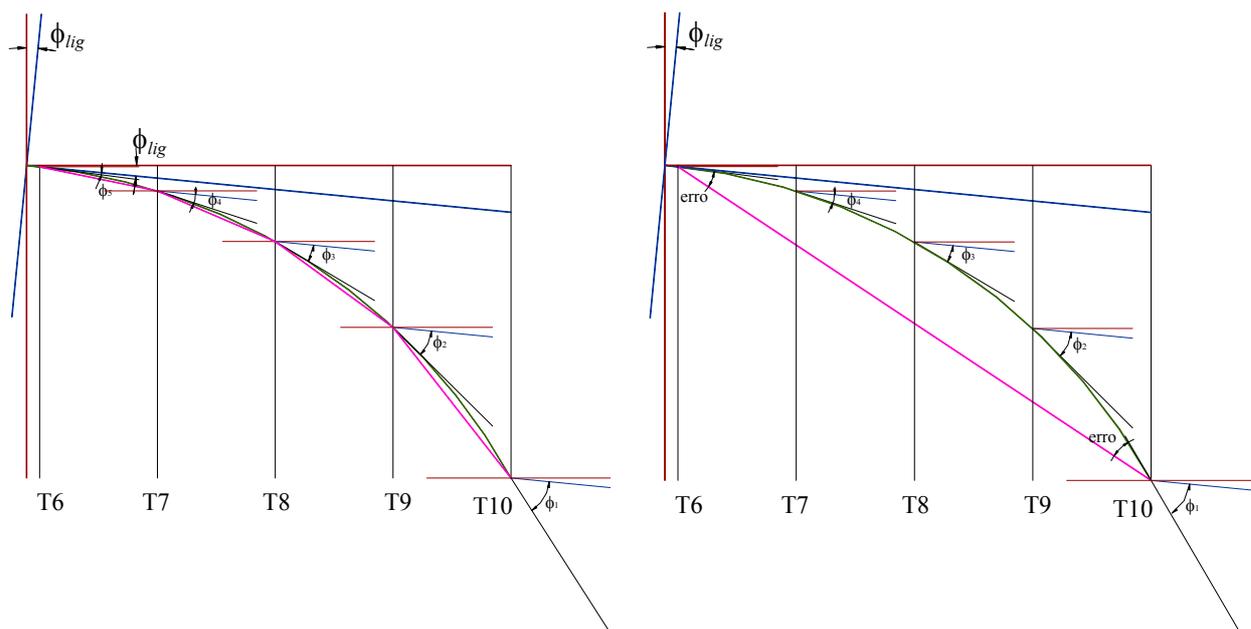


Figura 6.11 – Configuração deformada da viga

O gráfico da Figura 6.12 apresenta as curvas de rotação tomadas a partir dos transdutores $T6/T10$ e $T6/T7$. Ao se fazer o desconto da curvatura e do erro em cada um dos trechos, obtém-se os mesmos valores de rotação. Como a diferença entre as curvas com e sem o desconto da curvatura para os transdutores $T6$ e $T7$ é muito pequena, pode-se dizer que a rotação da ligação é dada pela rotação da viga obtida a partir da leitura destes dois transdutores.

Este comportamento se repete na viga 1 do modelo CTA-C2 e nas duas vigas do modelo CTA-C1. Portanto, a rotação da ligação é tomada com sendo a rotação da viga obtida a partir dos transdutores $T4$ e $T5$ na viga 1 e, por $T6$ e $T7$ na viga 2.

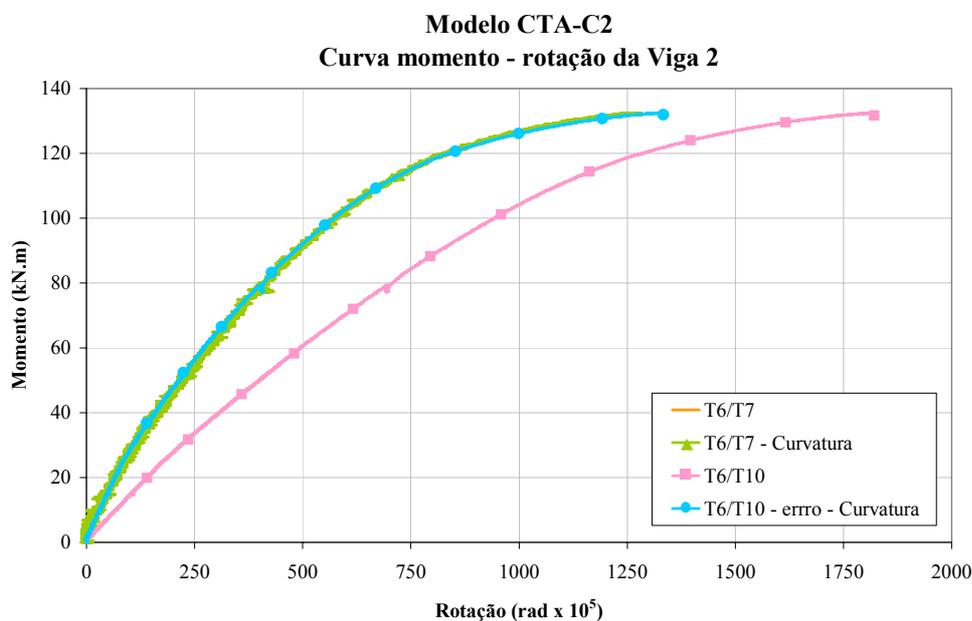


Figura 6.12 - Rotação da viga obtida pelos transdutores do modelo CTA-C2

Nos modelos mistos a influência da curvatura é menor comparada com o modelo em aço. Apesar de os gráficos das Figuras 6.13 e 6.14 estarem em escalas diferentes, pode-se observar que para um mesmo nível de carregamento, as diferenças obtidas no modelo em aço são da ordem de 50 %. Já no modelo misto, esta diferença é da ordem de 30 %. Isto ocorre porque a seção transversal da viga mista possui maior momento de inércia. De qualquer forma, a rotação da ligação também pode ser tomada como sendo a rotação da viga obtida pelos transdutores $T4$ e $T5$ (viga 1) ou $T6$ e $T7$ (viga 2).

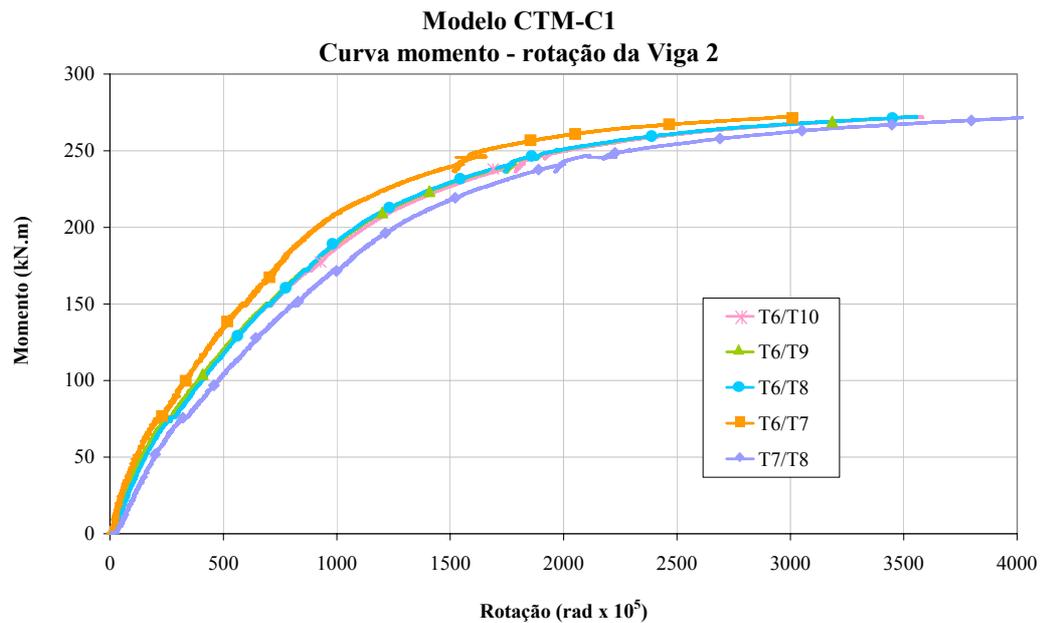


Figura 6.13 - Rotação da viga obtida pelos transdutores do modelo CTM-C1

Outra maneira de obter a rotação da viga é a partir da leitura dos inclinômetros. Os inclinômetros usados neste programa experimental não podem ser fixados na alma da viga por limitações físicas. Ele deve ficar posicionado em uma superfície que tenha dimensões suficientes para colocação da sua base de fixação que tem $14 \times 14 \text{ cm}$. O tamanho e o peso do equipamento sugerem que ele deve ser posicionado sobre a mesa da viga nos modelos em aço e sobre a laje nos modelos mistos. No modelo em aço não foi possível que o inclinômetro fosse posicionado muito próximo ao pilar devido à interferência com a seção da viga instrumentada com extensômetros. Portanto, no modelo CTA-C2 o inclinômetro ficou a 25 cm da face do pilar e na variação de ângulo registrada por ele está incluída a curvatura deste trecho de 25 cm . O gráfico da Figura 6.14 mostra a curva obtida diretamente pela leitura do inclinômetro e a curva fazendo-se o desconto da curvatura no trecho. A curva corrigida coincide com a curva obtida por $T6/T7$.

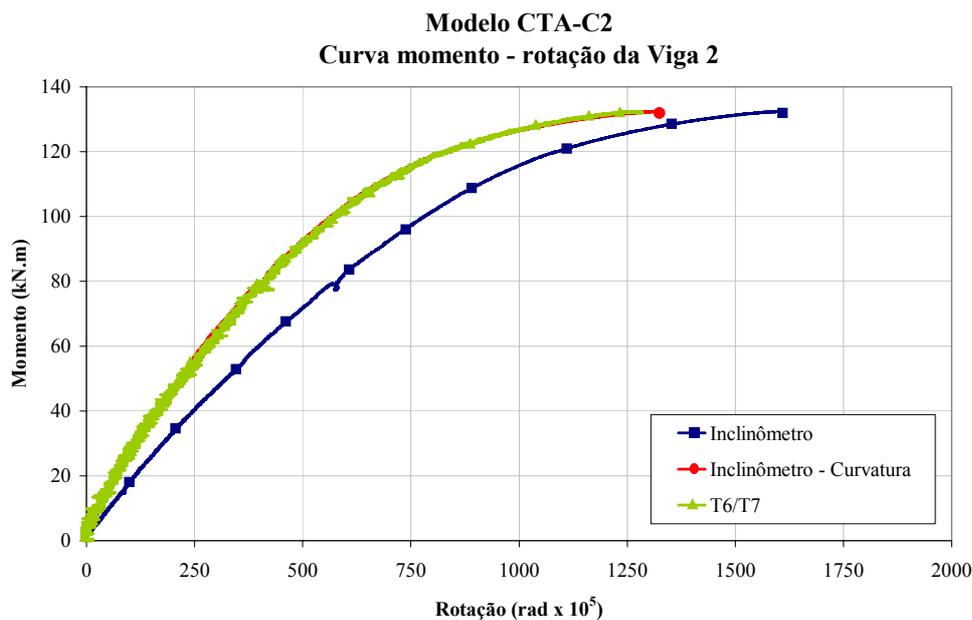


Figura 6.14 – Curva momento – rotação da viga obtida pelo inclinômetro no modelo CTA-C2

No modelo misto, como o inclinômetro está posicionado próximo da ligação, não é necessário eliminar a curvatura da viga.

Para cada modelo ensaiado, são apresentados os seguintes resultados:

- Curvas momento x rotação da chapa e da viga
- Deformações na viga
- Deformações na armadura

6.2.2 Curvas momento x rotação da chapa e da viga

Modelos em aço

A forma como a rotação da chapa e a rotação da viga foram obtidas já foi discutido anteriormente. Nos modelos em aço, como os transdutores $T11$ e $T12$ foram posicionados na altura da linha de centro da mesa superior da viga, a distância z para cálculo da rotação da chapa é dada por: $z = 25 - 1,25 = 23,75\text{cm}$, ou $237,5\text{mm}$.

Nos gráficos das Figuras 6.15 e 6.16 pode-se observar que a rotação da chapa é menor que a rotação da viga. No modelo CTA-C1 não foi usado o inclinômetro e, portanto, são apresentadas somente as rotações da chapa e da viga.

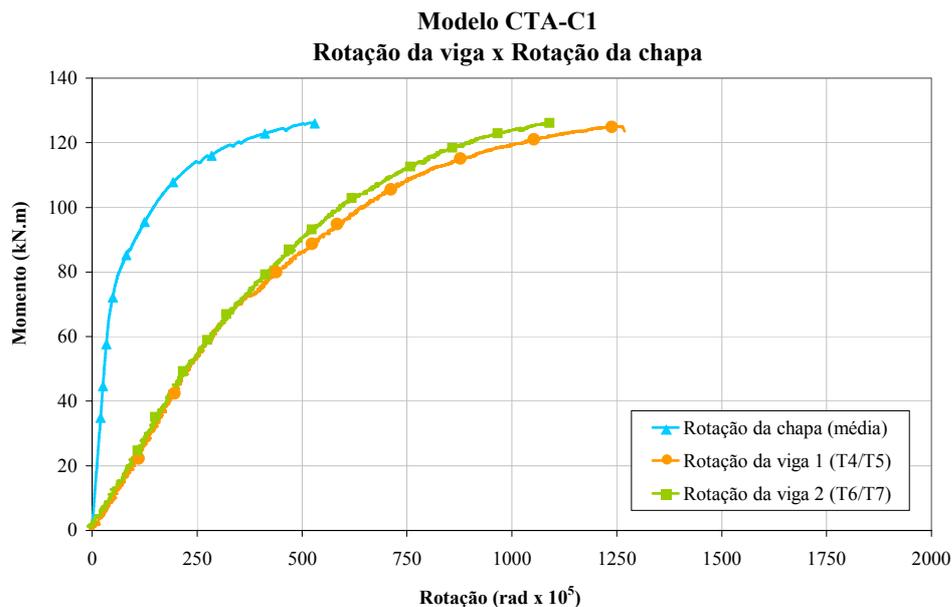


Figura 6.15 – Gráfico momento x rotação do modelo CTA-C1

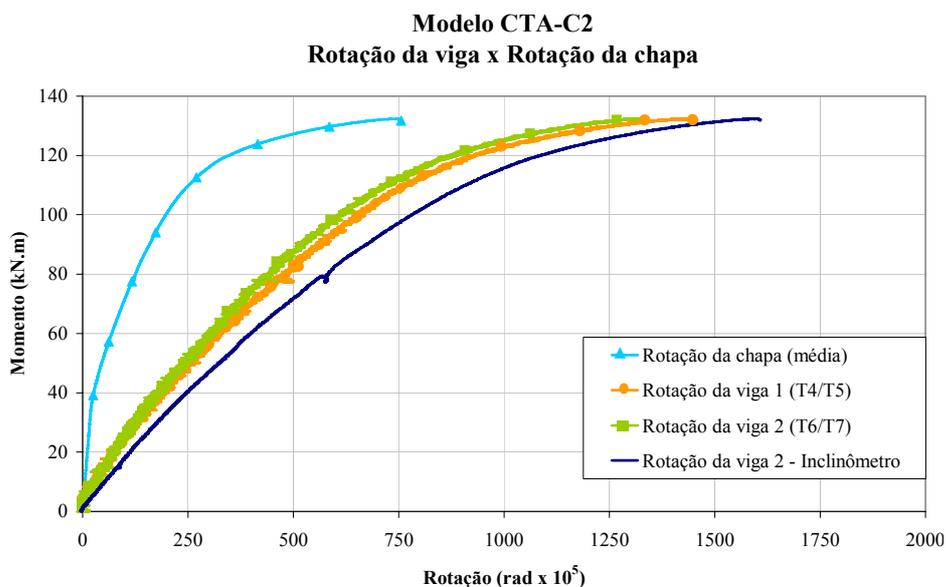


Figura 6.16 – Gráfico momento x rotação do modelo CTA-C2

Modelos mistos

A curva que descreve a rotação da chapa dos modelos mistos tem configuração diferente da obtida nos modelos em aço, nos quais desde o início do carregamento, a região onde é medida a abertura da chapa está sob tração, uma vez que a linha neutra se encontra abaixo da mesa superior da viga. Desta forma, os transdutores medem sempre uma *abertura* relativa entre as chapas. Já nos modelos mistos, a linha neutra varia de posição ao longo do carregamento. No estágio inicial a linha neutra está na laje e, portanto, os transdutores *T11* e *T12* estão na região comprimida. Com o aumento do carregamento, a linha neutra muda de posição. A

partir do momento em que há tração na chapa de topo na altura da mesa superior, os transdutores passam a medir a *abertura* relativa entre as chapas. Isto acontece quando o momento na ligação atinge valores próximos a 100 kN.m , conforme pode ser visto nos gráficos momento x rotação da chapa dos modelos mistos, apresentados nas Figuras 6.17 e 6.18. Também são fornecidas as curvas de rotação da chapa calculada para cada transdutor, dadas por:

$$\phi_{(T11)} = \frac{T11}{z} \quad \phi_{(T12)} = \frac{T12}{z}$$

$$\text{A rotação média da chapa é dada por: } \phi_{\text{média}} = \frac{T11+T12}{4z}$$

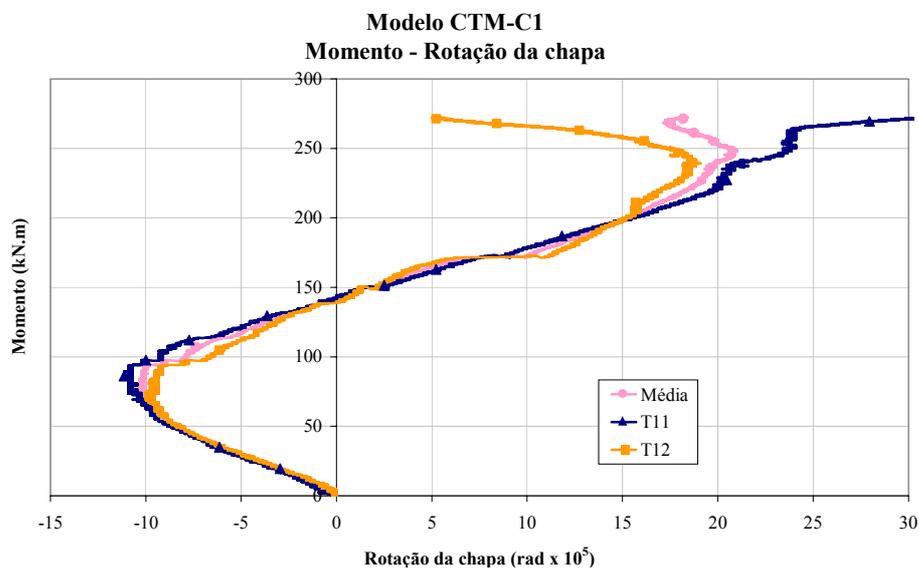


Figura 6.17 – Gráfico momento x rotação da chapa – Modelo CTM-C1

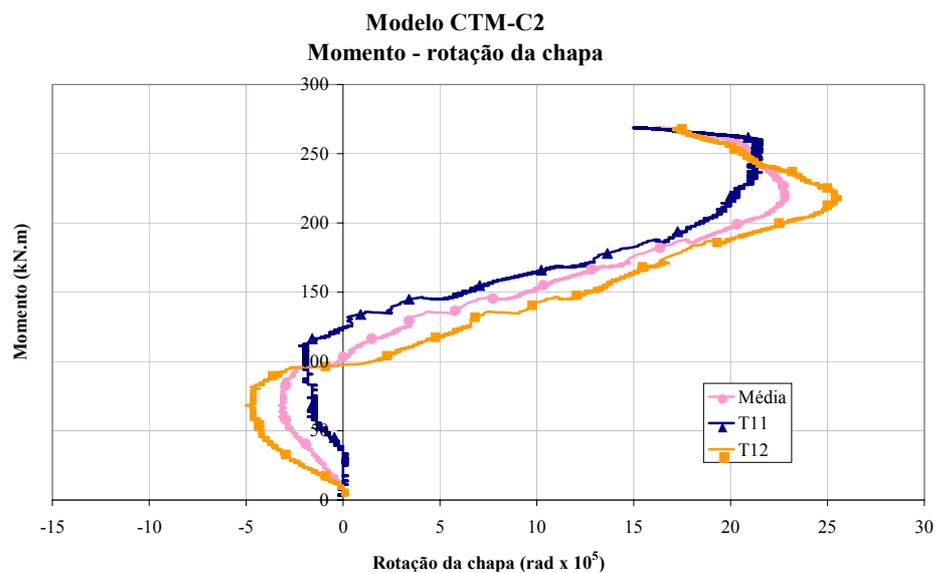


Figura 6.18 – Gráfico momento x rotação da chapa – Modelo CTM-C2

A diferença um pouco acentuada dos resultados fornecidos pelo transdutor da frente (*T11*) e pelo transdutor da parte de trás do modelo (*T12*) no modelo CTM-C2 pode ser explicada por assimetrias do modelo e da estrutura de ensaio.

Nos dois modelos mistos foram posicionados inclinômetros nas duas vigas. Os resultados podem ser vistos nos gráficos das Figuras 6.19 e 6.20 que apresentam as curvas de rotação fornecidas pelos inclinômetros e as curvas de rotação obtidas a partir dos transdutores posicionados nas vigas.

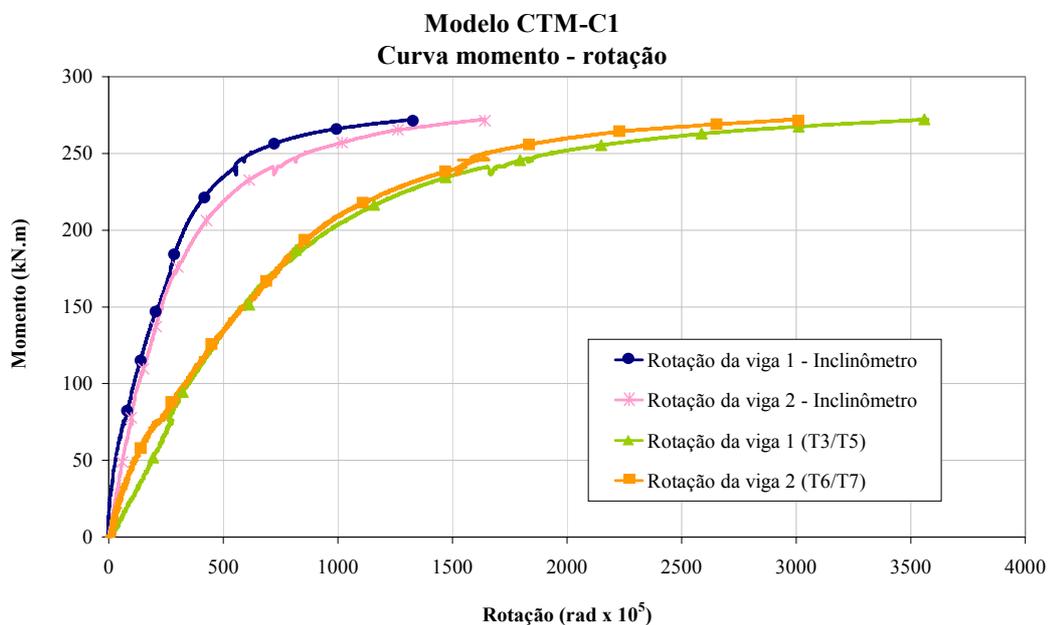


Figura 6.19 – Curva momento x rotação do modelo CTM-C1³

³ No modelo CTM-C1, o transdutor T4 apresentou problemas durante o ensaio e não registrou as leituras de deslocamento da viga. Portanto, utilizou-se as leituras dos transdutores T3 e T5 para obter a rotação da viga 1.

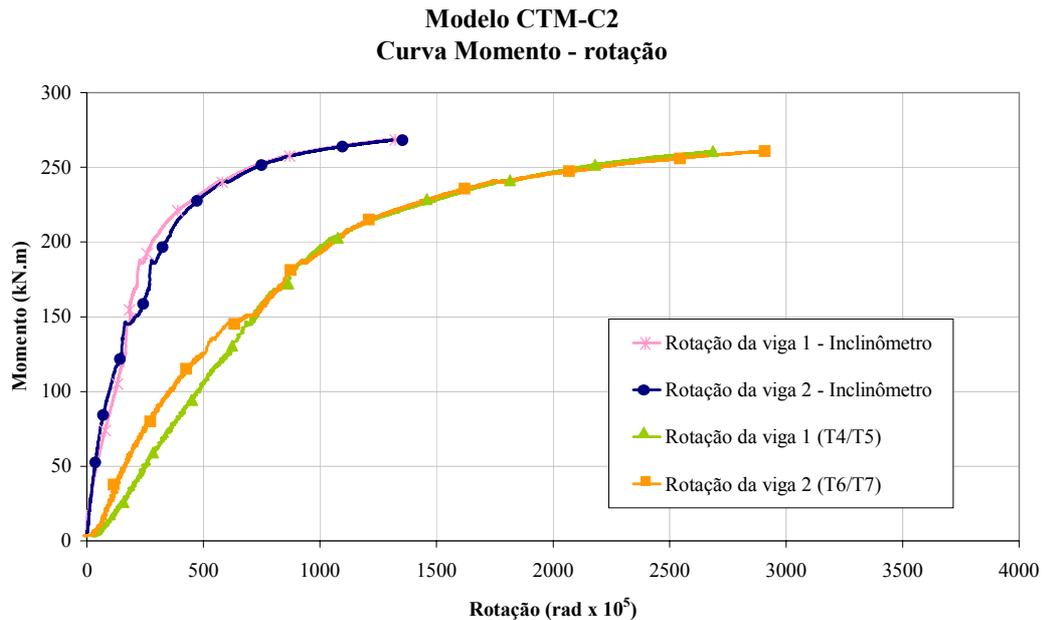


Figura 6.20 – Curva momento x rotação do modelo CTM-C2

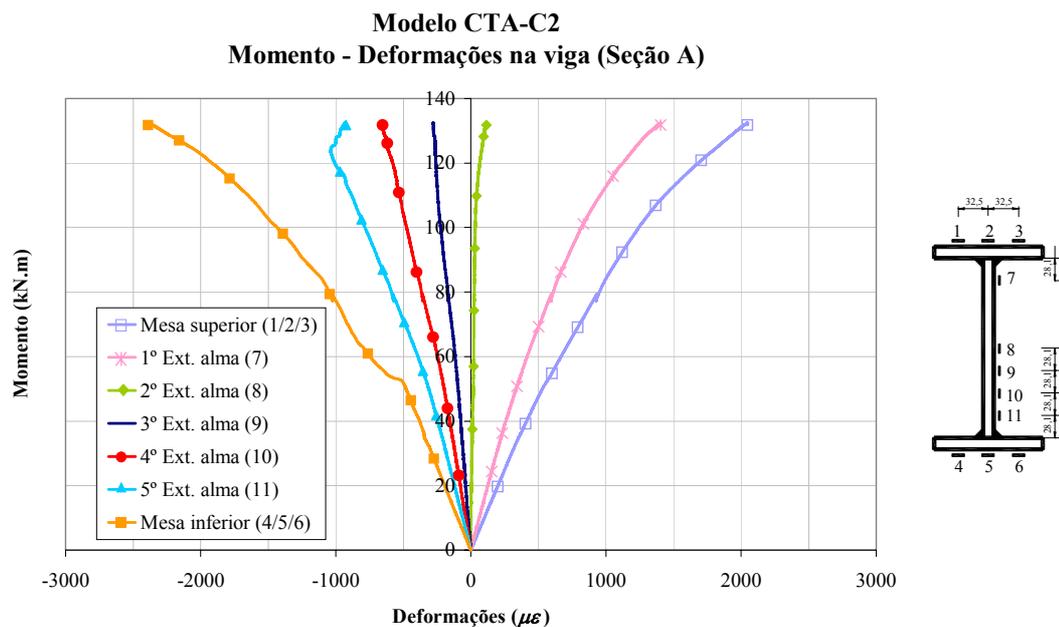
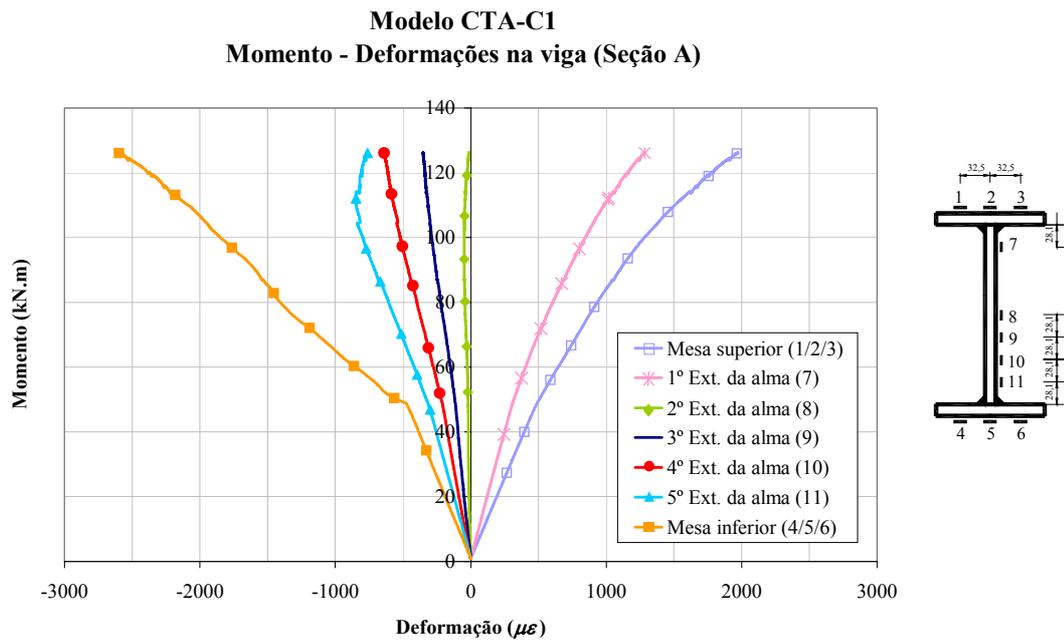
6.2.3 Deformações na viga

As deformações nas vigas foram medidas nos pontos indicados na Figura 5.37, no subitem 5.5 - Instrumentação. Nos gráficos pode-se observar o desenvolvimento das deformações nestes pontos com o carregamento do modelo. Para cada modelo também foi elaborado um gráfico que apresenta a deformação em diferentes pontos da viga para diferentes níveis de carregamento.

