

## Desenvolvimentos recentes no comportamento à fadiga de conectores metálicos

Isabel Valente

*Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal*

En Xie

*Departamento de Engenharia Civil, Tongji University, China*

Gustavo Veríssimo

*Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Viçosa, Brasil*

**RESUMO:** A presente comunicação recolhe a mais recente investigação, realizada em torno da avaliação experimental do comportamento à fadiga de vários tipos de conectores metálicos, como sejam os pernos de cabeça, conector C, os conectores pós-instalados, o Perfobond e o Crestbond. Com base num conjunto vasto de resultados experimentais obtidos por diversos investigadores, discutem-se aspectos como a vida de fadiga, a resistência residual ou a evolução do escorregamento e comparam-se os vários resultados obtidos. A partir da comparação entre resultados analisados, é possível definir um plano de ensaios para avaliar o comportamento à fadiga de um novo tipo de conector metálico, o Crestbond, recentemente desenvolvido por dois autores deste artigo. O objectivo final é o de obter a curva *S-N* para este conector.

### 1 INTRODUÇÃO

A ligação ao corte é essencial para garantir o funcionamento misto entre as secções de aço e de betão de uma estrutura mista. O funcionamento misto é garantido quando se elimina ou limita o escorregamento entre as secções de aço e de betão. Na maioria dos casos, colocam-se conectores metálicos para ligar as duas secções e estes transferem o esforço de corte que se mobiliza entre as secções de aço e de betão.

Várias geometrias de conectores metálicos têm vindo a ser propostas desde a década de 40 do Sec. XX (Figura 1), das quais se podem destacar os pernos, o conector C, os conectores pós-instalados, o Perfobond e, recentemente, o Crestbond.

Quando se aplicam carregamentos de natureza cíclica e repetitiva a uma estrutura mista, verifica-se que os conectores metálicos ficam sujeitos a fenómenos de fadiga, pelo que é necessário avaliar o seu comportamento tendo em conta esse efeito. Exemplos disso são as pontes rodoviárias e ferroviárias e também as estruturas que suportam pontes rolantes ou os elementos estruturais de edifícios industriais expostos à passagem de camiões.

Até ao presente, a investigação realizada sobre o comportamento de conectores

sujeitos a fadiga, tem-se focado principalmente no estudo de pernos. Também se desenvolveram alguns trabalhos abordando o comportamento de conectores C, conectores pós-instalados e conectores Perfobond, entre outros. Devido ao seu uso muito alargado à escala mundial, o comportamento de pernos sujeitos a fadiga tem sido estudado sob vários aspectos: identificação dos modos de rotura, determinação das curvas *S-N* (curvas que relacionam o intervalo de tensão com o  $n^o$  de ciclos de tensão até à rotura por fadiga), modelos de cálculo para a duração à fadiga (tempo de vida até à rotura, expresso em  $n^o$  de ciclos sob a acção de um historial de tensões de amplitude constante), comportamento sob carregamentos com intervalos de tensão baixos, evolução do escorregamento em função do intervalo de tensão e do  $n^o$  de ciclos de tensão aplicados. Verifica-se que as metodologias de análise utilizadas para o estudo do comportamento de pernos são essenciais e muito úteis na análise de outros tipos de conectores metálicos.

