

# ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FALHAS EM LIGAÇÕES DE ESTRUTURAS DE AÇO APORTICADAS

**Felipe Barreto Campelo Cruz**  
**Hamilton Ferreira Gomes de Abreu**  
**Enio Pontes de Deus**

Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Mecânica, 60455-760, Fortaleza, CE, Brasil. E-mail: [epontes@dem.ufc.br](mailto:epontes@dem.ufc.br)

## Resumo

As estruturas de aço apresentam uma diversidade de configurações, meios e dispositivos de ligação. É praticamente impossível obter-se um engastamento perfeito entre vigas e pilares, observando-se que as ligações induzem efeitos locais e imperfeições capazes de induzir um comportamento global não-linear das estruturas, além de proporcionar uma rigidez parcial das ligações. A falha de elementos mecânicos é um processo que pode assumir distintas formas, dependendo, por exemplo, do tipo de aplicação, do material e das condições ambientais. Neste trabalho, apresenta-se um estudo de falhas nas ligações viga-coluna de aço e um código de cálculo LVC (Ligação Viga- Coluna), considerando resultados experimentais elaborados para determinação e classificação de ligações, sendo também apresentados os resultados obtidos.

Palavras-chave: Estruturas de Aço, Ligações de Aço, Falhas Estruturais.

## 1. INTRODUÇÃO

Uma análise estrutural convencional considera um conjunto de elementos interligados e durante muito tempo considerou-se as ligações como pontos nodais. Os comportamentos dessas ligações eram idealizados como nós rígidos ou rotulados, relacionados com as rotações relativas e com a transmissão do momento fletor entre os elementos.

Os nós considerados rígidos eram aqueles que permitiam uma perfeita continuidade rotacional, onde o ângulo formado pelos elementos estruturais interligados permaneciam o mesmo após o carregamento da estrutura e permitiam a total transmissão do momento fletor.

Para o caso das ligações rotuladas era determinado que não deveria ocorrer continuidade rotacional entre os elementos e, portanto, não deveria ocorrer transmissão do momento fletor.

Através de vários estudos e pesquisas verificou-se que esta abordagem era inadequada, uma vez que vários fatores influenciam no comportamento das ligações de uma estrutura, qualquer que seja o sistema estrutural ou materiais utilizados. As estruturas de aço apresentam uma diversidade de configurações, meios e dispositivos de ligação.

Atualmente, considera-se nas etapas de análise e no dimensionamento estrutural que as ligações apresentem um comportamento semi-rígido, o que permite a aplicação de modelos mais aproximados do comportamento de uma estrutura.

Um outro aspecto a ser considerado é a falha nessas ligações. Os problemas relacionados à fratura em estruturas de um modo geral preocupam os projetistas desde à antiguidade. Apesar das obras do antigo Egito e dos Césares Romanos serem testemunhas da capacidade dos engenheiros e arquitetos daquela época, com certeza muitos outros projetos tiveram menos sucesso e resistiram muito menos tempo (Deus, 1997).

A falha de elementos mecânicos é um processo que pode assumir distintas formas, dependendo, por exemplo, do tipo de aplicação, do material e das condições ambientais. De modo geral, uma falha pode ser definida como a ausência de capacidade do elemento quando se trata em corresponder à demanda que lhe é exigida, ou melhor, a capacidade é inferior a demanda.

Um ponto inicial para realização de um projeto estrutural deve ser o estabelecimento dos critérios quanto a definição dos diferentes tipos de carregamentos que podem ocorrer, assim como a definição dos níveis admissíveis de solicitação para o material. O tempo de utilização da estrutura pode afetar a falha de elementos caracterizada por algum tipo de envelhecimento ou desgaste do material.

Pode-se dizer que as ligações são a origem de descontinuidades geométricas e mecânicas que devem ser observadas e tratadas com cuidado, onde o seu comportamento deve ser analisado da forma mais precisa possível. Um estudo minucioso do seu comportamento estrutural é de grande importância e pode conduzir a uma grande economia final.

## 2. CONSIDERAÇÕES GERAIS E CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

No dimensionamento de uma estrutura metálica considera-se uma idealização do comportamento das ligações, situando-as em duas classes extremas: ligações rígidas (ou engastadas) e ligações flexíveis (ou rotuladas). Entretanto, uma vez que vários fatores influenciam o comportamento das ligações, surge um tipo intermediário: ligações semi-rígidas (Ribeiro, 1998).

