

2

Ligações Semi-rígidas: Viga versus Pilar

2.1

Introdução às Ligações Semi-rígidas

Na análise do comportamento global das estruturas metálicas, as ligações entre os elementos de viga e pilar têm grande parcela de influência na resistência e estabilidade dos pilares. As ligações podem se comportar desde seu estado rígido, resistindo à solicitação de flexão, esforços normais e cisalhamento, até o estado flexível, onde somente atuam solicitações de cisalhamento e esforços normais.

A grande maioria das ligações utilizadas na construção em aço, não se comporta como nós rígidos ou flexíveis, e sim de um modo intermediário, colocando em dúvida o real comportamento da estrutura.

Em pórticos que possuem somente ligações rígidas, como mostrado na Figura 2.1, pode ocorrer uma diminuição da solicitação nos pilares, e um aumento na solicitação da viga, a qual não foi dimensionada para um esforço mais alto, sem mencionar o desperdício de material na seção do pilar. No caso de ligações flexíveis, Figura 2.2, a diferença pode ser bem maior, pois se na realidade a ligação transmitir para o pilar um esforço de flexão, este pode estar seriamente comprometido pela solicitação de flexo-compressão, ocorrendo também desperdício de material na viga.

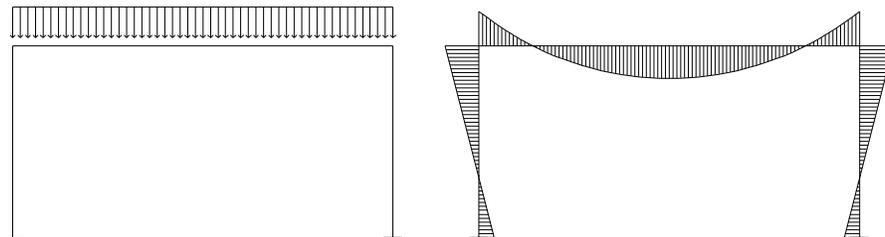


Figura 2.1 - Pórtico de ligações rígidas

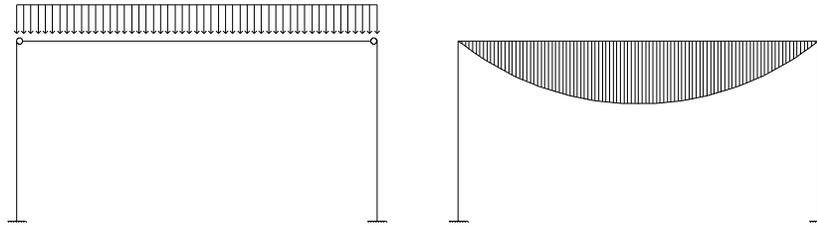


Figura 2.2 - Pórtico de ligações flexíveis

Assumindo o comportamento semi-rígido das ligações, Figura 2.3, pode-se obter uma melhor aproximação da realidade, pois existe a possibilidade de se fazer uma análise com a verdadeira característica geométrica da estrutura. Os nós devem ser modelados com elementos de mola, cujos valores são fixados em função das características de rigidez e resistência à flexão da ligação. Com esta modelagem, deve-se ressaltar que apenas a concepção da ligação é alterada, sem mudanças na geometria, mas pode-se obter um ganho no aproveitamento global do material.

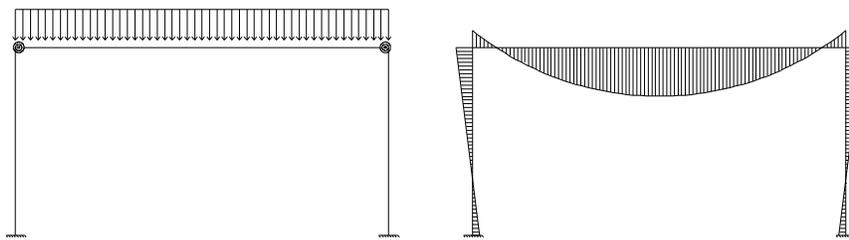


Figura 2.3 - Pórtico de ligações semi-rígidas

A ligação semi-rígida proporciona momentos fletores negativos menores que os produzidos nas situações com ligações rígidas e momentos fletores positivos menores no caso de se utilizar ligações flexíveis, podendo gerar uma ligação ótima e permitindo rotações suficientes.

Com estas informações, pode-se determinar a resistência ou um ganho no aproveitamento dos materiais somente em situações onde o concreto encontra-se sob compressão, no caso de pavimentos, onde às vigas são consideradas bi-apoiadas, quer dizer, sem nenhuma restrição as rotações nos seus pontos de apoio, sendo que o máximo momento fletor localizado no centro do vão desta viga, Figura 2.4, o qual pode ser determinado com a equação abaixo.

$$M_{Rd+} = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (2.1)$$

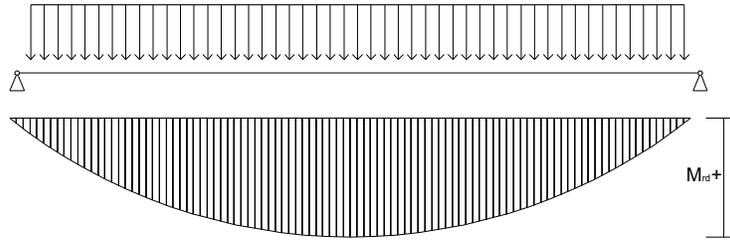


Figura 2.4 - Viga bi-apoiada

O sistema estrutural destas vigas ainda pode ser considerado de uma forma totalmente contínuo, engastando os seus pontos de apoio através de ligações rígidas, atraindo quase a totalidade dos esforços atuantes na viga, sobrecarregando as ligações, que transmitirão estes mesmos esforços para os pilares. Desta forma obtém-se um comportamento semelhante ao apresentado na figura abaixo:

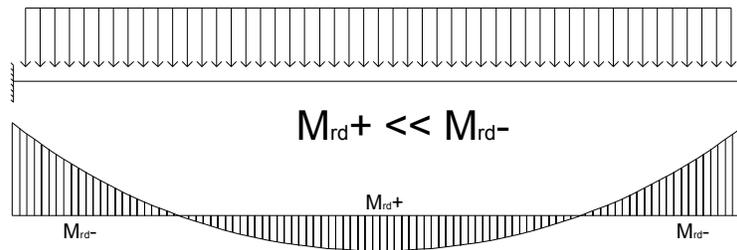


Figura 2.5 - Viga bi-engastada

Este último sistema compreende uma concentração de esforços de momento fletor muito grande nas extremidades das vigas, exigindo maiores seções que a do sistema anteriormente comentado, e também exigindo seções mais rígidas e resistentes nas seções dos pilares.

$$M_{Rd+} = \frac{q \cdot l^2}{24} \quad (2.2)$$

$$M_{Rd-} = \frac{q \cdot l^2}{12} \quad (2.3)$$

De forma a melhorar ainda mais o sistema de interação entre o aço e o concreto, propõe-se através das ligações semi-rígidas restringirem os seus pontos de apoio, dando continuidade parcial à viga que anteriormente era bi-

apoiada ou bi-engastada. Simplificadamente, far-se-á uma suspensão do diagrama de momento fletor baseado no diagrama de momento fletor de uma viga bi-apoiada, ou um rebaixamento do mesmo gráfico no caso de uma viga bi-engastada, obtendo um sistema mais equilibrado, como mostra o desenho abaixo.

