

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DE LIGAÇÕES METÁLICAS VIGA-PILAR

Luis Calado* e Carlo Castiglioni**

* Professor Associado, Instituto da Construção, DECivil, Instituto Superior Técnico, Lisboa - Portugal

**Professor Associado, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano - Itália



RESUMO

Neste artigo apresentam-se estudos experimentais realizados sobre o comportamento cíclico de ligações viga-pilar. Ensaíram-se diversos tipos de ligações viga-pilar, tendo-se construído para cada uma das tipologias vários protótipos, que foram posteriormente sujeitos a ensaios cíclicos de amplitude constante e variável. Estes ensaios, tiveram como principal objectivo, a obtenção de dados que possibilitassem o desenvolvimento de um critério de colapso e de um modelo de acumulação de danos que permitisse estabelecer possíveis categorias de resistência à fadiga. Com base no modelo proposto mostra-se que é possível aplicar as curvas de resistência à fadiga definidas no EC3 a ligações viga-pilar quando sujeita a fadiga com pequeno número de ciclos.

1. INTRODUÇÃO

A análise experimental de estruturas, ou partes delas, é essencial para a identificação e avaliação dos fenómenos que nelas ocorrem quando sujeitas a determinadas solicitações, bem como para a determinação dos seus verdadeiros modos de colapso. É frequentemente a partir dos conhecimentos obtidos por ensaios experimentais que se desenvolvem os modelos numéricos que melhor simulam os fenómenos ocorrentes nas estruturas. É, por outro lado, a partir dos ensaios experimentais que os modelos numéricos são calibrados, por forma a garantirem a necessária precisão na

interpretação do comportamento da estrutura ou subestrutura que representam.

Em termos de ensaios experimentais de ligações metálicas, verifica-se que a maior parte dos que até aqui têm sido realizados são ensaios em regime monotónico, ou seja, em que o carregamento é aplicado num único sentido. Têm tido, no entanto, menor desenvolvimento os ensaios cíclicos em ligações metálicas e são inexistentes resultados de ensaios dinâmicos. Tal é devido tanto ao facto de ser relativamente recente a preocupação em avaliar correctamente o comportamento das ligações, como aos problemas inerentes à realização de ensaios cíclicos e dinâmicos,

como sejam as exigências de equipamento, a duração dos ensaios e os custos envolvidos.

Vários autores têm vindo, no entanto, a debruçar-se sobre esta matéria na última década. De entre eles salientam-se os estudos realizados por Ballio (Ballio et al. 1987) sobre a influência da pormenorização em diferentes tipos de ligações viga-pilar sujeitas a acções cíclicas, os estudos de Astaneh (Astaneh et al. 1989, Nader et al 1991) relativos ao comportamento cíclico de ligações com cantoneiras, e os estudos de Popov (Tsai et al, 1990) sobre o comportamento cíclico de ligações com chapa de topo longa. Mais recentemente, Zandonini (Bernuzzi et al, 1992) realizou vários estudos em ligações viga-pilar, tendo verificado que a história de deslocamentos influenciava a forma da envolvente da curva momento-rotação, bem como o valor do momento flector atingido no fim de cada ciclo. Calado (Calado et al, 1994; Calado et al, 1995) estudou diversos tipos de ligação viga-pilar tendo por objectivo determinar a influência da pormenorização na resposta cíclica da ligação e simultaneamente investigar a influência da história do deslocamento no comportamento e colapso da ligação.

Neste artigo apresentam-se os resultados da investigação conjunta do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico e do Dipartimento di Ingegneria Strutturale do Politecnico di Milano sobre o comportamento cíclico de ligações metálicas viga-pilar. Identificaram-se diversas tipologias estruturais que conduziram à construção de vários protótipos à escala real que foram posteriormente ensaiados até à rotura.

Apresenta-se um critério de colapso e desenvolve-se uma metodologia para a quantificação de danos acumulados, tendo por objectivo estabelecer classes de resistência para ligações viga-pilar análogas às existentes no Eurocódigo nº3 (CEN, 1992) para a fadiga.

2. METODOLOGIA DE ENSAIO

2.1. Introdução

Existem diferentes métodos experimentais que permitem avaliar o comportamento sísmico de elementos estruturais e de estruturas. Salientam-se:

a) A utilização de mesas vibrantes simulando a acção sísmica para ensaio de estruturas à escala natural ou modelos reduzidos. Esta é certamente a metodologia que se encontra mais próximo da realidade. Requer, contudo, equipamento muito sofisticado e, mesmo quando este existe, os ensaios realizados são extremamente dispendiosos. No entanto, pode ser utilizada em alguns casos em que se pretenda estudar protótipos de uma determinada solução estrutural, efectuando-se para tal um número reduzido de ensaios, não sendo aconselhável o seu uso em estudos paramétricos, porque conduziria necessariamente a um grande número de ensaios.

b) A utilização de equipamento capaz de impôr carregamentos cíclicos quasi-estáticos a subestruturas ou elementos estruturais, de forma a obter informação sob o comportamento histerético das zonas críticas da estrutura. Este método não exige equipamento tão sofisticado como o anterior e os custos de realização são bastante menores. Por conseguinte, é particularmente apto na comparação de diferentes soluções de subestruturas ou elementos estruturais. É ainda vantajoso na realização de estudos paramétricos, com o objectivo de produzir informação que permita aferir modelos numéricos.

c) O método semi-experimental geralmente designado por análise pseudo-dinâmica, onde existe uma interacção entre o ensaio experimental e o modelo numérico, permite uma grande correlação entre a realidade e a análise numérica. Este método, bastante interessante, encontra-se em fase de desenvolvimento, sendo os resultados disponíveis insuficientes para uma melhor apreciação.