As ligações flexíveis são aquelas nas quais as rotações relativas entre os elementos conectados não são restringidas ou admitem uma restrição no máximo igual a 20% da rotação relativa teórica, verificada sobre condição de rótula ideal. As ligações rígidas são aquelas nas quais é garantida a continuidade da estrutura, onde as rotações relativas são totalmente restringidas, ou admitem restrição no mínimo igual a 90% da rotação teórica, verificada sob condição de rótula ideal.

As ligações semi-rígidas serão, portanto, aquelas correspondentes às ligações cujo comportamento situa-se entre os limites estabelecidos pelos tipos anteriores.

É difícil, porém, avaliar o quanto uma ligação é rígida ou flexível, o que nos conduz a adotar, na prática, concepções estruturais simplificadas como forma de viabilizar a análise estrutural.

Os parâmetros que mais influenciam na execução de uma ligação são: tipo de ligação, configuração geométrica, grau de padronização, tipo de junta e dimensão das soldas, ajuste de furos e soldas de campo.

Outro fator importante para o avanço das pesquisas sobre o comportamento das ligações foi o desenvolvimento verificado na área da computação. O engenheiro estrutural quase nunca dispõe da possibilidade de testar as ligações que pretende adotar em uma determinada estrutura. Portanto, criou-se métodos de análise mais eficientes capazes de representar e prever o comportamento das ligações com maior precisão, sendo estes calibrados através de testes de laboratório.

A observação de trabalhos experimentais torna evidente que o comportamento momento-rotação ( $M - \theta$ ) das ligações é predominantemente não-linear, podendo contribuir de forma significativa para o comportamento global da estrutura, incluindo limites de resistência e considerações de deslocamento. A rigidez de uma ligação em determinado ponto é dada pela diferencial da curva  $M - \theta$  naquele ponto.

Considerando-se as ligações teoricamente rígidas, o momento nos apoios de uma viga será dado por:

$$M_f = \frac{ql^2}{12} \quad (1)$$

Porém, considerando-se que a ligação não se comporta como perfeitamente rígida, a redução do momento fletor na ligação será dada por:

$$M_\theta = \frac{4EI\theta}{L} - \frac{2EI\theta}{L} = \frac{2EI\theta}{L} \quad (2)$$

Portanto, o momento real nos apoios será obtido através da soma algébrica dos dois valores, obtendo-se:

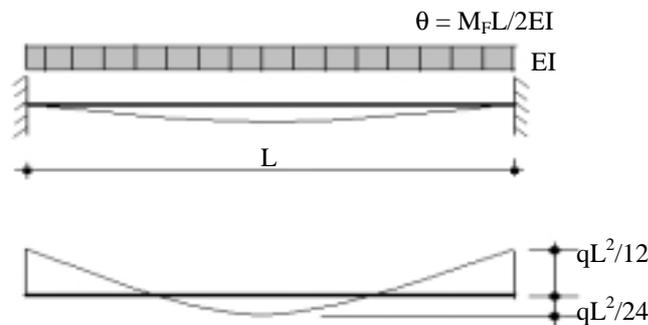
$$M = M_f - M_\theta = \frac{qL^2}{12} - \frac{2EI\theta}{L} \quad (3)$$

Assim, para uma ligação teoricamente rígida, tem-se  $\theta = 0$  e  $M = qL^2/12$ , enquanto para uma ligação teoricamente flexível,  $M = 0$  e  $\theta = qL^3/24EI$ .

As propriedades estruturais relevantes são a resistência, a rigidez e a capacidade de deformação. A maioria das ligações típicas pertencem à terceira categoria (semi-rígidas).

## 2.1. Suportes Rígidos

Seja o caso de uma viga prismática conectada a duas colunas tão rígidas que a rotação nos apoios seja devido apenas à viga (veja Fig.1). Considerando apenas o comportamento elástico da viga, a adoção de ligações rígidas não seria conveniente, uma vez que o momento fletor nas extremidades seria o dobro do momento no meio do vão. Em outras palavras, as ligações deveriam ser capazes de transmitir, sem apresentar rotação significativa, um momento fletor superior ao que solicita a viga.



**Figura 1.** Diagrama de viga com apoio rígido.

Para ligações flexíveis, o momento fletor no meio do vão é o triplo do caso anterior e as ligações não transmitirão momento fletor, porém devem apresentar grande capacidade rotacional.

A utilização de qualquer ligação semi-rígida proporciona o desenvolvimento de momentos máximos, menores que os produzidos nas situações limite. Portanto, uma ligação ótima é aquela que proporciona rotações suficientes para equilibrar os momentos fletores no meio e nas extremidades da viga.