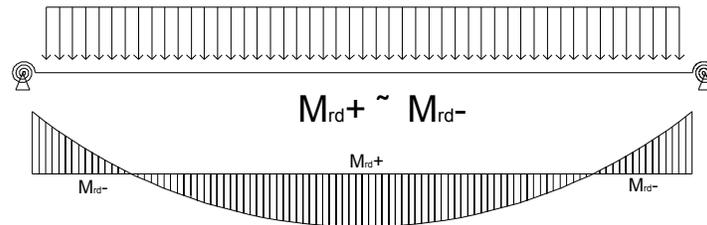


Figura 2.6 - Viga com ligações semi-rígidas

Os esforços de momento fletor podem ser determinados através das equações descritas abaixo:

$$M_{Rd-} = \frac{q.l^2}{24} \quad (2.4)$$

$$M_{Rd+} = \frac{q.l^2}{12} \quad (2.5)$$

Sendo que a equação (2.5) determina o momento fletor no meio do vão para o momento positivo e (2.4) o momento fletor sobre os apoios, para o momento negativo, desta forma distribuindo uniformemente o momento fletor sobre a viga.

Pode-se dizer que esta atrai alguma parcela dos esforços para a região dos apoios, surgindo momentos fletores negativos, fazendo maior aproveitamento da porção das extremidades da viga, solicitando mais as ligações, e dando um alívio na parte central do vão.

Com o uso das ligações semi rígidas pode-se ate mesmo obter um a redução da seção da viga, sem comprometimento das condições de deformações no cnetro do vão. Ver desenho de ligação semi-rígida mista mostrada na seguinte figura.

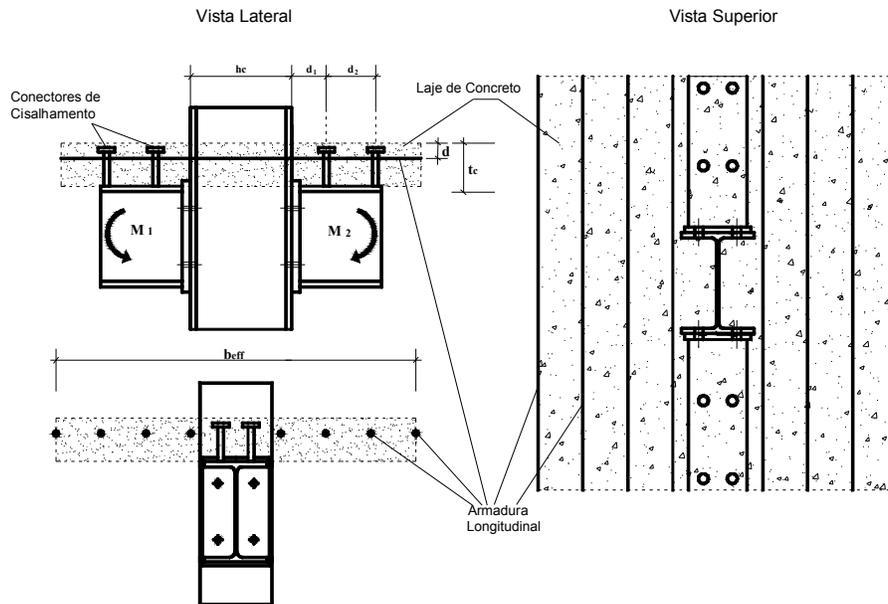


Figura 2.7 – Descrição do conjunto da ligação mista

O surgimento das vigas mistas ocorreu por observações a partir da utilização do conjunto laje-viga ou viga-laje, que consistia num “conjunto” de vigas suportando uma laje de concreto. Desta forma um novo sistema estrutural começou a ser utilizado na obras civis, e de certo modo sendo modificado, buscando o melhor aproveitamento entre os dois materiais.

A partir da utilização de vigas metálicas e lajes de concreto, muitas variações deste tipo de sistema estrutural foram utilizadas. No entanto, o sistema básico consiste no melhor aproveitamento dos materiais que compõem este sistema. Dessa forma as vigas metálicas para a porção inferior resistem à tração e a laje de concreto na porção superior responde pelas solicitações de compressão, comportamentos estes que caracterizam o melhor aproveitamento de cada um dos materiais do conjunto.

De modo a interligar os dois materiais, aço e concreto, de forma a trabalharem como peça única, é necessária uma ligação mais resistente do que a ligação química existente entre a face superior da mesa da viga e a face inferior da laje de concreto, de modo que não ocorra um deslizamento entre os dois materiais, sendo necessário solidarizar os mesmos através de elementos de travamento, elementos conhecidos como conectores de cisalhamento.

2.2

Funcionamento Básico do Sistema Misto

De forma a obter o melhor aproveitamento dos dois materiais, é necessário que eles possuam um elo de ligação, de forma a deformarem proporcionalmente, Figura 2.8, aumentando consideravelmente a rigidez, a resistência e reduzindo a flecha em vigas, evitando que o concreto deslize sobre as vigas de aço perdendo aderência.

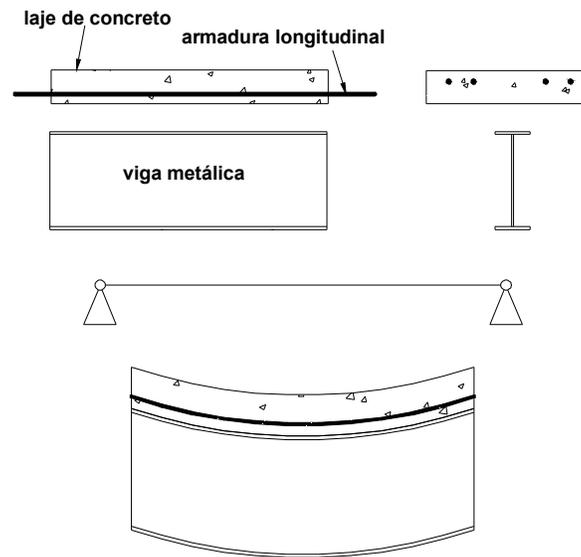


Figura 2.8 – Funcionamento básico do sistema misto

Para que não ocorra o deslizamento relativo entre os dois materiais, conectores são posicionados, ou melhor dizendo, soldados ao longo da mesa da viga, com uma quantidade necessária para que ocorra o comportamento idealizado pelo projetista. Parte-se de uma interação entre aço e concreto, onde os dois elementos estejam praticamente solidarizados, utilizando um grande número de conectores, chamada de interação total. A interação é caracterizada pela utilização de um número menor de conectores focalizando maior economia e rapidez na execução deste elemento, pois não é um material relativamente acessível e necessita de uma mão de obra especializada para a sua correta instalação.

O conector de cisalhamento utilizado neste estudo refere-se ao tipo pino com cabeça, apresentado na figura abaixo:

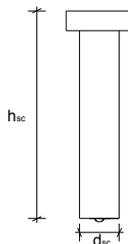


Figura 2.9 – Conector de cisalhamento tipo pino com cabeça

A caracterização do modo de interação vai influenciar a deformação na seção transversal como pode ser observado na figura abaixo:

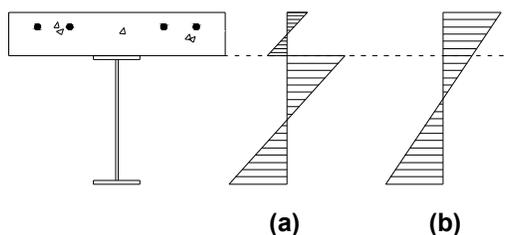


Figura 2.10 – Gráficos dos modos de interação

- a) deslizamento relativo considerável entre o aço e o concreto, submetido à interação parcial, fazendo com que o conector de cisalhamento comece a interagir com a armadura tracionada;
- b) não existe deslizamento entre aço e concreto, ocorre devido à interação total, não existe movimento relativo entre a laje de concreto e a mesa da viga.