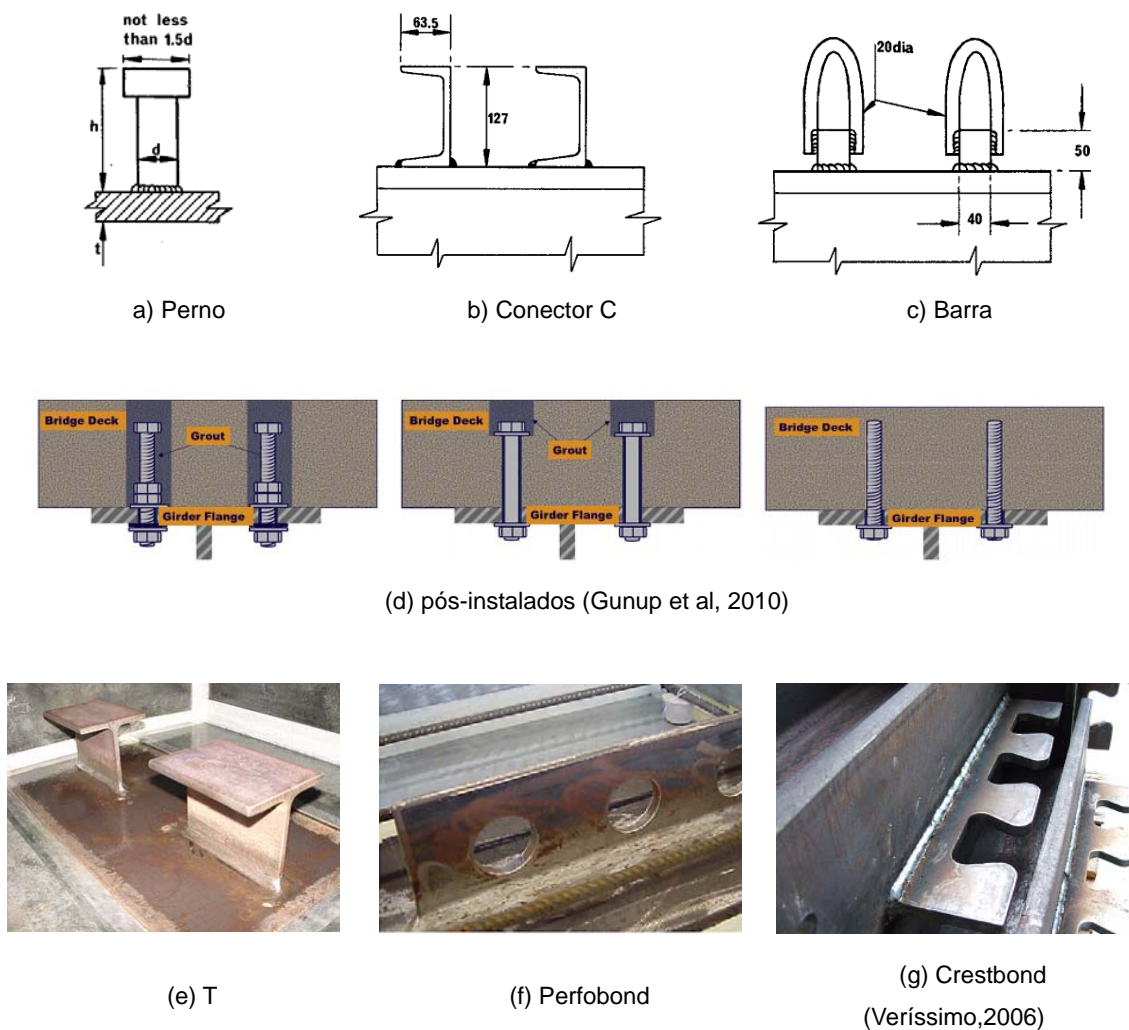


Figura 1. Diferentes tipologias de conectores metálicos

O estudo experimental do comportamento de conectores sujeitos a fenómenos de fadiga é realizado com recurso ao ensaio de tipo *push-out*, tal como acontece para o estudo do comportamento de conectores sob carregamentos monotónicos. De acordo com a norma EN1994-1-1 [1], o provete standard para o ensaio de tipo *push-out*

consiste num troço de perfil metálico do tipo HEB, posicionado entre duas lajes de betão armado de dimensões idênticas, com 650 mmx600 mmx150 mm. Os conectores metálicos são soldados ao perfil metálico, em cada um dos banzos, e ficam posteriormente embebidos na laje de betão, após a betonagem, estabelecendo a ligação entre aço e betão. A norma EN1994-1-1 [1] estabelece ainda os procedimentos para a realização do ensaio de tipo *push-out* sob carregamento estático, definindo que este é realizado com controlo de deformação e que o deslizamento entre o perfil metálico e a laje de betão é medido até que a carga aplicada ao provete seja pelo menos igual a 80% da carga última (Figura 2). De qualquer modo, vários autores têm realizado ensaios de tipo *push-out* utilizando dimensões um pouco diferentes, adaptando a distribuição de conectores, variando os materiais utilizados ou colocando diferentes distribuições e quantidades de armadura nas lajes.