Modelos em aço

Os extensômetros posicionados na mesa superior da viga e o 1º extensômetro da alma sofrem deformações de tração (Figuras 6.21 e 6.22). O 2º extensômetro, posicionado no eixo da viga, mantém tensões nulas até um certo nível de carregamento. Devido a assimetrias do modelo e do carregamento, a partir de um dado momento, a linha neutra se desloca ligeiramente e este ponto passa a registrar pequenas deformações de compressão (CTA-C1) ou de tração (CTA-C2). Todos os outros extensômetros estão posicionados abaixo do eixo da viga e, portanto, estão na região comprimida e sofrem deformações de compressão.

Pode-se observar que apenas os extensômetros posicionados na mesa superior e na mesa inferior registraram o início do escoamento do aço do perfil da viga (deformações da ordem de $1.500 \mu\epsilon$).



Os gráficos das Figuras 6.23 e 6.24 mostram as deformações na altura da viga dos modelos em aço para três níveis de carregamento (50 kN.m , 100 kN.m e 126 kN.m). Nestes gráficos pode-se observar que a posição da linha neutra não varia ao longo do carregamento na seção instrumentada. No estágio final de carregamento ($M=126 \text{ kN.m}$), ocorreram instabilidades locais na alma da viga, observada pela perda de linearidade das deformações ao longo da altura do perfil.

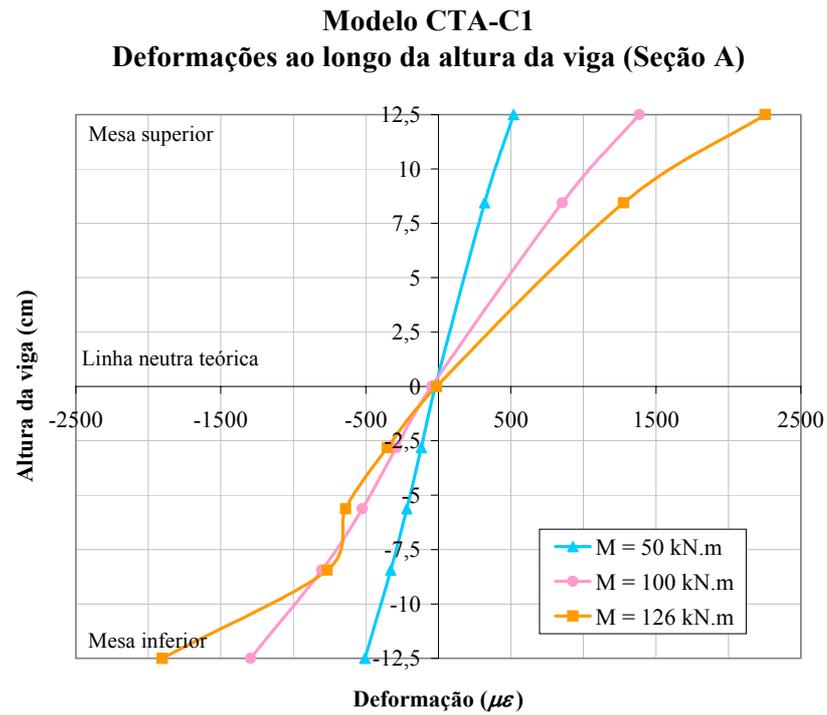


Figura 6.23 – Deformação ao longo da altura da viga – Modelo CTA-C1

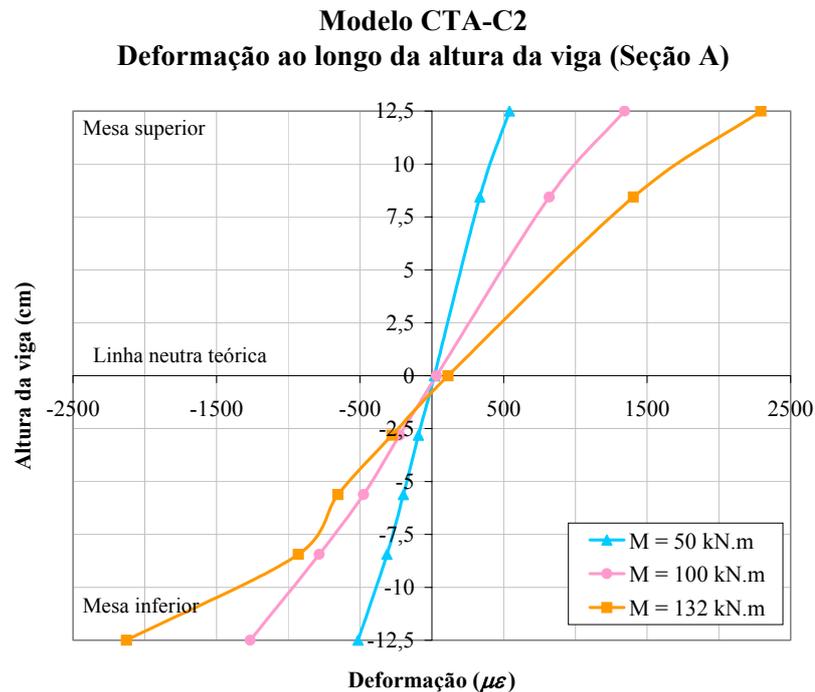


Figura 6.24 – Deformação ao longo da altura da viga – Modelo CTA-C2

Modelos mistos

Nos modelos mistos, pode-se notar nos gráficos das Figuras 6.25 e 6.26 que na fase inicial de carregamento do modelo, todos os extensômetros registram deformações de compressão, indicando que a linha neutra encontra-se na laje de

concreto. Quando o momento na ligação atinge por volta de 100 kN.m , as curvas que descrevem as deformações medidas pelo extensômetro da mesa superior e pelo primeiro extensômetro da alma mudam o sentido da inclinação, indicando que a linha neutra desceu e estes pontos passaram para a região de tração. As curvas dos 3º, 4º e 5º extensômetros da alma e os extensômetros da mesa inferior registraram o escoamento do aço nestes pontos. Quando o momento na ligação atinge por volta de 220 kN.m , ocorrem perturbações nas curvas de deformação em alguns pontos da viga, indicando a ocorrência de flambagem local.

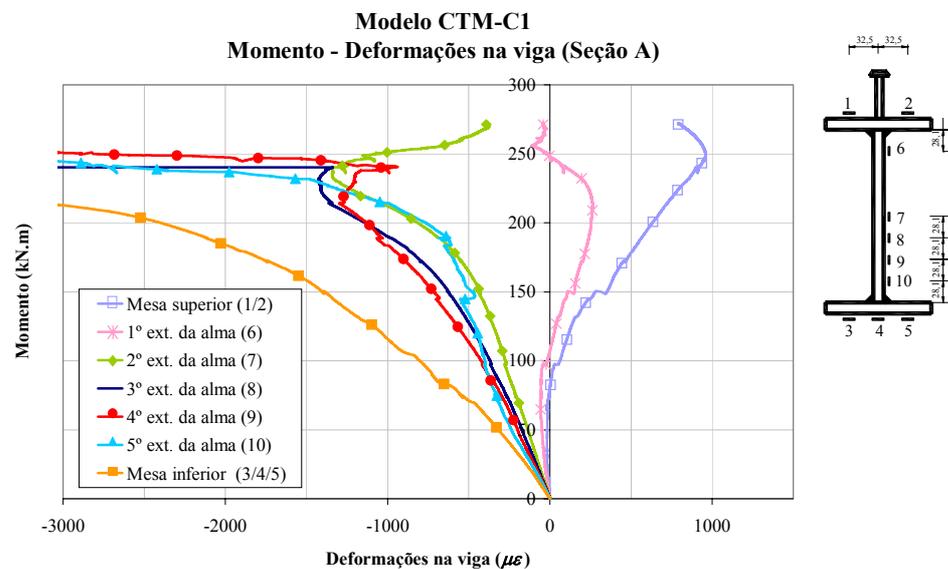


Figura 6.25 – Deformações na seção A da viga do modelo CTM-C1

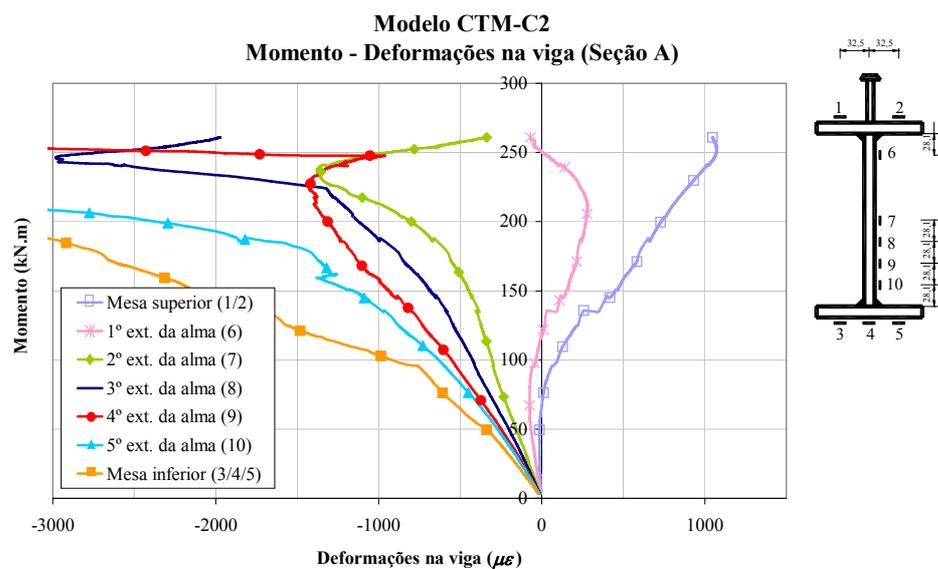


Figura 6.26 – Deformações na seção A da viga do modelo CTM-C2

Os gráficos das Figuras 6.27 e 6.28 apresentam as deformações na seção A da viga dos modelos mistos para seis níveis de carregamento. Pelos gráficos é possível observar que no início do carregamento do modelo toda a seção transversal encontra-se na região comprimida. Com o aumento do carregamento a linha neutra muda de posição e nos estágios finais do carregamento pode-se observar a plastificação da seção transversal e o indicativo de flambagem local em diferentes pontos da viga.

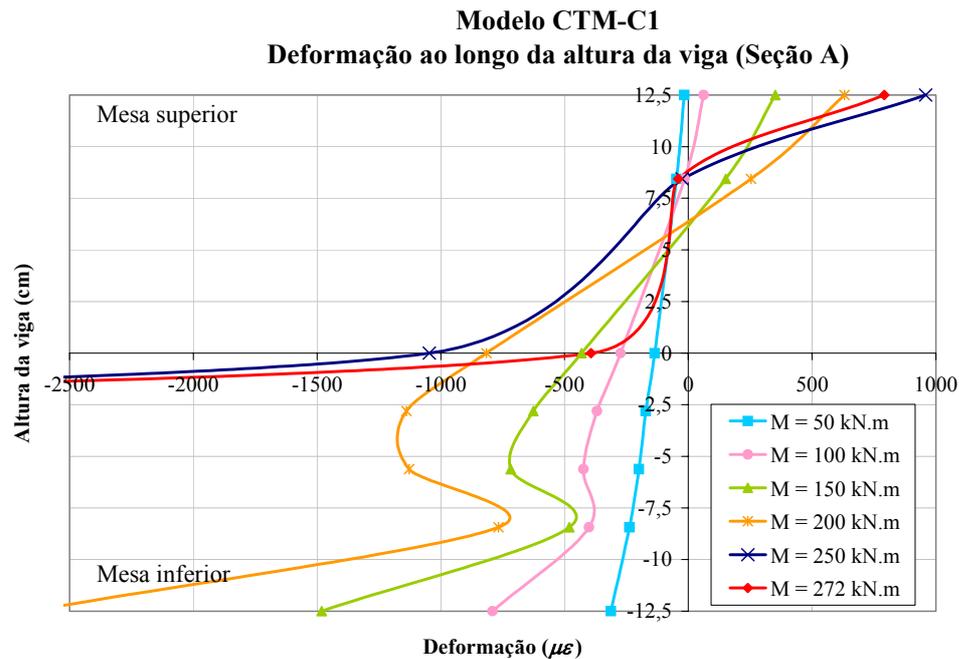


Figura 6.27 – Deformações ao longo da altura da viga - Modelo CTM-C1

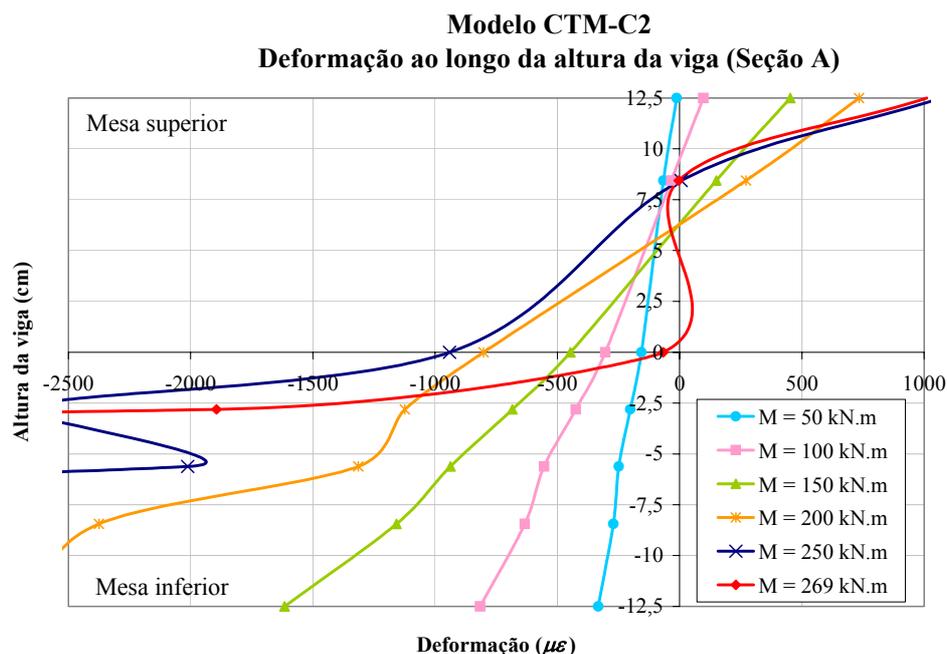


Figura 6.28 – Deformações ao longo da altura da viga - Modelo CTM-C2

6.2.4 Deformações na armadura

Nos modelos mistos, as deformações nas barras da armadura foram medidas nos pontos indicados na Figura 6.29, conforme já apresentado no subitem “5.5 - Instrumentação”. Nos gráficos das Figuras 6.30 e 6.31 são apresentadas as deformações das barras ao longo do carregamento dos dois modelos mistos cruciformes. No modelo CTM-C1 (Figura 6.30) as barras próximas ao pilar (4 e 5) atingiram o escoamento, conforme o esperado. Porém, as barras 7 e 8, que estão na parte mais externa da laje também escoaram, ao contrário das barras simétricas a elas, 1 e 2. Este comportamento talvez tenha ocorrido devido a assimetrias, ou do próprio modelo, ou do carregamento.

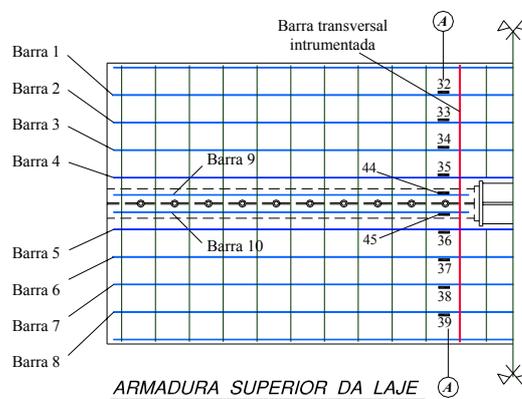


Figura 6.29 – Instrumentação das barras da armadura dos modelos mistos cruciformes

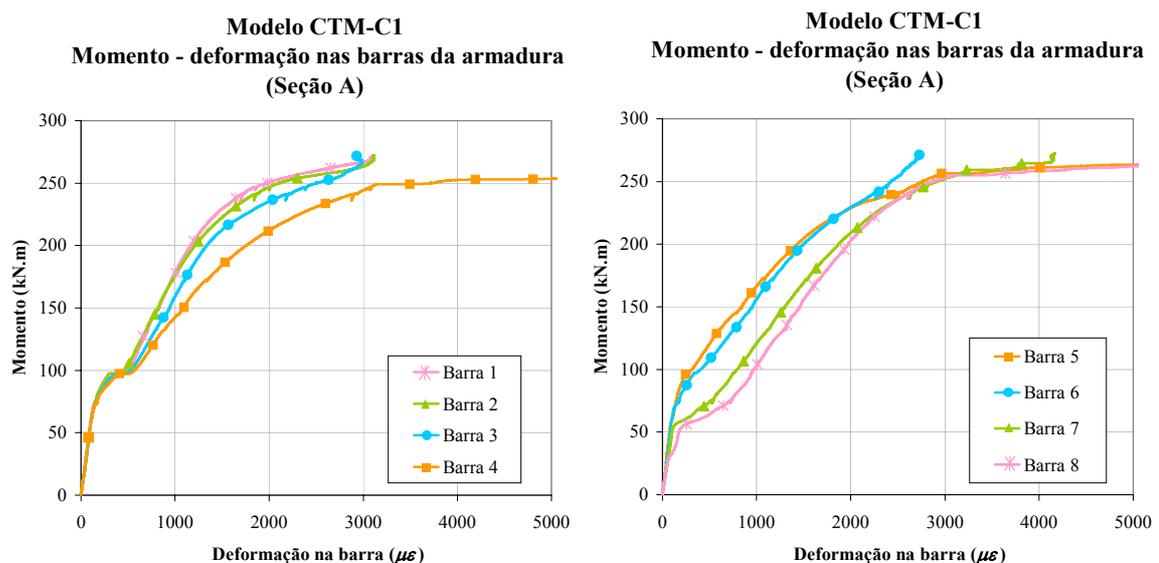


Figura 6.30 – Gráfico momento – deformações nas barras da armadura do modelo CTM-C1

O modelo CTM-C2 teve comportamento similar ao modelo CTM-C1. As barras 4 e 5 escoaram e assimetrias no modelo levaram outras barras a atingir o escoamento (Figura 6.31).

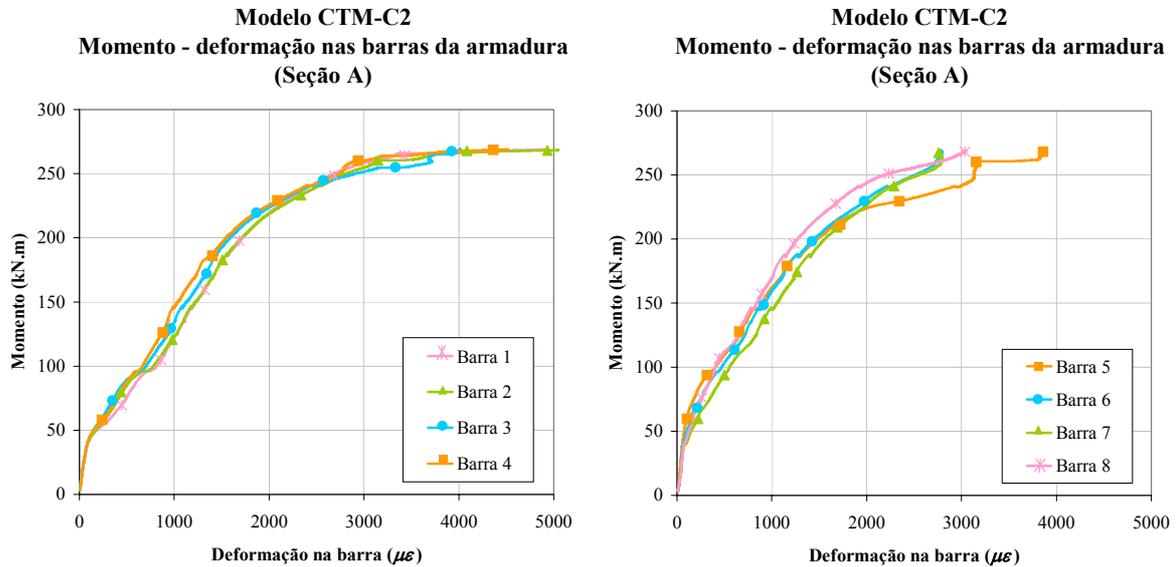


Figura 6.31 – Gráfico momento – deformações nas barras da armadura do modelo CTM-C2

Fica claro em todos os gráficos uma certa uniformidade da distribuição das tensões, provavelmente causada pela maneira com que foi feito o travamento na extremidade da viga mista (Figura 5.15).

6.3 RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DOS MODELOS EM T

6.3.1 Curvas momento x rotação da chapa e da viga

Nos modelos em T também é possível avaliar dois tipos de rotação:

- Rotação da chapa;
- Rotação da viga, que por sua vez pode ser obtida por meio de transdutores posicionados ao longo da viga ou pela leitura direta do inclinômetro

Conforme já abordado anteriormente, nos modelos em T é necessário considerar a rotação do pilar uma vez que este não teve o deslocamento impedido na sua extremidade. Esta rotação é dada pelo deslocamento horizontal na extremidade do pilar dividido pela sua altura. A Figura 6.32 apresenta um desenho esquemático das parcelas de rotações que ocorrem nos modelos em T.

A rotação devido à deformação por cisalhamento que ocorre no pilar é considerada como sendo parte da rotação da ligação. Portanto, a rotação da ligação é dada por:

$$\phi_{lig} = \phi_{Total} - \phi_{pilar}$$

Onde a rotação total (ϕ_{Total}) pode ser a rotação da chapa ou a rotação da viga.

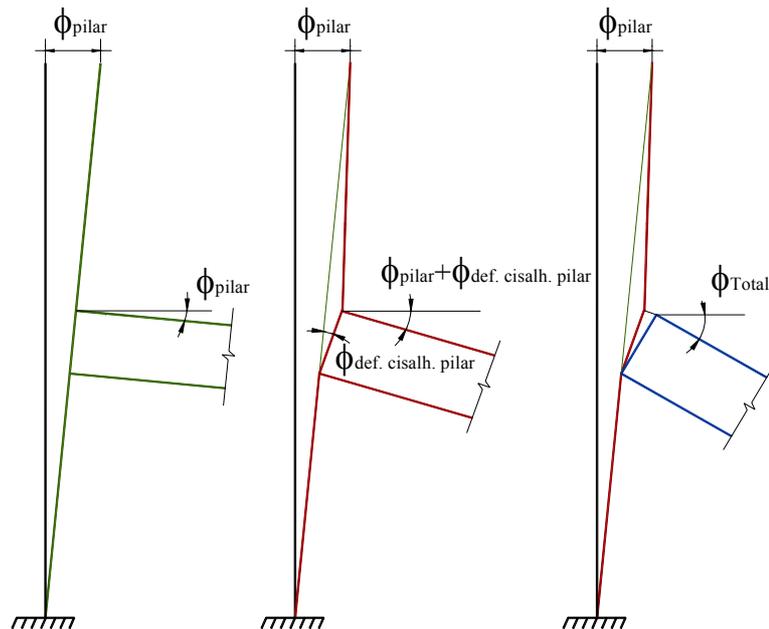


Figura 6.32 – Esquema de cálculo das rotações do modelo T

O gráfico da Figura 6.34 mostra a curva momento x rotação da chapa e da viga para o modelo em aço, CTA-T, com e sem a consideração da rotação do pilar. A rotação da chapa é dada pela média dos deslocamentos medidos pelos transdutores *T6* e *T7* (posicionados na altura da mesa superior da viga), menos o deslocamento horizontal da mesa inferior, dividido pela distância entre a mesa superior e a mesa inferior (23,75 cm). A rotação da viga é obtida da mesma forma que foi feito para os modelos cruciformes, neste caso, utilizando as leituras dos transdutores *T1* e *T2* (mais próximos do pilar).

A Figura 6.33 apresenta novamente a numeração dos transdutores de deslocamento posicionados no modelo em T.