Inicialmente, para este estudo a utilização da interação parcial é descartada, considerando-se assim que a força de transferência total é absorvida pela armadura, consolidando assim a interação total entre aço e concreto, Figura 2.11.

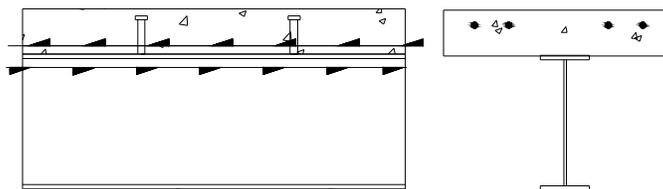


Figura 2.11 – Transferência da força de cisalhamento do sistema misto

O dimensionamento dos conectores tipo pino com cabeça pode ser feito através da formulação sugerida pelo Eurocode 4 [4], apresentada abaixo:

$$q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \phi_{sc} \cdot \sqrt{E_c \cdot f_{ck}} \quad (2.6)$$

$$q_n = \phi_{sc} \cdot A_{sc} \cdot f_{usc} \quad (2.7)$$

Onde :

$$\phi_{sc} = 0,8;$$

A_{sc} = é a área de seção transversal do stud;

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } 22 \frac{kN}{m^3} < \gamma < 25 \frac{kN}{m^3}$$

E_c = módulo de elasticidade da seção do concreto (em MPa).

A determinação da resistência é obtida através do menor dos resultados das duas equações comentadas acima, as quais avaliam a resistência do cone de concreto que envolve o conector, e a resistência do conector submetido a tração, respectivamente, também conhecido como modos de ruptura 1 e modo de ruptura 2.

Vários autores sugerem aproximações para a determinação da rigidez dos conectores de cisalhamento. O Eurocode 4 [4], sugere para conectores de cabeça, tipo “stud”, com diâmetro d_{sc} de 19mm um valor igual a $k_{sc} = 100 \frac{kN}{mm}$, os quais estão imersos em uma laje maciça de concreto.

Uma observação deve ser feita de modo a esclarecer que a resistência determinada nos parágrafos anteriores está direcionada para regiões de compressão em vigas bi-apoiadas, onde se concentram os esforços no meio do vão. Deste modo, este estudo busca avaliar soluções para estruturas mistas em regiões de momento negativo, a partir de estudos já consolidados em regiões de momento positivo, adaptando de forma coerente segundo seu comportamento, reforçando assim, a importância desta pesquisa.

Outro elemento de grande importância nesse sistema estrutural aço-concreto é a armadura longitudinal nas regiões de momento negativo. Esta armadura é responsável por garantir que o concreto apresente resistência suficiente para que as fissuras não levem a estrutura ao colapso. Desta forma, através da aderência entre o concreto e a armadura, devem existir rigidez e

resistência suficientes para satisfazer as diferentes exigências de carregamentos impostos e limitações de deformação exigidas por norma.

No caso de ligações posicionadas em regiões de momento negativo, a armadura possui resistência total até que o concreto tracionado alcance sua tensão limite à tração f_{cm} , surgindo a partir deste ponto, fissuras perpendiculares a direção da armadura longitudinal que reduzem a rigidez do mesmo devido à superfície da armadura envolvida pelo concreto. Esta redução da rigidez pode ser observada na figura abaixo, que apresenta um comportamento idealizado de um tirante de concreto armado, apresentado por **CEB-FIP** [19] que compara uma barra isolada e outra envolvida por uma seção de concreto ao longo do seu comprimento.

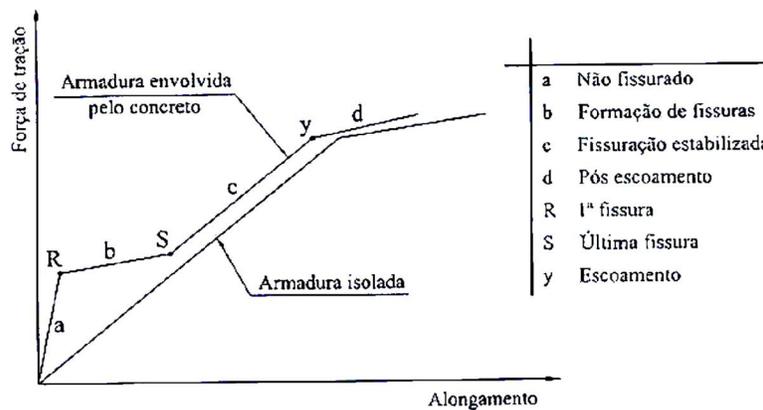


Figura 2.12 – Comportamento idealizado de um tirante de concreto armado [19]

Observando o comportamento do gráfico de comportamento do tirante envolvido por concreto nota-se que a perda da rigidez ocorre inicialmente devido ao alongamento da barra propriamente dita, reduzindo a seção da barra, e conseqüentemente a superfície de ancoragem, assim, reduzindo a rigidez do conjunto, no entanto, permanece com um menor alongamento na barra e conseqüentemente, maior resistência comparada à barra isolada.

Resumidamente, o gráfico da Figura 2.12 representa o comportamento idealizado de um tirante de concreto em suas várias fases de fissuração. O gráfico é descrito a partir da fase não fissurada, “a”, e termina quando surge à formação da primeira fissura, ponto “R”, passando pela fase de formação das fissuras, “b”, até o ponto “S”, onde forma-se a última fissura. Em seguida surge a fase das fissuras estabilizadas, “c”, fase esta que é finalizada pelo ponto “Y”, onde inicia-se o escoamento da armadura, limite desejado pelo perfeito

comportamento da estrutura aço-concreto, e daí por diante ocorre o pós-escoamento.

Entre fissuras, as forças de tração na armadura são transferidas para o concreto por meio de forças de aderência, constituindo o concreto desta região um fator de enrijecimento das mesmas. A distância entre fissuras pode ser tomada como o dobro do comprimento de introdução/transmissão l_t .

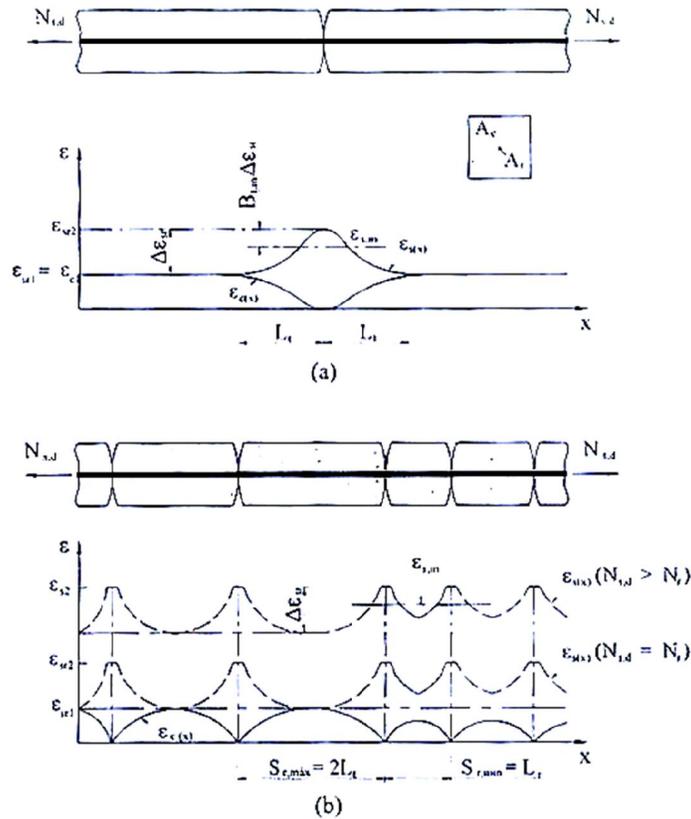


Figura 2.13 – Deformações ao longo do tirante de concreto armado: (a) formação da primeira fissura; (b) estado de fissuração estabilizado;