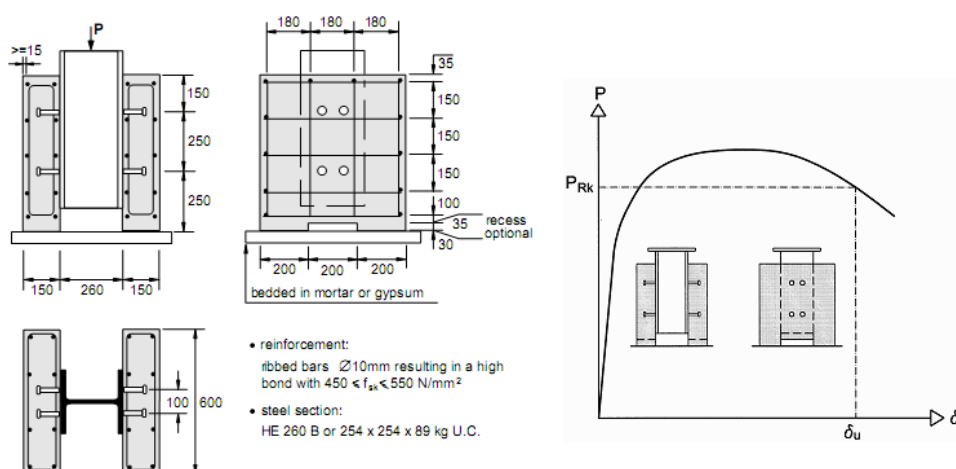


Figura 2. Provete standard para o ensaio de tipo *push-out*

## 2 COMPORTAMENTO À FADIGA DE PERNOS

### 2.1 Modos de rotura

O estado limite de fadiga em pernos é caracterizado por uma carga de rotura cujo valor é bastante inferior ao que se obtém quando se aplica um carregamento estático. Sob carregamento repetido, ocorrem elevadas compressões no betão localizado junto ao colar de soldadura que provocam o seu esmagamento e a haste do perno fica progressivamente submetida a esforços de flexão. Os modos de rotura do tipo A, B e C representados na Figura 3 ocorrem no lado do conector que fica sujeito a tracções. A fendilhação de tipo A e B ocorre usualmente sob tensões de corte isoladas ou associadas a tensões normais de valor reduzido no banzo. A fendilhação de tipo C pode ser observada em vigas onde ocorrem elevadas tensões normais de tracção nos banzos, associadas com elevadas tensões de corte na interface aço-betão.

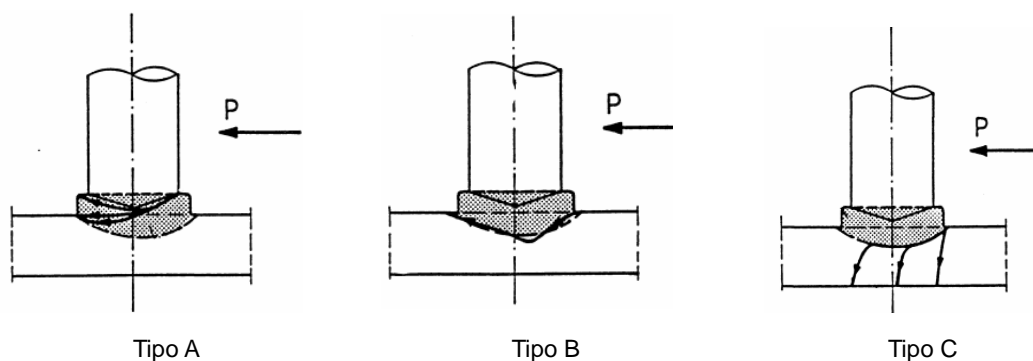


Figura 3. Modos de rotura de pernos submetidos a carregamentos que induzem fadiga (Hallam, 1976)

## 2.2 Parâmetros mais influentes

Um dos principais objectivos da investigação realizada para o estudo de fenómenos de fadiga em pernos foi determinar os factores que influenciam a duração de fadiga sob intervalos de tensão de valor elevado. Desde a década de 60 do Séc. XX até ao presente, ficou provado que factores como o valor do intervalo de tensão, as características do betão, a qualidade da soldadura, o diâmetro dos pernos, as armaduras e o modo de aplicação da carga têm influência nesse comportamento.

Slutter e Fisher (1966) estabeleceram que o intervalo de tensão é o parâmetro que mais influencia a duração de fadiga de pernos submetidos a intervalos de tensão de valor elevado. Outros investigadores reforçaram esta ideia, o que deu origem e justificação às disposições previstas na EN1994-1-1 e na norma americana AASHTO para o dimensionamento e verificação de segurança de pernos sujeitos a fadiga. Apesar disto, Oehlers (1990) sugeriu e demonstrou que o valor da carga máxima aplicada em cada ciclo de tensão e o valor da carga última atingida pelo conector num ensaio estático teriam influência no comportamento à fadiga, tendo proposto o "*Peak Load Model*", que tem em conta a influência destes dois factores, para o dimensionamento de pernos sujeitos a fadiga.

Hanswille et al. (2007) testaram um total de 71 provetes de tipo *push-out* para avaliar dois aspectos fundamentais: a redução da resistência de pernos sob carregamento estático, após a aplicação de ciclos de tensão de valor elevado e o efeito da sequência de carregamento na duração à fadiga. Os resultados obtidos por estes autores indicam a ocorrência de início de fendilhação entre cerca de 10% e 20% da duração à fadiga, o que causa uma redução no valor capacidade resistente do perno sob carregamento estático. Os ensaios realizados sob ciclos de tensão de amplitude constante mostraram que o valor da carga máxima  $P_{max}$ , aplicada em cada ciclo tem um efeito significativo no tipo de fendas que se formam na base dos pernos.

Slutter e Fisher (1966), Mainstone e Menzies (1967) e Seracino e Oehlers (2003) realizaram ensaios sob intervalos de tensão de valor reversível, observando que a duração à fadiga de pernos submetidos a este tipo de carregamento é superior à que se obtém em pernos submetidos a carregamento unidireccional. Uma vez que a fractura tem sempre início no lado em que o perno está submetido a tensões de tracção,

verifica-se que não é a dupla amplitude de tensão que provoca o dano.

