

CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONECTORES TIPO PERNO SOB DIFERENTES TIPOS DE CARREGAMENTO

Valente, I.B.¹; Fernandes, M.P.T.¹

¹ Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho



RESUMO

No presente trabalho procura-se avaliar o comportamento de conectores tipo perno inseridos em lajes de betão leve de elevada resistência e sujeitos a carregamentos monotónicos e cíclicos. O estudo realizado é de carácter experimental, tendo-se fabricado provetes de tipo push-out. Um grupo destes provetes foi ensaiado sob carregamento monotónico com controlo de deformação e outro grupo foi ensaiado sob carregamento composto por ciclos de carga e descarga de várias amplitudes. O trabalho experimental foi realizado no Laboratório de Estruturas de Eng^a Civil da Universidade do Minho (LEST-UM).

1- INTRODUÇÃO

Num elemento estrutural, a conexão entre uma secção de aço e uma secção de betão permite que estas funcionem como um elemento misto. Para tal, são colocados conectores metálicos para resistir ao esforço de corte longitudinal que se mobiliza entre as duas secções e também a esforços transversais ao plano da laje que tendem a causar a separação entre a laje e o perfil metálico.

As pontes e as estruturas marítimas são particularmente sujeitas aos efeitos de carregamentos variáveis e repetidos ao longo do tempo, fazendo com que o estudo da fadiga seja essencial para o seu bom dimensionamento. No caso de estas serem realizadas com estruturas mistas em aço e betão, a variação da carga têm particular importância ao nível da conexão pois

induz esforços de corte de grandeza variável ao longo do tempo.

O estudo dos fenómenos de fadiga na conexão entre aço e betão tem sido realizado com recurso a ensaios de tipo *push-out* ou a ensaios em vigas mistas em que é aplicado um elevado número de ciclos de carga e descarga. O objectivo deste tipo de ensaios tem sido avaliar o número de ciclos de carga necessário para se verificar a rotura, geralmente quando o nível de carga está entre 40% e 60% da carga de rotura obtida num ensaio monotónico, ou ainda avaliar a capacidade de carga existente, após a aplicação de um determinado número de ciclos de carga. O número de ciclos necessário para que ocorra uma rotura por fadiga da conexão está geralmente na gama dos milhares ou milhões de ciclos de carga. Estudos anteriores, como os que foram realizados

por Oehlers et al (1985, 1995), Yen et al (1997), Bursi e Gramola (1999), Civjan e Singh (2003) comprovaram que os conectores de tipo perno submetidos a carregamentos repetidos vêm a sua capacidade resistente reduzida.

Hanswille et al. (2007) testaram um total de 71 provetes de tipo *push-out* para determinar a redução da capacidade resistente da conexão que se verifica após a aplicação de ciclos de carga de elevada amplitude e também para examinar os efeitos da sequência de carregamento na resistência à fadiga. Os ensaios realizados indicam que se inicia uma fendilhação precoce, aproximadamente entre os 10% e os 20% da resistência à fadiga, o que conduz a uma redução da capacidade resistente do conector. Os ensaios realizados sob amplitude constante mostraram que o máximo valor de carga aplicado durante os ciclos de carregamento, P_{max} , tem grande importância no tipo de fendas que se desenvolvem na base do conector.

1.1 - Objectivos

Com os resultados obtidos nos ensaios realizados, procura-se:

- analisar e comparar o comportamento dos provetes no decorrer dos carregamentos monotónicos e dos carregamentos cíclicos efectuados;
- analisar e comparar os modos de rotura verificados na fase final desses ensaios;
- avaliar a evolução do deslizamento na interface entre a secção de aço e a secção de betão, em função do carregamento;
- nos ensaios sob carregamento cíclico, relacionar a evolução do deslizamento com o nível de carga aplicado, o intervalo de tensão de corte imposto e o número de ciclos de carga aplicados;
- estudar formas de previsão da rotura dos provetes baseadas no nº de ciclos de carga e descarga aplicados e em alternativa na evolução do deslizamento na interface entre as secções de aço e de betão;
- comparar os valores obtidos para os vários parâmetros em estudo com os valores obtidos para betões de massa volumica normal.