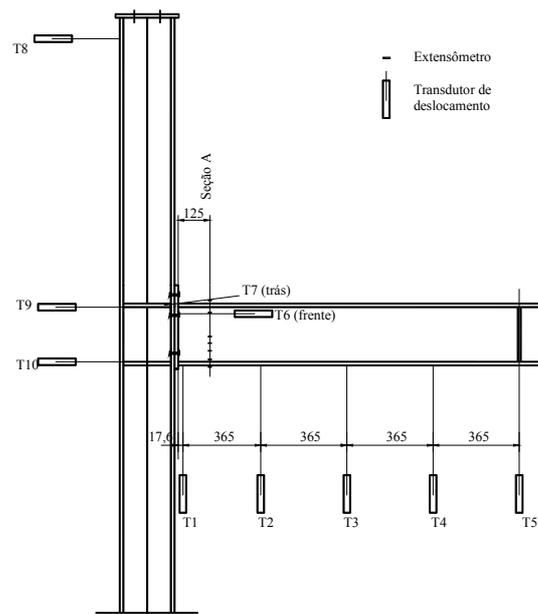


Figura 6.33 – Transdutores de deslocamento no modelo em “T”

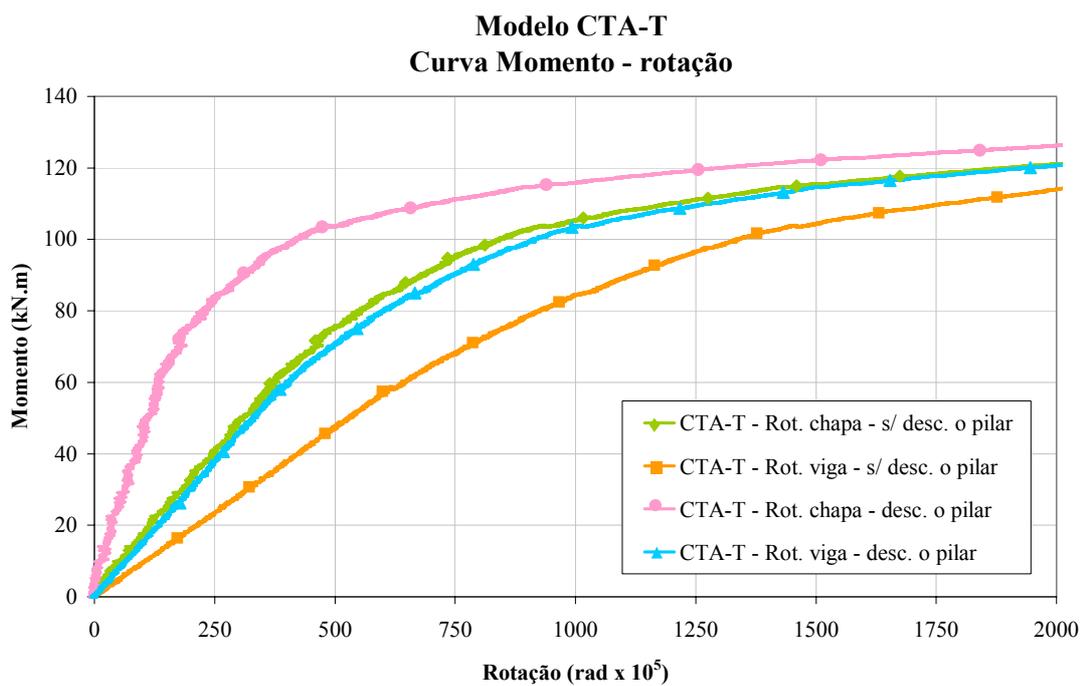


Figura 6.34 – Curva momento-rotação do modelo T em aço

Pode-se observar que no modelo em T a rotação da chapa também é menor que a rotação da viga, o que já foi explicado para os modelos cruciformes como sendo consequência das aproximações no cálculo da rotação da chapa (principalmente aquela que se refere à posição do centro de rotação).

No modelo misto, CTM-T não foi possível estender o ensaio até que algum modo de falha fosse atingido. Desta forma os resultados poderão ser analisados

parcialmente. O gráfico da Figura 6.35 apresenta as curvas momento x rotação da viga do modelo CTM-T, obtidas a partir das leituras dos transdutores posicionados nas vigas, com e sem a consideração da rotação do pilar. Como o modelo CTM-T não atingiu um modo de falha, não foi possível fazer a análise do seu momento resistente e da sua capacidade rotacional em estado limite último.

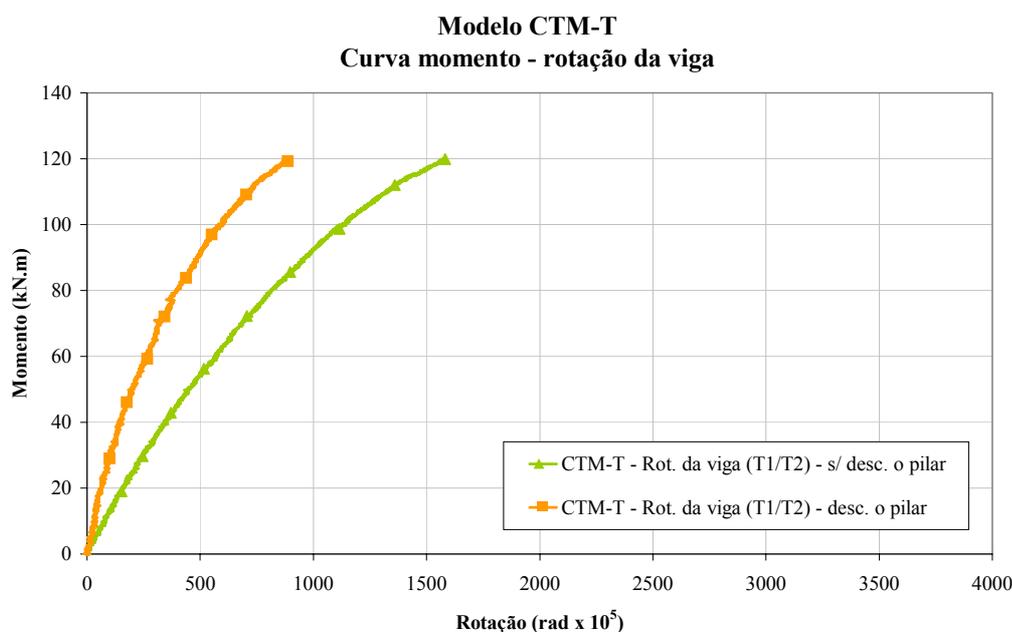


Figura 6.35 - Curvas momento x rotação da viga dos modelos CTM-T e CTM-C1, obtidas a partir das leituras dos transdutores posicionados nas vigas

6.3.2 Deformações na viga

Como o modelo misto CTM-T não atingiu um modo de falha, não será apresentado um gráfico com as curvas que descrevem o desenvolvimento de deformações na viga deste modelo. Neste item apenas será apresentado o gráfico do modelo em aço, CTA-T. Assim como no modelo cruciforme, pode-se observar que nenhum ponto da viga desenvolveu deformações que caracterizassem o escoamento do aço do perfil. Durante todo o ensaio apenas os extensômetros posicionados na mesa superior da viga e na parte superior da alma desenvolveram tensões de tração, enquanto que todos os outros extensômetros registraram apenas tensões de compressão. Isto indica que a posição da linha neutra permanece na linha média do perfil de aço durante todo o carregamento, como pode também ser visualizado no gráfico da Figura 6.36 que traz as deformações ao longo da altura da viga em 3 momentos do carregamento do modelo.

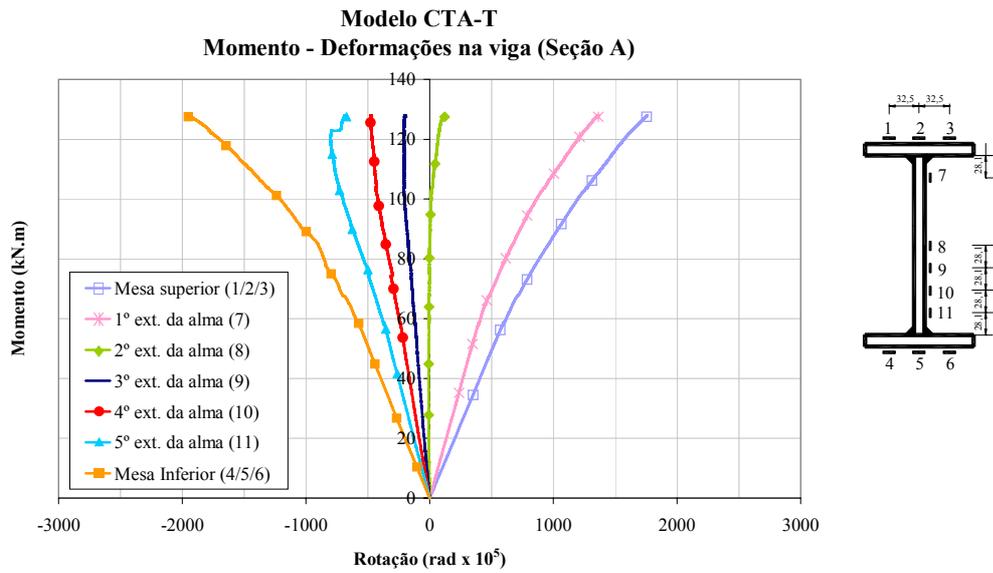


Figura 6.36 – Deformações na viga do modelo CTA-T

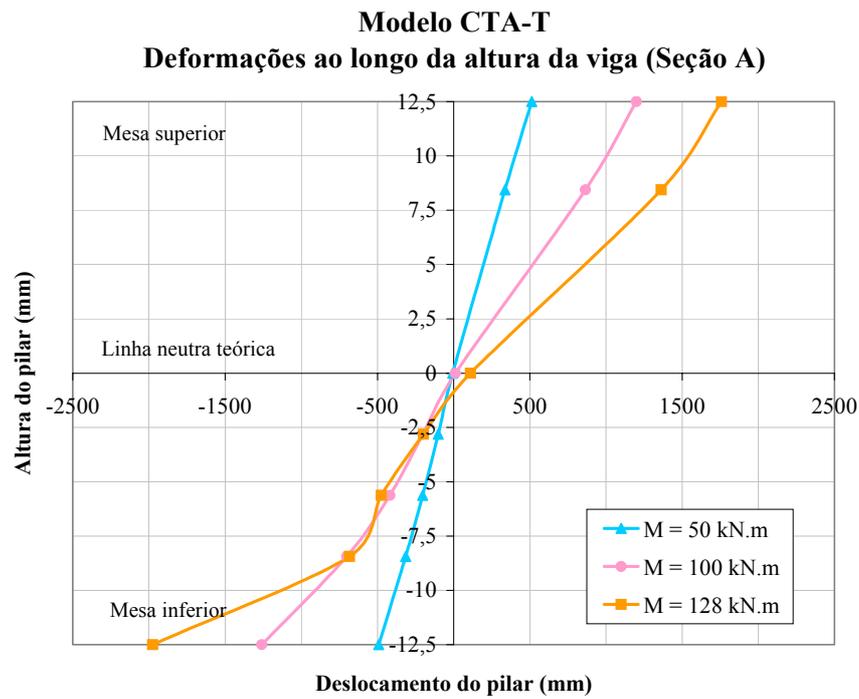


Figura 6.37 – Deformações ao longo da altura da viga - Modelo CTA-T

6.4 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

Neste item serão apresentados e analisados os resultados experimentais dos modelos ensaiados, levantando questões teóricas relativas ao comportamento de ligações mistas.

6.4.1 Modelos cruciformes de aço

O gráfico da Figura 6.38 apresenta as curvas momento x rotação da chapa dos modelos em aço, CTA-C1 e CTA-C2. Pela comparação das duas curvas é possível observar que os dois modelos tiveram rigidez inicial e momento resistente da mesma ordem de grandeza, porém fica evidente a diferença de capacidade rotacional. Este comportamento também pode ser observado no gráfico da Figura 6.39 que apresenta as curvas momento x rotação da viga dos dois modelos cruciformes em aço. As diferenças observadas podem ser explicadas pela diferença no esquema de ensaio dos dois modelos.

O modelo CTA-C1 foi ensaiado com dois atuadores aplicando carregamentos independentes nas extremidades das vigas, enquanto que o modelo CTA-C2 foi ensaiado com apenas um atuador aplicando o carregamento no pilar, produzindo reações nas extremidades das vigas fixas.

No momento da falha em um dos lados do modelo CTA-C1, os atuadores foram descarregados para que não fosse criada uma assimetria de carregamento no modelo. Portanto o ensaio foi interrompido antes que a ligação pudesse desenvolver uma capacidade rotacional envolvendo estágios avançados de plastificação. Isto também justifica o momento resistente do modelo CTA-C1 ligeiramente inferior em relação ao modelo CTA-C2, conforme já discutido anteriormente.

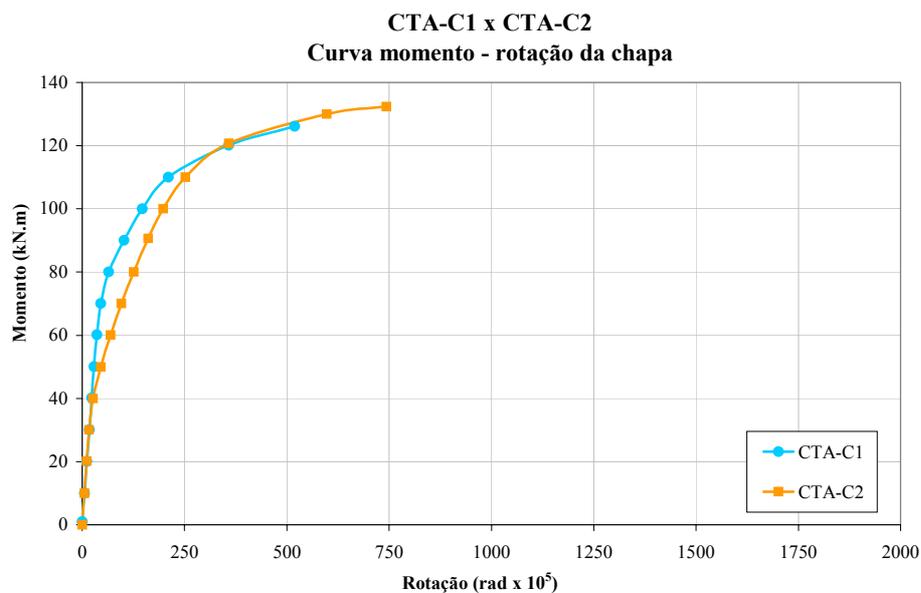


Figura 6.38 – Curvas momento x rotação da chapa de topo dos modelos cruciformes em aço

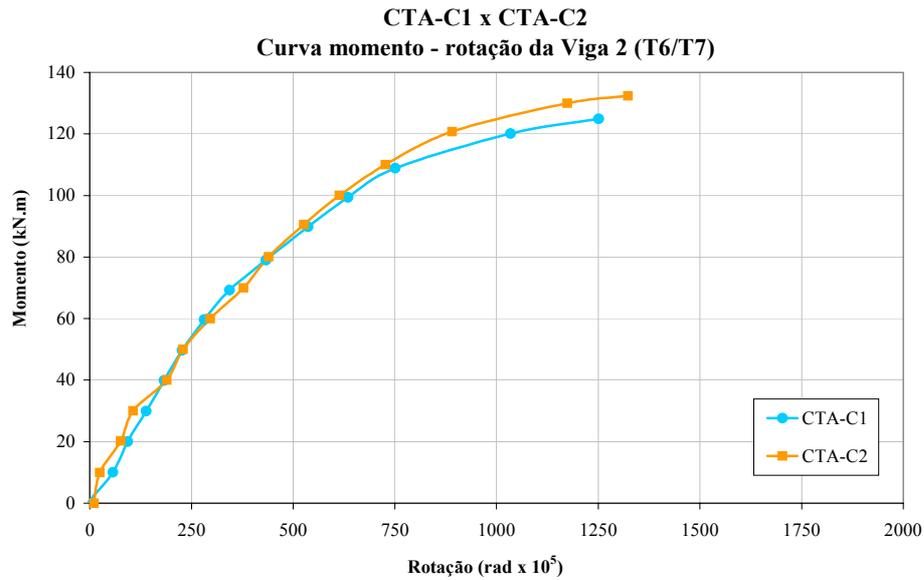


Figura 6.39 - Curvas momento x rotação da viga dos modelos cruciformes em aço

6.4.2 Modelos cruciformes mistos

Os modelos mistos também tiveram comportamento similar. Pelo gráfico da Figura 6.40, que apresenta as curvas momento x rotação da chapa dos modelos mistos, pode-se notar uma diferença significativa entre a resposta dos dois modelos. Porém cabe lembrar que a rotação da chapa de topo nos modelos mistos é muito pequena e que em um gráfico com escala da mesma ordem de grandeza utilizada no gráfico de rotação da chapa dos modelos em aço (Figura 6.38), esta diferença seria imperceptível.

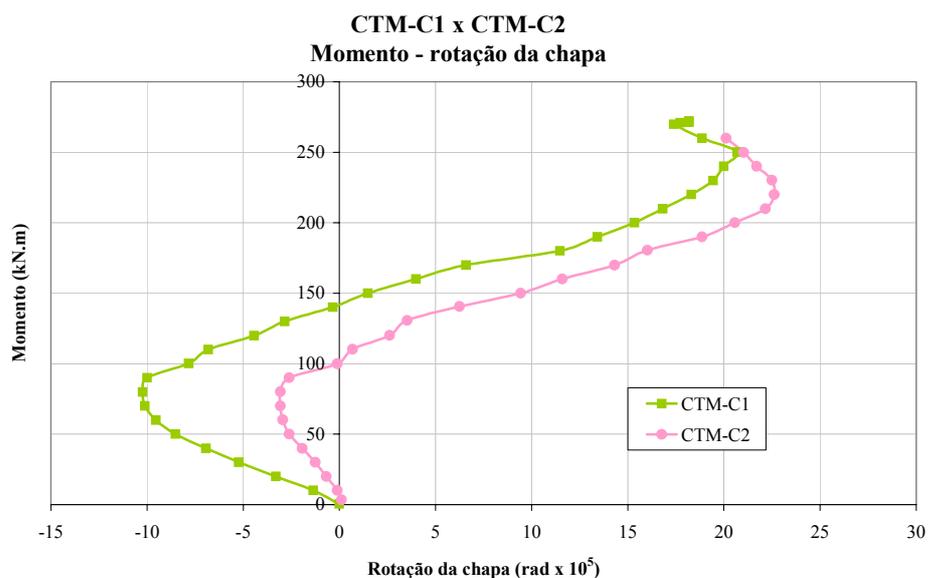


Figura 6.40 – Curvas momento x rotação da chapa de topo dos modelos cruciformes mistos

Os gráficos das Figuras 6.41 e 6.42 apresentam as curvas momento x rotação da viga dos modelos cruciformes mistos, obtidas a partir das leituras dos inclinômetros e a partir das leituras dos transdutores, respectivamente. Pela análise destes gráficos, conclui-se que os dois modelos tiveram comportamentos muito próximos.

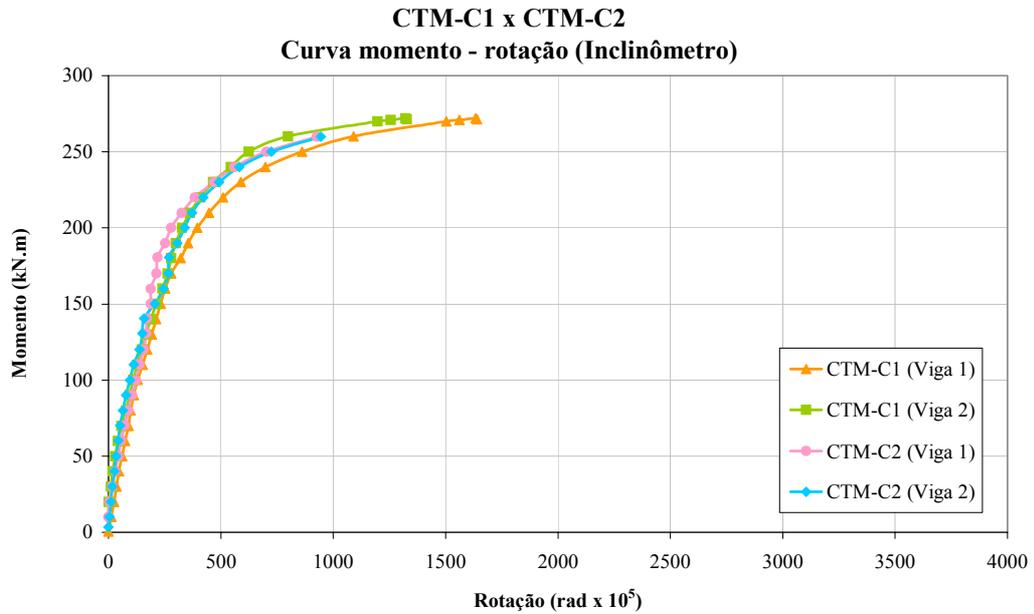


Figura 6.41 – Curvas momento x rotação da viga obtida a partir das leituras dos inclinômetros dos modelos cruciformes mistos

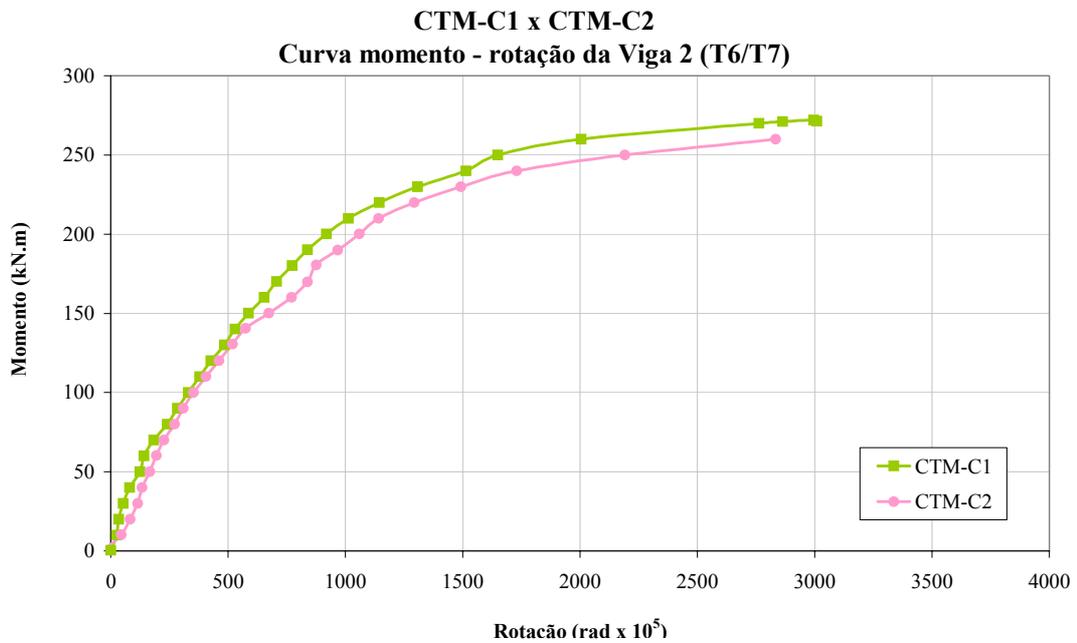


Figura 6.42 – Curvas momento x rotação da viga obtida a partir das leituras dos transdutores dos modelos cruciformes mistos

Para um dado valor do momento, a rotação dos inclinômetros é menor que a dos transdutores de deslocamento. Este comportamento pode ser observado nos gráficos dos dois modelos mistos (Figuras 6.43 e 6.44). Esta diferença pode ser explicada pelo fato de haver deformações na parte inferior da região da ligação que não são incluídas na leitura do inclinômetro.

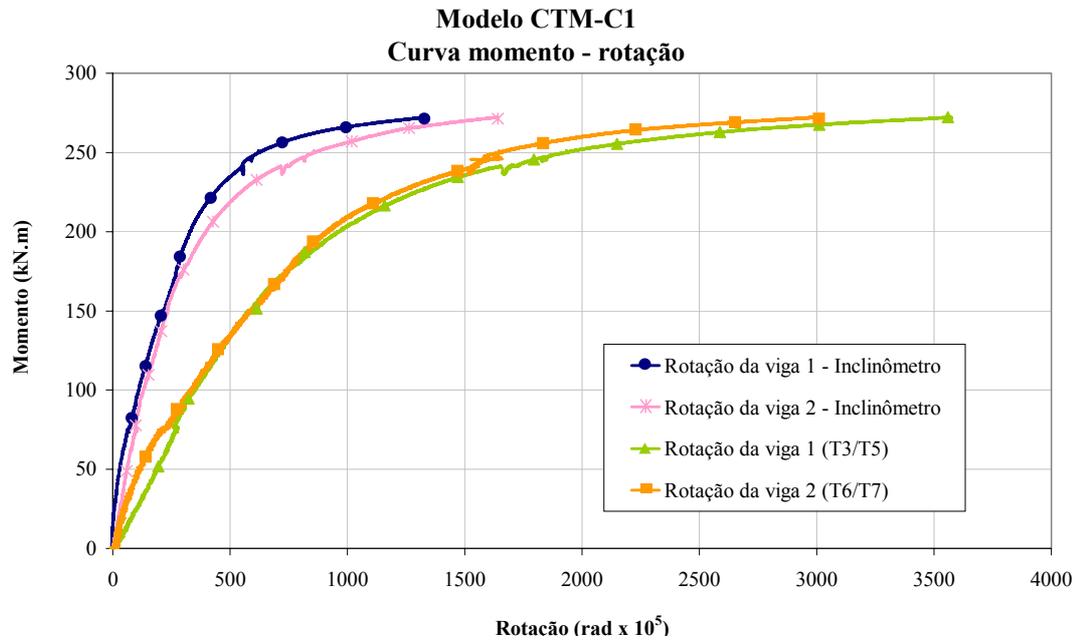


Figura 6.43 – Curva momento x rotação do modelo CTM-C1

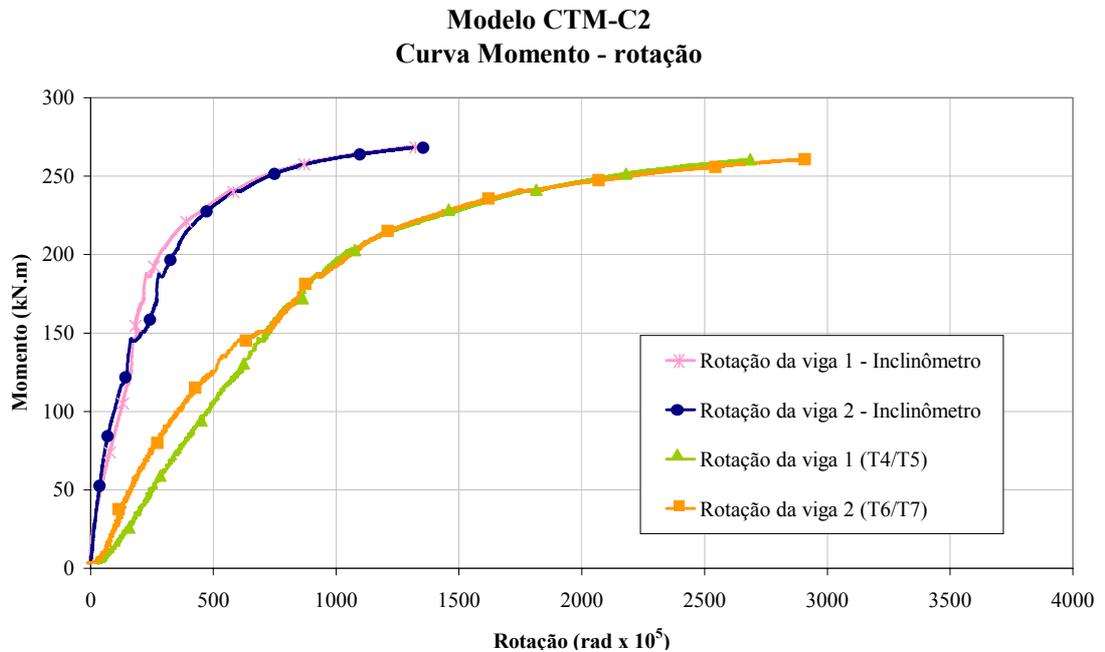


Figura 6.44 – Curva momento x rotação do modelo CTM-C2

6.4.3 Modelos cruciformes x modelos T

Modelos em aço

O gráfico da Figura 6.45 apresenta as curvas momento x rotação da chapa e da viga do modelo T em aço (CTA-T) e do modelo cruciforme em aço (CTA-C1). Nas curvas do modelo CTA-T foi feita a consideração da rotação do pilar, se aproximando das curvas do modelo cruciforme. O momento resistente do modelo CTA-T (128 kN.m) foi da mesma ordem de grandeza do valor obtido no modelo cruciformes CTA-C1 (126 kN.m). Porém, o fato de haver ligação em apenas um dos lados do pilar e, portanto, não haver simetria de carregamento, são introduzidas forças de cisalhamento na alma do pilar que geram um aumento significativo na rotação da ligação. Este comportamento fica claro na análise do gráfico da Figura 6.45, onde se vê que a rigidez do modelo T é menor que a rigidez do modelo cruciforme.