Atendendo aos objectivos do presente estudo e meios disponíveis, optou-se pela utilização de equipamento capaz de aplicar carregamentos cíclicos quasi-estáticos a elementos estruturais à escala próxima da natural. De facto é deste tipo o equipamento de ensaio existente no Laboratório de Estruturas e de Resistência de Materiais do DECivil do IST. Este equipamento permite o estudo paramétrico do comportamento cíclico até ao colapso, a análise das características resistentes e de ductilidade, o estudo da resposta para vários tipos de pormenorização e carregamento, a obtenção de resultados para verificação de modelos numéricos, a verificação e desenvolvimento de disposições construtivas e a realização de ensaios com custos reduzidos.

2.2. Equipamento de ensaio

Na Figura 1 apresenta-se uma vista geral do equipamento utilizado neste programa de ensaios experimentais.

base, uma parede de reacção, um actuador de parafuso e um pórtico de contraventamento lateral. A fundação é constituída por uma laje de betão armado com espessura de 1.00 m com furos de 100mm de diâmetro formando uma malha quadrada com 1.00 m de afastamento, permitindo diferentes posicionamentos da viga de base ou do pórtico de contraventamento lateral. A viga de base é constituída por um perfil HEB 600 com 4.40 m de comprimento. O banzo superior da viga tem duas fiadas longitudinais de furos de 26 mm de diâmetro. A distância entre as duas fiadas, bem como a distância entre dois parafusos consecutivos da mesma fiada, é de 160 mm, permitindo adoptar diversas posições de montagem dos protótipos. Esta viga é ligada à fundação e à parede de reacção através de barras pré-esforçadas Dywidag.

A parede de reacção é em betão armado com uma altura de 3.90 m, 3.30 m de comprimento e uma espessura de 0.60 m.

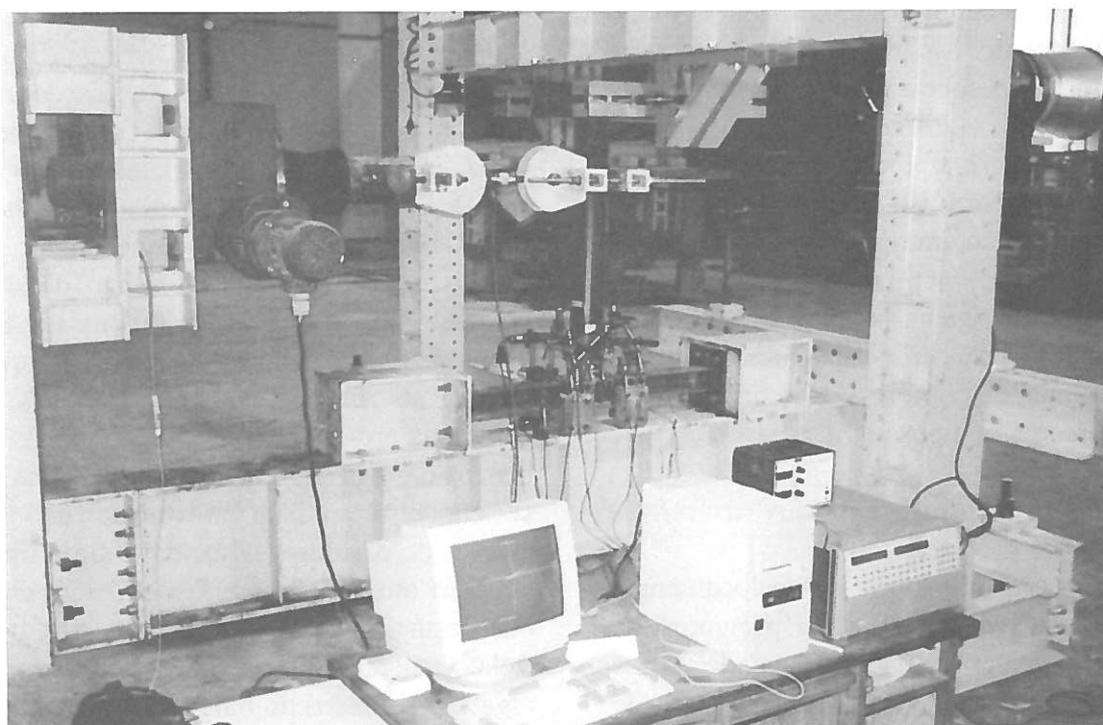


Fig. 1 - Equipamento de ensaio utilizado.

O equipamento de ensaio consiste basicamente numa fundação, uma viga de

Ao longo da parede existem duas fiadas de furos com 40 mm de diâmetro espaçados

entre si de 195 mm. A distância entre as fiadas de furos é de 180 mm, o que permite diversas posições de montagem do actuador de parafuso. O actuador de parafuso tem uma capacidade de 1000 kN, tanto em tracção como em compressão, e um curso máximo de 400 mm. O actuador é ligado a um pequeno pórtico metálico específico que é, por sua vez, ligado à parede de reacção através de barras pré-esforçadas. O pórtico que constitui o sistema de contraventamento lateral, foi projectado por forma a evitar os deslocamentos laterais dos protótipos a ensaiar. Para esse efeito existem quatro rodas ligadas a este pórtico que, contactando o cabeçote do protótipo, evitam esse deslocamento lateral. O protótipo é ligado à viga de base através de duas peças metálicas projectadas para esse efeito por meio de parafusos pré-esforçados.

Relativamente à instrumentação foram utilizados diversos deflectómetros eléctricos, permitindo controlar quer deslocamentos lineares quer rotações, e uma célula de carga para quantificar a força. Tanto o equipamento de ensaio como a aquisição dos dados era controlada de modo semi-automático por um programa de computador especialmente desenvolvido para o efeito.