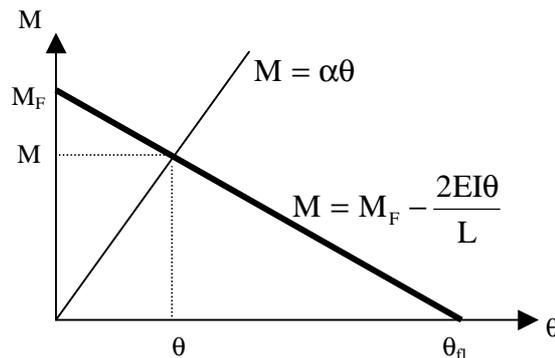
Uma aproximação para a situação representada anteriormente seria admitir que a relação momento-rotação fosse linear, ou seja:

$$M = \alpha\theta \quad (4)$$

onde  $\alpha$  é uma constante de proporcionalidade que representa a rigidez da ligação.

Para o caso de uma viga com carregamento uniformemente distribuído tem-se (Fig.2):

$$M = M_F - \frac{2EI\theta}{L} \quad (5)$$



**Figura 2.** Diagrama – Momento x Rotação.

onde  $M_F$  é o momento de engastamento perfeito  $M_F = qL^2/12$  e  $\theta_{\pi}$  representa a rotação para o caso de ligações flexíveis, sendo:

$$\theta_{\pi} = \frac{M_F L}{2EI} \quad (6)$$

Deste modo, o momento fletor nas extremidades da viga deverá satisfazer, simultaneamente, às equações (4) e (5), obtendo-se:

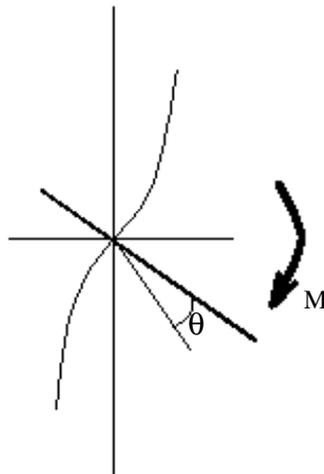
$$M = k M_F \quad (7)$$

onde:

$$k = \frac{\alpha L}{\alpha L + 2EI} \quad (8)$$

O parâmetro  $k$  representa a porcentagem do momento fletor de engastamento perfeito que a ligação é capaz de transferir, ou seja, representa o grau de rigidez da ligação (veja Fig. 3). A condição de igualdade entre os momentos nas extremidades e meio do vão da viga é obtida quando  $k$  for igual a 0,75. Portanto, quando  $k > 0,75$  o momento máximo deve ocorrer nas extremidades da viga; caso  $k < 0,75$  o momento máximo ocorre no meio do vão.

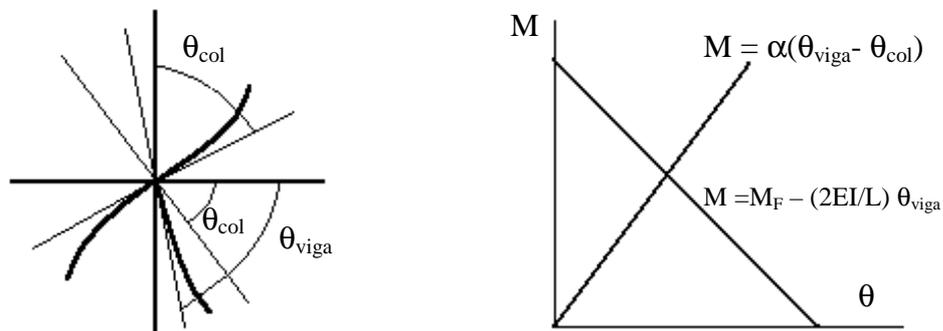
No Eurocode – 3 (1993), encontra-se as diversas representações do diagrama momento - rotação dependendo dos efeitos de rigidez das ligações.



**Figura 3.** Modelo representativo de ligação viga–coluna.

## 2.2. Suportes Flexíveis

Para o caso de apoios flexíveis considera-se o efeito das rotações relativas da linha elástica da viga e da coluna, ou seja (Fig. 4):