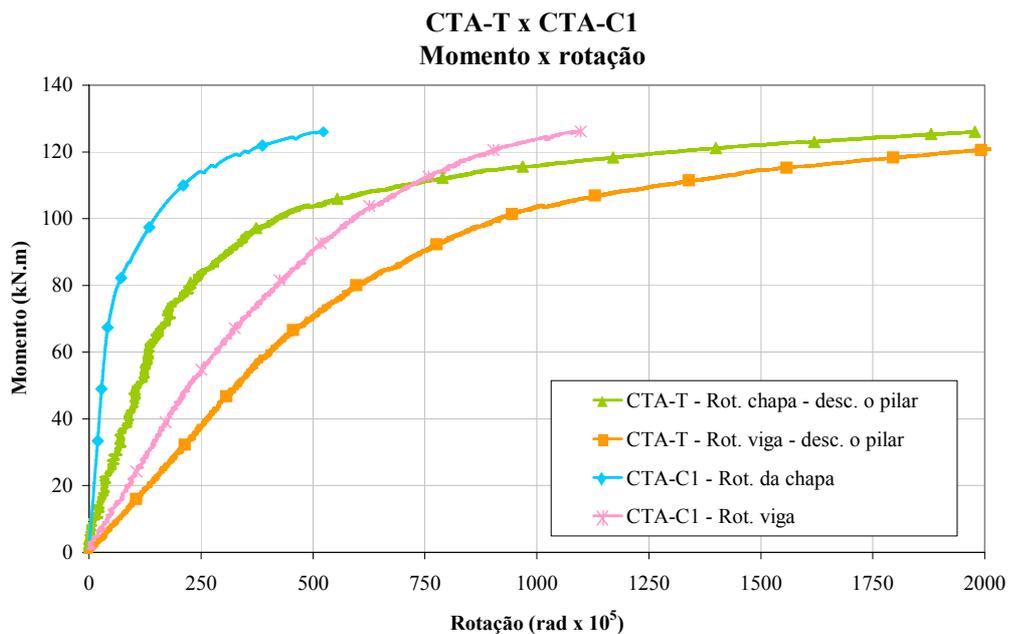


Figura 6.45 - Gráfico momento-rotação do modelos CTA-T e CTA-C1

A Figura 6.46 apresenta uma foto do pilar na região da ligação. As ranhuras desenvolvidas na alma do pilar indicam o desenvolvimento de valores elevados de tensão de cisalhamento. Os enrijecedores na alma do pilar impedem a falha no modelo por escoamento da alma do pilar.



Figura 6.46 – Alma do pilar do modelo CTA-T

A perda de rigidez da ligação e a possibilidade de diferentes tipos de modo de falha sugerem que a assimetria de carregamento em um pilar de aço deve ser considerada em cálculo de maneira mais efetiva.

Modelos mistos

A curva que descreve a rotação da viga sem considerar a rotação do pilar apresenta rotações maiores que as obtidas no modelo cruciforme (Figura 6.47). Quando é feita a consideração da rotação do pilar se obtém uma curva mais próxima da obtida no modelo cruciforme, mantendo, porém a diferença justificada pela assimetria no carregamento.

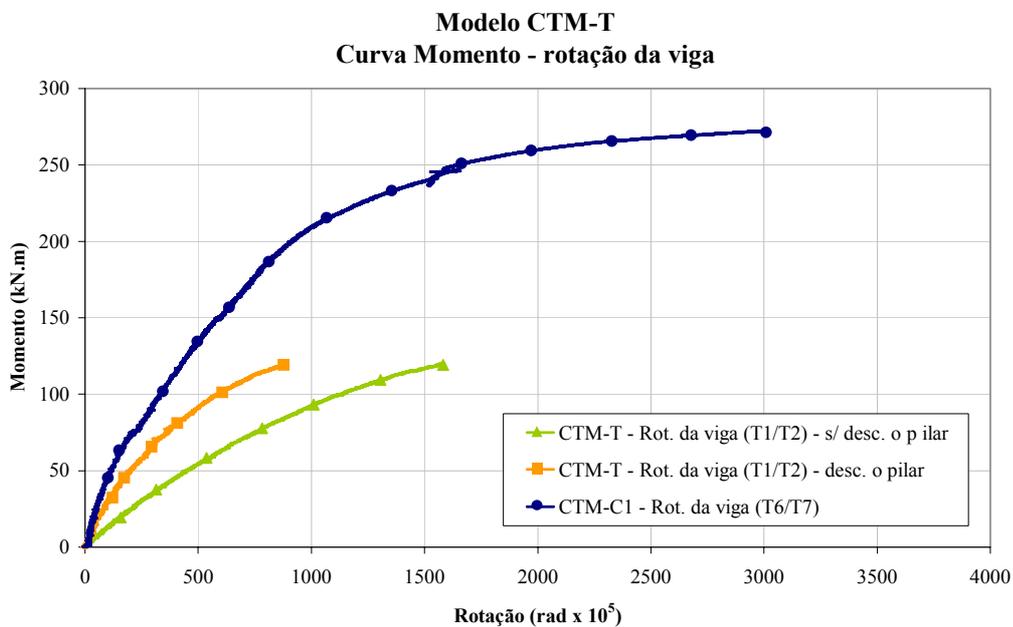


Figura 6.47 - Curvas momento x rotação da viga dos modelos CTM-T e CTM-C1, obtidas a partir das leituras dos transdutores posicionados nas vigas

6.4.4 Modelos cruciformes em aço x misto

As curvas momento x rotação da chapa nos modelos em aço e misto possuem comportamentos diferentes. No modelo em aço os transdutores posicionados na altura da mesa superior da viga avaliam sempre a abertura relativa entre as chapas de topo das duas ligações do modelo, uma vez que a linha neutra permanece na região central do perfil da viga durante todo o ensaio e, portanto os transdutores estão na região tracionada.

Já no modelo misto, na fase inicial de carregamento a linha neutra se encontra na laje de concreto e, portanto, os transdutores *T11* e *T12* estão na região comprimida e avaliam o fechamento relativo entre as chapas. Estes transdutores só passam a registrar a abertura relativa entre as chapas quando a linha neutra muda de posição e a chapa passa a ser tracionada, o que ocorre quando o momento na ligação atinge por volta de 100 kN.m , como pode ser visto no gráfico da Figura 6.48.

A diferença no comportamento das chapas de topo dos modelos mistos e em aço fica evidente no gráfico da Figura 6.48 e não permite maiores comparações.

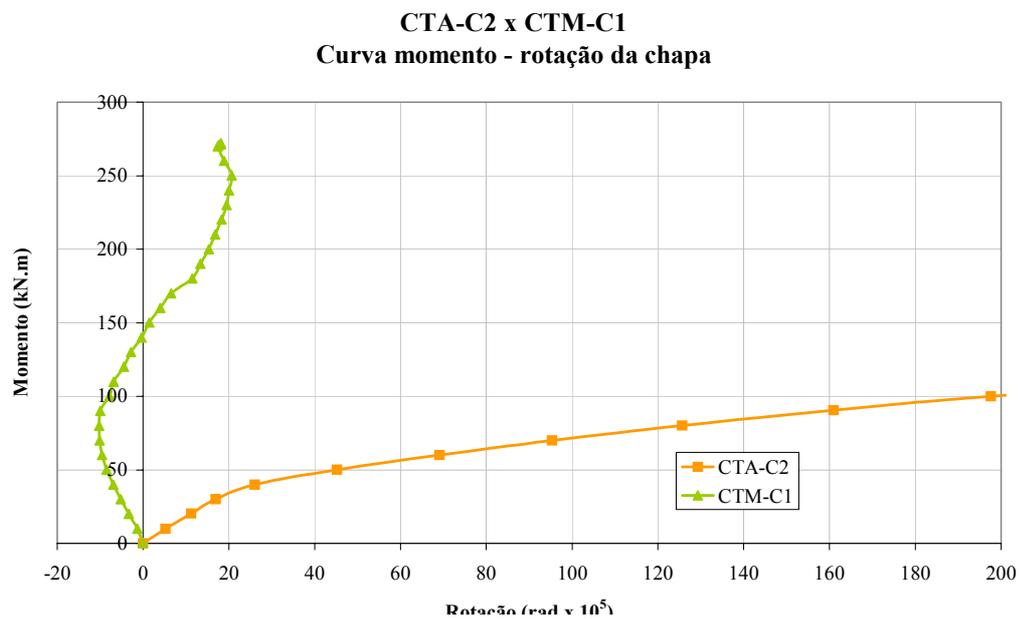


Figura 6.48 – Curvas momento x rotação da chapa dos modelos CTA-C2 e CTM-C1

Os gráficos das Figuras 6.49 e 6.50 apresentam as curvas momento x rotação da viga obtidas a partir das leituras dos inclinômetros e a partir das leituras dos transdutores. São comparados os comportamentos de um modelo em aço (CTA-C2) e um modelo misto (CTM-C1).

Os ganhos em resistência e rigidez com a presença da laje podem ser visualizados tanto no gráfico da rotação dada pelo inclinômetro, como no gráfico da rotação dada pelos transdutores da viga. A resistência da ligação do modelo em aço foi de 132 kN.m , enquanto que a do modelo misto foi de 272 kN.m . Isto representa acréscimos da ordem 106% .

A rigidez inicial da ligação obtida experimentalmente tem como referência um ponto da curva referente a dois terços do valor do momento último experimental ($\frac{2}{3}M_u$), conforme pode ser visto na Tabela 6.2 e na Figura 6.49, para os valores obtidos pela leitura dos inclinômetros.

Tabela 6.2 – Rigidez inicial experimental – Leitura dos inclinômetros

	CTA-C2	CTM-C1
$\frac{2}{3}M_u$	$\frac{2}{3}132 = 88 \text{ kN.m}$	$\frac{2}{3}272 = 181,3 \text{ kN.m}$
ϕ	681.10^{-5} rad	279.10^{-5} rad
K_i	12.922 kN.m	64.982 kN.m

CTA-C2 x CTM-C1
Curva momento - rotação (Inclinômetro)

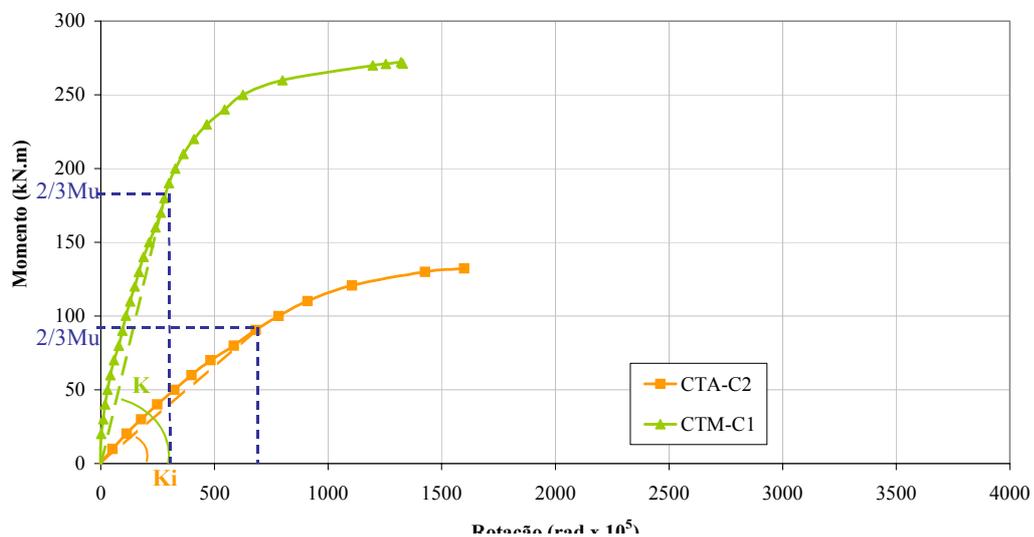


Figura 6.49 - Curvas momento x rotação da viga obtida a partir das leituras dos inclinômetros dos modelos cruciformes – Avaliação da rigidez inicial

Estes valores representam acréscimos em termos de rigidez inicial da ordem de 5 vezes ao se considerar a ligação como mista.

Na Tabela 6.3 e na Figura 6.50 são apresentados os valores para determinação da rigidez inicial a partir da leitura dos transdutores.

Tabela 6.3 - Rigidez inicial experimental – Leitura dos transdutores

	CTA-C2	CTM-C1
$\frac{2}{3} M_u$	$\frac{2}{3} 132 = 88 kN.m$	$\frac{2}{3} 272 = 181,3 kN.m$
ϕ	$526.10^{-5} rad$	$773.10^{-5} rad$
K_i	$16.730 kN.m$	$23.454 kN.m$

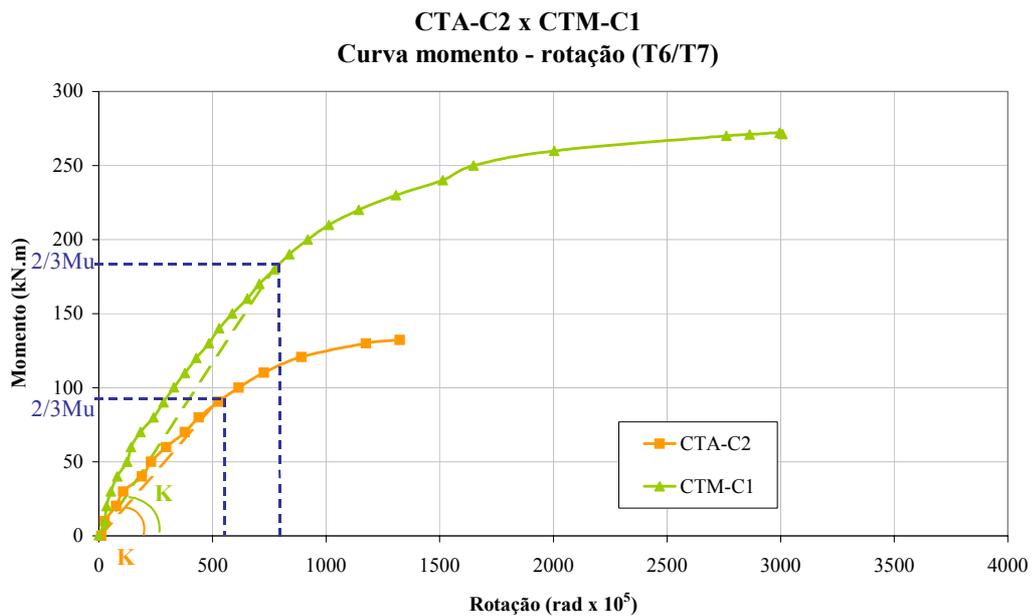


Figura 6.50 – Curvas momento x rotação da viga obtida a partir das leituras dos transdutores dos modelos cruciformes – Avaliação da rigidez inicial

A curva dada pela leitura dos transdutores (Figura 6.50) fornece um valor maior de rigidez para o modelo em aço, ($16.730 kN.m$) enquanto que, para o modelo misto, obtém-se um valor menor ($23.454 kN.m$), em comparação com os valores obtidos a partir da curva da Figura 6.49.

Para classificar as ligações quanto à sua rigidez, o Eurocode 3 fornece limites que já foram apresentados na Introdução. Os cálculos dos valores limites foram feitos supondo um vão de $7,00 m$, que é um vão coerente com as dimensões da seção transversal da viga e com os carregamentos básicos de um edifício. O resumo dos cálculos para classificação da ligação quanto à sua rigidez segundo o Eurocode 3 está apresentado na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Cálculo dos limites de rigidez para classificação da ligação (Eurocode 3)

	<i>Modelo em aço</i>	<i>Modelo misto</i>	
Viga	Momento de Inércia	$I_b = 5.185cm^4$	$I_b = 16.979cm^4$ ⁽¹⁾
	Comprimento ⁽²⁾	$L_b = 700cm$	$L_b = 700cm$
	$K_b = \frac{I_b}{L_b}$	$K_b = 7,41cm^3$	$K_b = 24,26cm^3$
	$k_b E \frac{I_b}{L_b}$ ⁽³⁾	$17.777kN.m$	$58.214kN.m$
	$0,5E \frac{I_b}{L_b}$	$1.111kN.m$	$3.638kN.m$

⁽¹⁾ Momento de inércia da seção homogeneizada a partir das características dos materiais obtidas experimentalmente ($E_a = 30.000kN/cm^2$)

⁽²⁾ Supondo que se trata de um trecho de uma viga com 7,0 m de vão

⁽³⁾ $k_b = 8$ - Imaginando-se que a ligação faça parte de um pórtico indeslocável

Lembrando que os limites para classificação da ligação são dados por:

$$\text{Se } K_i \geq k_b E \frac{I_b}{L_b} \longrightarrow \text{Rígida}$$

$$\text{Se } 0,5E \frac{I_b}{L_b} \leq K_i \leq k_b E \frac{I_b}{L_b} \longrightarrow \text{Semi-rígida}$$

$$\text{Se } K_i \leq 0,5E \frac{I_b}{L_b} \longrightarrow \text{Flexível}$$

Estes valores foram colocados no gráfico da Figura 6.51, onde são novamente apresentadas as curvas momento x rotação da viga do modelo em aço (obtida pelo inclinômetro e pelos transdutores T6 e T7) para uma visualização do comportamento das ligações quanto à rigidez. Pode-se observar que, se considerarmos a rotação da ligação como sendo a rotação da viga dada pelo inclinômetro, a ligação do modelo em aço tem comportamento típico semi-rígido. Já se considerarmos a rotação da ligação como sendo a rotação obtida pelos transdutores, a ligação tem rigidez inicial muito próxima do valor limite para considerá-la como rígida. É importante lembrar que os valores limites foram calculados supondo um vão de 7,00 m e vãos menores que este resultam em valores limites maiores e, portanto a ligação estaria mais efetivamente na faixa de comportamento semi-rígido.

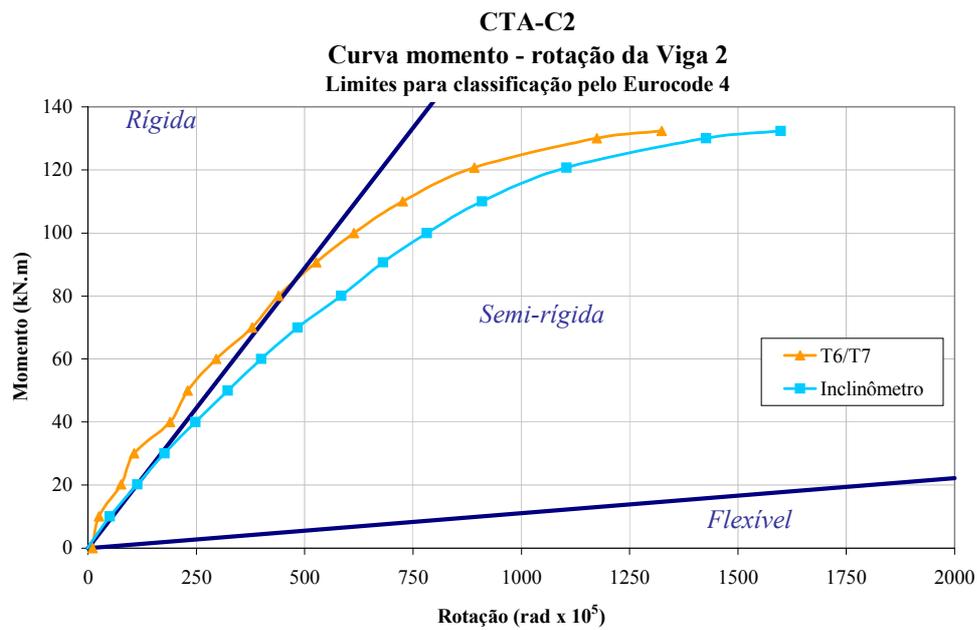


Figura 6.51 - Classificação das ligações dos modelos CTA-C2 quanto à rigidez, pelo Eurocode 3

As retas limites fornecidas pelo Eurocode 3 também são apresentadas no gráfico da Figura 6.52, juntamente com as curvas momento x rotação da viga do modelo misto. Se considerarmos tanto a rotação da viga dada pelos transdutores, como a obtida a partir da leitura do inclinômetro, a ligação mista tem comportamento semi-rígido.

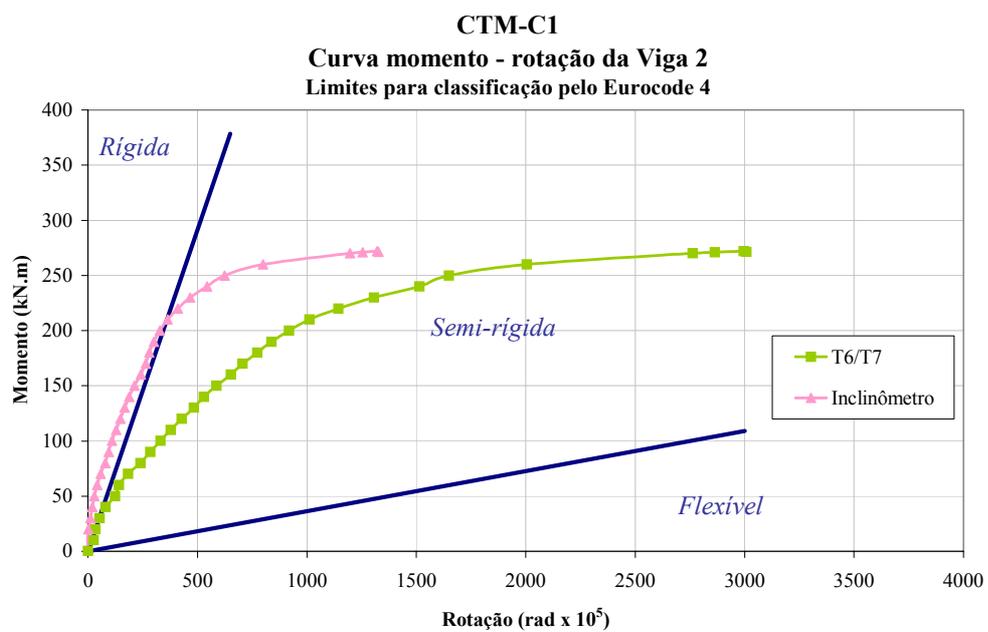


Figura 6.52 - Classificação das ligações dos modelos CTM-C1 quanto à rigidez, pelo Eurocode 3

Vale lembrar que a classificação da ligação quanto à sua rigidez foi feita a partir dos limites de apenas uma norma, o Eurocode 3. Gomes (2002) apresenta uma alternativa simplificada do modelo do Eurocode 3.

Nos gráficos das Figuras 10.52 e 10.53, as curvas momento x rotação da viga são apresentadas juntamente com os limites para classificação da ligação quanto à resistência. Uma ligação é considerada de resistência total se possui momento resistente maior que o momento resistente da viga. Os cálculos dos valores limites foram feitos segundo o método do Eurocode 4 e estão apresentados no Anexo I. É importante ressaltar que os cálculos foram feitos com os valores de resistência de cada material obtido experimentalmente em ensaios de caracterização e não é feita a consideração de nenhum coeficiente de segurança.

Como pode ser visto nos gráficos das Figuras 6.53 e 6.54, tanto as ligações em aço, como as ligações mistas atingiram resistências maiores que a resistência de suas vigas correspondentes. Desta forma, todas as ligações são consideradas de resistência total.

A resistência da viga de aço isolada foi calculada supondo um vão de $5,00\text{ m}$, para verificação da flambagem lateral com torção (FLT). Vãos maiores que este (que são bastante usuais) resultariam em resistências menores ainda, confirmando que esta ligação, inserida em um pórtico, seria de resistência total. Nos modelos em aço ensaiados (CTA-C1 e CTA-C2), a viga tem resistência igual ao momento de plastificação do perfil ($M_{pl} = 139,8\text{ kN.m}$ para $f_y = 30\text{ kN/cm}^2$, ver Anexo I, item I.3.4), uma vez que naquelas condições a FLT não constitui um modo de falha. Por isso é que a falha não ocorre na viga e sim na ligação.

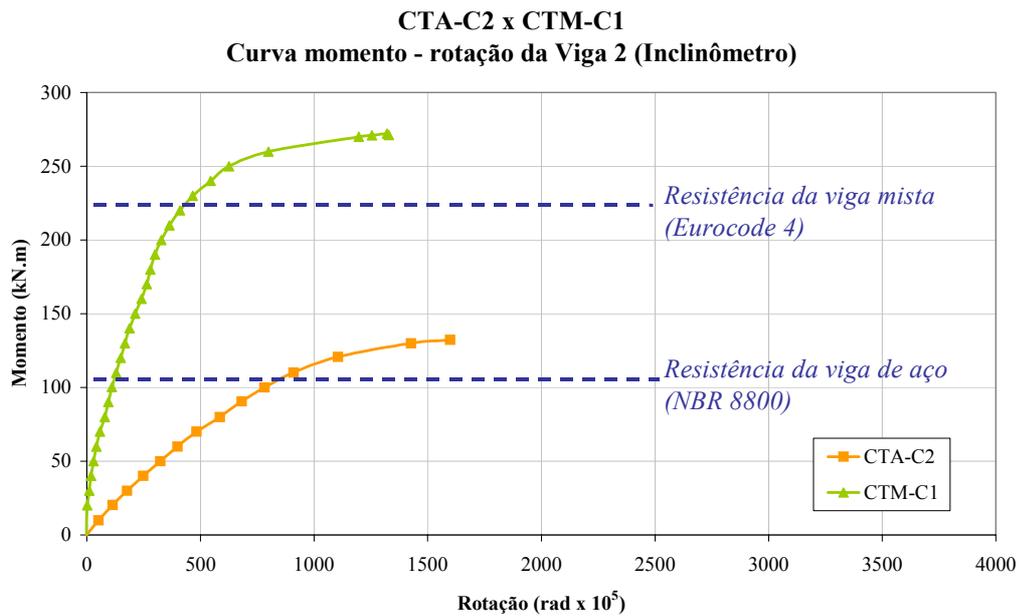


Figura 6.53 – Classificação das ligações dos modelos CTA-C2 e CTM-C1 quanto à resistência – Leitura do inclinômetro

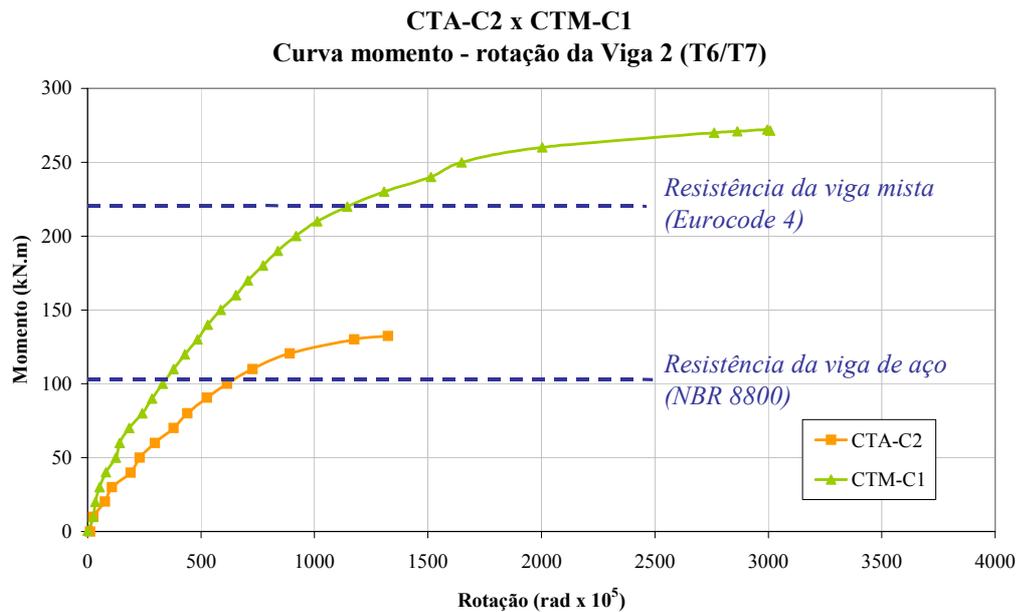


Figura 6.54 – Classificação das ligações dos modelos CTA-C2 e CTM-C1 quanto à resistência – Leitura dos transdutores

Os gráficos das Figuras 6.55 e 6.56 apresentam os valores dos momentos resistentes das ligações cujos cálculos são apresentados no Anexo I. O momento resistente da ligação mista foi calculado utilizando o modelo analítico apresentado no Capítulo 4 e o da ligação em aço foi obtido pelo método do Eurocode 3. Deve-se destacar que nestes valores não estão incluídos coeficientes de segurança.