Atendendo à colocação horizontal do actuador de parafuso, e por se pretender ensaiar a ligação em que a viga era sujeita à flexão cíclica, o pilar foi colocado na horizontal e a viga na vertical. Nesta fase da investigação não foi aplicado qualquer esforço axial de compressão ao pilar, apesar do equipamento o possibilitar.

2.3. História de deslocamentos

A selecção da história de deslocamentos associada a um determinado programa de ensaios experimentais depende dos objectivos a atingir, bem como do tipo de protótipo a ensaiar e dos modos de rotura que se prevê que venham a ocorrer. As histórias de deslocamentos utilizadas neste programa de investigação consistiram em histórias com deslocamentos plásticos de

amplitude constante Δv (ATC, 1992), de amplitude crescente (ECCS, 1986) e de amplitude aleatória. A amplitude total do deslocamento cíclico em regime plástico atingiu em algumas histórias de deslocamento o valor máximo de $12.00 v_y$, onde v_y representa o deslocamento de cedência da ligação.

Em qualquer dos três tipos de história de deslocamentos aplicaram-se inicialmente quatro ciclos em regime elástico, com amplitudes respectivamente de 12.5 mm, 25.0 mm, 37.5 mm e 50.0 mm. As histórias de deslocamentos com amplitude constante (ATC) e amplitude crescente (ECCS) foram em geral simétricas em relação ao deslocamento.

Os vários protótipos foram ensaiados até à rotura, tendo-se considerado que este estado limite era atingido quando as capacidades resistente e de absorção de energia apresentavam valores bastante inferiores aos iniciais, que correspondiam à situação da ligação sem danos estruturais.

2.4. Ligações ensaiadas

Os protótipos a ensaiar corresponderam a quatro tipologias diferentes de ligação viga-pilar, que simulam soluções correntemente utilizadas em construção metálica. No tipo BCC1 a viga é ligada ao pilar através de cantoneiras aparafusadas que ligam os banzos e alma da viga ao banzo do pilar, enquanto que no tipo BCC2 existe uma chapa de topo na extremidade da viga que é ligada ao banzo do pilar através de parafusos pré-esforçados. No tipo BCC3 os banzos da viga são ligados a uma chapa que se encontra soldada no banzo do pilar através de parafusos, estando a alma ligada também através de parafusos a uma chapa que está soldada ao banzo do pilar. Relativamente ao tipo BCC4 os banzos da viga são soldados ao banzo do pilar através de cordões de soldadura de topo enquanto a alma da viga é ligada com parafusos a uma chapa que está soldada ao banzo do pilar.

O perfil metálico utilizado quer no pilar quer na viga dos diferentes protótipos era da

série HEA120 enquanto que as cantoneiras eram do tipo 100x100x10. Todos os perfis metálicos utilizados bem como as chapas de ligação eram da classe Fe360, enquanto que os parafusos eram todos M16 classe 8.8.

Os valores nominais da tensão e extensão de cedência e de rotura dos perfis (alma e banzos), cantoneiras e chapas foram determinados experimentalmente através de ensaios de tracção normalizados (NP EN 10 002-1, 1990).

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os resultados experimentais para cada tipologia estrutural das ligações viga-pilar estão representados nas Figuras 2 a 13 como diagramas momento-rotação, respectivos modos de colapso e relação da energia absorvida em cada ciclo. Apresentam-se também alguns comentários sobre o comportamento cíclico de cada tipo de ligação durante o ensaio e respectivo modo de rotura. O valor da relação da energia absorvida num ciclo é dado pela relação entre a energia real absorvida e a energia que a ligação absorveria se tivesse um comportamento elasto-plástico perfeito. Os valores apresentados nos gráficos da relação da energia absorvida foram determinados a partir dos diagramas momento-rotação de cada uma das ligações.

3.1. Ligação tipo BCC1

Este tipo de ligação é caracterizado por grandes escorregamentos entre os banzos da viga e as cantoneiras. Durante os ensaios verificou-se, mesmo para aqueles de amplitude constante, que o escorregamento aumentava com o número de ciclos. Este escorregamento originava a ovalização dos furos e simultaneamente uma diminuição do valor da energia absorvida em cada ciclo. A deformação plástica das cantoneiras foi aumentando com o número de ciclos causando o aparecimento de pequenas fissuras que posteriormente se propagavam a toda a secção transversal da

cantoneira, provocando o colapso da ligação. O aumento da deformação plástica das cantoneiras resultava numa diminuição progressiva da energia absorvida.

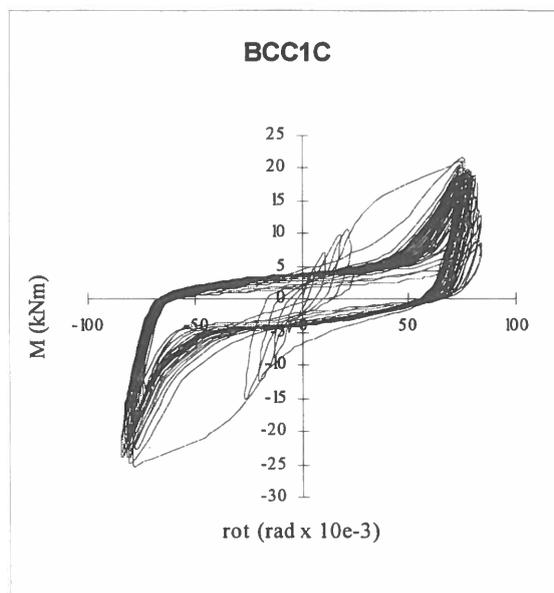


Fig. 2 - Gráfico momento-rotação para a ligação do tipo BCC1.