Faust e Leffer (2000) testaram provetes de tipo push-out com betão de agregado leve submetidos a carregamentos cíclicos. A partir dos resultados destes ensaios, obtiveram curvas S-N para este tipo de betão, com uma inclinação que se verificou ser superior à das curvas relativas a um betão de massa volúmica normal.

Badie e Tadros (2002) e Lee e Shim (2005) investigaram o comportamento à fadiga de pernos com grandes diâmetros. No primeiro caso, os autores testaram pernos com diâmetro de 22 mm e 31.8 mm e no segundo caso, testaram diâmetros de 25 mm, 27 mm e 30 mm. A Figura 4 reúne os resultados obtidos nos ensaios realizados por estes autores. A comparação dos resultados experimentais com a curva S-N definida na EN 1994-1-1 mostra que a duração à fadiga de pernos com grande diâmetro é ligeiramente inferior à obtida com com a curva proposta na EN1994-1-1.

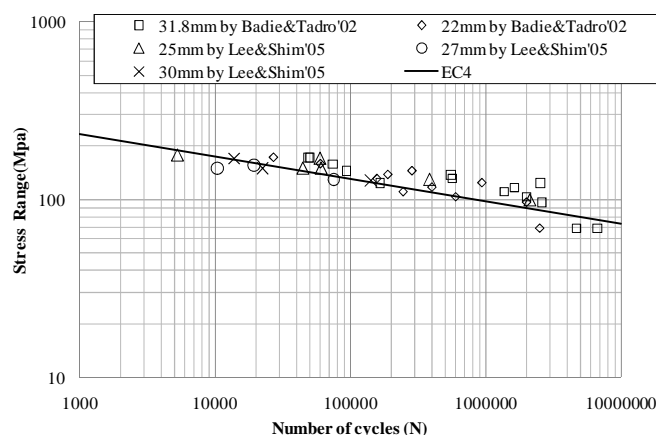


Figura 4. Relação entre o intervalo de tensão e a duração à fadiga para provetes com pernos de grande diâmetro

### 2.3 Duração à fadiga

O comportamento à fadiga de pernos tem sido mais estudado do que o comportamento de outros tipos de conectores. Por essa razão, os regulamentos mais utilizados, como a EN1994, a norma britânica BS5400 e a norma americano AASHTO estabelecem regras para o seu dimensionamento.

Johnson (2000) reanalisou vários resultados experimentais obtidos em ensaios de fadiga com pernos e aplicou três modelos na respectiva análise, o modelo do Eurocódigo, o modelo da British Standard e o “Peak Load Model”. A Tabela 1 lista as várias equações previstas para cada um destes modelos. O modelo do Eurocódigo considera o intervalo de carga  $\Delta P$  ou o intervalo de tensão  $\Delta \tau$  como os factores mais relevantes para a quantificação da duração à fadiga,  $N$ . O modelo da *British Standard* utilizado na BS5400 considera ainda a resistência última como factor preponderante e o “*Peak Load Model*” considera a influência da carga máxima aplicada nos ciclos de carregamento.

Para além disso, Hanswille et al. (2007) seleccionaram e reanalisaram 65 resultados de ensaios de fadiga realizados desde a década de 60 do Séc.XX até ao presente, provando que a duração de fadiga em provetes de tipo *push-out* submetidos a

carregamento cíclico unidireccional pode ser traduzida com a Equação (1), onde  $K_1$  e  $K_2$  são coeficientes relacionados com a restrição lateral proporcionada pela laje de betão. Os valores  $K_1 = 0.1267$  e  $K_2 = 0.1344$  devem ser considerados quando a laje de betão dos provetes confere restrição lateral e os valores de  $K_1 = 0.1483$  e  $K_2 = 0.1680$  devem ser considerados quando tal não acontece.

$$\log N_f = \frac{1 - \frac{P_{\max}}{P_u}}{K_1 - K_2 \cdot \frac{P_{\max} - \frac{\Delta P}{2}}{P_u}} \quad (1)$$

Tabela 1. Modelos para o cálculo da duração à fadiga de pernos

Modelo	Equação genérica	Equação ajustada
Modelo do Eurocódigo	$N(\Delta\tau)^m = 10^k$	$\log N + 81\log(\Delta\tau) = 21.93$
Modelo da AASHTO		$\Delta\tau = \frac{4}{\pi}(238 - 29.51 \cdot \log N)$
Modelo da British Standard (BS5400)	$N(\Delta P / P_u)^m = 10^k$	$\log N + 81\log(\Delta P / P_u) = 1.29$
Peak load Model	$N_f(\Delta P / P_u)^m = 10^k$ , sendo $N = N_f [1 - (P_{\max} / P_u)]$	$P_{\max} / P_u \leq 0.6$ (limitação)

#### 2.4 Cálculo da capacidade resistente residual

Para avaliar a duração à fadiga de uma conexão, é possível estabelecer o valor residual da sua capacidade resistente após um determinado nº de ciclos de carga e descarga terem sido aplicados. Em alternativa, é possível quantificar como evolui o escorregamento durante os ciclos de aplicação de carga e daí avaliar a duração à fadiga a partir do valor do escorregamento máximo admissível pré-determinado.