Pode-se observar que os valores calculados são conservadores comparados com os valores obtidos experimentalmente. O nível de precisão tanto do modelo do Eurocode 3 para cálculo de ligações em aço, como do modelo para ligações mistas, sugere que os valores obtidos seriam mais próximos dos experimentais. Modelos mais simplificados de cálculo poderiam atingir a mesma precisão destes modelos complexos.

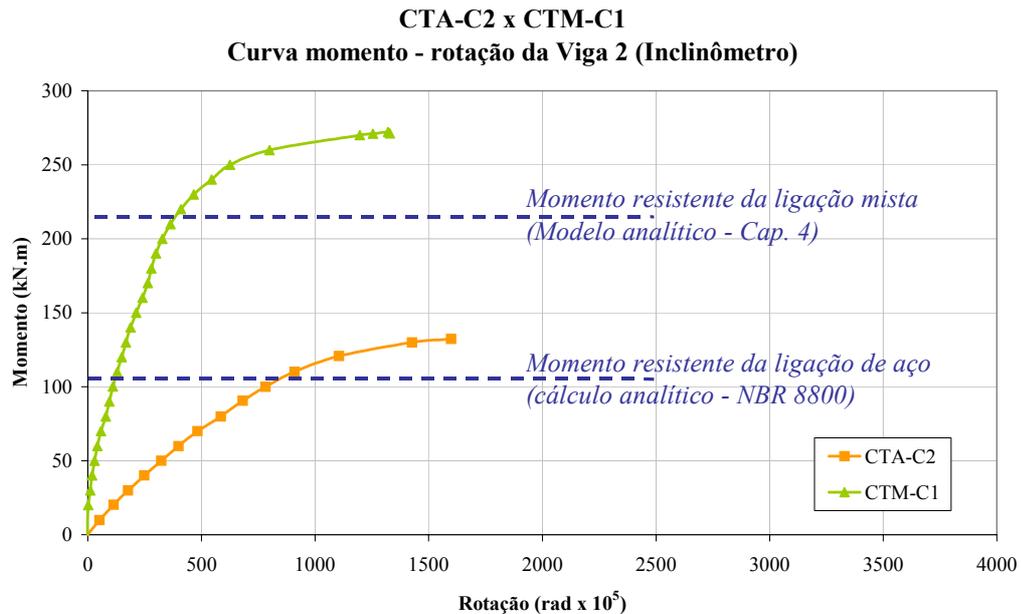


Figura 6.55 – Curva momento rotação dos modelos CTA-C2 e CTM-C1 (Inclinômetro) x Modelo analítico para cálculo do momento resistente

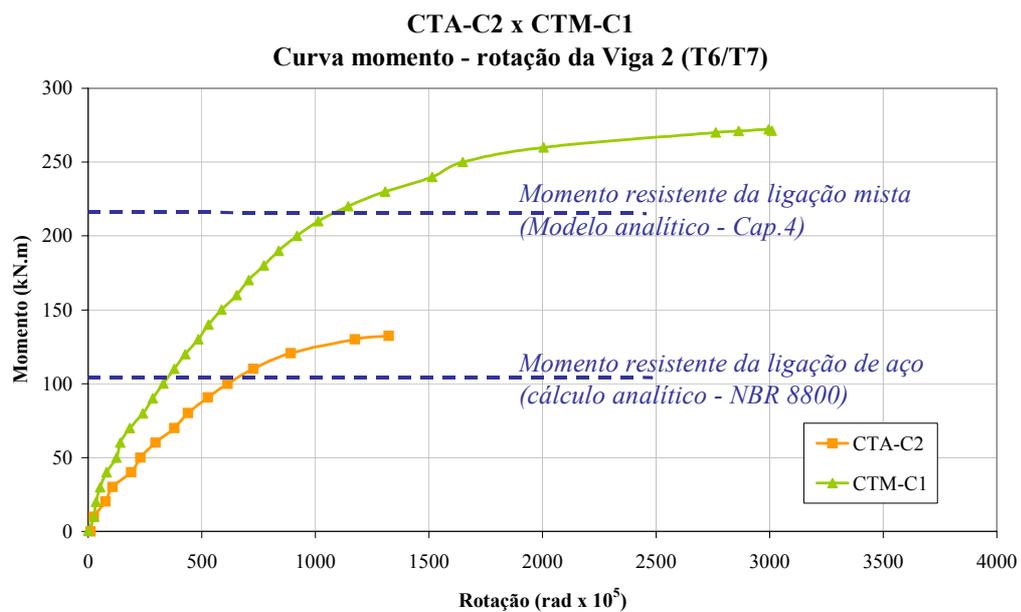


Figura 6.56 - Curva momento rotação dos modelos CTA-C2 e CTM-C1 (Transdutores) x Modelo analítico para cálculo do momento resistente

7. MODELOS NUMÉRICOS PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO MISTA

7.1 GENERALIDADES

O grande número de variáveis envolvidas na análise de ligações mistas sugere que o melhor caminho para o estudo dos parâmetros que interferem no comportamento da ligação mista é a análise numérica via método dos elementos finitos.

Zandonini (1989) lamenta que as modelagens realizadas até então não eram capazes de representar adequadamente a ligação dos elementos de aço e a complexa interação entre eles e; que a ferramenta básica para determinar as curvas $M-\phi$ era a análise experimental direta, apesar de ser dispendiosa e cobrir parcialmente o problema.

Os resultados de Leon & Lin (1986) *apud* Zandonini (1989) indicam que não é necessária uma simulação muito apurada da ligação dos elementos de aço porque a presença da laje seria o fator mais importante que governa o comportamento da ligação mista. Assim, o comportamento da laje e sua interação com a viga de aço deve ser adequadamente representada de forma que simule adequadamente o mecanismo de transferência de tensões para a viga e o pilar.

Leon & Lin (1986) *apud* Zandonini (1989) usaram o Método dos Elementos Finitos, por meio do programa Adina, e modelaram uma ligação mista ensaiada por eles (com cantoneiras na mesa e na alma da viga). A análise foi feita em duas etapas. Primeiro foi desenvolvido um modelo bi-dimensional (plano) dos segmentos de cantoneira componentes da ligação sujeitos a forças de compressão e tração. O comportamento tensão-deformação com vários trechos lineares foi inserido em forma de uma treliça equivalente em um modelo criado para simular o comportamento do conjunto viga-ligação mista. Foram desprezadas as contribuições da deformação do parafuso, componentes do pilar e da flexibilidade dos conectores de cisalhamento e, entretanto, os resultados foram satisfatórios.

É interessante ressaltar que as mesmas aproximações foram adotadas para simular os modelos em ligações em aço, também com cantoneiras, de Altman *et al.* (1991) e, no entanto, os resultados foram bem menos satisfatórios. Isto sugere que

em modelos onde a laje é componente importante no comportamento da ligação, não há necessidade do modelo da ligação ser muito detalhada.

Ahmed, Li & Nethercot (1995) criaram um modelo em elementos finitos, utilizando o programa Abaqus, para análise do comportamento de ligações mistas com chapa de topo não estendida. A contribuição da laje foi considerada apenas pela armadura e, portanto, o concreto foi desprezado. O trabalho identificou que os parâmetros que interferem mais significativamente no comportamento da ligação são a taxa de armadura da laje e o tipo de interação entre a viga de aço e a laje de concreto, conferida pelos conectores de cisalhamento. A partir da grande quantidade de informações geradas, os autores desenvolveram um modelo para cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo não-estendida, apresentado no item 3.3.

7.2 MODELAGEM DE LIGAÇÕES EM ELEMENTOS FINITOS

O objetivo desta etapa do trabalho é a concepção de um modelo numérico simplificado utilizando o programa Ansys que permita a análise do comportamento da ligação de elementos de aço na presença da laje de concreto. Para tal, não há necessidade de se desenvolver um modelo detalhado da ligação em aço.

É importante ressaltar que análises numéricas mais apuradas estão sendo desenvolvidas no Departamento de Estruturas. Maggi (2000) desenvolveu um modelo numérico utilizando o programa Ansys para análise de ligações com chapa de topo estendida. Neste modelo, as chapas dos perfis, a chapa de topo e os parafusos são representados por elementos sólidos tridimensionais. Maggi deu continuidade ao estudo destas ligações a partir de análises numéricas mais realísticas em seu trabalho de doutorado, Maggi (2004). Neste trabalho é dada especial atenção as ligações em T, que é a base dos modelos analíticos para determinação da resistência nas linhas de parafusos. A Figura 7.1 mostra um detalhe da modelagem desenvolvida por Maggi (2004).

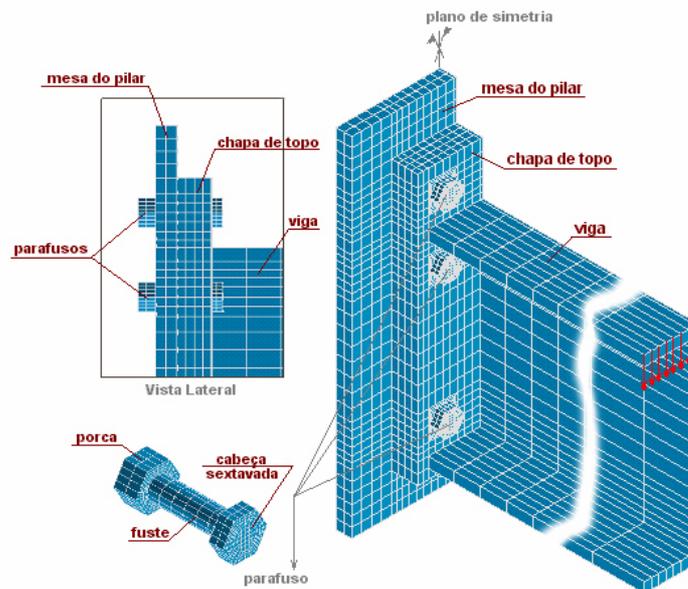


Figura 7.1 – Visão geral do modelo numérico, Maggi (2000)

Há ainda um outro trabalho sendo desenvolvido por Tristão *et al.* (2003) que visa a análise paramétrica de ligações mistas. Os modelos numéricos que estão sendo elaborados neste trabalho têm o mesmo nível de detalhamento utilizado por Maggi (2000).

A primeira etapa da análise numérica é o desenvolvimento do modelo simplificado de ligações em aço, em que mesas e almas de pilares e vigas, bem como a chapa de topo, são representadas por elementos de casca e os parafusos por molas cujo comportamento força-deslocamento é fornecido.

Para validar esta proposta foi desenvolvido um modelo de ligação em aço com chapa de topo não-estendida, referente a estudos experimentais e numéricos realizados por Ahmed *et al.* (1995) (modelo SJS1).

Uma vez validado o modelo para análise de ligações em aço, pôde-se partir para a segunda etapa do estudo que consiste em inserir a laje de concreto. Para tal, há duas alternativas: (1) representar a laje por um elemento finito sólido, que permite associar um material com todas as características do concreto e a uma taxa de armadura para cada elemento; (2) desprezar o concreto, que está na região tracionada e, portanto, fissura nos primeiros estágios de carregamento e; representar apenas a armadura de aço por elementos de viga. O estudo de Ahmed *et al.* (1995) abrangeu as ligações mistas e também fornece subsídios para que este modelo também seja validado. Um estudo preliminar com um dos modelos mistos de Ahmed *et al.* (1995)

(CJS1) mostrou que a alternativa de desprezar o concreto é interessante, uma vez que simplifica o modelo, gerando economia de tempo de elaboração e de processamento, sem perdas significativas na qualidade dos resultados.

Em seguida, foram elaborados modelos numéricos para análise dos protótipos experimentais apresentados neste trabalho. A análise numérica se ateve aos modelos cruciformes em aço e misto (CTA-C e CTM-C). A descrição dos modelos e os principais resultados obtidos estão apresentados nos próximos itens.

7.3 ASPECTOS GERAIS DA MODELAGEM NUMÉRICA

7.3.1 Modelos desenvolvidos

Foram elaborados 4 modelos numéricos, tridimensionais, cujas principais características estão apresentadas na Tabela 7.1. Como todos os modelos são simétricos, tanto na geometria, quanto no carregamento, foi possível simular somente a metade de cada modelo a partir de condições de contorno especificadas adequadamente no eixo de simetria.

Tabela 7.1 - Modelos numéricos

Modelo	Características	
SJS1	Ligação em aço	Ligação com chapa de topo
CJS1	Ligação mista	não estendida
CTA-C	Ligação em aço	Ligação com chapa de topo
CTM-C	Ligação mista	estendida

7.3.2 Elementos finitos utilizados

Na modelagem das ligações em aço utilizou-se elementos planos de casca para representar mesas e almas de pilares e vigas, bem como a chapa de topo. O elemento disponível no Ansys que permite associar material com comportamento elasto-plástico é o Shell 43, representado na Figura 7.2. Este elemento é formado por 4 nós com 6 graus de liberdade por nó.

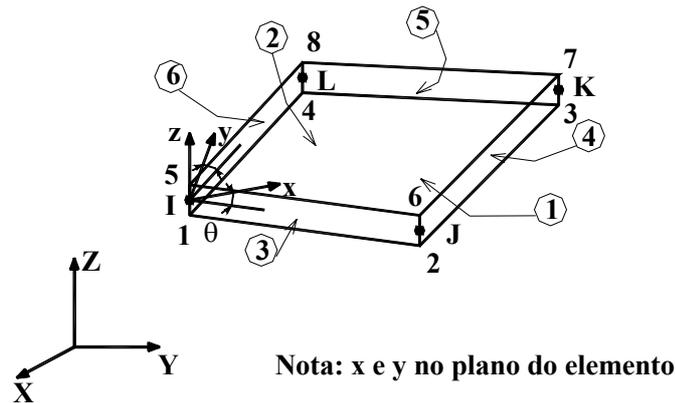


Figura 7.2 - Elemento Shell 43

A geometria das chapas de aço fornecida ao programa corresponde à suas linhas médias, sendo atribuída a cada uma delas sua espessura correspondente.

Os parafusos foram representados por elementos Combin 39 que simulam o comportamento de uma mola cuja relação força-deslocamento pode ser estabelecida. O elemento é definido por dois nós coincidentes: um pertencente à mesa do pilar e outro à chapa de topo. O elemento permite escolher o tipo de mola (translação ou rotação) e em qual direção está associada (x , y ou z), totalizando 6 tipos possíveis de mola (u_x , u_y , u_z , rot_x , rot_y ou rot_z). O elemento Combin 39 está ilustrado na Figura 7.3.

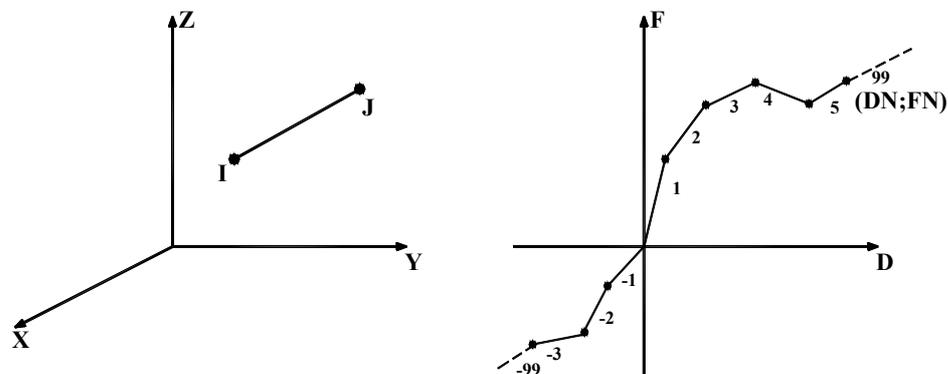


Figura 7.3 - Elemento Combin 39

Para simular a interface entre a mesa do pilar e a chapa de topo foi definido um par de contato nesta região. Este par é composto por elementos Target 170 na superfície da mesa do pilar e elementos Contact 173 na superfície da chapa de topo. Estes elementos são capazes de transferir qualquer força de compressão entre os elementos que estiverem em contato e permitem que não haja transferência de nenhuma força de tração na separação dos elementos. Os elementos finitos Target 170 esquematizado na Figura 7.4 e o elemento Contact 173 na Figura 7.5.

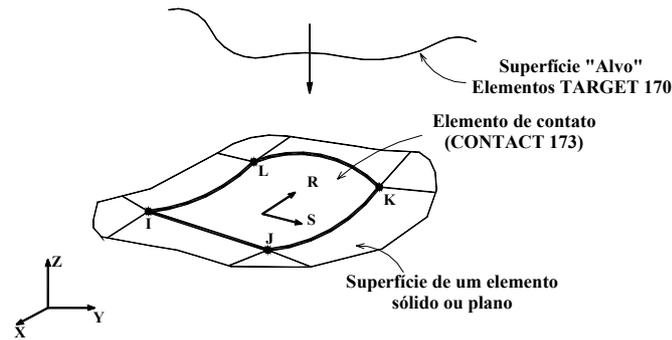


Figura 7.4 - Elemento Contact 173

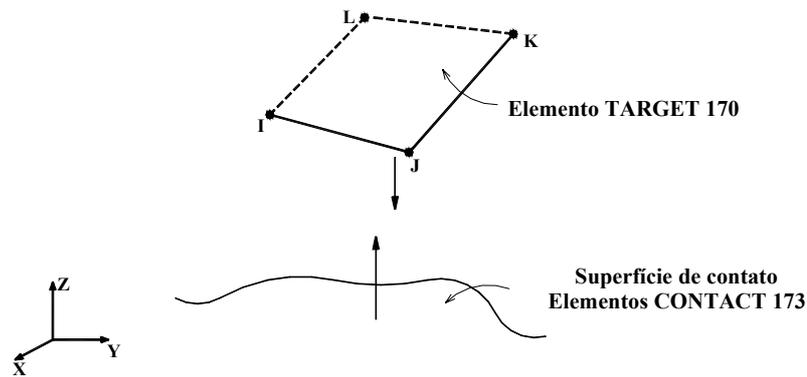


Figura 7.5 - Elemento Target 170

As barras da armadura, bem como os conectores de cisalhamento foram modelados por elementos de viga. Para modelagem da armadura longitudinal utilizou-se o elemento Beam 23 que permite representar o comportamento não-linear do material associado a ele. Para os conectores foi utilizado o elemento Beam 3, uma vez que a não há necessidade de representar o comportamento não-linear do material destes elementos. Os elementos Beam 3 e Beam 23, esquematizados na Figura 7.6 são definidos por dois nós, com três graus de liberdade por nó (u_x , u_y e rot_z).

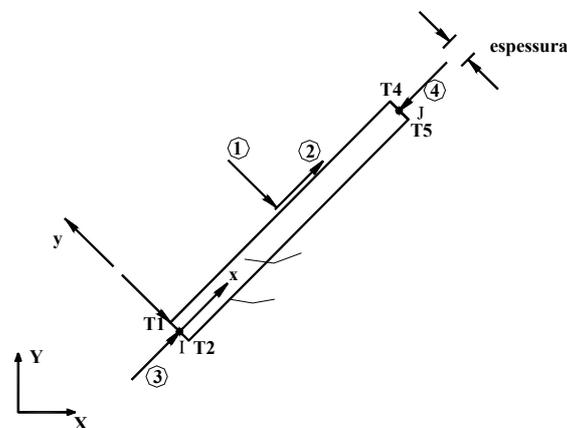


Figura 7.6 – Elementos Beam 3 e Beam 23

A Figura 7.7 apresenta o esquema geral de um modelo em aço e um modelo misto.

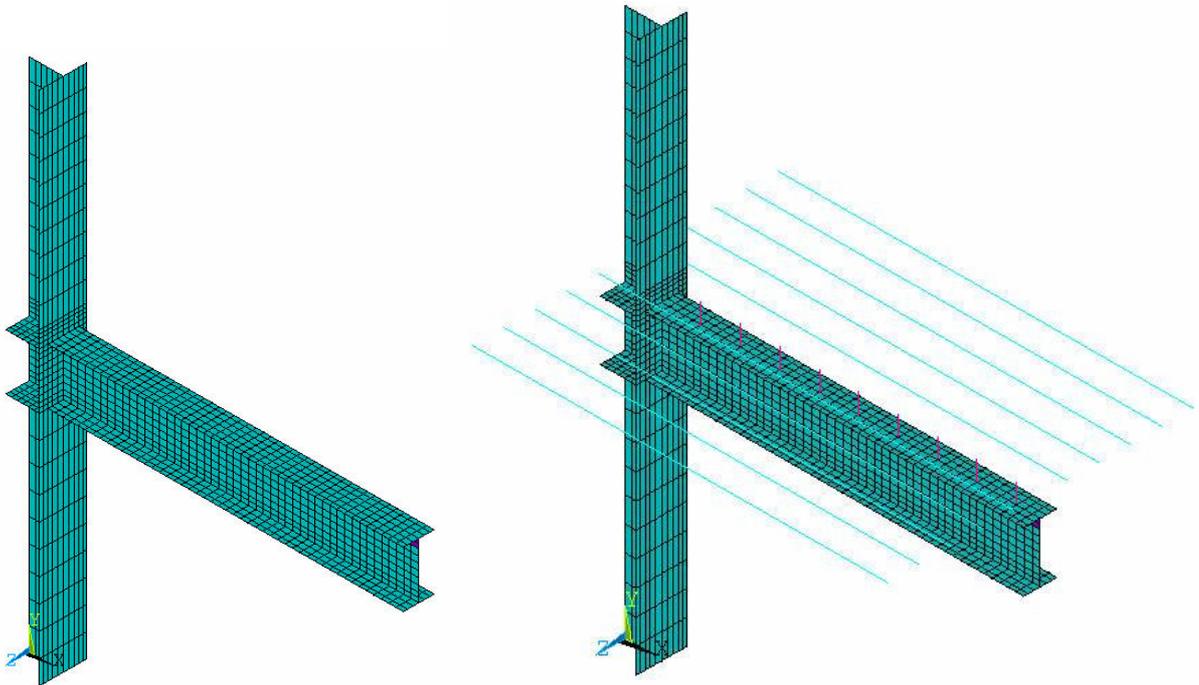


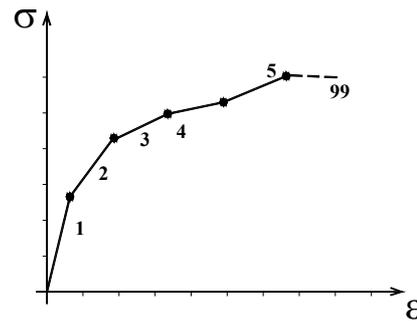
Figura 7.7 – Modelo numérico em aço e misto

7.3.3 Materiais associados aos elementos finitos

Tanto os aços dos perfis dos modelos ensaiados por Ahmed *et al.* (1995), bem como os dos modelos CTA-C e CTM-C, foram caracterizados por ensaios padronizados de tração. As barras da armadura também foram submetidas a ensaios de tração simples. Para cada parte componente do modelo foi associado um material capaz de descrever o comportamento do material obtido em ensaio de maneira adequada.

Chapas dos perfis e armadura longitudinal

Na análise numérica o comportamento não linear dos materiais associados às chapas dos perfis e às barras da armadura foi considerado por meio de um modelo com encruamento isotrópico, em que a curva tensão-deformação é descrita por vários trechos lineares (*Multilinear Isotropic Hardening*, Figura 7.8). Foi utilizada a tensão equivalente de von Mises para verificação do critério de plastificação.

Figura 7.8 - *Multilinear Isotropic Hardening* (Ansys)

Conectores

O material associado aos conectores tem comportamento elástico, sendo caracterizado apenas pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson.

7.3.4 Restrições e acoplamento de nós

Como foi utilizada simetria do modelo e do carregamento, as condições de contorno devem ser corretamente simuladas para que o problema seja representativo. Os nós da alma do pilar foram restritos ao movimento na direção do eixo da viga (u_x), às rotações no seu eixo (rot_y) e ao eixo perpendicular ao plano da alma do pilar (rot_z). Os nós da base do pilar foram restritos a todos os movimentos nas três direções (u_x , u_y , u_z , rot_x , rot_y e rot_z), enquanto que no topo do pilar somente o movimento vertical (u_y) foi liberado.

Os deslocamentos dos nós da base da chapa de topo foram acoplados na direção z e na direção x aos deslocamentos dos nós coincidentes na mesa do pilar. Desta forma, impediu-se a penetração da chapa de topo na mesa do pilar nesta região, tornando mais eficiente a simulação do contato entre estes dois elementos.

O detalhe deste acoplamento pode ser visto na Figura 7.9.

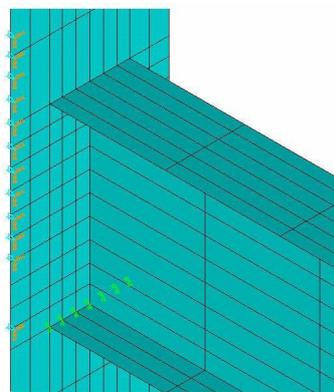


Figura 7.9 – Detalhe do acoplamento na base da chapa de topo

Nos modelos mistos foram feitos acoplamentos dos deslocamentos dos nós das barras da armadura longitudinal com os nós dos conectores de cisalhamento de forma a transferir os esforços da viga de aço para armadura, uma vez que se optou por não modelar a laje de concreto. A Figura 7.10 mostra um modelo misto com a representação dos acoplamentos e restrições de deslocamentos.

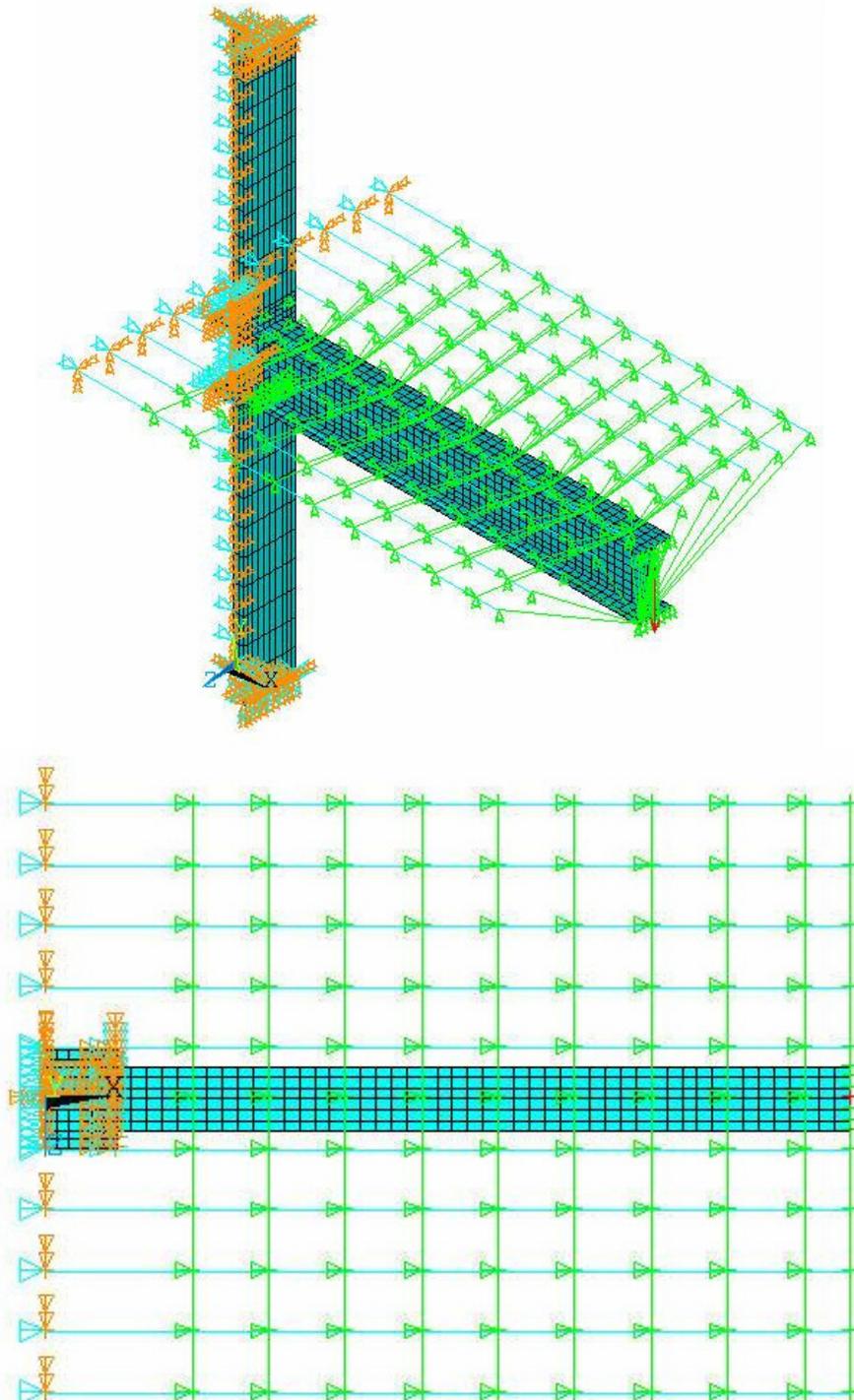


Figura 7.10 – Restrições e acoplamentos dos modelo numéricos mistos

7.3.5 Carregamento

O carregamento foi aplicado na extremidade livre, a meia altura da alma da viga. A fim de agilizar o processamento, o carregamento foi feito em duas etapas: na primeira, foi aplicada uma parcela da força até a qual se verificou que o modelo mantinha linearidade no comportamento e; na segunda etapa foi aplicado o restante do carregamento dividido em passos pequenos para facilitar a convergência. Foi dada a opção ao programa de diminuir os passos de carga quando não fosse encontrada a solução para um determinado nível de carregamento. Em todos os modelos foi dado um limite mínimo do tamanho do passo de carga.