CEB-FIP [19]

A força que deve ser introduzida no concreto por aderência (ou interação com outras partes da estrutura) para promover a fissuração dentro da área de concreto efetiva, $A_{c,ef}$, no final do comprimento de introdução pode ser dada, no caso da fissuração estabilizada por:

$$F_{cr} = A_{c,ef} f_{ctm} (1 + \alpha \rho_{s,ef}) k_c \quad (2.8)$$

onde:

f_{ctm} é a resistência à tração média do concreto,

α é a razão entre os módulos de elasticidade longitudinal do aço e do concreto $\frac{E_s}{E_{ci}}$,

$\rho_{s,ef}$ é a taxa efetiva de armadura $\frac{A_r}{A_{c,ef}}$.

Cada um dos pontos e das fases descritos anteriormente pode ser demonstrado da mesma forma em termos de tensões e deformações. Desta forma, o efeito benéfico do enrijecimento das armaduras promovido pelo seu envolvimento no concreto pode ser descrito em quatro etapas.

- ETAPA I: Não fissurado:

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s1} \quad 0 < \sigma_s \leq \sigma_{sr1} \quad (2.9)$$

Esta etapa é limitada pela formação da primeira fissura, e inicia a próxima etapa onde iniciam a formação das fissuras.

- ETAPA II: Formação das fissuras:

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s2} - \frac{\beta_t(\sigma_s - \sigma_{sr1}) + (\sigma_{srn} - \sigma_s)}{(\sigma_{srn} - \sigma_{sr1})} (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad \sigma_{sr1} < \sigma_s \leq \sigma_{srn} \quad (2.10)$$

Esta etapa é encerrada quando ocorre o término da fissuração, ou seja, a fissuração se torna estabilizada, pois a partir deste momento, somente a armadura é responsável pela resistência deste sistema.

- ETAPA III: Fissuras estabelecidas:

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s2} - \beta_t(\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad \sigma_{srn} < \sigma_s \leq f_y \quad (2.11)$$

Esta etapa é limitada pelo início do escoamento da barra da armadura

- ETAPA IV: Pós escoamento:

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{sy} - \beta_t(\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \delta \left(\frac{1 - \sigma_{sr1}}{f_y} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sr1}) \quad f_y < \sigma_s \leq f_u \quad (2.12)$$

onde:

ε_{sy} - é a deformação correspondente à tensão de escoamento;

σ_s - é a tensão do aço na fissura;

$$\sigma_{sr1} = \left(f_{ctm} k_c \frac{(1 + \alpha \rho_s)}{\rho_s} \right) - \text{é a tensão do aço na seção da fissura, quando}$$

a primeira fissura se forma;

σ_{srn} - é a tensão do aço na seção da fissura, quando a última fissura se forma;

$$\beta_t = 0.40 \quad \delta = 0.80$$

ε_{s1} - é a deformação do aço no concreto não fissurado;

ε_{s2} - é a deformação do aço na fissura;

ε_{sr1} - é a deformação do aço no ponto de escorregamento nulo sob tensões atingindo f_{ctm} ;

ε_{sr2} - é a deformação do aço na fissura sob tensões atingindo f_{ctm} .

O valor $\Delta\varepsilon_{sr} = \varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}$, pode ser dado pela eq (2.13):

$$\Delta\varepsilon_{sr} = \frac{k_c f_{ctm} (1 + \alpha \rho_s)}{\rho_s E_s} - \frac{k_c f_{ctm}}{E_c} = \frac{k_c f_{ctm}}{E_s \rho_s} \quad (2.13)$$

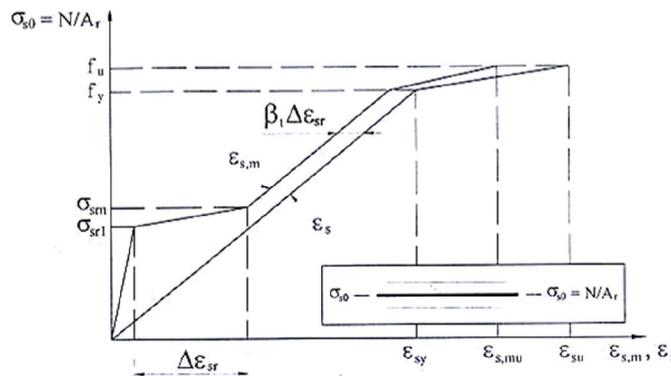


Figura 2.14 – Diagrama tensão versus deformação simplificada para armaduras envolvidas pelo concreto.

A consideração de uma área efetiva de concreto nas expressões anteriores é uma tentativa de se considerar a não uniformidade das tensões transferidas pela armadura por aderência no final do comprimento de introdução. Este fato, além da introdução da constante k_c na eq. (2.14), permite simplificarmente, a extensão da teoria a membros fletidos, sujeitos também, a uma distribuição não uniforme de tensões normais:

$$k_c = 0.9 \quad \text{ou} \quad \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2z_0}} \quad (2.14)$$

onde:

t_c - é a espessura da mesa de concreto;

z_0 - é a distância entre os centros de gravidade das seções não fissuradas, sem a contribuição das armaduras, da mesa de concreto e da viga composta;

$k_c = 0.9$ - é sugerido sob posições conservadoras.

Finalmente, o alongamento último das armaduras pode ser estimado por:

$$\Delta_{u,r} = \left\{ \begin{array}{l} 2l_t \varepsilon_{s, mu}, \quad \rho < 0.8\% \\ \left(\frac{L_a}{2} + l_t \right) \varepsilon_{s, mu}, \quad \rho < 0.8\% \quad e < l_t \\ \left(\frac{L_a}{2} + l_t \right) \varepsilon_{s, mu} + (e - l_t) \varepsilon_{s, mu}, \quad \rho \geq 0.8\% \quad e > l_t \end{array} \right\} \quad (2.15)$$

onde:

$\varepsilon_{s, mu}$ e $\varepsilon_{s, my}$ - são a deformação média última e de escoamento da armadura envolvida pelo concreto, obtidas por meio da eq. (2.16), tomando-se $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{su}$ e $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{sy}$, respectivamente. O comprimento de transmissão l_t sobre o qual o deslocamento último é estimado pode ser obtido por:

$$l_t = \frac{k_c f_{ctm} \phi}{4 \tau_{sm} \rho_s} \quad (2.16)$$

onde:

ϕ - é o diâmetro das armaduras

τ_{sm} - é a tensão de aderência média ao longo do comprimento de introdução, podendo ser adotado por um valor de $1.8f_{ctm}$.

Vale salientar que, em geral, em nós compostos, a primeira e principal fissura se dará entre a face do elemento de apoio e o primeiro conector, com o escoamento do aço ocorrendo no interior desta fissura e também uma possível ruptura.

Finalmente, a metodologia aqui apresentada é baseada em modelos referentes a elementos tracionados, fazendo-se alguns ajustes para aplicação a membros fletidos. Mesmo com a introdução de alguns parâmetros com o intuito de se considerar a não uniformidade de tensões na flexão, k_c , e a limitação da influência da armadura à área em volta da mesma, $A_{c,ef}$, a influência da curvatura ainda não abordada, conduzindo à perda da precisão entre resultados teóricos e experimentais.