Existem duas visões para o cálculo do valor residual da capacidade resistente da conexão com pernos. A primeira opção é a de que este valor é proporcional à duração à fadiga, de acordo com os resultados obtidos por Oehlers (1990) e por Bro e Westberg (2004). A segunda opção, é a de que a relação entre o valor residual da capacidade resistente e a duração à fadiga é não linear, o que resulta do trabalho desenvolvido por Hanswille et al. (2007).

A Equação (2) é utilizada por Bro e Westberg (2004) para calcular o valor residual da capacidade resistente da conexão,  $P_s$ , sendo  $N_f = 12.9 \times 10^6$  quando  $\Delta P = 0.2 P_u$  e  $d = 22$  mm.

$$P_s = P_u \left( 1 - \frac{N}{N_f} \right) \quad (2)$$

Hanswille et al. (2007) estabeleceram a Equação (3) para prever a redução da capacidade resistente correspondente a um número pré-determinado de ciclos de carga, tendo em consideração a influência dos parâmetros mais relevantes.

$$\frac{P_s}{P_u} = 0.74 \frac{P_{\max}}{P_u} \cdot \left(1 - \frac{\Delta P}{P_{\max}}\right) + 0.54 - 0.04 \cdot \ln \left( \frac{N}{1 - \frac{P_{\max}}{P_u}} \right) \cdot \frac{1}{10^{0.1267 - 0.1344 \frac{P_{\max}}{P_u} \left(1 - \frac{\Delta P}{2P_{\max}}\right) - N}} \quad (3)$$

$$\begin{cases} \leq 1 \\ \geq \frac{P_{\max}}{P_u} \end{cases}$$

Para ilustrar a adequação de cada uma das equações propostas, apresenta-se a Figura 5, onde se representa graficamente a relação entre os valores experimentais e os valores obtidos mediante a utilização das equações (2) e (3) para o cálculo do valor residual da capacidade resistente do conector. Verifica-se que a precisão de ambas as equações é similar. A Equação (3) tem uma aplicação mais alargada, apesar da expressão ser um pouco mais complexa.

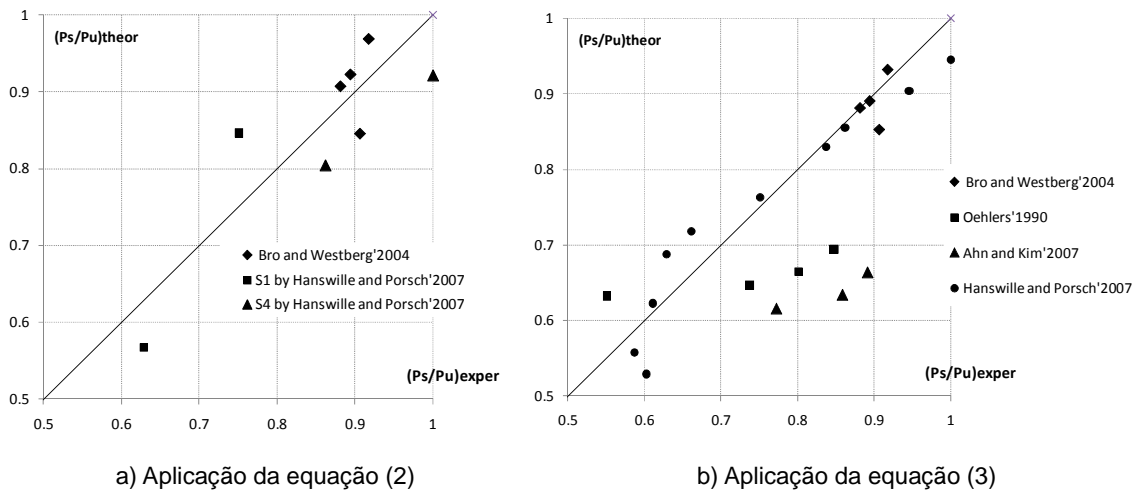


Figura 5. Valor residual da capacidade resistente da conexão: comparação entre resultados experimentais e resultados teóricos obtidos com as equações (2) e (3)

### 2.5 Ensaios de fadiga sob intervalos de tensão de valor reduzido e evolução do escorregamento

Gattesco e Giuriani (1996) e Gattesco et al. (1997) realizaram ensaios de fadiga sob intervalos de tensão de valor reduzido com pernos. Nestes ensaios, a duração à fadiga

mostrou-se muito reduzida quando os valores de escorregamento eram elevados. Estes autores, tal como Taplin e Grundy (1997) e Valente (2007), apresentaram também a acumulação do escorregamento e do dano sob carregamento unidireccional, mostrando que não se verifica a estabilização das deformações residuais, durante o carregamento cíclico, mas pelo contrário, dá-se o aumento das deformações residuais conduzindo a um colapso incremental.