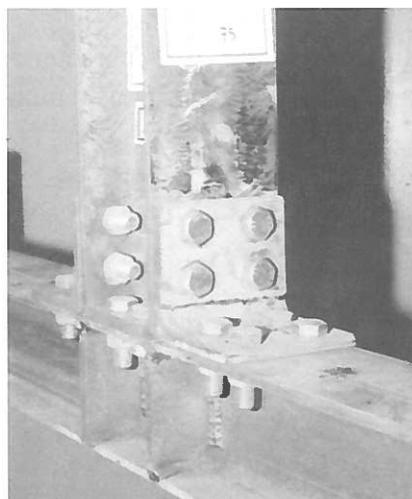


Fig. 3 - Modo de rotura para a ligação do tipo BCC1.

Apesar da viga se encontrar ligada ao pilar com cantoneiras nos banzos e alma, a excessiva deformação das cantoneiras e a ovalização dos furos originava uma separação entre o banzo traccionado da viga e o banzo do pilar, que chegou a atingir em alguns casos 35 mm. No final do ensaio observou-se também que o banzo do pilar onde se encontravam ligadas as cantoneiras

apresentava deformação plástica devido às forças de tracção provocadas pelos parafusos.

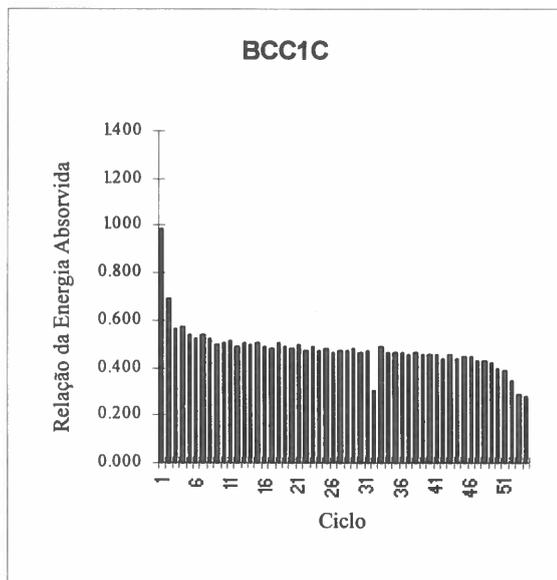


Fig. 4 - Relação da energia absorvida para as ligações do tipo BCC1.

3.2. Ligação tipo BCC2

As ligações deste tipo caracterizam-se por apresentarem diagramas momento-rotação com ciclos bastante regulares, e com uma redução gradual da energia absorvida e da força no final de cada semi-ciclo.

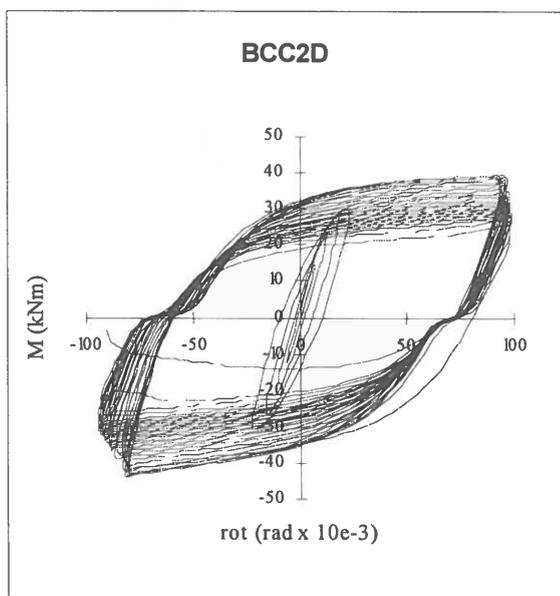


Fig. 5 - Gráfico momento-rotação para a ligação do tipo BCC2.



Fig. 6 - Modo de rotura para a ligação do tipo BCC2.

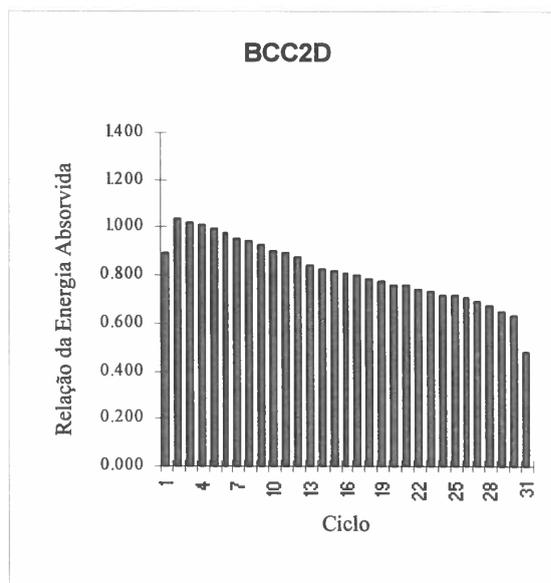


Fig. 7 - Relação da energia absorvida para as ligações do tipo BCC2.

Em todas as ligações deste tipo observou-se a formação de uma rótula plástica na viga, aproximadamente a uma distância da face do pilar igual à altura do perfil metálico da viga. As elevadas deformações existentes nos banzos da viga originaram o aparecimento de fissuras, iniciadas em geral na zona de ligação da alma ao banzo do perfil, vindo posteriormente a propagar a toda a secção transversal da viga. As elevadas extensões de compressão provocaram a instabilidade local dos banzos e da alma da viga, apesar

de ser da classe 1 (CEN, 1992). Estes dois efeitos, fissuras e instabilidade local, originaram uma diminuição progressiva da energia absorvida. No final do ensaio observou-se um encurtamento axial da viga devido às elevadas deformações concentradas na rótula plástica.