Diferentemente do que se faz tradicionalmente no projeto de ligações, onde estuda-se a forma de transmissão dos esforços normais, de cisalhamento e do momento fletor, nas ligações semi-rígidas, busca-se relacionar o momento fletor transmitido pela ligação com o ângulo de rotação através de curvas $M \times \phi$, onde ϕ representa a rotação relativa entre os elementos de viga e pilar, mostrado na Figura 2.15.

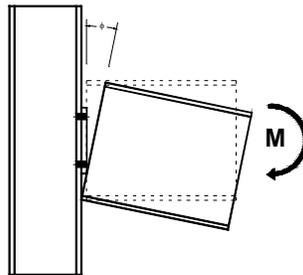


Figura 2.15 - Rotação da viga com relação ao pilar

As curvas momento *versus* rotação de alguns dos principais tipos de ligações são mostradas na Figura 2.16, verificando-se que todas apresentam um comportamento não-linear.

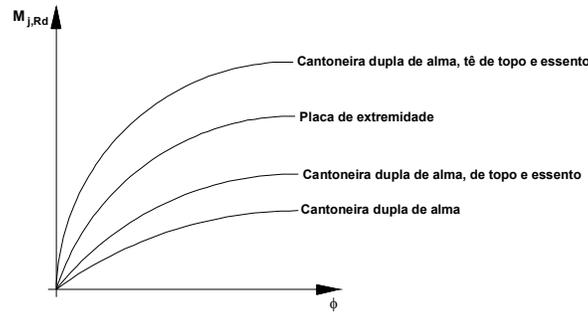


Figura 2.16 - Comportamento M versus ϕ de alguns tipos de ligações

A capacidade de rotação das ligações mistas, aço-concreto inclui a determinação das forças internas para todos os componentes, considerando o efeito das condições de carregamento e condições de compatibilidade necessárias para a ligação viga-pilar. A intensidade das forças internas para esse modelo é usada para determinar a deformação dos componentes. Enquanto o modelo para a rigidez inicial e com a ligação de comportamento linear inicial, a avaliação do modelo da capacidade de rotação exige a deformação plástica dos componentes.

Para a avaliação da capacidade de rotação, resume-se a seguir o modelo proposto por Silva, Coelho e Simões [27].

Cada componente é caracterizada por uma curva ($F - \Delta$) do tipo representado na figura abaixo. A força F_{co} corresponde a resistência, avaliada de acordo com o Anexo “J” do Eurocode 3 [1], enquanto que o K_{eco} é a rigidez elástica da componente.

$$K_{eco} = K_t \cdot K_a \quad (\text{coef. de rigidez segundo o Anexo “J” do Eurocode 3 [1],}) \quad (2.17)$$

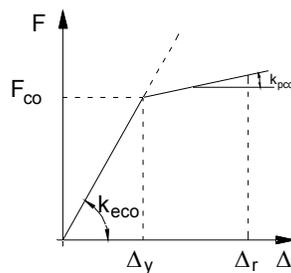


Figura 2.17 – Diagrama aproximado força-deslocamento representativo de uma componente genérica

Onde:

K_{eco} = rigidez elástica

K_{pco} = rigidez plástica

Δ_y = deformação elástica $\Delta_y = \frac{F_{co}}{K_{eco}} = \frac{N}{N/mm}$

Δ_f = deformação máxima

F_{co} = resistência

$$\phi_{ult} = \frac{\Delta_r}{D_r + d_{cbw}} + \frac{\Delta_s}{D_s + d_{cbw}} + \frac{\Delta_b}{D_b + d_{cbw}}$$

Onde:

$\Delta_r, \Delta_s, \Delta_b$ = representam as deformações ao nível da armadura do pavimento, da interface da viga metálica-pavimento e da linha superior de parafusos.

D_r, D_s, D_b = representam as várias distâncias entre as componentes e o centro da mesa inferior da viga.

d_{cbw} = altura da alma da viga em compressão.

$$\Delta_r = \varepsilon \cdot (p_1 + p_2 + \frac{h_c}{2})$$

Onde:

O alongamento Δ_r é obtido considerando uma extensão plástica no aço da armadura do pavimento entre o eixo do pilar e o segundo conector (variável entre 3000μ a 15000μ de acordo com resultados experimentais de Silva, Coelho e Simões [27]).

p_1 = distância da mesa do pilar até o primeiro conector;

p_2 = distância entre o primeiro e o segundo conector;

h_c = altura da seção do pilar;

ε = extensão plástica na armadura do pavimento.

$$\Delta_s = \frac{F_r}{50 \cdot N_s}$$

Onde:

A deformação Δ_r é obtida admitindo uma rigidez secante de 50 kN/mm , por conector (valor obtido experimentalmente) e que a força desenvolvida nos conectores é igual à desenvolvida na armadura do pavimento (F_r).

N_s = é o menor valor entre:

- ⇒ número de conectores na zona negativa;
- ⇒ número de conectores necessários para obter a interação total.

$$\Delta_b = \frac{F_b}{K_b}$$

Onde:

Δ_b é a deformação ao nível da linha superior de parafusos, admitindo-se que as respectivas componentes permaneçam ainda na fase elástica.

F_b = força desenvolvida na primeira linha de parafusos;

K_b = rigidez correspondente (155 kN/mm para ligações mistas com placa de extremidade).

2.3

Classificação das Ligações Segundo o Eurocode 3 [1] [2] [3]

2.3.1

Introdução

O Eurocode 3 [1] [2] [3], classifica as ligações entre um dos comportamentos, rígido, semi-rígido e flexível, comportamento que pode ser demonstrado no gráfico $M \times \phi$, Figura 2.18.

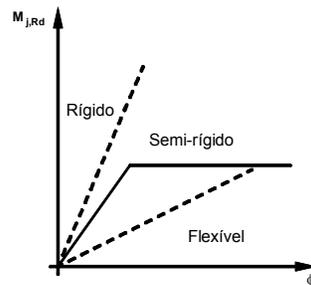


Figura 2.18 – Gráfico momento versus rotação e curva bilinear de comportamento

Além da classificação do comportamento, ou tipo de ligação, o Eurocode conduz a determinação de parâmetros como a resistência e a rigidez, através do método das componentes, que será discutido a seguir.

2.3.2

Dimensionamento das Ligações Semi-Rígidas

O dimensionamento de ligações semi-rígidas propostas pelo Eurocode [1] [2] [3], é baseado no método das componentes, método este que estima a resistência e a rigidez inicial para as principais componentes que influenciam no comportamento da ligação, fundamentados na distribuição plástica das forças de tração nas linhas de parafusos. Isto significa que a força ou a rigidez de qualquer linha é determinada por sua parcela de contribuição, e não com relação a sua distância ao centro de compressão ou seu braço de alavanca, como a tradicional distribuição triangular de solicitações. Desta maneira, linhas de parafusos próximas à mesa tracionada da viga ou a enrijecedores possuem maior contribuição para a resistência e rigidez da ligação.

- O dimensionamento deve ser executado considerando a ligação não como um todo, mas sim, como uma série de elementos básicos,

determinando para cada um deles, as propriedades mecânicas que estão distribuídas em três regiões distintas: zona tracionada, zona comprimida e zona de cisalhamento.