Oehlers and Coughlan (1986) juntaram os resultados que obtiveram experimentalmente com os resultados obtidos por outros autores e propuseram a Equação (4) para estabelecer a evolução do escorregamento entre o perfil metálico e a laje de betão durante um carregamento cíclico.

$$\frac{\delta}{d} = 1.70 \times 10^{-5} \left( \frac{\Delta P}{P_u} \right) \quad (4)$$

Na Equação (4), o valor do escorregamento,  $\delta$ , é expresso em milímetros e  $d$  é o diâmetro dos pernos. Mais tarde, Taplin (1997) propôs a Equação (5), que corresponde à curva com melhor aproximação aos resultados experimentais por ele obtidos.

$$\delta = 10 \left( 3.71 \frac{P_{\max}}{P_u} - 4.91 \right) \quad (5)$$

Valente (2007) realizou ensaios experimentais para avaliar a evolução do escorregamento em provetes de tipo push-out com pernos embebidos em lajes de betão leve. Neste trabalho, ficou claro que a taxa de evolução do escorregamento é muito influenciada pelo número de ciclos de carga/descarga aplicados ou considerados na análise. Foram aplicadas leis de evolução linear e logarítmica ao valor do escorregamento, tendo-se verificado que estas eram as mais adequadas. De uma forma geral, resultados obtidos permitiram verificar que a lei logarítmica tende a constituir uma melhor aproximação aos resultados experimentais da evolução do escorregamento quando o intervalo de carga é menor:  $\Delta P/P_u < 0.5$ , enquanto que a lei linear tende a constituir uma melhor aproximação aos resultados experimentais da evolução do deslizamento quando o intervalo de carga é maior:  $\Delta P/P_u > 0.5$ .

### 3 O COMPORTAMENTO À FADIGA DE OUTROS CONECTORES

#### 3.1 Conector C

Na tentativa de encontrar alternativas aos pernos, que apresentam uma capacidade resistente individual relativamente reduzida, vários conectores têm sido desenvolvidos e estudados ao longo do tempo. Um exemplo é o conector em C, tal como se representa na Figura 1.b.

Slutter and Fisher (1966) realizaram 12 ensaios em vigas com conectores em C submetidas a carregamento cíclico. Em geral, a rotura por fadiga dos conectores C iniciou-se num dos cordões de soldadura transversais e propagou-se ao longo desse



mesmo cordão. Uma vez que a rotura por fadiga se inicia no conector que está mais próximo da zona de aplicação da carga, verifica-se que este conector suporta mais carga, o que conduz à sua rotura. Estes autores também provaram que a resistência à fadiga de um provete com apenas um conector C é equivalente à resistência à fadiga de provetes com dois conectores C. A orientação do conector, seja de frente para a carga aplicada ou em posição oposta não teve influência significativa na sua duração à fadiga. A Equação (6) foi estabelecida Slutter e Fisher (1966) para o conector C.

$$\Delta \tau = 1020 \cdot N^{-0.186} \quad (6)$$

### 3.2 Conector pós-instalado

Os conectores pós-instalados, representados na Figura 1.d, são normalmente utilizados na reabilitação de pavimentos antigos construídos antes de década de 70 do Séc.XX, de modo a estabelecer a acção mista em estruturas inicialmente executadas sem conectores metálicos.

Kwon e Engelhardt (2010) examinaram provetes com este tipo de conector, submetidos a carregamentos de fadiga. Os resultados destes ensaios são representados na Figura 6. Estes conectores apresentaram uma resistência à fadiga consideravelmente superior à dos pernos soldados, por comparação com os resultados que se podem obter utilizando a equação proposta na AASHTO. Esta capacidade resistente superior dos conectores pós-instalados mostra que, na reabilitação de uma ponte existente, é possível utilizar um menor nº destes conectores do que pernos soldados.

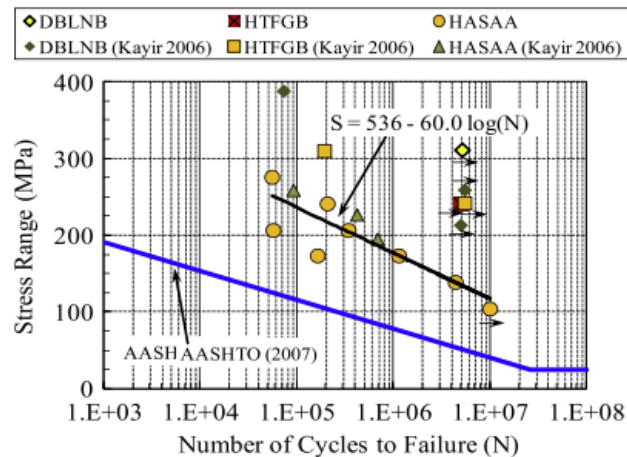


Figura 6. Resultados de ensaios de fadiga em provetes com conectores pós-instalados (Kwon e Engelhardt, 2010)

### 3.3 Perfobond

O conector Perfobond (representado na Figura 1.f) foi desenvolvido em 1987. A sua capacidade de carga é superior. Outras características, como a resistência à fadiga e a construtibilidade apresentam comportamento superior. Este tipo de conector tem sido cada vez mais utilizado. O conector propriamente dito, apresenta elevada resistência

devido às dimensões de espessura e comprimentos adequados, e a sua rotura por corte é pouco usual, ao contrário do que acontece com pernos. Neste caso, a rotura tende a ocorrer no betão. A utilização deste conector tem sido cada vez mais comum.