7.4 MODELOS SJS1 E CJS1 DE AHMED, LI & NETHERCOT (1995)

7.4.1 Características dos modelos

Os modelos SJS1 e CJS1 foram ensaiados e modelados por Ahmed *et al.* (1995). A modelagem foi feita utilizando o programa de análise em elementos finitos Abaqus. Os dois modelos são similares, sendo o SJS1 em aço e o CJS1 misto. O modelo SJS1 consistia de um pilar 203×203 UC46, de 1.800 mm de altura, engastado no topo e na base e, duas vigas em balanço 254×102 UB25. A chapa de topo, de dimensões $280 \times 130 \times 10$ mm, foi soldada à viga e parafusada ao pilar utilizando 4 parafusos M20. A distância entre os furos, centro a centro, vertical era de 157 mm e a horizontal de 70 mm. Os perfis da viga e do pilar, bem como o gabarito da chapa de topo estão apresentados na Figura 7.11.

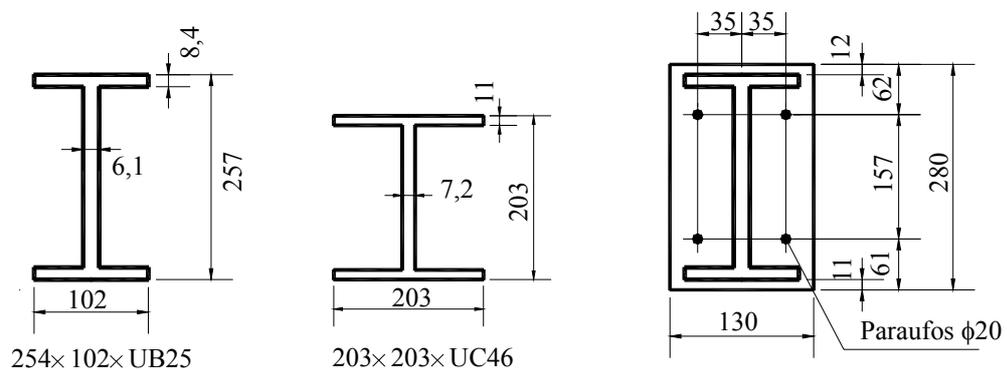


Figura 7.11 - Dimensões (em mm) das vigas, pilares, chapa de topo e parafusos, dos modelos de Ahmed *et al.* (1995)

O modelo misto CJS1 tem os mesmos elementos de aço do modelo SJS1. A laje, com forma de aço incorporada, foi armada longitudinalmente com 4 barras $\phi 12$

mm e 4 ϕ 10 mm. Também foram posicionadas barras ϕ 10 mm espaçadas de 10 cm, compondo a armadura transversal. A conexão entre a viga de aço e a laje foi conferida por 2 filas de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça com ϕ 19 mm.

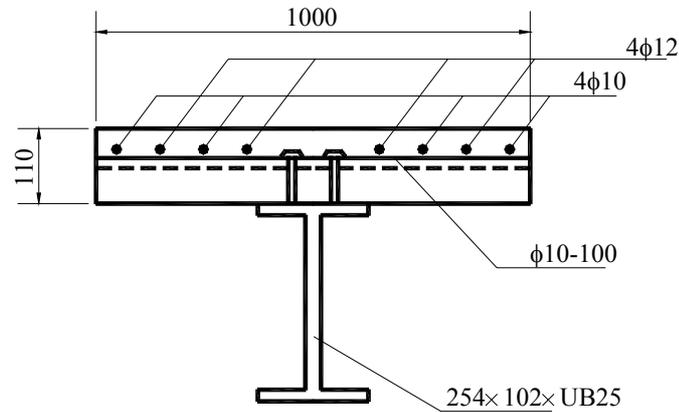


Figura 7.12 – Seção mista do modelo CJS1 de Ahmed *et al.* (1995)

7.4.2 Materiais

Ahmed *et al.* (1995) realizou ensaios de caracterização dos aços das mesas e almas da viga e do pilar, bem como da chapa de topo. Na modelagem numérica foi utilizado apenas um comportamento $\sigma \times \varepsilon$ para todas as chapas, referente a um ensaio que apresentou resultados médios. Um outro material foi associado às barras da armadura longitudinal. Os pontos da curva $\sigma \times \varepsilon$ estão listados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Características dos materiais dos modelos SJS1 e CJS1

	<i>Chapas</i>		<i>Armadura</i>	
<i>Trecho elástico</i>	$E = 21.750 \text{ kN/cm}^2$		$E = 19.900 \text{ kN/cm}^2$	
	$\nu = 0,3$		$\nu = 0,3$	
<i>Trecho inelástico</i>	$\sigma \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	ε	$\sigma \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	ε
	43,5	0,002	48,0	0,0024
	52,0	0,060	57,0	0,060
	54,8	0,120	85,0	0,120
	54,8	0,210	85,0	0,210
	25,0	0,300	25,0	0,300

7.4.3 Parafusos

Ahmed *et al.* (1995) realizou uma análise numérica específica do parafuso, a partir da qual foram obtidas curvas que descrevem o seu comportamento nas direções axial e transversal e que podem ser vistas na Figura 7.13. Nos pontos onde estão localizados os parafusos foram criados dois elementos de mola entre um nó da chapa de topo e seu nó correspondente na mesa do pilar. A uma das molas foi associado o comportamento força-deslocamento axial dos parafusos e, à outra mola foi associado o comportamento força-deslocamento transversal.

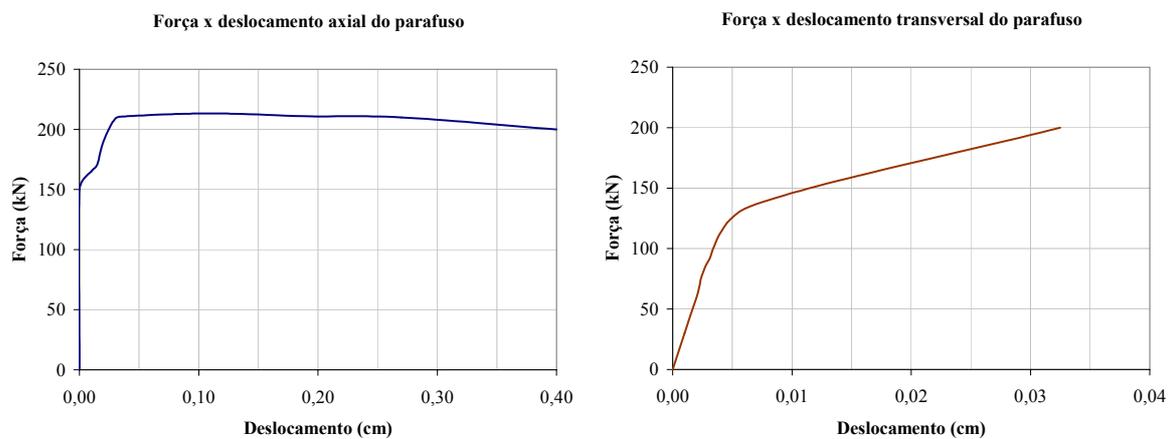


Figura 7.13 - Comportamento força-deslocamento dos parafusos

7.4.4 Carregamento

A força foi aplicada a 1.473 mm da face do pilar, conforme a Figura 7.14. A força final aplicada na viga foi ligeiramente maior que a carga última de ensaio. No ensaio do modelo SJS1, a carga última foi de $42,63 \text{ kN}$ e, no modelo CJS1, foi de 122 kN .

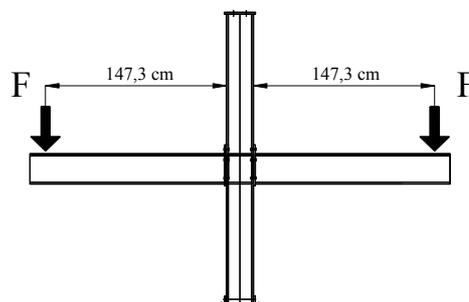


Figura 7.14 – Aplicação das forças nos modelos SJS1 e CJS1

A Tabela 7.3 mostra as etapas em que o carregamento aplicado foi dividido e o tamanho dos passos de cada etapa.

Tabela 7.3 – Etapas de carregamento dos modelos SJS1 e CJS1

<i>SJS1</i>		<i>CJS1</i>	
<i>Força final = 45 kN</i>		<i>Força final = 125 kN</i>	
<i>1ª etapa</i>	<i>2ª etapa</i>	<i>1ª etapa</i>	<i>2ª etapa</i>
<i>0 – 25 kN</i>	<i>25 – 45 kN</i>	<i>0 – 80 kN</i>	<i>80 – 125 kN</i>
<i>Passos</i>	<i>5 kN</i>	<i>4 kN</i>	<i>2 kN (máximo)</i>
	<i>1 kN (máximo)</i>		<i>0,001 kN (mínimo)</i>
	<i>0,01 kN (mínimo)</i>		

7.4.5 Resultados

Conforme já discutido anteriormente, o comportamento de uma ligação é caracterizado pela relação entre o momento aplicado e a rotação desenvolvida pela ligação. Portanto, a curva $M-\phi$ do modelo numérico é uma resposta importante para avaliar a eficiência deste modelo em representar o protótipo experimental. A rotação do modelo numérico foi calculada fazendo-se a diferença do deslocamento vertical entre dois pontos (1 e 2 da Figura 7.15) localizados na mesa inferior da viga, dividida pela distância entre eles (10% do vão da viga).

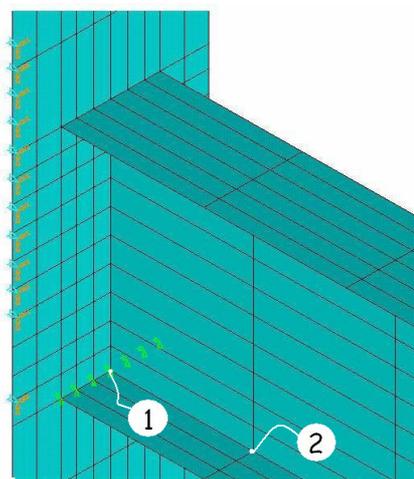


Figura 7.15 - Nós utilizados para cálculo da rotação da viga dos modelos SJS1 e CJS1

A Figura 7.16 apresenta a curva $M-\phi$ do modelo SJS1.

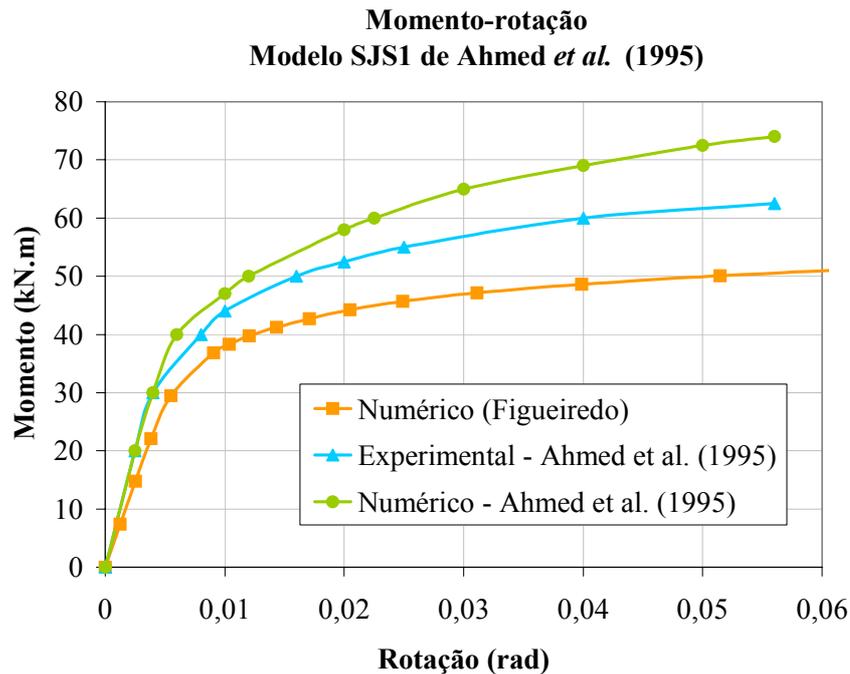


Figura 7.16 – Curva momento-rotação do modelo SJS1 (Ahmed *et al.* (1995))

A análise do gráfico da Figura 7.16 permite concluir que a rigidez inicial e a capacidade rotacional do modelo numérico estão bem próximas dos valores medidos experimentalmente, enquanto que uma diferença foi observada em relação ao momento resistente. O processamento do modelo SJS1 foi interrompido quando a força atingiu $36,156\text{ kN}$ (o que corresponde a um momento de $53,3\text{ kN.m}$), contra um valor experimental de $42,53\text{ kN}$ ($M = 62,8\text{ kN.m}$). Portanto, o momento resistente do modelo numérico é 15% menor que o valor experimental.

O modelo numérico desenvolvido por Ahmed *et al.* (1995) também obteve boa acuidade em relação à rigidez inicial e à capacidade rotacional, em contrapartida do momento resistente, neste caso, ligeiramente maior que o experimental (75 kN.m). A diferença é de aproximadamente 20% .

Portanto, pode-se dizer que, apesar das diferenças observadas, os resultados obtidos pela análise do modelo numérico desenvolvido foram satisfatórios e melhores que os obtidos pela análise numérica realizada por Ahmed *et al.* (1995).

Um resultado adicional interessante de ser observado é a distribuição de tensões nas almas da viga e do pilar na direção x (longitudinal ao eixo da viga), na Figura 7.17.

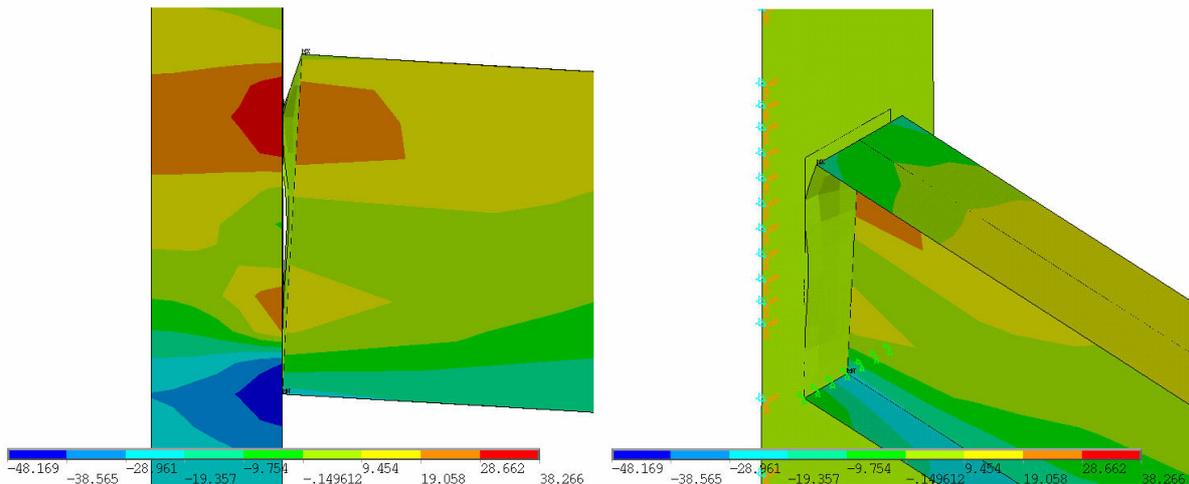


Figura 7.17 - Tensões σ_x na região da ligação do modelo SJS1

A análise da Figura 7.17 permite concluir que a tensão na alma do pilar, na altura da mesa inferior da viga, atingiu o limite de escoamento do aço. A Figura 7.18 apresenta as tensões equivalentes de von Mises desenvolvidas nos perfis do modelo SJS1, onde fica claro que o processamento foi encerrado pelo fato de a tensão equivalente de von Mises ter atingido o limite de $54,8 \text{ kN/cm}^2$ (Tabela 7.2).

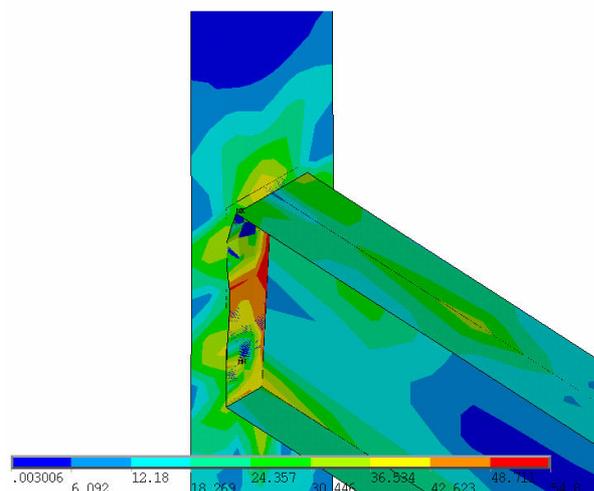


Figura 7.18 – Tensões equivalentes de von Mises na região da ligação do modelo SJS1

No primeiro gráfico da Figura 7.19 é apresentada a força resistida pelo parafuso (elemento de mola) ao longo do carregamento do modelo (momento na ligação). No segundo gráfico da Figura 7.19 (Força axial no parafuso x deslocamentos axial), observa-se que o comportamento da mola permanece no trecho elástico. Isto indica que no momento da falha do modelo, a força no parafuso não

atingiu sua resistência. Desta forma, pode-se dizer que o modelo conseguiu representar de forma adequada o comportamento do modelo experimental, que falhou pelo escoamento da alma do pilar.

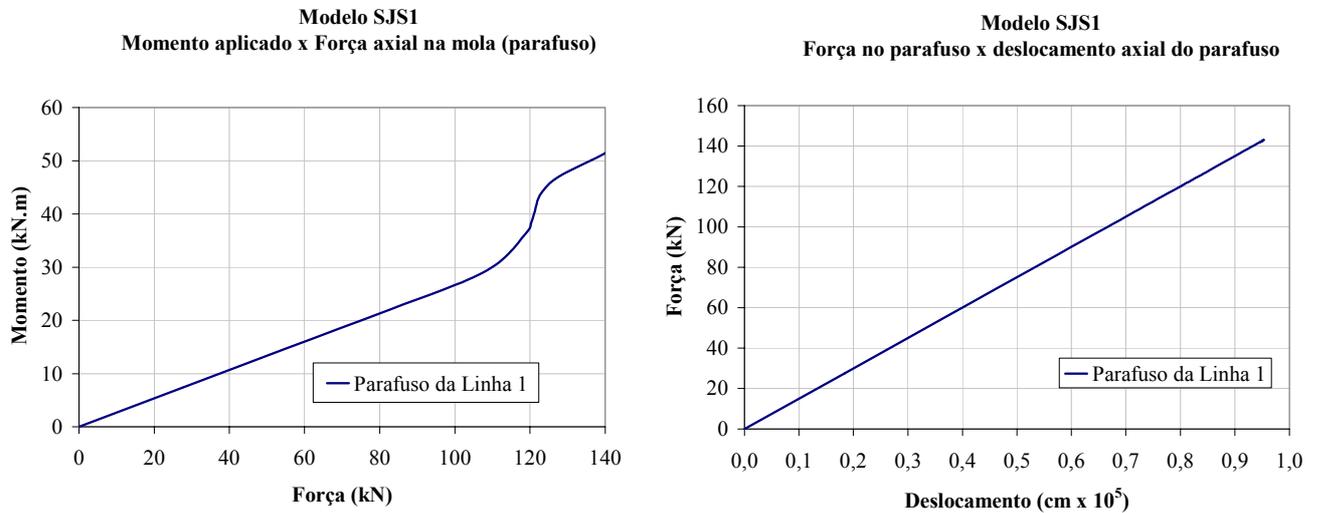


Figura 7.19 – Comportamento dos parafusos no modelo SJS1

O modelo numérico misto CJS1 teve bons resultados em relação à rigidez inicial e ao momento resistente da ligação, porém o modelo não conseguiu avançar até que a ligação apresentasse capacidade rotacional satisfatória em comparação com o modelo experimental (Figura 7.20). O processamento do modelo foi interrompido quando a força aplicada no mesmo atingiu $138,35\text{ kN}$, cerca de 13% a mais que a força última experimental (122 kN).

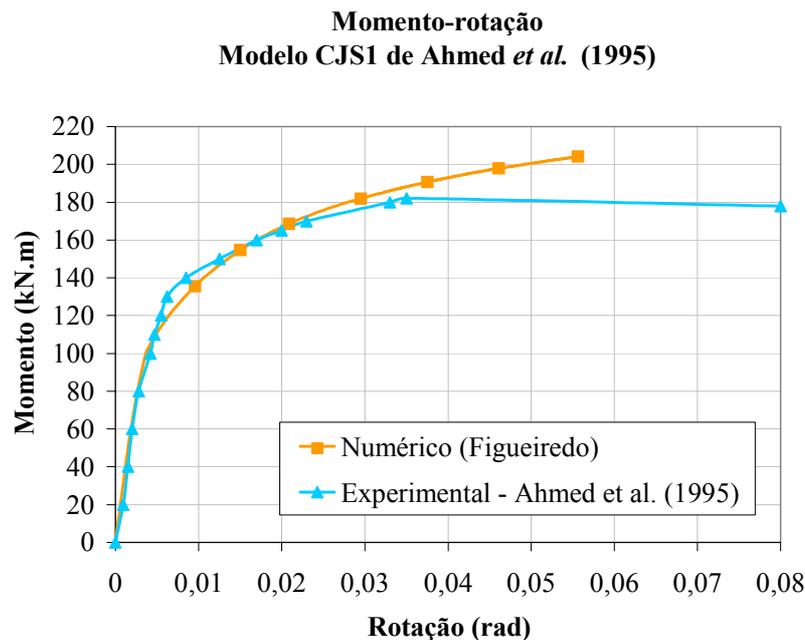


Figura 7.20 – Curva momento-rotação do modelo CJS1 (Ahmed *et al.* (1995))

A Figura 7.21 mostra que as tensões na direção x também atingiram valores elevados na altura da mesa inferior da viga. Pode-se observar que a uma certa distância da ligação, as tensões têm uma distribuição bastante uniforme. A Figura 7.22, onde são representadas as tensões de von Mises, indica que o seu valor limite ($54,8 \text{ kN/cm}^2$) foi atingido.

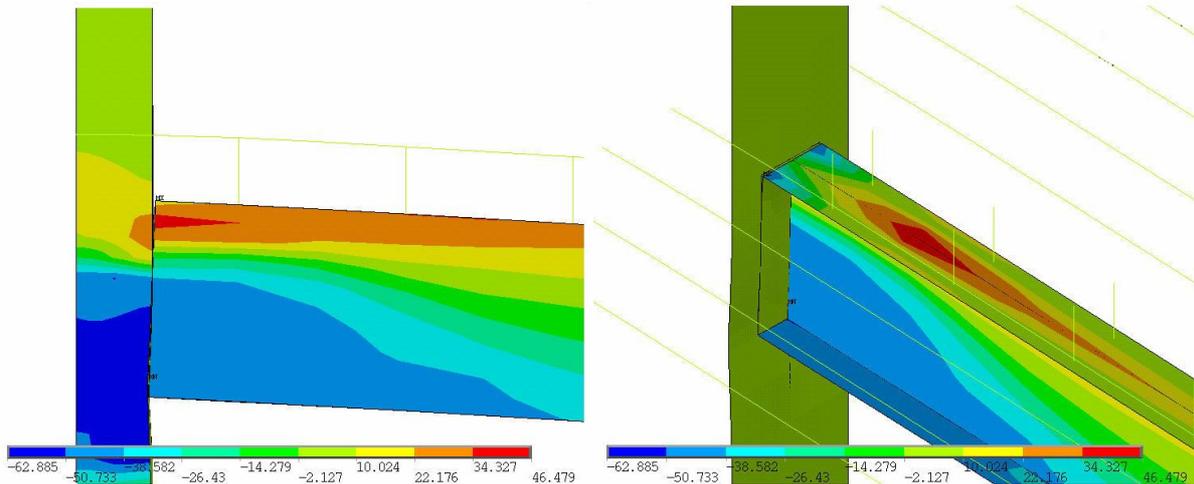


Figura 7.21 – Tensões σ_x na região da ligação do modelo CJS1

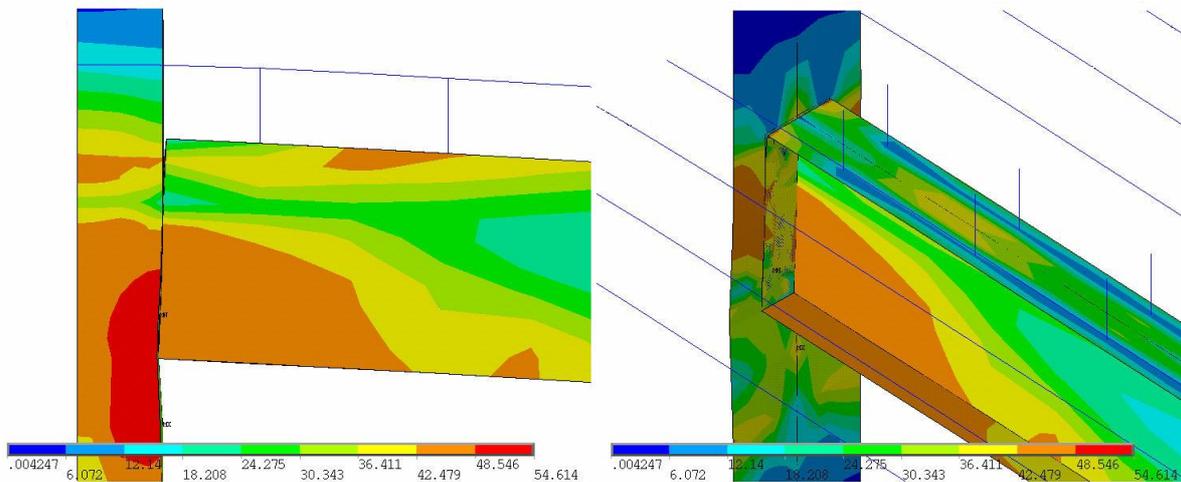


Figura 7.22 – Tensões equivalentes de von Mises na região da ligação do modelo CJS1

O primeiro gráfico da Figura 7.23 mostra que há uma mudança na relação entre o momento aplicado na ligação e a força resistida pelo parafuso quando o momento aplicado atinge por volta de 100 kN.m . Este valor corresponde ao momento em que alguns pontos dos perfis de aço tem a tensão equivalente de von Mises atingindo o escoamento. Portanto, o escoamento do perfil de aço faz com que a força

no parafuso aumente mais rapidamente. Porém esta força não chega a atingir o valor da resistência do parafuso, como pode ser visto no segundo gráfico da Figura 7.23, que mostra que a relação entre a força axial no parafusos e o seu deslocamento permanece linear.