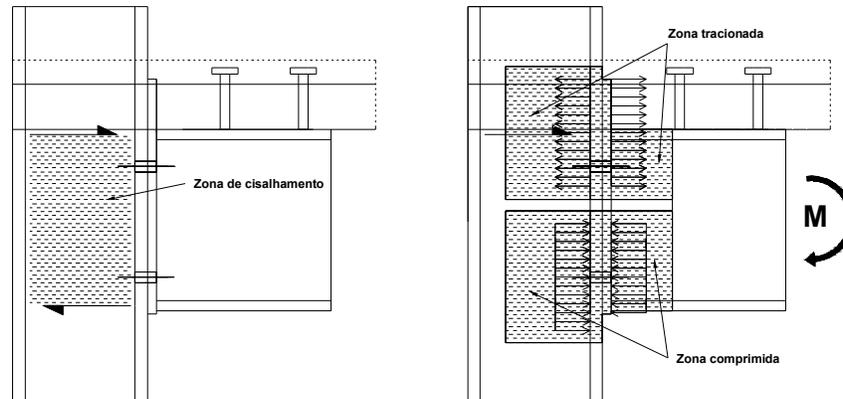


Figura 2.19 - Zonas de verificação

2.3.2.1

Modelo Mecânico

O modelo mecânico é caracterizado por um conjunto de elementos elasto-plásticos ideais conhecidos como molas, representando a rigidez e a resistência à flexão, e elementos rígido-plásticos representando somente a resistência à flexão da ligação, Figura 2.20.

Para a montagem deste modelo mecânico, deve ser identificada cada uma das componentes básicas que influenciam o comportamento da ligação adotada. Na Figura 2.20 podem ser observados alguns tipos de ligações consideradas pelo Eurocode [1] [2] [3] e seus respectivos modelos mecânicos, que também são chamados de modelo de molas.

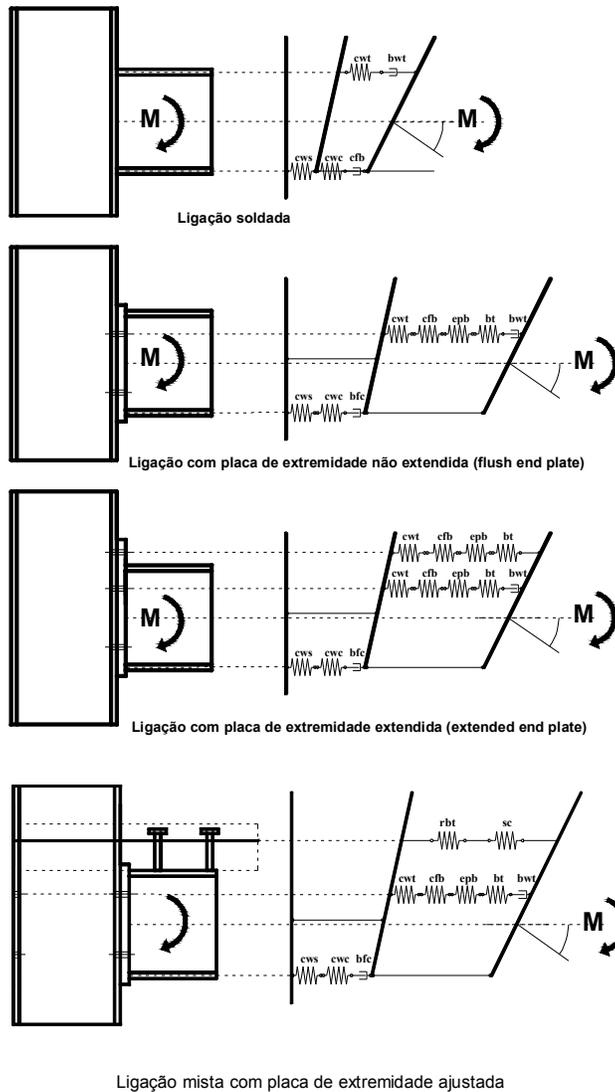


Figura 2.20 - Modelo mecânico de ligações viga - pilar

Cada mola representa uma componente que deve ser identificada após a escolha do tipo de ligação mais adequada. As ligações adotadas neste trabalho são aparafusadas com placa de extremidade em aço e mistas. Como exemplo, pode-se observar na Figura 2.21 uma ligação com placa de extremidade estendida que contém todas as componentes discutidas a seguir. No entanto, no capítulo seis, será discutido um novo modelo baseado nos mesmos princípios. Os componentes que controlam o comportamento destas ligações são em número de oito, listados abaixo:

- Alma do pilar submetida ao cisalhamento (cws),
- Alma do pilar submetida à compressão (cwc),

- Mesa do pilar submetida à flexão (cfb),
- Placa de extremidade submetida à flexão (epb),
- Parafuso submetido à tração (bt),
- Alma do pilar submetido à tração (cwt),
- Mesa e alma da viga submetida à compressão (bfc),
- Alma da viga submetida à tração (bwt),
- Armadura submetida a tração (rbt),
- Conector submetido ao cisalhamento (sc).

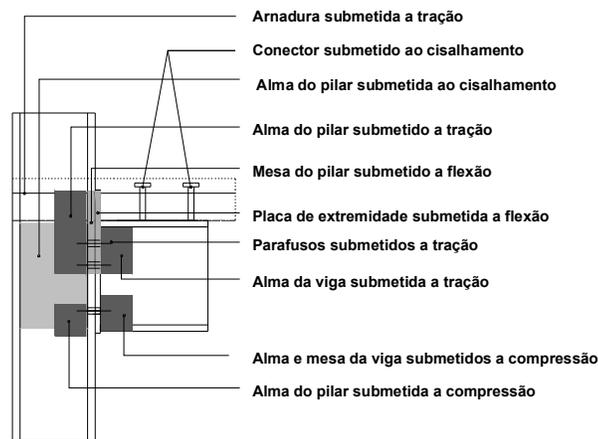


Figura 2.21 - Componentes da ligação mista com placa de extremidade estendida

As componentes dependem da distribuição e do número de linhas consideradas no modelo. A contribuição da cada uma das linhas deve ser avaliada de modo individual e como um grupo, considerando todas as combinações possíveis e coerentes com todas as linhas de parafusos e da linha onde passa a armadura.

2.3.2.2

Procedimento para Análise da Rigidez Rotacional da Ligação

Após a identificação de todas as componentes, elasto-plásticas e rígido-plásticas, Figura 2.22, devem ser determinadas a rigidez inicial rotacional da ligação.

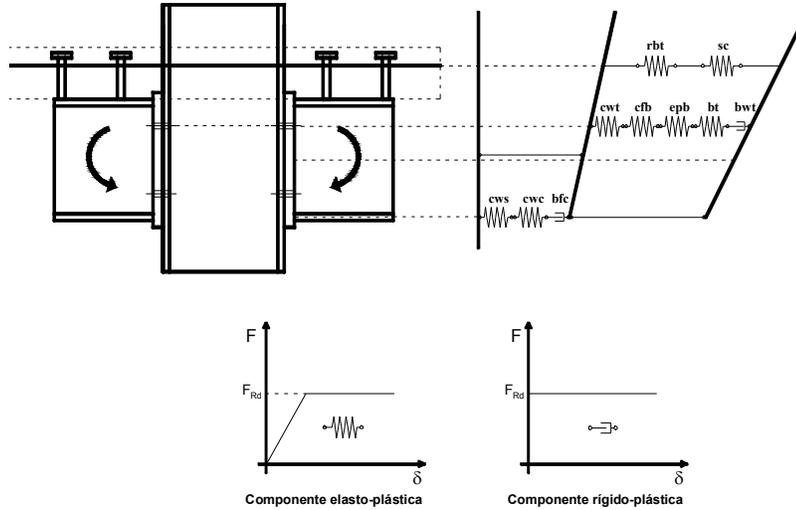


Figura 2.22 - Componentes identificadas no modelo mecânico

O processo de determinação da rigidez inicial rotacional, com base no Eurocode [1] [2] [3], consiste em calcular a rigidez efetiva $k_{i,r}$, de todas as componentes elasto-plásticas, do modelo mecânico como representado na Figura 2.22.