3.3. Ligação tipo BCC3

Este tipo de ligação apresentou escorregamento entre as chapas e o banzo da viga e ovalização dos furos. No entanto, este fenómeno teve menor importância do que o ocorrido com as ligações do tipo BCC1. As chapa que ligam os banzos da viga ao banzo do pilar comportaram-se, aproximadamente, como as cantoneiras da ligação do tipo BCC1, no que se refere ao escorregamento e à ovalização dos furos.

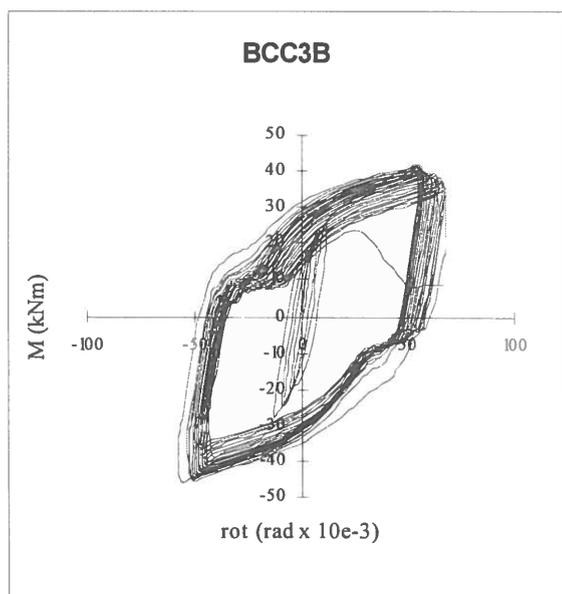


Fig. 8 - Gráfico momento-rotação para a ligação do tipo BCC3.

No entanto, como se encontravam soldadas ao banzo do pilar, as forças máximas atingidas no final de cada semi-ciclo foram maiores do que as da ligação do tipo BCC1 para amplitudes análogas. Observou-se uma progressiva diminuição da energia absorvida ao longo dos ciclos e até ao colapso. O afastamento verificado entre a viga e o banzo do pilar foi bastante inferior ao verificado com as ligações do tipo BCC1.

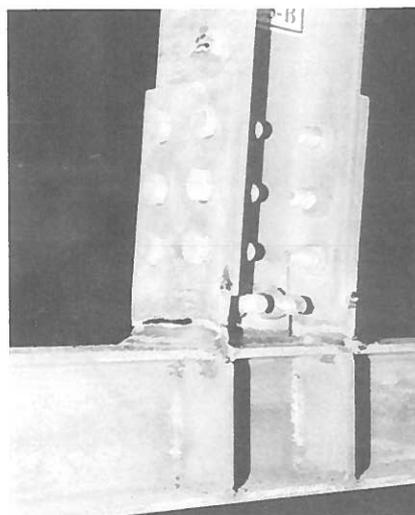


Fig. 9 - Modo de rotura para a ligação do tipo BCC3.

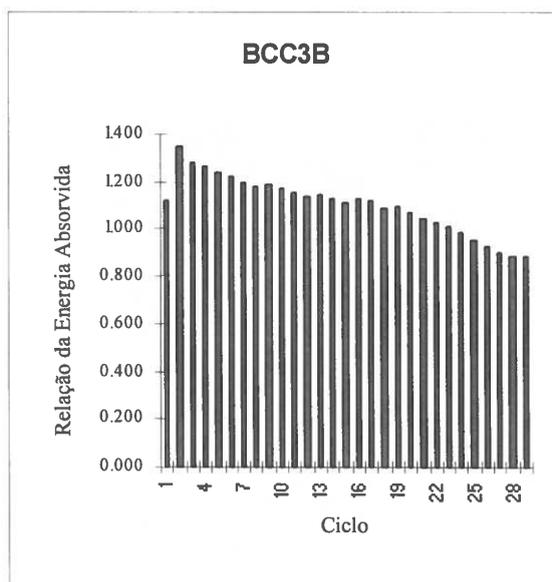


Fig. 10 - Relação da energia absorvida para as ligações do tipo BCC3.

A meio do ensaio surgiram pequenas fissuras na chapa de ligação junto à soldadura, que foram aumentando com o decorrer do ensaio até se propagarem a toda a secção transversal da chapa causando o colapso da ligação.

3.4. Ligação tipo BCC4

As ligações do tipo BCC4 apresentaram um comportamento bastante estável em termos da forma do diagrama momento-rotação e uma diminuição progressiva da energia absorvida e das forças máximas no final de cada semi-ciclo.

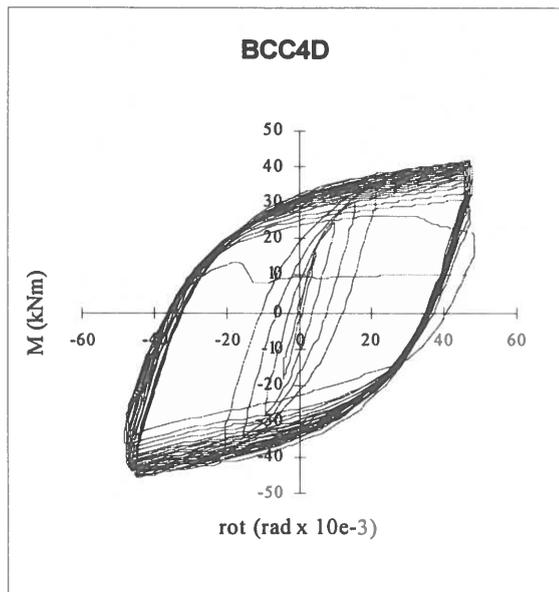


Fig. 11 - Gráfico momento-rotação para a ligação do tipo BCC4.