2- PROVETES DE TIPO *PUSH-OUT* – CONFIGURAÇÃO, MATERIAIS UTILIZADOS E FABRICO

2.1 - Configuração

Para estudar o comportamento da conexão aço-betão recorre-se ao ensaio de tipo *push-out*, definido na EN1994-1-1, pois este permite observar e avaliar o comportamento da conexão e os mecanismos de rotura dos conectores.

O provete para o ensaio de tipo *push-out* consiste em duas lajes de betão armado colocadas em posição vertical e uma secção metálica posicionada entre estas. As lajes de betão que estão unidas ao perfil por 8 conectores de tipo perno. A carga é aplicada no topo superior do perfil metálico de forma a criar esforços de corte na interface entre a secção metálica e as lajes de betão. Fabricaram-se 18 provetes com as características apresentadas na Fig. 1.

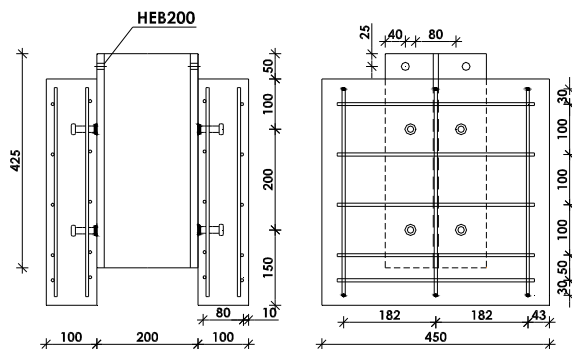


Fig. 1 – Geometria dos provetes utilizados nos ensaios de tipo *push-out*

Os provetes fabricados são constituídos por duas lajes de betão leve colocadas na posição vertical, com $450 \times 450 \times 100 \text{ mm}^3$, e um perfil metálico do tipo HEB200 colocado entre elas. Os pernos de cabeça apresentam 13mm de diâmetro e 50mm de altura, são soldados ao perfil metálico e ficam betonados no interior das lajes de betão leve com armadura de 6 mm de diâmetro, respeitando os espaçamentos representados na Fig. 1. O betão armado das lajes foi dimensionado para que a rotura não dependesse das dimensões do provete.

A decisão de não utilizar as dimensões standard propostas na EN 1994-1-1 é justificada pelas reduzidas dimensões dos pernos utilizados e foi sujeita a confirmação através de um cálculo específico. As lajes mais pequenas permitiram a utilização de uma menor quantidade de betão e a redução significativa do peso dos provetes.

Foram colocados 4 transdutores de deslocamento (LVDT's), de forma a medir o deslizamento entre o perfil metálico e a laje de betão em ambas as lajes. Estes sensores possuem um curso reduzido (5 mm) e uma elevada precisão, de forma a garantir que os pequenos valores de deslizamento que ocorrem durante os ciclos de carga e descarga possam ser registados. Os resultados de deslizamento que se apresentam correspondem ao valor médio das medidas obtidas pelos quatro transdutores colocados.

2.2 - Fabrico

A armadura foi devidamente dimensionada, dobrada e montada de maneira a cumprir os recobrimentos estipulados (ver Fig. 1). As lajes foram betonadas na horizontal para reproduzir da melhor maneira as betonagens realizadas em obra. Para tal, utilizou-se o esquema representado na Fig. 2.



Fig. 2 – Preparação dos moldes para a betonagem

2.3 - Materiais utilizados

No fabrico das lajes, foi utilizado um betão leve de elevada resistência (BLER) composto por cimento CEM I 52.5 R, areia natural (granulometria 0 ao N°4), agregado leve (argila expandida, densidade 830 kg/m³), superplastificante do tipo Glenium 77 SCC e água.

Foram realizadas doze betonagens onde foram betonados os provetes de ensaio e também provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Os valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade foram determinados para todas as betonagens, no dia do respectivo ensaio de tipo *push-out*.

Deste modo, realizaram-se um total de 36 cilindros, tendo-se obtido o valor médio de massa volúmica (ρ) corresponde a 1850 kg/m³, o valor médio de resistência à compressão f_{cm} igual a 63.2 MPa e o valor médio de módulo de elasticidade E_{cm} igual a 22.0 GPa (ver).