Existe um largo número de ensaios realizados com conectores Perfobond, mas pouco destes foram testados sob efeitos de fadiga. Ann e Kim (2008) relataram os ensaios de 11 provetes de tipo push-out, onde foi analisada a resistência residual de conectores Perfobond após a aplicação de um determinado número de ciclos de carga e descarga. Estes autores testaram provetes standard de tipo *push-out* com diferentes intervalos de carga, diferente nº de ciclos de carga e descarga e com a variação da quantidade de armadura transversal na laje de betão. Os resultados são representados na Figura 7. Verificou-se que a capacidade resistente residual de provetes sem armadura transversal decresceu cerca de 65% em relação à capacidade resistente sob carregamento estático. No entanto, no caso de provetes com armadura transversal a passar nas aberturas dos conectores, a capacidade resistente residual é aproximadamente igual à capacidade resistente obtida num carregamento estático.

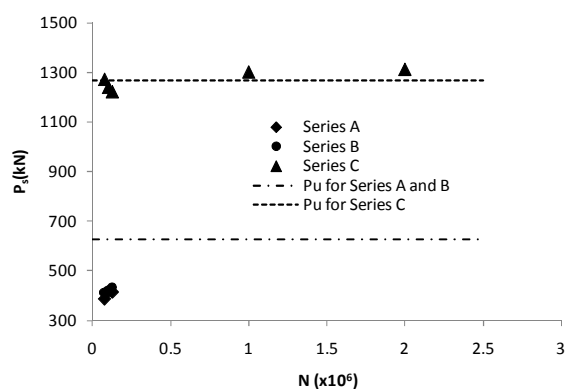


Figura 7. Resultados de ensaios de fadiga em provetes com conectores Perfobond (Ahn e Kim 2008)

#### 4 INVESTIGAÇÃO SOBRE O COMPORTAMENTO À FADIGA DO CONECTOR CRESTBOND

O conector Crestbond, representado na Figura 1.g, apresenta uma forma indentada e constitui uma boa alternativa ao conector Perfobond, tal como foi demonstrado por Veríssimo et al. (2006), permitindo uma colocação mais fácil das armaduras. Os ensaios estáticos realizados por Veríssimo et al. (2006) com o conector Crestbond e os ensaios realizados por Oguejiofor et al. (1992) com o conector Perfobond demonstraram que a capacidade de carga de ambos os conectores é influenciada pela resistência à compressão do betão utilizado e pela quantidade de armadura transversal disposta na laje de betão.

Até ao presente, não foram ainda realizados ensaios com o conector Crestbond submetido a carregamentos de fadiga. Uma vez que este conector apresenta à partida uma elevada capacidade de carga, prevê-se a possibilidade de vir a ser utilizado em pontes e viadutos, pelo que a avaliação do respectivo desempenho sob este tipo de carregamento é indispensável.

Tabela 2. Programa de ensaios sob carregamentos de fadiga a realizar sobre provetes com conectores Crestbond

Número	Ensaio tipo	$P_{exp}^*$ kN	$P_{max}$ kN	$P_{min}$ kN	$\Delta P$ kN
1	static	420.9	-	-	-
2	cyclic	-	60% $P_{exp}$	10% $P_{exp}$	210.5
3	cyclic	-	60% $P_{exp}$	10% $P_{exp}$	210.5
4	cyclic	-	60% $P_{exp}$	20% $P_{exp}$	168.4
5	cyclic	-	60% $P_{exp}$	20% $P_{exp}$	168.4
6	cyclic	-	60% $P_{exp}$	30% $P_{exp}$	126.3
7	cyclic	-	60% $P_{exp}$	30% $P_{exp}$	126.3

\*  $P_{exp}$  foi calculado de acordo com as equações definidas por Veríssimo para conectores submetidos a carregamento estático

Dos vários aspectos que precisam de ser estudados, salienta-se o estabelecimento de curvas *S-N* para uma configuração base do conector Crestbond, com diferentes disposições de armadura transversal. Outro aspecto relevante é estabelecer até que ponto, um carregamento repetido pode conduzir a um dano progressivo na conexão. Com base nestas questões, está em desenvolvimento no Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da Universidade do Minho, um programa experimental que permitirá estabelecer uma curva *S-N* para o conector Crestbond com a configuração estabelecida na Figura 1.g, e com varões transversais de diâmetro igual a 10 mm, dispostos transversalmente na laje de betão (passando em todas as aberturas do conector). Tal como para o ensaios sob carregamento estático, será utilizado o provete standard de tipo *push-out*, definido na EN 1994-1-1 e representado na Figura 2. Os detalhes dos ensaios a realizar estão pré-definidos na Tabela 2.