Fig. 12 - Modo de rotura para a ligação do tipo BCC4.

Não foram observados quaisquer fenómenos de instabilidade local dos banzos e alma da viga. Foram, contudo, observadas grandes deformações plásticas localizadas no painel da alma do pilar na zona de ligação com a viga, resultando em alguns dos casos o aparecimento de fissuras junto aos reforços que delimitam o painel.

As elevadas extensões de tracção provocaram o aparecimento de fissuras nos banzos da viga junto às soldaduras, vindo o seu comprimento a aumentar até atingir toda a secção transversal do banzo, originando o colapso da ligação.

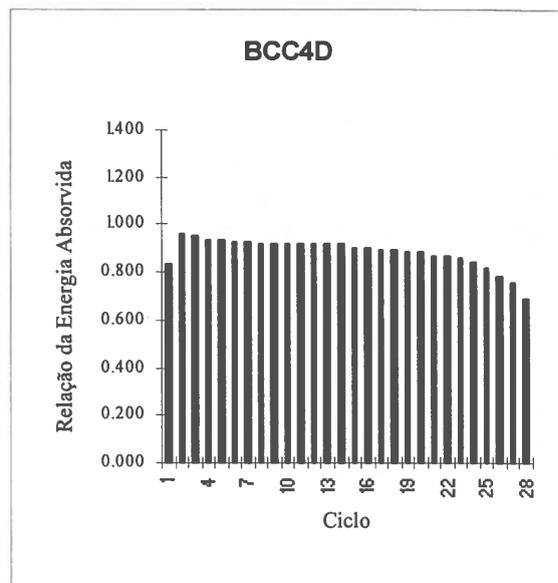


Fig. 13 - Relação da energia absorvida para as ligações do tipo BCC4.

No final do ensaio observou-se que os furos localizados na alma da viga estavam ovalizados devido às elevadas tensões de contacto causadas pelos parafusos.

4. CRITÉRIO DE COLAPSO

Quando se pretende estudar experimentalmente ou analiticamente um elemento estrutural é conveniente formular um critério de colapso baseado na deterioração das capacidades mecânicas do material. Deste modo, será sempre possível definir à priori o estado limite a partir do qual se considera que o elemento estrutural está fora de serviço. Poderá acontecer que o colapso definido desta forma não corresponda em alguns casos ao colapso real do elemento. Para que um critério deste género possa ser aplicado ao dimensionamento estrutural, é necessário que a determinação do colapso seja tão próxima quanto possível da realidade, mas sempre do lado da segurança.

Alguns autores (Calado et al, 1989) propõem que se adopte um critério de colapso unificado ao qual corresponda uma redução de 50% da relação da energia absorvida num determinado ciclo de um elemento estrutural. Este critério foi formulado tendo por base diversos ensaios

experimentais e simulações numéricas do comportamento cíclico de vigas e de contraventamentos metálicos (Ballio et al, 1986).

Mais recentemente, e tendo por base um extenso trabalho de investigação experimental em vigas, vigas-coluna, ligações soldadas (Ballio et al, 1995; Castiglioni, 1995) e ligações viga-pilar (Calado et al, 1994; Calado et al, 1995), Calado e Castiglioni (Calado et al, 1996) propuseram um critério de colapso de carácter geral para elementos estruturais metálicos sujeitos a histórias de deslocamento variáveis, que pode ser expresso pela seguinte equação:

$$\frac{\eta_f}{\eta_0} \leq \alpha \quad (1)$$

onde η_f representa a relação entre a energia real absorvida no último ciclo antes do colapso (E_{cf}) e a energia que o elemento dissiparia no mesmo ciclo se tivesse comportamento elasto-plástico perfeito (E_{cppf}), enquanto que η_0 representa a relação entre a energia real absorvida no primeiro ciclo plástico (E_{c0}) e a energia que o elemento dissiparia no mesmo ciclo se tivesse comportamento elasto-plástico perfeito (E_{cpp0}). No caso de histórias de deslocamento com amplitude constante os valores de E_{cpp0} e E_{cppf} são iguais, podendo a equação (1) ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{E_{cf}}{E_{c0}} \leq \alpha \quad (2)$$

Nas equações (1) e (2) α é um parâmetro cujo valor representa o limite a partir do qual se considera que o elemento colapsou, devendo ser determinado com base em resultados experimentais. Para o caso de ligações viga-pilar, e tendo por base uma extensa investigação experimental (Calado et al, 1994; Calado et al, 1995; Calado et al, 1996) com diferentes histórias de deslocamentos Calado e Castiglioni (Calado et al, 1996) verificaram-se que o valor do

parâmetro α dependia do tipo de ligação. Os valores médios obtidos para as quatro tipologias estruturais estudadas foram respectivamente 0.44 para a BCC1, 0.52 para a BCC2, 0.64 para a BCC3 e 0.75 para a BCC4.

A diferença de valor obtida para o parâmetro α está directamente relacionada com os modos de colapso associados a cada uma das tipologias estruturais e com a influência dos diversos fenómenos físicos envolvidos, nomeadamente o escorregamento, a ovalização dos furos, a instabilidade local e a fissuração da chapa. Contudo, e tomando por base os resultados experimentais obtidos em ligações viga-pilar, foi possível verificar que o valor de α está compreendido entre 0.50 e 0.70. Apesar de existir esta variação entre os valores de α , ela traduz-se muitas vezes em dois ou três ciclos, mostrando que é bastante difícil estabelecer à priori um valor exacto para α .

Os valores acima apresentados para as diferentes tipologias de ligação podem ser adoptados como valores de referência para a quantificação do colapso estrutural.