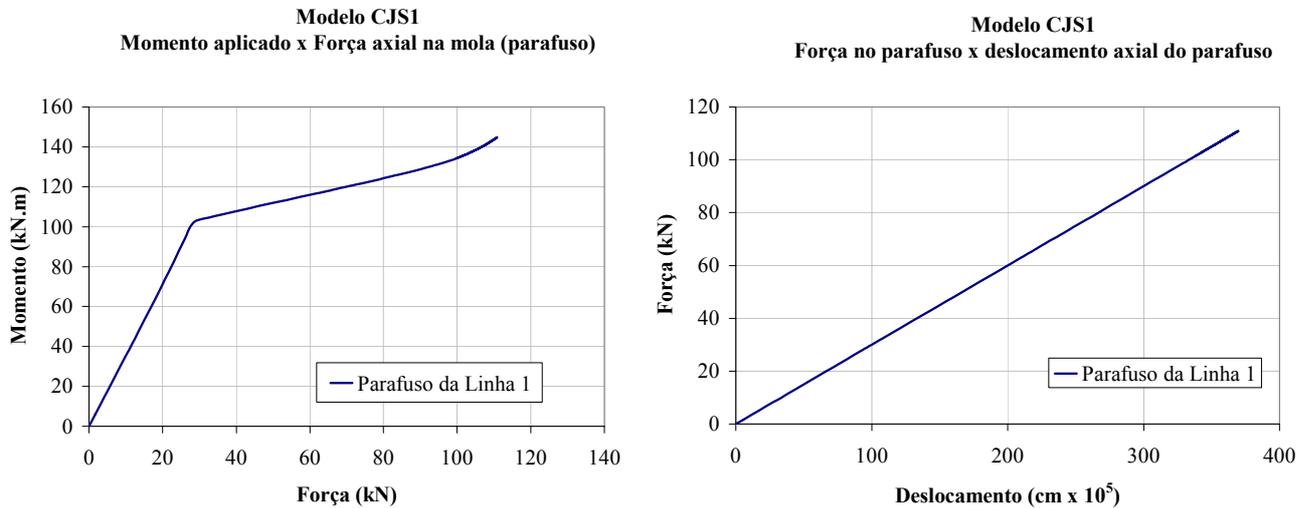


Figura 7.23 – Comportamento dos parafusos do modelo CJS1

Por fim, podemos observar as tensões na armadura que também atingiram seu valor último (Tabela 7.2) na região próxima à ligação, o que indica que além das tensões na alma do pilar, a armadura também foi responsável pela falha do modelo.

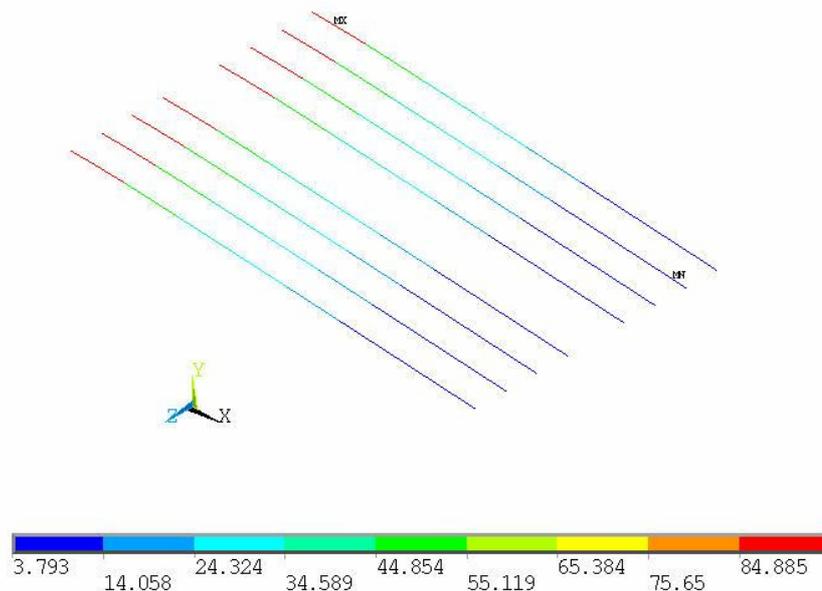


Figura 7.24 – Tensões na armadura

7.5 MODELOS CTA-C E CTM-C

7.5.1 Características dos modelos

Os modelos criados para análise numérica de ligações com chapa de topo estendida possuem a geometria dos modelos ensaiados CTA-C (em aço) e CTM-C (misto) que foram apresentados no capítulo anterior referente à análise experimental. As dimensões dos perfis das vigas e pilares, bem como o gabarito da chapa de topo estão na Figura 7.25.

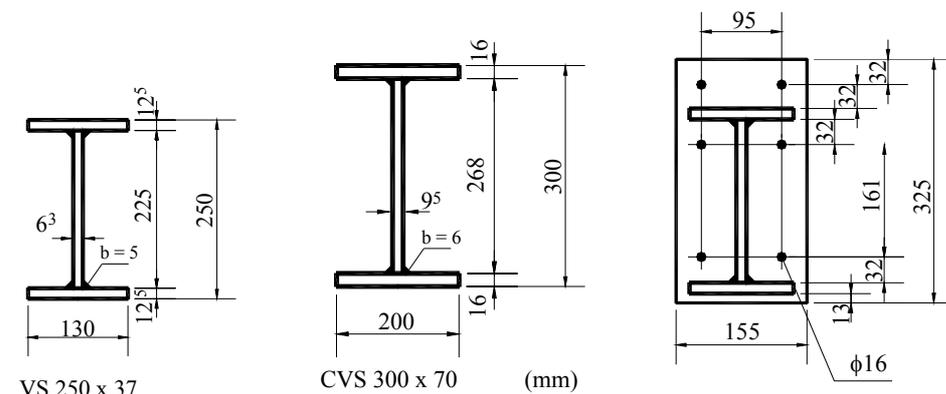


Figura 7.25 - Dimensões (em mm) das vigas, do pilar e da chapa de topo, respectivamente, dos modelos CTA-C e CTM-C

A Figura 7.26 apresenta a seção mista do modelo CTM-C.

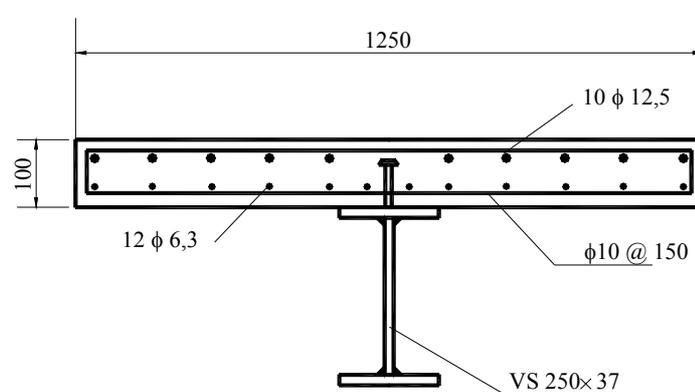


Figura 7.26 - Seção mista do modelo CTM-C

Diferente dos modelos de Ahmed *et al.* (1995), a alma dos pilares dos modelos CTA-C e CTM-C foram enrijecidos com chapas de 8 mm de espessura soldadas na altura das mesas da viga. Os enrijecedores foram incluídos no modelo numérico.

7.5.2 Materiais

Foi utilizada a relação tensão x deformação de um dos corpos de prova ensaiados do aço das chapas que compõem os perfis (CP1, Anexo IV). Os pontos da curva foram obtidos diretamente da planilha gerada pelo ensaio de caracterização.

Tabela 7.4 – Características do aço dos perfis dos modelos CTA-C e CTM-C

		Chapas	
Trecho	elástico	$E = 24.405 \text{ kN/cm}^2$	
		$\nu = 0,3$	
Trecho	inelástico	$\sigma \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	ε
		20,1	0,0008
		25,1	0,0010
		26,1	0,0011
		27,1	0,0011
		28,1	0,0012
		29,1	0,0014
		30,1	0,0024
		39,7	0,0185
		45,5	0,0322
		50,7	0,0542
		60,4	0,1693
		60,7	0,2123
		57,1	0,2330
5,4	0,2333		

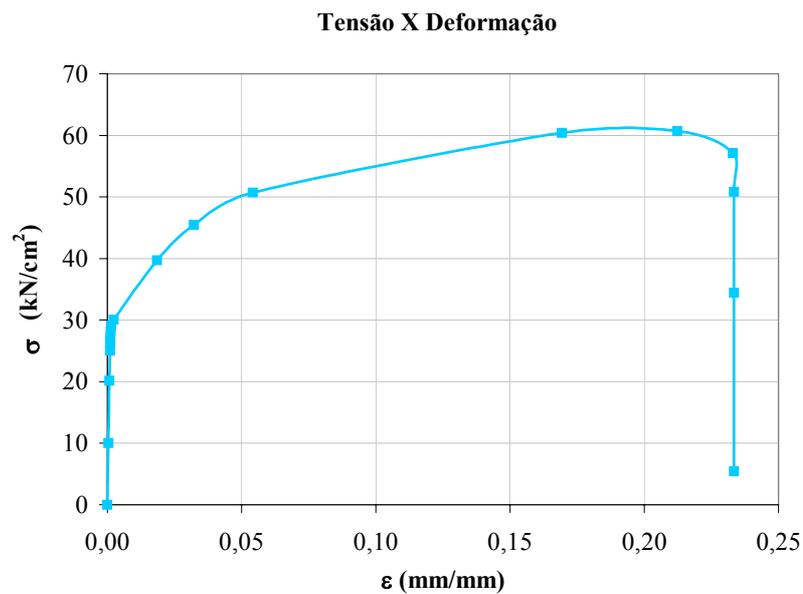


Figura 7.27 - Curva σ x ε das chapas dos perfis dos modelos CTA-C e CTM-C

Os pontos do diagrama tensão x deformação fornecidos ao material associado à armadura também foram tirados diretamente da planilha gerada no ensaio de caracterização do aço da armadura.

Tabela 7.5 – Características do aço da armadura do modelo CTM-C

		<i>Armadura</i>	
<i>Trecho</i>	<i>elástico</i>	$E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$	
		$\nu = 0,3$	
<i>Trecho</i>	<i>inelástico</i>	$\sigma \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	ϵ
		42,0	0,002
		56,0	0,003
		67,0	0,060
		5,0	0,075

7.5.3 Parafusos

Conjuntos parafuso-porca foram ensaiados a tração. O comportamento força x deslocamento obtido nestes ensaios pode ser visto na Figura 7.28.

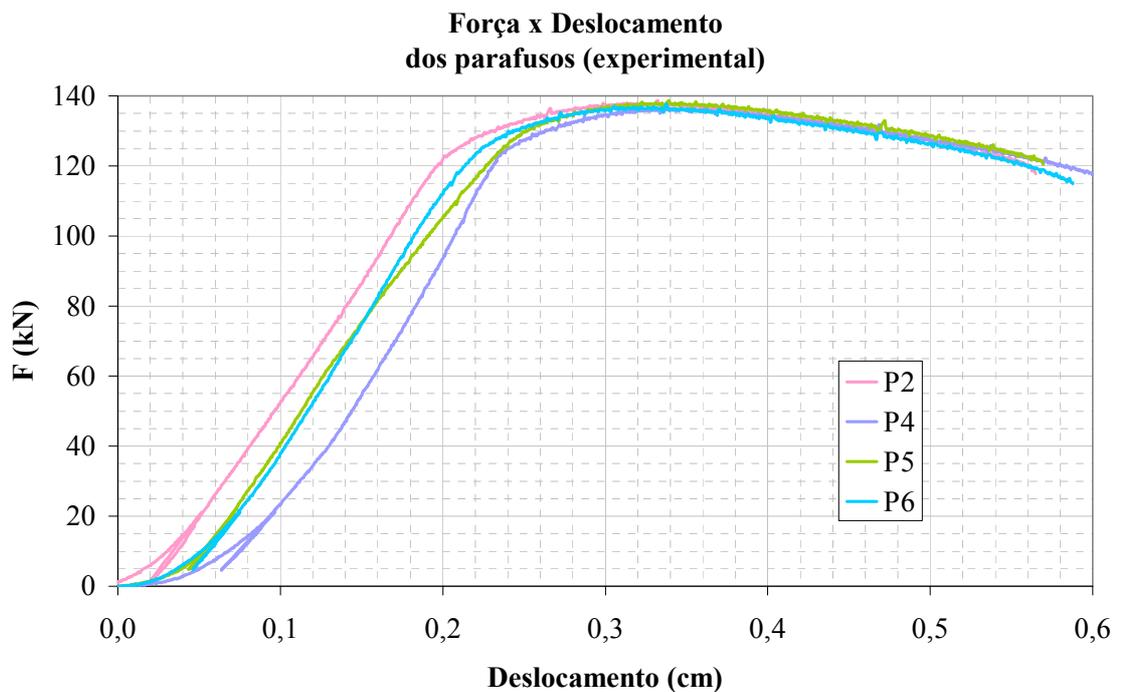


Figura 7.28 – Comportamento Força x deslocamento axial dos parafusos

No modelo experimental os parafusos receberam uma protensão da ordem de 85 kN na fase de montagem. Portanto, até que a força no parafuso atinja 85 kN não haverá abertura relativa entre os nós que definem a mola. Portanto, a curva força x deslocamento deve ser “corrigida” conforme o gráfico da Figura 7.29.

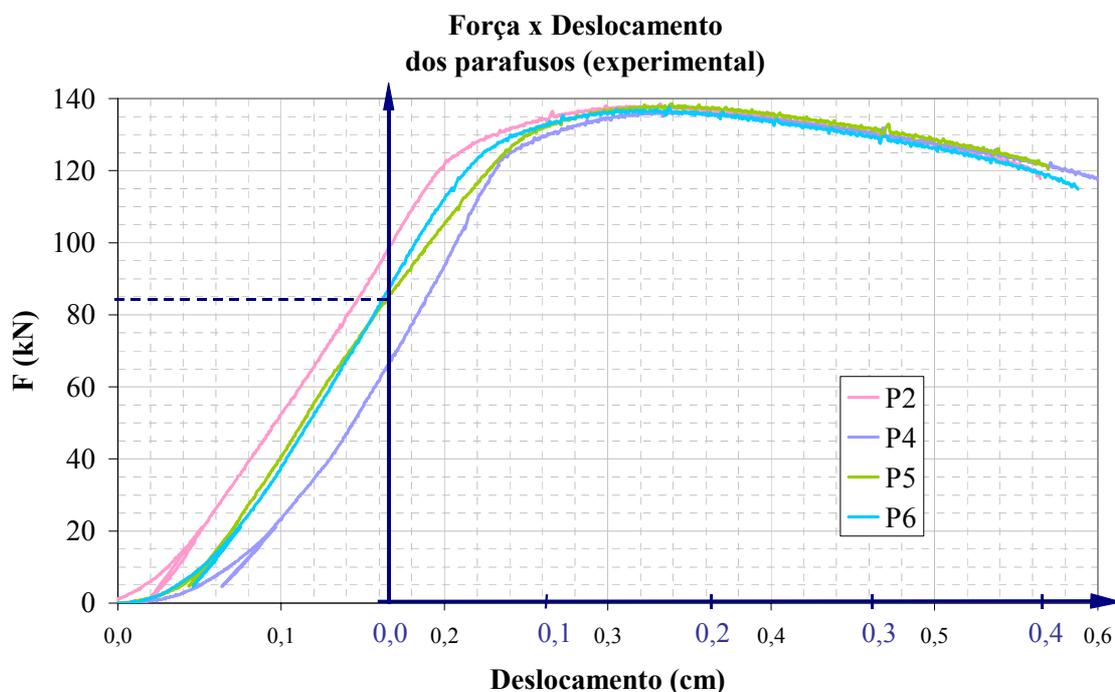


Figura 7.29 – Correção do comportamento força x deslocamento axial dos parafusos para consideração da protensão

7.5.4 Carregamento

As etapas de carregamento dos modelos CTA-C e CTM-C estão apresentadas na Tabela 7.6. Experimentalmente, o modelo CTA-C atingiu 86 kN e o modelo CTM-C atingiu 180 kN .

Tabela 7.6 – Etapas de carregamento dos modelos CTA-C e CTM-C

CTA-C		CTM-C	
<i>Força final = 150 kN</i>		<i>Força final = 200 kN</i>	
<i>1ª etapa</i>	<i>2ª etapa</i>	<i>1ª etapa</i>	<i>2ª etapa</i>
<i>0 – 60 kN</i>	<i>60 – 150 kN</i>	<i>0 – 100 kN</i>	<i>100 – 200 kN</i>
<i>Passos</i>	<i>6 kN</i> <i>5 kN (máximo)</i> <i>0,01 kN (mínimo)</i>	<i>10 kN</i> <i>5 kN (máximo)</i> <i>0,01 kN (mínimo)</i>	

7.5.5 Resultados

Os modelos numéricos desenvolvidos para análise de ligações com chapa de topo estendida apresentaram bons resultados quando comparados com os resultados obtidos experimentalmente.

A Figura 7.30 apresenta as curvas $M-\phi$ do modelo CTA-C. Os resultados obtidos foram bastante satisfatórios para rigidez inicial, momento resistente e capacidade rotacional.

O fato de terem sido obtidos resultados melhores para o modelo CTA-C, em relação ao modelo em aço de Ahmed *et al.* (1995), SJS1, pode estar relacionado ao fato de o comportamento do modelo em aço (tanto o SJS1, quanto o CTA-C) nos estágios iniciais do carregamento ser governado, principalmente, pelos parafusos. Como no modelo SJS1 o comportamento da mola foi obtido de um gráfico fornecido por Ahmed *et al.* (1995), pode ter havido imprecisões difíceis de serem identificadas. No modelo CTA-C o comportamento do parafuso foi obtido experimentalmente.

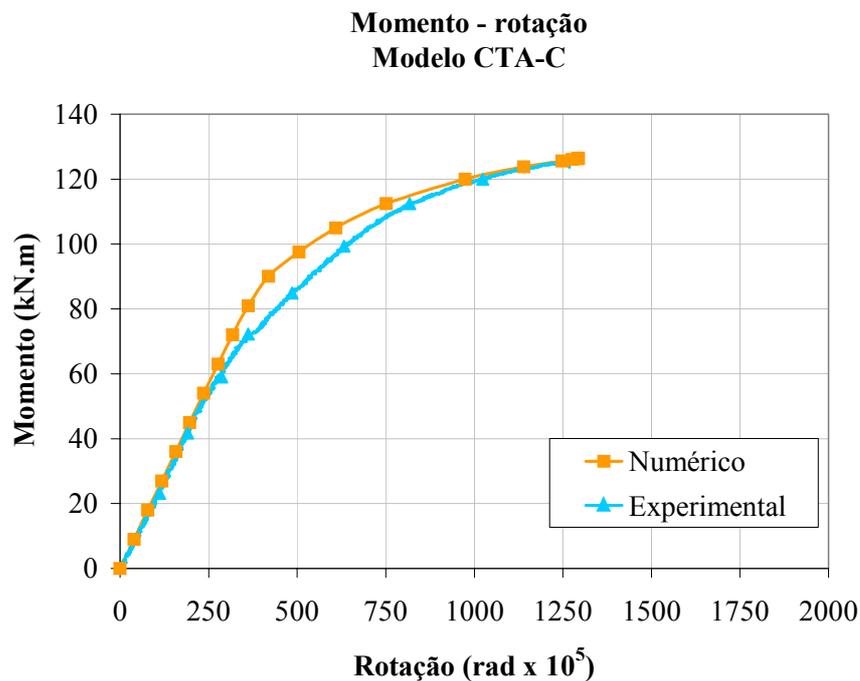


Figura 7.30 – Curva momento-rotação do modelo CTA-C

A Figura 7.31 apresenta as tensões na direção x do modelo CTA-C, onde é possível observar, à uma certa distância da ligação, a distribuição uniforme das tensões ao longo da altura da viga. Também fica evidente que não se desenvolvem

valores elevados de tensão na alma do pilar, na altura da mesa inferior da viga, como no modelo SJS1, devido à presença do enrijecedor.

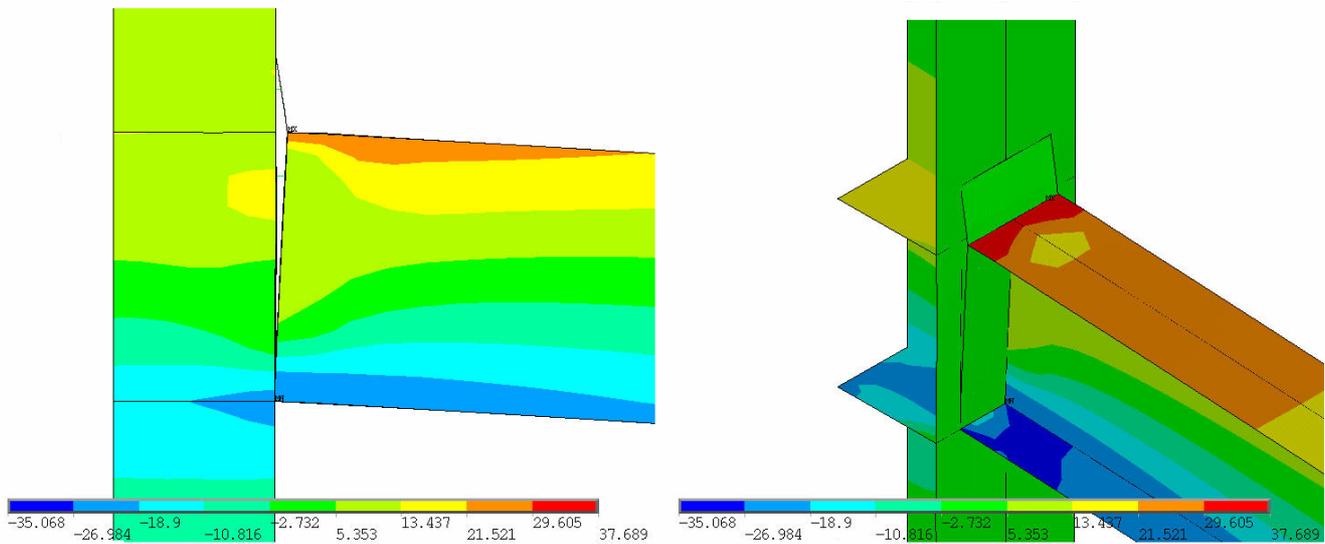


Figura 7.31 – Tensões σ_x na região da ligação do modelo CTA-C

A Figura 7.32 indica que as tensões equivalentes de von Mises não atingiram seu valor último (Tabela 7.4).

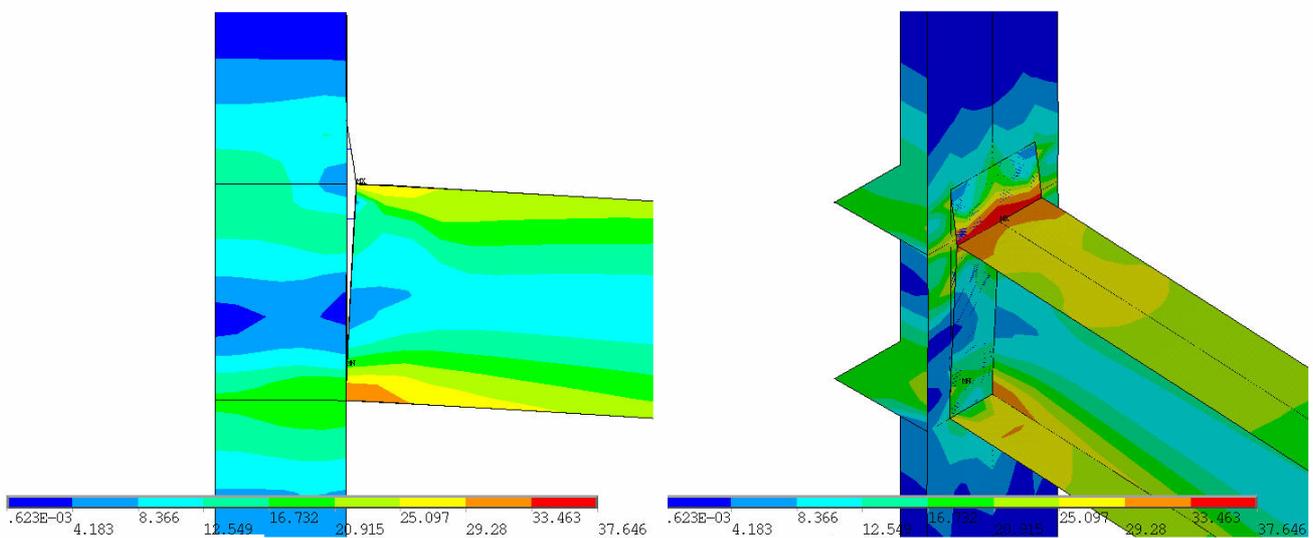


Figura 7.32 – Tensões equivalentes de von Mises na região da ligação do modelo CTA-C

Em contrapartida, os parafusos solicitados à tração atingiram sua resistência ($\approx 140kN$), conforme pode ser visto na Figura 7.33. Isto indica que o processamento do modelo CTA-C foi interrompido por incapacidade das molas referentes a estes

parafusos de suportar mais força. É importante ressaltar que o modelo experimental teve sua resistência última associada à falha nos parafusos.

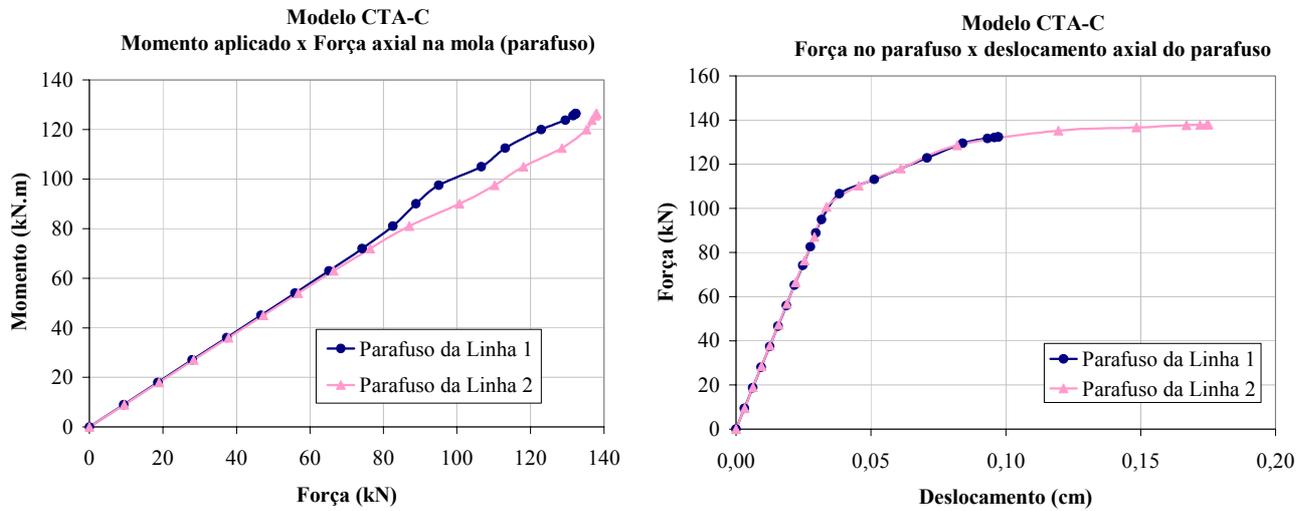


Figura 7.33 - Comportamento dos parafusos no modelo CTA-C

A Figura 7.34 apresenta as curvas $M-\phi$ numérica e experimental do modelo CTM-C. Os resultados também foram satisfatórios, com a ressalva de o modelo numérico não ter conseguido representar a curva adequadamente no trecho inelástico. O processamento parou quando o carregamento atingiu 175 kN , valor apenas 3% menor que o valor experimental (180 kN).