## 5 CONCLUSÕES

Em pernos com soldaduras de boa qualidade, o intervalo de tensão é o parâmetro que mais influencia o comportamento à fadiga dos pernos e dos conectores C. Nestes conectores, outro parâmetro com grande influência é o valor da carga máxima aplicada em cada ciclo. O conectores pós-instalados apresentam uma duração à fadiga significativamente superior à dos pernos e dos conectores C, mas para serem utilizados em vigas mistas, deverão existir “zonas livres” definidas antes da betonagem, onde eles possam ser colocados. Os conectores Perfobond e os conectores Crestbond apresentam um excelente comportamento sob efeitos de fadiga, mas não estão ainda claros quais os factores que mais influenciam o seu comportamento. Estes serão objecto de estudo, num futuro próximo.

## 6 REFERÊNCIAS

- Kwon G, Engelhardt MD, Klingner RE. Behavior of post-installed shear connectors under static and fatigue loading. *Journal of Constructional Steel Research* 66, pp.532-541, 2010
- Valente MIB. Experimental studies on shear connection systems in steel and lightweight concrete

composite bridges. Tese de Doutoramento. Universidade do Minho, Portugal, 2007

Veríssimo GS, Valente MIB, Paes JLR, Cruz PJS, Fakury RH. Design and experimental analysis of a new shear connector for steel and concrete composite structures. In: Taylor and Francis Group, editor. Proceedings of the 3rd international conference on bridge maintenance, safety and management, 2006.

Roik K, Hanswille G. Background Report on Eurocode4—Limit state of fatigue for headed studs. Report EC4/11/90, 1990

European Committee for Standardization. Eurocode4-Design of composite steel and concrete structures, Part2:bridges, 1994

American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD. Bridge design specifications. 3rd edition, 2004

British Standards Institution. BS5400, Steel, concrete and composite bridges, Part 10, Fatigue, 1980

Slutter RG, Fisher JW. Fatigue strength of shear connectors. Highway research record no.147. New York, 1966

Mainstone RJ, Menzies JB. Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges, Part1 and 2 concrete; 1(9-10), 1967

Faust T, Leffer A, Mesinger M. Fatigue of headed studs embedded in LWAC. Second international symposium on structural lightweight aggregate concrete, pp 212-220, ISBN 82-91341-37-0, 2000

Badie SS, Tadros MK et al. Large shear studs for composite action in steel bridge girders. Journal of Bridge Engineering, 7(3): pp.195-203, 2002

Seracino R, Oehlers DJ, Yeo MF. Behaviour of stud shear connectors subjected to bi-directional cyclic loading. Advances in structural engineering 6(1): pp.65-75, 2003

Lee PG, Shim CS, Chang SP. Static and fatigue behavior of large stud shear connectors for steel-concrete composite bridge. Journal of Constructional Steel Research 61, pp.1270-1285, 2005

Oehlers DJ. Deterioration in strength of stud connectors in composite bridge beams. Journal of structural engineering, 116(12), pp.3417-3431, 1990

Bro M, Westberg M. Influence of fatigue on headed stud connectors in composite bridge. Master's thesis, Lulea University of Technology, Sweden, 2004

Hanswille G, Porsch M, Ustundag C. Resistance of headed studs subjected to fatigue loading Part 1: experimental study. Journal of Constructional Steel Research 63, pp.101-116, 2007

Hanswille G, Porsch M, Ustundag C. Resistance of headed studs subjected to fatigue loading Part 2: analytical study. Journal of Constructional Steel Research 63, pp.485-493, 2007

Johnson RP. Resistance of stud shear connectors to fatigue. Journal of Constructional Steel Research 56, pp.101-116, 2000

Gattesco N, Giuriani E. Experimental study on stud shear connectors subjected to cyclic loading. Journal of Constructional Steel Research 38(1), pp.1-21, 1996

Gattesco N, Giuriani E, Gubana A. Low-cycle fatigue test on stud shear connectors. Journal of Structural Engineering 123(2), pp.145-150, 1997

Taplin G, Grundy P. Incremental slip of stud shear connectors under repeated loading. Composite construction-conventional and innovative. International conference, Innsbruck, Sutriche, pp. 145-150, 1997

Ahn JH, Kim SH, Jeong YJ. Shear behavior of perfobond rib shear connector under static and cyclic loadings. Magazine of Concrete Research, 60(5), pp.347-357, 2008

Oehlers DJ, Coughlan CG. The shear stiffness of stud shear connections in composite beams. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 6, pp. 273-284, 1986