5. MODELO PARA A DETERMINAÇÃO DOS DANOS ACUMULADOS

Tendo por base os resultados experimentais sobre o comportamento cíclico de elementos estruturais, vigas, vigas-coluna, ligações soldadas e ligações viga-pilar (Calado et al, 1995; Castiglioni, 1995; Ballio et al, 1995), e de acordo com estudos anteriormente realizados (Coffin, 1954; Mason, 1954), a expressão que melhor traduz a relação existente entre o número de ciclos até ao colapso N_f , e a amplitude do deslocamento Δv , normalizada em relação ao deslocamento limite elástico (v_y), é uma expressão exponencial do tipo:

$$N_f = a \left(\frac{\Delta v}{v_y} \right)^b \quad (3)$$

em que a e b são parâmetros a serem definidos e calibrados com base em resultados experimentais.

Se a amplitude do deslocamento cíclico Δv puder ser relacionada com a amplitude das tensões $\Delta\sigma$, este tipo de relação será análoga à das curvas de resistência à fadiga de Wöhler (1860) geralmente utilizadas na fadiga.

Tendo por base estas considerações, Ballio e Castiglioni (Ballio et al, 1995) propuseram recentemente um modelo para acumulação de danos estruturais em elementos metálicos válido para fadiga com grande e pequeno número de ciclos.

Este modelo pode ser representado em termos do deslocamento generalizado s , pela seguinte expressão:

$$D = \frac{1}{K} \sum_1^L n_i \left(\frac{\Delta s_i}{s_y} \sigma(F_y) \right)^3 \quad (4)$$

Nesta expressão K é um valor constante que depende da categoria da resistência à fadiga do pormenor estrutural, n_i é o número de ciclos com amplitude Δs_i , L é o número de ciclos com diferentes amplitudes Δs_i a serem considerados e $\sigma(F_y)$ é a tensão correspondente ao aparecimento da cedência.

6. APLICAÇÃO DO MODELO

Na fadiga para grande número de ciclos, as curvas de resistência traduzem o efeito da concentração de tensões devidas por exemplo à geometria dos pormenores estruturais e a defeitos causados durante o processo de fabrico. É de admitir que as mesmas considerações sejam também aplicáveis ao caso da fadiga para pequeno número de ciclos: por exemplo, a instabilidade local pode ser vista como um efeito nefasto para a resistência do elemento, já que produz concentração de tensões na zona encurvada. Isto significa que cada tipologia de ligação viga-pilar, associada ao seu modo de colapso, possa

ser considerada como pertencente a uma determinada curva de resistência à fadiga.

É de esperar que as diferentes tipologias de ligação estudadas nesta investigação correspondam a curvas de resistência à fadiga diferentes já que evidenciaram modos de colapso diversos, ovalização dos furos e fissuração das cantoneiras (BCC1), encurvadura local da viga (BCC2), e fissuração das chapas que ligam os banzos da viga ao banzo da coluna (BCC3), fissuração dos banzos da viga junto à soldadura (BCC4).

De modo a verificar a validade do critério de colapso e do modelo para acumulação de danos, estes foram aplicados aos ensaios realizados em Lisboa, com amplitude constante (BCCi-Lisboa) e variável (VPH V.A.-Lisboa; BCCi V.A.-Lisboa), aos ensaios realizados por Astaneh em Berkeley (Astaneh et al, 1989) e aos ensaios realizados por Mander em Buffalo (Mander et al, 1995).

Na Figura 14 apresentam-se os resultados experimentais para todas as ligações viga-pilar analisadas.

Da análise da Figura 14 verifica-se que ligações viga-coluna da mesma tipologia pertencem à mesma curva de resistência à fadiga. Com efeito, as ligações do tipo BCC1 ensaiadas em Lisboa tinham para a viga e pilar perfis HEA120 e cantoneiras L100x100x10 (VPH V.A.-Lisboa), enquanto que as ensaiadas em Buffalo possuíam perfis W8x31, W8x21 e L6x4x3/4, respectivamente para o pilar, viga e cantoneiras (S.U.N.Y.-Buffalo). Além disso, esta tipologia de ligação foi ensaiada com história de deslocamentos variável, mostrando que o parâmetro que mais influencia a resistência à fadiga é a tipologia estrutural associada ao respectivo modo de colapso.

Verifica-se também, que as ligações do tipo BCC1 são representadas pela categoria 50, as do tipo BCC2 pela categoria 56, as do tipo BCC3 pela categoria 63, e as do tipo BCC4 pela categoria 63.

Estes resultados parecem estar directamente relacionados com a resistência

da ligação. Com efeito, as ligações em que a viga se encontrava ligada ao pilar com cantoneiras, que aparafusam os banzos da viga ao banzo do pilar, são menos rígidas do que aquelas em que os banzos da viga são ligados a uma chapa, que se encontra soldada no banzo do pilar, pertencendo o primeiro tipo à categoria 40 e o segundo à categoria 63.

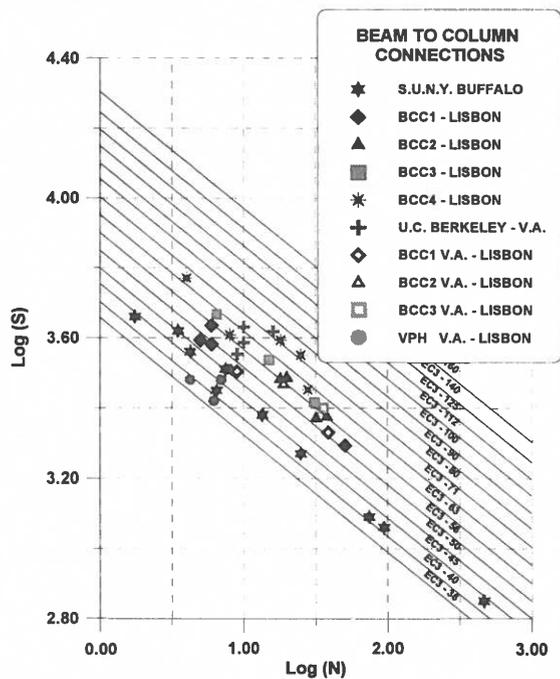


Fig. 14 - Curvas de resistência à fadiga para ligações viga-pilar.