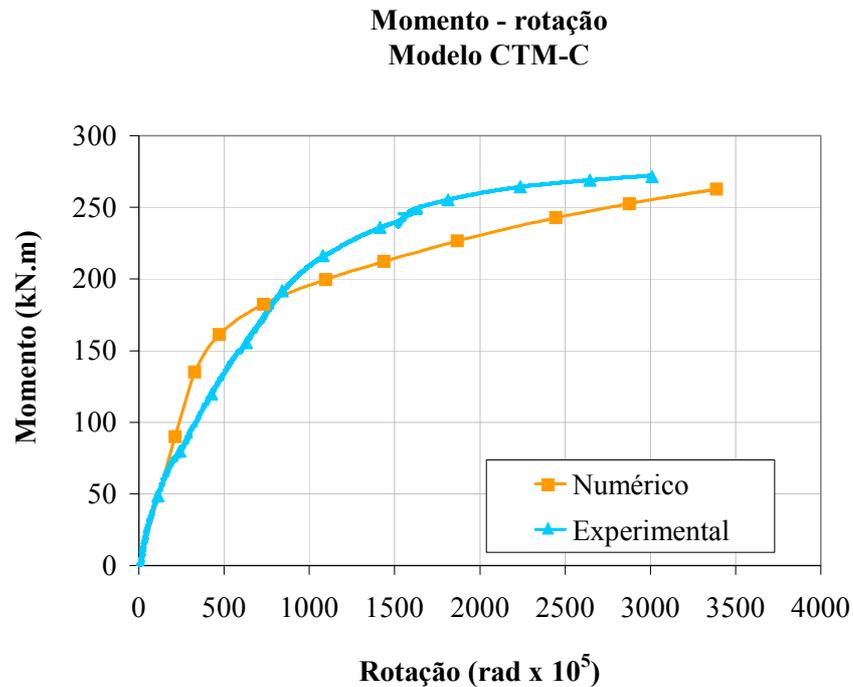


Figura 7.34 – Curva momento-rotação do modelo CTM-C

A Figura 7.35 apresenta as tensões na direção x do modelo CTM-C. Pode-se observar que já não há a mesma linearidade na distribuição das tensões ao longo da altura da viga observada no modelo CTA-C.

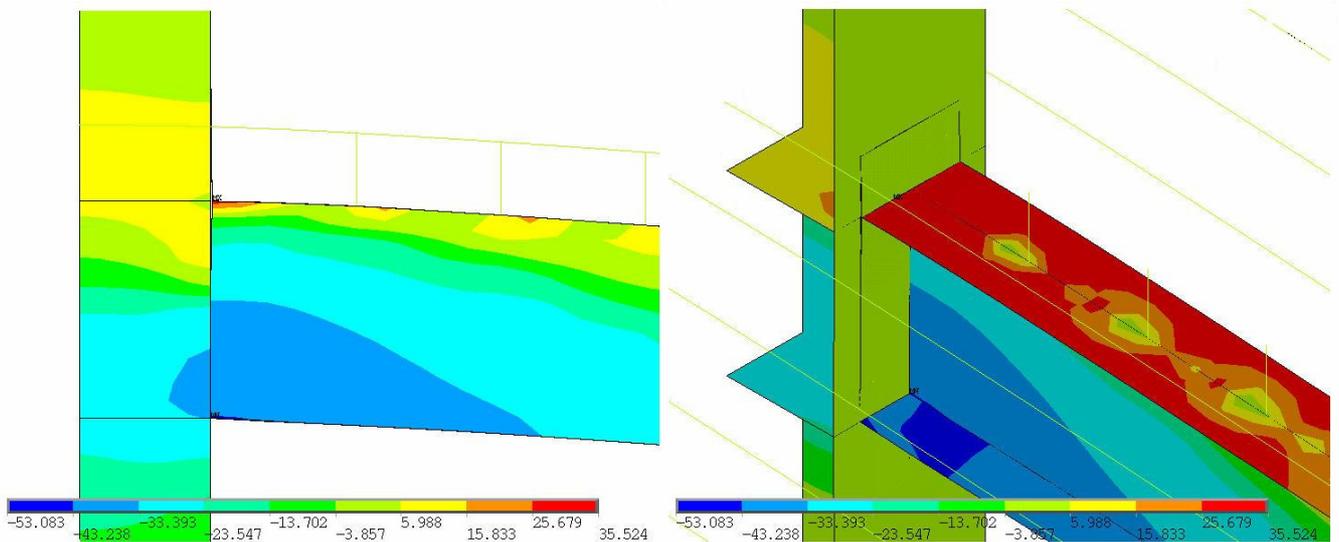


Figura 7.35 – Tensões σ_x na região da ligação do modelo CTM-C

A análise das tensões de von Mises (Figura 7.36), juntamente com o gráfico da Figura 7.27, indica que ocorreram deformações plásticas em alguns pontos da viga.

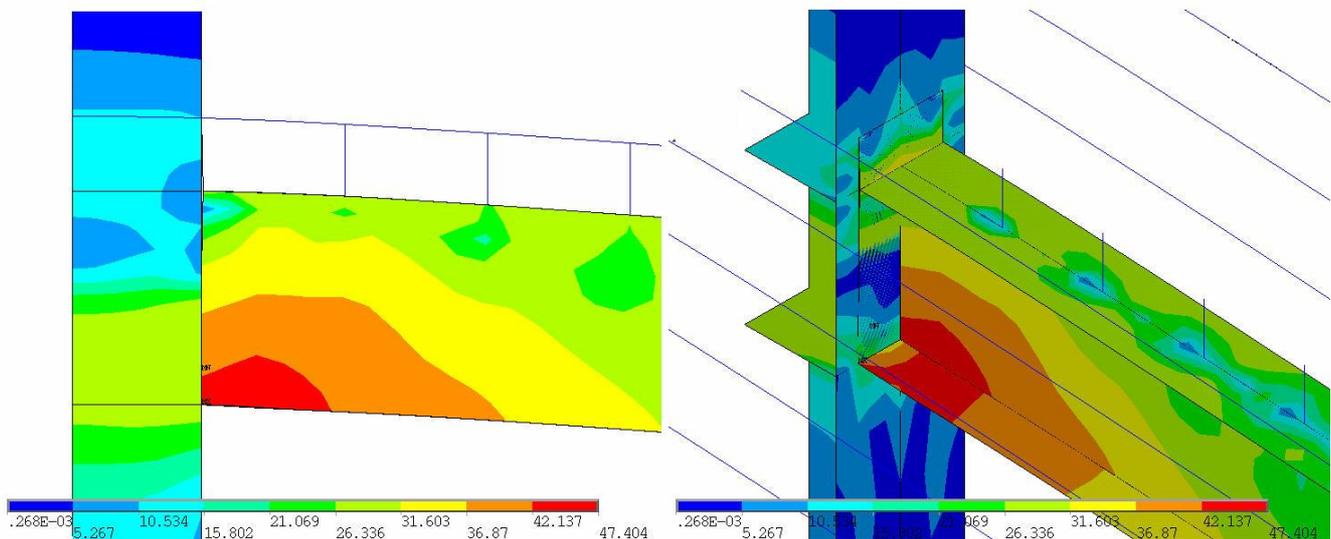


Figura 7.36 – Tensões equivalentes de von Mises na região da ligação do modelo CTM-C

Os gráficos da Figura 7.37 mostram que os parafusos não atingiram sua capacidade máxima.

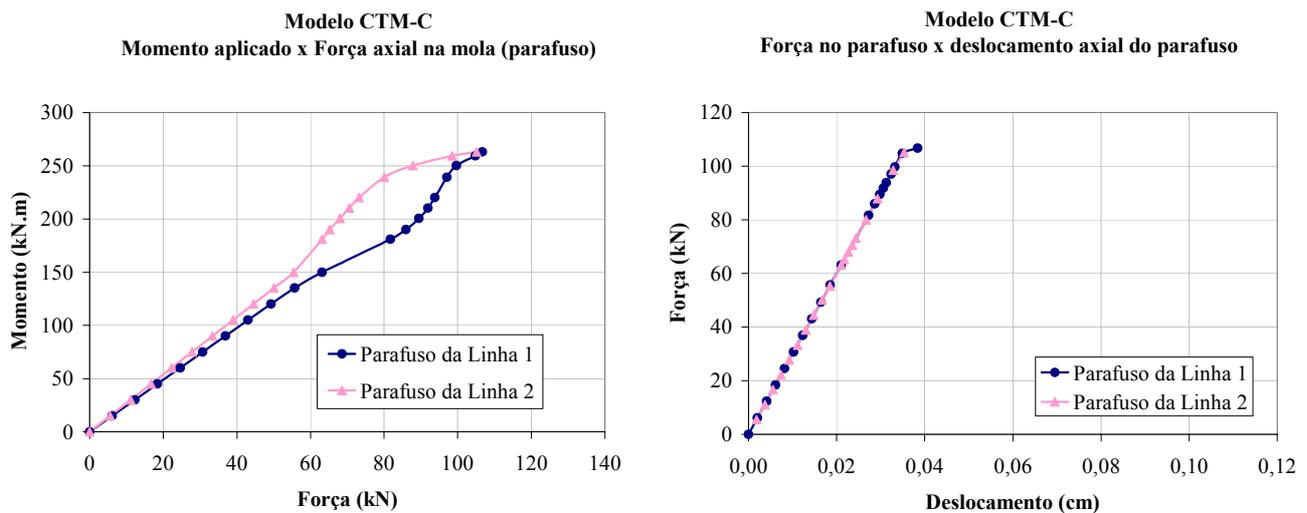


Figura 7.37 Comportamento dos parafusos do modelo CTM-C

A tensões nas barras da armadura (Figura 7.38) atingiram o valor de início de escoamento, conforme observado experimentalmente.

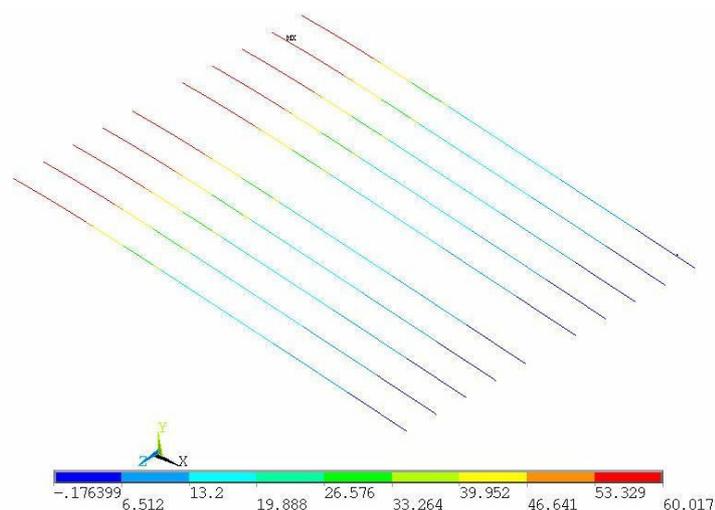


Figura 7.38 – Tensões nas barras da armadura do modelo CTM-C

7.6 COMENTÁRIOS FINAIS SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA

Os modelos desenvolvidos apresentaram resultados satisfatórios considerando-se o objetivo ao qual haviam sido propostos. Os modelos conseguiram fornecer curvas momento-rotação com uma boa aproximação em relação aos resultados experimentais. Os modelos numéricos também foram capazes de reproduzir o modo de falha dos modelos experimentais.

As simplificações adotadas não comprometeram os resultados finais e proporcionaram facilidade na construção do modelo, além de economia no tempo de processamento.

8. CONCLUSÕES

O objetivo geral do trabalho era o estudo do comportamento das ligações mistas a partir de análise teórica e experimental. Tendo em vista que se trata do primeiro trabalho em ligações mistas no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP e a disponibilidade limitada de recursos, o trabalho se concentrou na aquisição de informações gerais sobre as ligações mistas, tanto no estudo teórico como no experimental, de forma que pudesse ser base para futuros trabalhos mais detalhados e específicos.

Neste contexto, o programa experimental foi elaborado com caráter exploratório, visando estabelecer um esquema de ensaio adequado para análise de ligações mistas, tanto em modelos cruciformes (ligações internas) como em modelos que representam ligações de canto (modelos em T). Com a quantidade limitada de modelos também seria possível definir parâmetros para análise das ligações.

A partir dos experimentos realizados pode-se concluir, em relação ao esquema de ensaio adotado que:

1. O esquema de ensaio adotado para modelos cruciformes mostrou-se eficiente para análise do comportamento de ligações mistas submetidos a carregamentos balanceados;
2. O modelo em T misto não se mostrou adequado por não ter sido possível estender o ensaio até que algum modo de falha fosse atingido. No modelo T em aço foi possível fazer o carregamento da viga até que a falha ocorresse nos parafusos superiores. Uma alternativa ao esquema de ensaio adotado seria a montagem de um travamento diagonal a partir da extremidade superior do pilar até a laje de reação;
3. No ensaio das ligações em aço foi possível verificar a importância do controle adequado de protensão a partir da comparação com os resultados fornecidos por Ribeiro (1998);

Em relação ao estudo dos parâmetros que podem ser úteis na análise das ligações mistas pôde-se concluir que:

1. A rotação da chapa de topo é um parâmetro útil de comparação entre modelos, porém não pode ser tomada como a rotação da ligação;

2. A rotação da viga pode ser avaliada experimentalmente a partir da leitura de inclinômetros ou transdutores posicionados ao longo da viga. Nos modelos em aço, estes valores são muito próximos. Nos modelos mistos os valores obtidos pelo inclinômetro são menores que os obtidos pelos transdutores;
3. Segundo o critério de classificação de ligações do Eurocode 3, a ligação em aço estudada (com chapa de topo estendida de 22,4 mm de espessura) é considerada semi-rígida e de resistência total. A mesma ligação na presença da laje (modelos mistos) apresenta a mesma classificação. É importante ressaltar que os cálculos foram feitos assumindo vãos fictícios e que em outras condições, a mesma ligação poderia apresentar classificação diferente;

Foi proposto um modelo analítico para cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo estendida. Trata-se de uma adaptação do modelo de Li *et al.* (1996b). Em relação a esta etapa teórica do trabalho, pôde-se concluir que:

1. O modelo tem um embasamento consistente, uma vez que é fundamentado no Método dos Componentes que já está consolidado como método de cálculo de ligações em aço;
2. Os resultados obtidos são conservadores quando comparados com os valores experimentais. O modelo deve ser aferido para outros detalhes de ligação, inclusive com espessuras de chapas menores;
3. Todas as expressões para verificação da posição da linha neutra e cálculo do momento resistente são fornecidas de maneira sistematizada e podem ser facilmente programadas.

A outra etapa teórica do estudo compreendeu a criação de um modelo numérico utilizando o programa Ansys. O objetivo desta análise numérica era desenvolver um modelo simplificado, com baixo custo computacional, que pudesse descrever o comportamento momento-rotação de ligações com chapa de topo estendida. Quanto ao modelo numérico desenvolvido, pode-se dizer que:

1. É adequada a modelagem de perfis de aço por elementos de casca em modelos que visam a análise do comportamento momento rotação de ligações em aço e mista;

2. A representação dos parafusos por elementos de mola é uma maneira eficiente de simplificação do modelo e capaz, inclusive, de considerar a protensão dos parafusos, quando for o caso;
3. Desprezar a contribuição do concreto e modelar apenas as barras da armadura por elementos de viga também é adequada para os casos estudados de ligação mista;

E por fim, os resultados obtidos neste trabalho permitiram iniciar discussões envolvendo as ligações mistas, desde o levantamento de parâmetros para análise experimental e numérica, até a utilização de diferentes modelos analíticos para cálculo do momento resistente, rigidez inicial e capacidade rotacional. Neste sentido, foram fornecidos subsídios importantes para o desenvolvimento de novas pesquisas que envolvam ligações mistas.

Entre as sugestões para trabalhos futuros, destacam-se:

1. Análise experimental envolvendo outros detalhes de ligação viga-pilar, como ligação com cantoneiras ou chapa de topo não estendida. Com disponibilidade de recursos poderia ser feita uma análise paramétrica do comportamento de ligações mistas. Entre os parâmetros a serem analisados sugere-se: taxa de armadura, a presença de vigas conectadas ao eixo de menor inércia do pilar, carregamento desbalanceados em modelos cruciformes, tipo de interação entre a laje e a viga de aço, tipo de laje;
2. Análise experimental em modelos T nos quais os deslocamentos horizontais na extremidade superior do pilar sejam impedidos. Uma alternativa seria a colocação de uma trave diagonal com uma extremidade ligada ao topo do pilar e a outra fixada à laje de reação, conforme esquema da Figura 8.1;

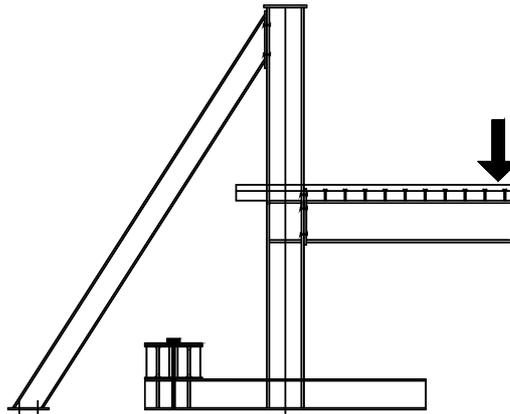


Figura 8.1 – Sugestão de esquema de ensaio em modelo T

3. Desenvolvimento de um modelo numérico detalhado para análise dos parâmetros que interferem no comportamento das ligações mistas. Poderia-se partir de um modelo já aferido para ligações com chapa de topo em aço, como o de Maggi (2004);
4. Aferição do modelo numérico simplificado desenvolvido no Ansys para outros detalhes de ligação;
5. Desenvolvimento de equações para determinação das forças nas linhas de parafusos de ligações com chapa de topo, como alternativa às expressões fornecidas pelo Eurocode 3;
6. Análise da influência do comportamento de ligações mistas no comportamento de pórticos;
7. Análise numérica de ligações mistas sob altas temperaturas (incêndio). Kirchof (2004) desenvolveu um modelo numérico, utilizando o programa Abaqus, para análise de vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

9.1 BIBLIOGRAFIA BÁSICA

AHMED, B.; LI, T.Q. & NETHERCOT, D.A. (1995). Modeling composite connection response. *Connections in Steel Structures III: Proceedings of the Third International Workshop*, Trento. p.259-268

AHMED, B. & NETHERCOT, D.A. (1996). Effect of high shear on moment capacity of composite cruciform endplate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, v.40, n.2, p.129-163.

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

ALTMANN, R.; MAQUOI, R. & JASPART, J-P. (1991). Experimental study of non-linear behaviour of beam-to-column composite joints. *Journal of Constructional Steel Research*, v.18, p.45-54.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (1989). *Steel construction manual*. 9th.ed. Chicago, USA.

ANDERSON, D. (1995). Eurocode 4 and design of composite joints. *Connections in Steel Structures III: Proceedings of the Third International Workshop*, Trento. p.223-235.

ANDERSON, D. & NAJAFI, A.A. (1991). Semi-continuous composite frames in Eurocode 4. *Connections in Steel Structures II: Proceedings of the Second International Workshop*, Pennsylvania. p.142-151.

ANDERSON, D. & NAJAFI, A.A. (1994). Performance of composite connections: major axis end plate joints. *Journal of Constructional Steel Research*, v.31, p.31-57.

ARIBERT, J-M. (1995). Influence of slip of the shear connection on composite joint behaviour. *Connections in Steel Structures III: Proceedings of the Third International Workshop*, Trento. p.11-22

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800 (1986). *Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323 (1999). *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento*. Rio de Janeiro.

BENUSSI, F.; NETHERCOT, D.A. & ZANDONINI, R. (1995). Experimental behaviour of semi-rigid connections in frames. *Connections in Steel Structures III: Proceedings of the Third International Workshop*, Trento. p.57-66

- BENUSSI, F.; BERNUZZI, C.; NOÈ, S. & ZANDONINI, R. (1996). Experimental analysis of semi-rigid composite frames. In: Proceedings of the IABSE Colloquium: *Semi-rigid structural connections*, Istanbul. p. 105-114.
- BERNUZZI, C.; LEON, R.T. & NOÈ, S. Influence of the joint modelling on the response of steel-concrete composite frames.
- BERNUZZI, C.; CHEN, S.L. & ZANDONINI, R. (1997). Modelling the nodal zone behaviour in a composite frame. In: Proceedings of the IABSE International Conference: *Composite Construction - Conventional and Innovative*, Innsbruck, setembro.
- BERNUZZI, C.; NOÈ, & ZANDONINI, R. (1991). Semi-rigid composite joints: experimental studies. *Connections in Steel Structures II: Proceedings of the Second International Workshop*, Pennsylvania. p.189-200.
- BERNUZZI, C. & ZANDONINI, R. (1996). Slim Floor Steel-Concrete Composite Systems. In: *Conference on Composite Structures III*, Irsee, junho, p. 486-499.
- BROWN, N.D. & ANDERSON, D. (2001). Structural properties of composite major axis end plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, v.57, p.327-349.
- COST C1 (1996). *Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings*. Bruxelas, Luxemburgo.
- DE NARDIN, S. (1999). *Contribuição ao cálculo de pilares mistos preenchidos*. São Carlos. Dissertação (Mestrado). 195p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ECO, U. (1983). *Como se faz uma tese*. 2ª ed. São Paulo, Editora Perspectiva.
- EUROCODE 3 (2000). prEN 1993-1-8: 20xx. *Design of steel structures – Part1-8: Design of joints*. European Committee for Standardization, Bruxelas (*Draft preliminar*)
- EUROCODE 4 (2002). prEN 1994-1-1 *Design of composite steel and concrete structures – Part1-1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Bruxelas (*Draft final*).
- FIGUEIREDO, L.M.B. (1998) *Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto*. São Carlos. Dissertação (Mestrado). 143p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- GOMES, F. (2002). The EC3 classification of joints and alternative proposals. *Eurosteel 2002*, p. 987-996.
- GRIFFIS, L.G. (1996). Composite construction III Conference - Design session overview. *Building at last: Proceedings of structures congress*. p. 368-372.
- KATTNER, M. & CRISINEL, M. (2000). Finite element modelling of semi-rigid composite joints. *Computers & Structures*, v.78, p. 341-353.

KEMP, A.R. & NETHERCOT, D.A. (2001). Required and available rotations in continuous composite beams with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, v.57, p.375-400.

KENNEDY, D.J.L. (1996). Research at composite construction III Conference. Building at last: *Proceedings of structures congress*. p. 363-367.

KIRCHHOF, L.D. (2004). *Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio*. São Carlos. Dissertação (Mestrado). 143p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LEE, S.-J. & LU, L.-W. (1991). Cyclic load analysis of composite connection subassemblages. Connections in Steel Structures II: *Proceedings of the Second International Workshop*, Pennsylvania. p.209-216.

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

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

LIEW, J.Y.R.; TEO, T.H.; SHANMUGAM, N.E. & YU, C.H. (2000). Testing of steel-concrete composite connections and appraisal of results. *Journal of Constructional Steel Research*, v.56, p.117-150.

LI, T.Q.; MOORE, D.B.; NETHERCOT, D.A. & CHOO, B.S. (1996a). The experimental behaviour of full-scale, semi-rigidly connected composite frame: detailed appraisal. *Journal of Constructional Steel Research*, v.39, n.3, p.193-220.

LI, T.Q.; MOORE, D.B.; NETHERCOT, D.A. & CHOO, B.S. (1996b). The experimental behaviour of full-scale, semi-rigidly connected composite frame: overall considerations. *Journal of Constructional Steel Research*, v.39, n.3, p.167-191.

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

LI, T.Q.; NETHERCOT, D.A. & CHOO, B.S. (1996b). Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/ moment ratios – II. Prediction of Moment Capacity. *Journal of Constructional Steel Research*, v.38, n.2, p.165-198

LI, T.Q.; NETHERCOT, D.A. & LAWSON, R.M. (2000). Required rotation of composite connections. *Journal of Constructional Steel Research*, v.56, p.151-173.

MAGGI, Y.I. (2000). *Análise numérica, via MEF, do comportamento de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo*. São Carlos. Dissertação (Mestrado). 195p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MAGGI, Y.I. (2004). *Análise do Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas Viga-Pilar com Chapa de Topo Estendida*. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

NETHERCOT, D.A., (1991). Tests on composite connections. *Connections in Steel Structures II: Proceedings of the Second International Workshop*, Pennsylvania. p.177-188.

NETHERCOT, D.A. (1995). Design of composite connections. *Structural Engineer*, v. 73, n.13, p.218-219.

NETHERCOT, D.A. (1995). Requirements and capabilities for composite connections in non-sway frames. *Connections in Steel Structures III: Proceedings of the Third International Workshop*, Trento. p.473-482

NETHERCOT, D.A. & ZANDONINI, R. (1994). Recent studies on the behavior of semi-rigid connections. *Structures congress XII: Proceedings of paper presented at the Structures congress '94*, Atlanta. p.1143-1148.

PRELORENTZOU, P.A. (1991). *Um estudo sobre ligações viga-coluna em estruturas de aço*. São Carlos. Dissertação (Mestrado). 221p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

QUEIROZ, G. & ALVES, V.C.G. (1999). Utilização de ligações mistas em estruturas de edifícios. II Seminário Internacional "O uso de estruturas metálicas na construção civil." 9 a 12 de novembro.

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." 12 a 15 de setembro.

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.

REN, P. & CRISINEL, M. (1995). Prediction method for moment-rotation behaviour of composite beam to steel column connection. *Connections in Steel Structures III: Proceedings of the Third International Workshop*, Trento. p.33-46

RIBEIRO, L.F.L. (1998). *Estudo do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo: análise teórico-experimental*. São Carlos. Tese (Doutorado). 524p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ROMANO, V. P. (2001). Dimensionamento de Ligações Viga-Coluna com Chapa de Topo: Modelo do Eurocode 3. Ouro Preto. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto.

SIMÕES, R.A.D.; SILVA, L.A.P.S. & CRUZ, P.J.S. (1999). Análise experimental de ligações mistas viga pilar. Encontro nacional de construção metálica e mista. Coimbra, 18 e 19 de novembro. p. 607-620.

SHANMUGAM, N.E.; YU, C.H.; RICHARD LIEW, J.Y.; TEO, T.H. (1998). Modelling of steel-concrete composite joints. *Journal of Constructional Steel Research*, v.46, n.1-3, Paper n.138.

TSCHEMMERNEGG, F. (1991). The non-linear behaviour of composite joints. Connections in Steel Structures II: *Proceedings of the Second International Workshop*, Pennsylvania. p.201-208.

TRISTÃO, G.A.; FIGUEIREDO, L.M.B & GONÇALVES, R.M (2003). Análise teórica e experimental do comportamento de ligações de aço e mista com chapa de topo estendida. A ser publicado.

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

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

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

ZANDONINI, R.; ZANON, (1992). Semi-rigid joint action in composite frames: numerical analysis and design criteria. *Composite construction in steel and concrete II: Proceedings of an engineering foundation conference*. p.397-342.

ZANDONINI, R.; BERNUZZI, C. & PARDATSCHER, W. (1997). A study on the semi-continuity in slim-floor steel-concrete composite systems. XVI Congresso C.T.A., Collegio dei Tecnici dell'Acciaio, Giornate Italiane della costruzione in acciaio. Ancona, 2-5 outubro.

9.2 BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

AHMED, B.; NETHERCOT, D.A. (1995) Numerical Modelling of composite flush end-plate connections. *Journal of Singapore Structural Steel Society*, 6 (1), p.87-102.

ARIBERT & LACHAL (1992). Experimental investigation of composite connections in global interpretation. Proceedings of COST C1 Conference on semi-rigid joints, Strasburg, France, p.158-169