Após a avaliação individual de cada componente, deve-se tomar como um grupo cada linha de parafusos. Desta forma, faz-se um somatório da rigidez efetiva $k_{i,r}$ de cada componente i , resultando em uma rigidez efetiva $k_{eff,r}$ para cada linha r , através da eq. (2.18), formando um novo sistema de molas como mostrado na Figura 2.23.

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (2.18)$$

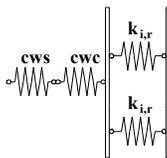


Figura 2.23 - Rigidez equivalente de cada linha de parafusos

É necessário que seja determinada uma média dos braços de alavanca Z_{eq} de cada linha de parafusos r e a linha onde passa a armadura, com relação

ao centro de compressão, que se localiza no centro da mesa comprimida da viga, que é calculado através da eq. (2.19).

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r} \quad (2.19)$$

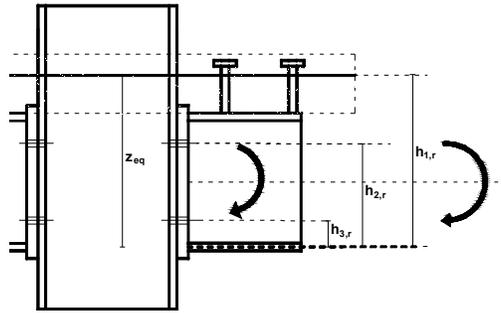


Figura 2.24 - Representação do braço de alavanca das linhas de parafusos e da linha da armadura tracionada

A rigidez equivalente k_{eq} das linhas de parafusos r é dada pela eq. (2.20).

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}} \quad (2.20)$$

Finalmente, a determinação da rigidez inicial rotacional S_j da ligação é dada pelo somatório entre a rigidez equivalente das linhas k_{eq} , mais a rigidez das componentes da alma do pilar submetido ao cisalhamento k_{cws} e alma do pilar submetida à compressão k_{cwc} , como mostra a eq. (2.21).

$$S_j = \frac{E \cdot z_{eq}}{\mu \cdot \left[\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_{cws}} + \frac{1}{k_{cwc}} \right]} \quad (2.21)$$

2.3.2.3

Procedimento para Análise da Resistência à Flexão da Ligação

A resistência à flexão é determinada por todas as componentes mostradas na Figura 2.21, como utilizado na determinação da rigidez rotacional.

No entanto, a ordem de cálculo entre as componentes deve obedecer alguns procedimentos matemáticos.

Iniciando-se o procedimento de cálculo, avalia-se a resistência à tração de cada linha de parafusos como um valor mínimo de resistência entre as componentes básicas mostradas na Figura 2.25 e Figura 2.26, mas avaliando como contribuição adicional de cada linha de parafusos para a resistência global de todos os grupos possíveis de linhas consecutivas de parafusos.

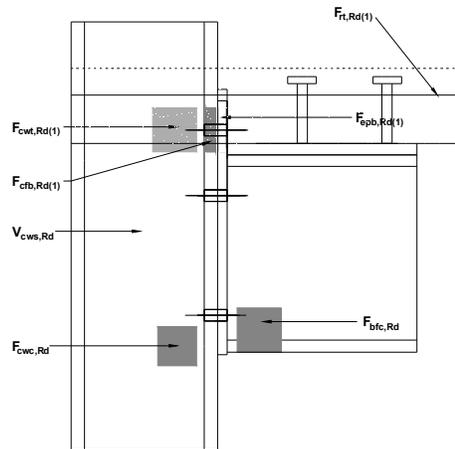


Figura 2.25 - Resistência da linha 1

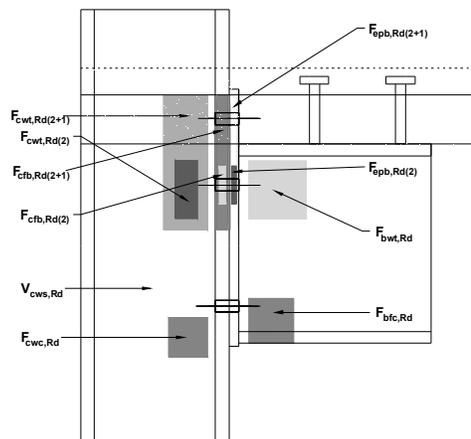


Figura 2.26 - Resistência das linhas 2 e 1

A contribuição de cada uma das componentes para o cálculo do momento resistente é obtida multiplicando-se a resistência $F_{i,Rd}$ pelo seu respectivo braço de alavanca h_i , como mostra a Figura 2.24.

Com referência a Figura 2.25 e Figura 2.26, o procedimento para a determinação da resistência da ligação deve seguir os seguintes passos:

⇒ Avalia-se a primeira linha de parafusos e a linha por onde passa a armadura, escolhendo-se a menor das resistências entre as componentes mostradas na Figura 2.25.

$$F_{t1,Rd} = \min \left\{ V_{cws,Rd} / \beta, F_{cwc,Rd}, F_{bfc,Rd}, F_{cfb,Rd}, F_{cwt,Rd}, F_{epb,Rd}, F_{rt,Rd} \right\} \quad (2.22)$$

⇒ Para a segunda linha de parafusos devem-se avaliar os parafusos individualmente e em grupo combinando-se com a linha anterior, segundo recomenda o Eurocode 3 [1] [2] [3], sem esquecer-se de descontar a parcela de contribuição de resistência da primeira linha.

$$F_{t2,Rd} = \min \left\{ V_{cws,Rd} / \beta - F_{t1,Rd}, F_{cwc,Rd} - F_{t1,Rd}, F_{bfc,Rd} - F_{t1,Rd}, F_{bwt,Rd(2)}, F_{cfb,Rd(2)}, F_{cfb,Rd(2+1)} - F_{t1,Rd}, F_{cwt,Rd(2)}, F_{cwt,Rd(2+1)} - F_{t1,Rd}, F_{epb,Rd} \right\} \quad (2.23)$$

⇒ A resistência à flexão das linhas de parafusos seguintes são calculadas da mesma forma como mostrado nos dois itens anteriores.

$$F_{t3,Rd} = \min \left\{ F_{cfb,Rd(3)}, F_{cfb,Rd(3+2)} - F_{t2,Rd}, F_{cfb,Rd(3+2+1)} - F_{t2,Rd} - F_{t1,Rd} \right\} \quad (2.24)$$

⇒ Finalmente determina-se a resistência a flexão da ligação através da eq. (2.25) que é o somatório das resistências mínimas de cada linha de r , multiplicados pelos respectivos braços de alavanca.

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1}^{n_r} h_i \cdot F_{ti,Rd} \quad (2.25)$$

A avaliação de linhas de parafusos próximas da região em compressão da ligação não é feita devido a sua pequena contribuição tanto para a rigidez rotacional quanto para a resistência a flexão. Este procedimento é adotado em virtude de agilizar ou simplificar os cálculos. Porém, na maioria dos programas que utilizam este método de cálculo, costuma-se considerar de todas as linhas e suas possíveis combinações.