Do gráfico da Figura 14 verifica-se que a inclinação das rectas que interpolam os resultados das ligações ensaiadas é próximo de -3, inclinação essa semelhante à considerada nas curvas de resistência à fadiga para grande número de ciclos, o que valida o modelo para acumulação de danos proposto.

Verifica-se também que as curvas de resistência à fadiga propostas no Eurocódigo nº3 (CEN, 1992) podem ser também utilizadas para a fadiga de pequeno número de ciclos de ligações viga-pilar, desde que se defina à partida a classe a que pertence cada uma das tipologias.

7. CONCLUSÕES

A validade do modelo proposto para acumulação de danos foi verificada através de resultados obtidos experimentalmente em ligações viga-pilar sujeitas quer a histórias de deslocamentos constantes quer variáveis, ensaiadas em diferentes laboratórios (Lisboa, Berkeley e Buffalo). Os ensaios foram realizados com amplitudes de rotações superiores às que se espera que ocorram na resposta de uma estrutura quando sujeita a sismos de intensidade média.

A grande vantagem do modelo proposto para a acumulação de danos, é o de possibilitar a determinação de curvas de resistência à fadiga associada à tipologia da ligação viga-pilar. Isto poderá ser realizado quer através de ensaios experimentais quer através de simulações numéricas, devendo neste último caso a validade dos modelos numéricos ser verificada por ensaios experimentais. Em qualquer dos casos é necessário existir um critério de colapso que possibilite definir de um modo conservativo o número de ciclos que correspondem ao colapso.

Propos-se também um critério de colapso de carácter geral que deu resultados consistentes para as ligações estudadas. No entanto, a validade do critério proposto deve continuar a ser investigada e extendido a outros elementos estruturais.

8. AGRADECIMENTOS

Agradece-se o apoio financeiro concedido pela JNICT (Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica) sem o qual esta investigação dificilmente teria sido feita. Os autores agradecem também a colaboração dos Eng.s António Brito e Raúl Malho pela contribuição que deram a esta investigação.

9. REFERÊNCIAS

- Astaneh, A. Nader, M. N. e Malik, L. (1989), Cyclic behaviour of double angle connections, *ASCE, Journal of Structural Engineering*, vol. 115, n.5.
- ATC - Applied Technology Council (1992), Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures, *ATC 24*.
- Ballio, G. e Calado, L., (1986), Steel Bent Sections Under Cyclic Loads - Experimental and Numerical Approaches, *Costruzioni Metalliche*, Nº 1.
- Ballio, G., Calado, L., De Martino, A., Faella, C. e Mazzolani, F., (1987), *Indagine sperimentale sul comportamento ciclico di nodi trave-colonna in acciaio*, *Costruzioni Metalliche*, Nº 2.
- Ballio, G., Castiglioni, C.A. (1995), A unified approach for the design of steel structures under low and/or high cycle fatigue, *Journal of Constructional Steel Research*, n.34, pp.75-101.
- Bernuzzi, C., R. Zandonini e P. Zanon, (1992), Semi-Rigid Steel Connections Under Cyclic Loads, *First World Conference on Constructional Steel Design*, Acapulco.
- Calado, L e Azevedo, J. (1989), A model for predicting failure of structural steel elements, *Journal of Constructional Steel Research*, nº 14.
- Calado, L. e Castiglioni, C. A. (1995), Low cycle fatigue testing of semi-rigid beam-to-column connections, *Proc. of the 3rd International Workshop on Connections in Steel Structures*, Trento.
- Calado, C. e Castiglioni, C., (1996), Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: experimental and numerical research, *Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco.
- Calado, L., Ferreira, J. (1994), Cyclic behaviour of steel beam to column connections: an experimental research, *Proc. Int. Workshop on Behaviour of Steel Structures. in Seismic Areas*, Timisoara, E and FN SPON, pp. 381-389.
- Castiglioni, C.A. (1955), Seismic damage assessment of steel members and joints, *SSRC Proc. ATSandM*, Kansas City, March.
- CEN (1992), Eurocode 3: Design of Steel Structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings, *ENV1993-1-1*, February.
- Coffin, L. F. (1954), A study of the effects of cyclic thermal stresses on a ductile method, trans. *ASME*, 76.
- ECCS: Technical Committee 1 - Structural Safety and Loadings, Technical Working Group 1.3 - Seismic Design, (1986). *Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads*. nº 45.
- Mander, J. B., Pekcan, G. e Chen, S. S. (1995), Low-cycle variable amplitude fatigue modeling of top-and-seat angle connections, *Engineering Journal*, Second Quarter, pp. 54-62.
- Mason, S. (1954), Behaviour of material under conditions of thermal stress, *Heat Transfer Symposium, NACA TN 2933*.
- Nader, M e Astaneh, A. (1991), Dynamic behaviour of flexible, semirigid and rigid steel frames, *Journal of Constructional Steel Research*, nº 18.
- Norma Portuguesa *NP EN 10 002-1*, (1990), Materiais metálicos: ensaio de tracção, parte 1 - método de ensaio à temperatura ambiente.
- Tsai, K. e E. Popov, (1990), *Cyclic Behaviour of End-Plate Moment Connections*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, Nº 11, November.
- Wöhler, A. (1860), *Zeitschrift für Bauwesen*, vol.10.