Tabela 1 - Resultados da caracterização dos provetes cilíndricos de betão

| Betão | Utilizado nos Provetes | Massa Vol. (kg/m ³) | f_{cm} (MPa) | E_{cm} (GPa) |
|-------|-------------------------------------|---------------------------------|----------------|----------------|
| BL44 | CN13.1, CN13.2, CN13.6 (Laje 1) | 1937 | 56.65 | 23.73 |
| BL45 | CN13.1, CN13.2, CN13.6 (Laje 2) | 1860 | 54.04 | 22.38 |
| BL46 | CN13.3, CN13.4, CN13.5 (Laje 1) | 1920 | 63.79 | 25.78 |
| BL47 | CN13.3, CN13.4, CN13.5 (Laje 2) | 1912 | 63.34 | 25.33 |
| BL48 | CN13.9, CN13.11, CN13.12 (Laje 1) | 1785 | 66.70 | 20.22 |
| BL49 | CN13.9, CN13.11, CN13.12 (Laje 2) | 1684 | 38.00 | 15.63 |
| BL50 | CN13.9R, CN13.10, CN13.11R (Laje 1) | 1942 | 70.30 | 21.33 |
| BL51 | CN13.9R, CN13.10, CN13.11R (Laje 2) | 1938 | 68.43 | 20.29 |
| BL52 | CN13.7, CN13.14, CN13.15 (Laje 1) | 1800 | 68.07 | 21.51 |
| BL53 | CN13.7, CN13.14, CN13.15 (Laje 2) | 1794 | 69.37 | 21.46 |
| BL54 | CN13.8, CN13.13, CN13.16 (Laje 1) | 1812 | 69.77 | 23.37 |
| BL55 | CN13.8, CN13.13, CN13.16 (Laje 2) | 1810 | 69.50 | 23.39 |

3- RESULTADOS EXPERIMENTAIS PARA CARREGAMENTOS MONOTÓNICOS

A rotura por corte dos conectores foi observada em ambos os provetes com pernos de 13 mm de diâmetro, ensaiados sob carregamento monotónico. A Figura 3 apresenta as curvas de força-deslizamento obtidas durante os respectivos ensaios. Os dois provetes são idênticos e apresentam curvas de força-deslizamento com evolução muito similar.

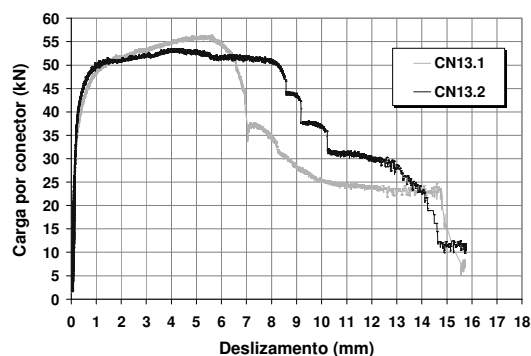


Fig. 3 – Curvas força-deslizamento para ensaios de tipo *push-out* sobre provetes com pernos de 13 mm de diâmetro

As curvas representadas na Figura 3 mostram uma relação quase linear entre força e deslizamento na fase inicial do carregamento, até cerca de 60 a 65% do valor de carga máxima posteriormente atingido durante o ensaio. Ambos os provetes apresentam evolução semelhante nesta fase do ensaio. Após o limite referido, em ambas as curvas de força-deslizamento desenvolvem-se maiores valores de deslizamento, para acréscimos de força pequenos.

A Tabela 2 apresenta o valor máximo de carga atingido em cada provete, $P_{u,i}$, depois de dividido pelo nº de conectores existentes no provete. A capacidade de carga da conexão é definida a partir do mínimo valor de $P_{u,i}$, obtido num conjunto de provetes similares. O valor característico da capacidade de carga da conexão é definido por P_k , que corresponde a 90% do valor de P_u . O valor de P_k permite definir o valor do deslizamento elástico, $s_{elast,i}$, em cada ensaio, considerando que o deslizamento elástico corresponde ao deslizamento medido quando $P < P_k$. O deslizamento

plástico, corresponde à zona em que $P > P_k$. O valor do deslizamento característico, s_k , corresponde a 90% do mínimo valor de $s_{k,i}$, medido num conjunto de provetes similares.