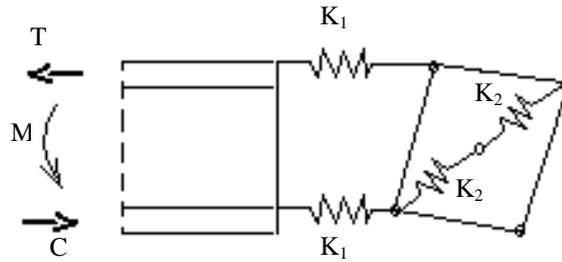


**Figura 4.** Rotação em suporte flexível para comportamento linear.

## 2.3. Caracterização das Falhas nas Ligações

Quando se considera o problema de falha estrutural pode ser feita uma associação com a perda de rigidez da seção danificada. Esta associação também pode estar relacionada com a perda de rigidez ( $K$ ) de uma mola capaz de idealizar o sistema desejado. Para a simulação do comportamento de uma ligação através de uma mola ou um sistema de molas tem-se situações complexas, principalmente quando se considera o comportamento não-linear. No presente estudo considera-se apenas o regime elástico para fins de dimensionamento estrutural.

A figura 5 apresenta o modelo proposto que consiste na adoção de molas para representar o comportamento da ligação, considerando-se a flexibilidade da união viga-coluna. As molas  $K_1$  representam a ação dos momentos transmitidos pela viga, enquanto as molas  $K_2$  representam o cisalhamento transmitido à alma da coluna.



**Figura 5.** Modelo de molas representando o comportamento da ligação.

O momento de plastificação resultante na ligação será dado por (Höb, 1994):

$$M = f_y A_e \cdot (h_v - t_v) \quad (9)$$

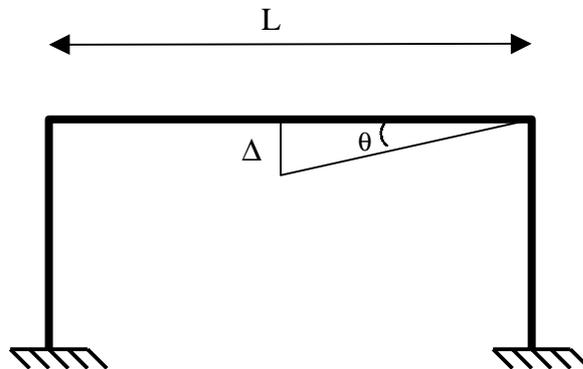
onde  $A_e$  é a área efetiva da ligação da viga à alma da coluna (regime elástico), considerando-se espraimento 1:1 da espessura da mesa da viga. A constante momento-rotação da mola  $K_1$  é obtida pela seguinte expressão:

$$K_1 = \left( 1 + \frac{A_{cis}}{A_e} \right) \frac{(h_v - t_v)^2}{2} c_E \quad (10)$$

sendo  $A_{cis}$  é a área de cisalhamento da seção considerada na coluna e  $c_E$  um coeficiente que depende do tipo de perfil utilizado. Para o caso de perfis laminados europeus  $c_E = 1200$  kN/mm.

### 3. RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados apresentados a seguir foram obtidos através do código de cálculo - **LVC** (Ligação Viga-Coluna) desenvolvido em Delphi no DEM (Depto. de Engenharia Mecânica – UFC), para determinação e classificação de ligações e tem como base os princípios apresentados anteriormente. A figura 6 apresenta um exemplo de pórtico plano utilizado nos casos gerais de dimensionamento de estruturas de aço. Portanto, para determinados valores de  $\theta$  é possível classificar o tipo de ligação. Os resultados obtidos com o programa LVC estão apresentados nas figuras 7, 8, 9 e 10.



**Figura 6.** Pórtico exemplo utilizado no programa LVC.

**Condição:**  $\Delta \leq \frac{L}{360}$

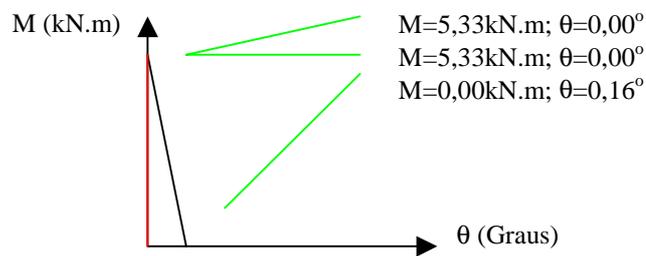
**Para L = 2m**

$\Delta \leq \frac{2}{360} = 0,0056\text{m}$

$\text{tg } \theta_1 = 0,0056 \Rightarrow \theta = 0,32^\circ$

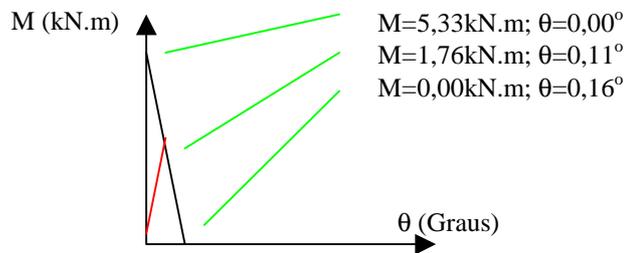
Considerando:  $\theta_1 = 0^\circ$ ;  $\theta_2 = 0,11^\circ$ ;  $\theta_3 = 0,16^\circ$ ;  $\theta_4 = 0,32^\circ$ .