2.3.2.4

Curva Momento versus Rotação

A representação matemática do comportamento de uma ligação viga-pilar, faz-se através da curva momento *versus* rotação, que possui diferentes formas de representação. Formas estas que diferem entre si pelo grau de refinamento que o software de análise está capacitado. Mas não se pode

esquecer contudo a existência da análise experimental, assunto este que não será abordado neste trabalho.

O gráfico momento *versus* rotação pode ser representado pela curva mais simples como a linear, seguindo para as mais complexas, bilinear, trilinear, multilinear até a de mais alto grau de refinamento, a curva não-linear, representadas na Figura 2.27.

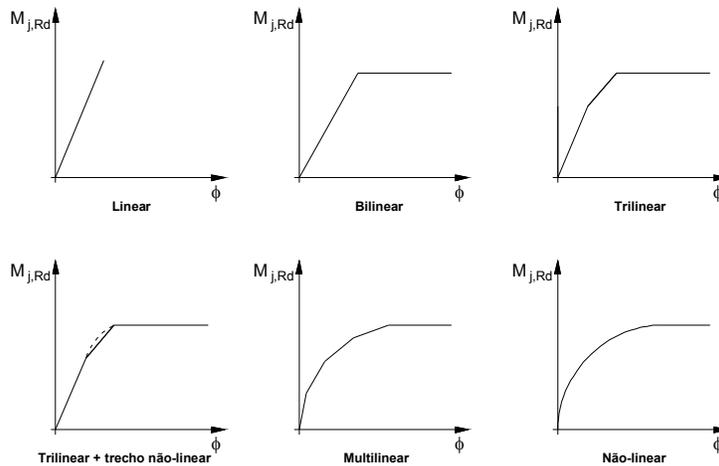


Figura 2.27 - Diferentes representações da curva: momento versus rotação

Como é mostrado no Eurocode [1] [2] [3], pode-se classificar a ligação viga-pilar entre um dos comportamentos, como mostrado na Figura 2.28. Cada um destes comportamentos é separado por limites, que são conhecidos como limite superior, que separa o comportamento rígido do semi-rígido, e o limite inferior, que separa o comportamento semi-rígido do flexível.

A determinação das fronteiras, ou limites entre os comportamentos, pode ser feita como recomenda o Eurocode [1] [2] [3], descrito a seguir.

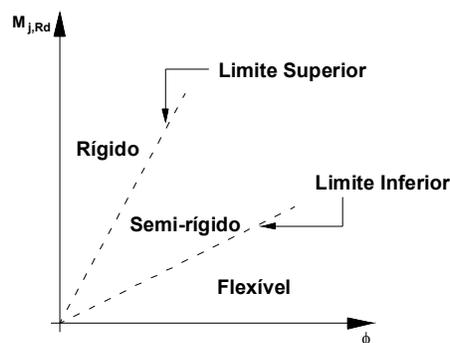


Figura 2.28 - Classificação da ligação viga-pilar

Comportamento Rígido:

$$S_{j,ini} \geq \frac{k_b EI_b}{L_b} \quad (2.26)$$

$k_b = 8$ → para pórticos onde o sistema de travamento ou contraventamento reduz o deslocamento horizontal pelo menos 80%.

$k_b = 25$ → para outros pórticos.

Comportamento Flexível:

$$S_{j,ini} \leq \frac{0.5EI_b}{L_b} \quad (2.27)$$

Comportamento Semi-rígido: intermediário aos dois comportamentos citados acima.

Para a análise de uma ligação semi-rígida pode-se utilizar um dos procedimentos de cálculo seguintes:

- Análise Elástica da Estrutura - Cálculo Elástico da Ligação (EE);
- Análise Elástica da Estrutura - Cálculo Plástico da Ligação (EP);
- Análise Plástica da Estrutura - Cálculo Plástico da Ligação (PP);

Na análise elástica da estrutura assume-se que, ocorrendo pequenos deslocamentos, rotações e deformações, permanece linear a relação entre tensão e deformação (Lei de Hooke). Isto significa que a distribuição de força nos componentes da estrutura pode ser calculada com a geometria indeformada, e desta forma as deformações não influenciam significativamente na distribuição das forças na estrutura.

No cálculo elástico da ligação assume-se que o material segue a Lei de Hooke. Não existe nenhuma redistribuição de forças possível. Isto demonstra que a capacidade da ligação é alcançada assim que um desses componentes já não mais obedece à lei de Hooke.

A rigidez rotacional é tomada igual à rigidez inicial $S_{j,ini}$ proveniente da análise elástica da estrutura.

A única exigência é que o momento atuante M_{sd} seja menor que $2/3$ do momento resistente $M_{j,rd}$. Este limite é chamado de momento resistente elástico da ligação conforme observado na Figura 2.29.

Neste tipo de análise, a verificação da resistência da ligação deve ser feita através das equações apresentadas a seguir:

$$M_{sd} < 2/3 M_{j,rd} \quad (2.28)$$

$$S_j = S_{j,ini} \quad (2.29)$$

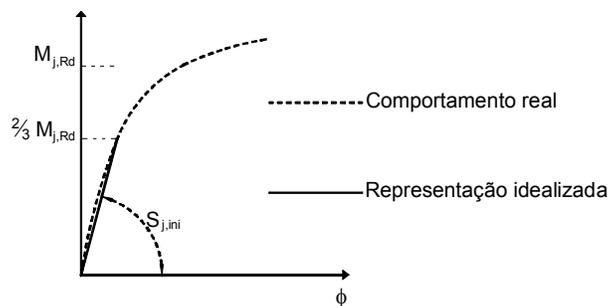


Figura 2.29 - Análise elástica da estrutura e da ligação

Neste modelo de cálculo assume-se que o material pode se deformar, mas nenhuma rótula plástica pode ser desenvolvida na ligação. Isto ocorre porque na análise elástica, os elementos não podem atingir a plastificação.

Assim, as componentes da ligação podem plastificar, porque o momento resistente da ligação é mais alto que o momento resistente elástico da ligação. A rigidez é tomada como sendo igual à $S_{j,ini} / \eta$, onde η é um fator de adimensional dependente do tipo da ligação e a configuração em ligação.

A rigidez da ligação em um procedimento de cálculo plástico é mais baixa que em um procedimento de cálculo elástico da ligação.

A verificação da resistência da ligação deve ser feita através de:

$$M_{sd} < M_{j,rd} \quad (2.30)$$

$$S_j = S_{j,ini} / \eta \quad (2.31)$$

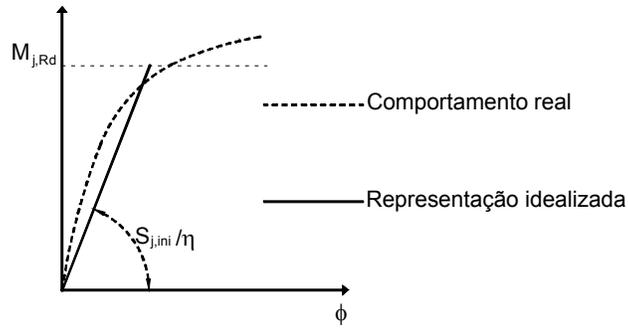


Figura 2.30 - Análise plástica da ligação

Na análise plástica da estrutura, assume-se que já ocorreram deslocamentos, rotações e deformações significativos, e conseqüentemente, já não permanece válida a lei de Hooke. A grande deformação plástica pode conduzir a redistribuição de forças. Esta não-linearidade mostra que o cálculo da distribuição das forças se faz através de um processo iterativo.