Tabela 2 - Resultados experimentais para ensaios de monotónicos de tipo *push-out*

| Provete | CN 13.1 | CN 13.2 |
|--------------------|---------|---------|
| $P_{u,i}$ (kN) | 56.4 | 53.5 |
| $s_{Pu,i}$ (mm) | 5.62 | 4.46 |
| P_{medio} (kN) | 55.0 | |
| P_k (kN) | 48.19 | |
| $s_{elast,i}$ (mm) | 0.93 | 0.67 |
| s_{ki} (mm) | 5.76 | 7.78 |
| s_k (mm) | 5.18 | |
| $s_{max,i}$ (mm) | 6.94 | 8.51 |

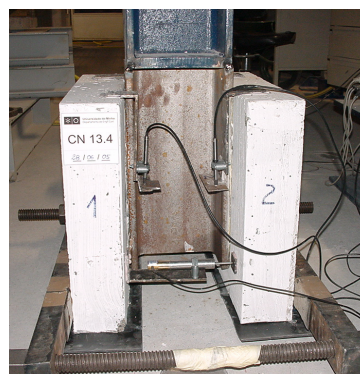


Fig. 4 – Ensaio de tipo *push-out*

4- RESULTADOS EXPERIMENTAIS PARA CARREGAMENTOS CÍCLICOS

Os deslizamentos entre as lajes de betão e o perfil metálico foram medidos com quatro transdutores, dois em cada laje, posicionados ao lado do banzo do perfil (Fig. 4). De maneira a impedir o movimento horizontal das lajes no sentido perpendicular ao banzo do perfil, colocaram-se barras estabilizadoras à volta do provete.

Dos 16 provetes testados sob carregamento cíclico, 10 foram testados na máquina Sentur II e os outros 6 foram ensaiados na máquina Microtest. Esta mudança deveu-se ao facto de a máquina Microtest ter sido entretanto adquirida pelo LEST-UM, tratando-se de um equipamento especialmente vocacionado para a realização de ensaios de fadiga.

Deste modo, os provetes CN13.3 a CN13.6 e CN13.9 a CN13.12 foram ensaiados sob uma frequência de 0.125 Hz, os provetes CN13.7, CN13.8 e CN13.13 foram ensaiados sob uma frequência de 7 Hz, os provetes CN13.14, CN13.15 foram ensaiados sob uma frequência de 5 Hz e o provete CN13.16 foi ensaiado sob uma frequência de 4 Hz.

A Tabela 3 resume as principais características de todos os ensaios realizados.

Tabela 3 - Ensaios cíclicos de tipo push-out - intervalo de carga e intervalo de tensão