Para  $\theta_1 \rightarrow M = 5,33\text{kN.m}$  - Ligação Rígida



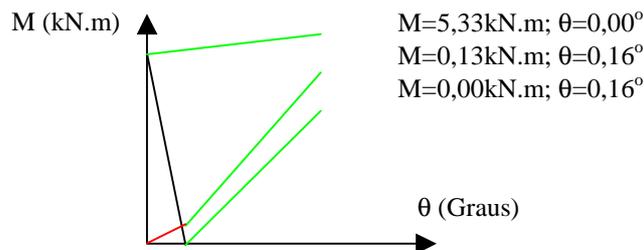
**Figura 7.** Valores de M para  $\theta = 0$ .

Para  $\theta_2 \rightarrow M = 1,76\text{kN.m}$  - Ligação Semi-Rígida



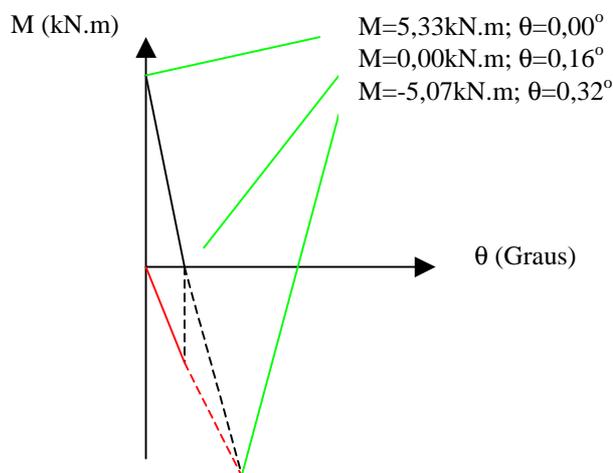
**Figura 8.** Valores de M para  $\theta = 0,11$ .

Para  $\theta_3 \rightarrow M = 0,13\text{kN.m}$  - Ligação Flexível



**Figura 9.** Valores de M para  $\theta = 0,16$ .

Para  $\theta_4 \rightarrow M = -5,07\text{kN.m}$  - **Análise fora do regime elástico**



**Figura 10.** Valores de M para  $\theta = 0,32$

#### 4. CONCLUSÃO

Inicialmente foram relacionadas as principais abordagens sobre o estudo do comportamento de ligações, considerando-se as recomendações de procedimentos para dimensionamento. Foram analisados os principais critérios com o objetivo de tornar claro para quem projeta que o tipo de ligação semi-rígida oferece uma situação mais real. Devido as hipóteses simplificadoras antes adotadas, os elementos de ligação eram dimensionados separadamente, a partir dos esforços de extremidade dos elementos estruturais. De uma forma geral, os resultados obtidos com o Programa LVC permitem um direcionamento para os projetistas de estruturas, fornecendo dados suficientes para escolha do tipo de ligação que o mesmo possa utilizar. Estes resultados são teóricos e obtidos segundo as recomendações anteriormente apresentadas neste trabalho para cada tipo de ligação.

#### 5. REFERÊNCIAS

- Gaylord, E.H. , Gaylord, C.N. & STALLMEYER, J.E., 1992. *Design of Steel Structures*. McGraw-Hill, 3ª edição.
- NBR 8800 , 1986 – *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios*. ABNT, Rio de Janeiro.
- Salmon, C. G. & Johnson, J.E., 1996. *Steel Structures: Design and Behavior*; HaperCollins Publishers; 4ª edição.
- Deus, E.P., 1997, *Análise do processo de fraturamento em vigas de pontes de aço sob efeito de fadiga*, Tese de Doutorado, USP- EESC, São Carlos, Brasil.
- Hüb, P., 1994. *Optmierung von Stockwerkrahmen aus Stahl mit biegesteifen und biegeweichen Rahmenknoten*, Tese de Doutorado,, Universität F. Karlsruhe, Alemanha.
- Ribeiro, L., 1998. *Estudo do Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas VC, com Chapa de Topo*, Tese de Doutorado, USP- EESC, São Carlos, Brasil.
- Eurocode 3, (1993). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau*, DIN V.