| Provete | ΔP (por conector) | $\Delta \tau$ (por conector) | $\Delta P/P_u$ (%) | $P_{u,i}$ (kN) | * | Nº de ciclos (N) |
|---------------|------------------------------|---------------------------------|-----------------------|-------------------|---|---------------------|
| CN13.1 (M) | 24.57 | 185.07 | 45.5 | 56.4 | √ | 25 |
| CN13.2 (M) | 24.59 | 185.26 | 45.5 | 53.5 | √ | 25 |
| CN13.3 (C) | 21.55 | 162.38 | 37.8 | 58.0 | √ | 10000 |
| CN13.4 (C) | 27.05 | 203.76 | 47.4 | 57.7 | √ | 16000 |
| CN13.5 (C) | 8.61 | 64.83 | 15.1 | | | 1000 |
| | 21.28 | 160.34 | 37.3 | | | 1000 |
| | 27.05 | 203.82 | 47.5 | 58.1 | √ | 1000 |
| | 33.23 | 250.38 | 58.3 | | | 1000 |
| | 37.15 | 279.90 | 65.2 | | | 1000 |
| CN13.6 (C) | 11.27 | 84.92 | 20.9 | | | 1000 |
| | 27.34 | 205.97 | 50.6 | 48.2 | - | 1000 |
| | 35.32 | 266.08 | 65.4 | | | 1000 |
| | 43.68 | 329.10 | 80.9 | | | 1000 |
| CN13.7 (C) | 17.61 | 132.66 | 32.91 | 32.1 | - | 1063262 |
| CN13.8 (C) | 17.73 | 133.55 | 33.13 | 32.5 | - | 2042412 |
| CN13.13 (C) | 17.80 | 134.12 | 33.27 | 32.5 | - | 821695 |
| CN13.14 (C) | 22.28 | 167.84 | 41.64 | 32.1 | - | 471264 |
| CN13.15 (C) | 22.29 | 167.93 | 41.66 | 32.2 | - | 135036 |
| CN13.16 (C) | 27.16 | 204.62 | 50.76 | 32.5 | - | 15251 |
| CN13.9** (C) | 27.95 | 210.61 | 52.25 | 32.8 | - | >14701 |
| CN13.9R (C) | 28.09 | 211.59 | 52.50 | 32.8 | - | 4768 |
| CN13.10 (C) | 28.12 | 211.89 | 52.57 | 32.8 | - | 5758 |
| CN13.11** (C) | 38.79 | 292.25 | 72.51 | 43.4 | - | >327 |
| CN13.11R (C) | 39.29 | 295.99 | 73.43 | 43.6 | - | 2125 |
| CN13.12 (C) | 39.00 | 293.82 | 72.90 | 43.5 | - | 1754 |

(M) – carregamento monotónico até à rotura após 25 c.

(C) – carregamento cíclico durante N ciclos

* - carregamento monotónico até à rotura, após os ciclos de carga e descarga

** - devido a problemas com a máquina de ensaio, os provetes CN13.9 e CN13.11 sofreram roturas precoces

4.1 - Grupo A – Provetes testados sob ciclos de amplitude variável

Os provetes CN13.3 a CN13.6 foram testados sob ciclos com amplitude de carga

variável. Após a aplicação dos ciclos de carga, os provetes foram sujeitos à aplicação de um carregamento monotónico, sob controlo de deformação, que os conduziu à rotura. A Tabela 4 resume os resultados obtidos nesses ensaios, em termos de parâmetros como a carga máxima de ensaio ($P_{u,i}$) e o deslizamento correspondente ($s_{P_{u,i}}$), o valor médio da carga máxima para provetes provenientes da mesma betonagem ($P_{u,médio}$) e o deslizamento correspondente a 90% da carga máxima ($s_{(0.9P_{u,i})}$).

Tabela 4 - Força máxima e deslizamento correspondente

| Provete | $P_{u,i}$ (kN) | $s_{P_{u,i}}$ (mm) | $P_{u,médio}$ (kN) | s_{max} (mm) | $s_{(0.9P_{u,i})}$ (mm) |
|---------|-------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|----------------------------|
| CN 13.1 | 56.4 | 5.62 | 55.0 | 6.94 | 6.54 |
| CN 13.2 | 53.5 | 4.46 | | 8.51 | 8.44 |
| CN 13.3 | 58.0 | 4.37 | | 4.93 | 4.93 |
| CN 13.4 | 57.7 | 1.26* | 57.9 | 1.74* | 1.74* |
| CN 13.5 | 58.1 | 3.99 | | 5.73 | 5.62 |
| CN 13.6 | 48.2 | 4.56 | - | 5.33 | - |

* - o ensaio de CN13.4 sofreu problemas iniciais que lhe impuseram alguma deformação permanente. Por este motivo, o provete não desenvolveu o mesmo nível de deformação final dos restantes provetes

Os valores do deslizamento correspondente à carga máxima são similares, mesmo para o provete CN13.6, o único deste grupo cuja rotura ocorreu durante a fase de carregamento cíclico.

Os resultados obtidos permitem chegar a algumas conclusões:

- a carga de rotura só é afectada quando a relação $\Delta P/P_u$ é elevada;
- o valor do deslizamento, correspondente à carga máxima não é afectado pela relação $\Delta P/P_u$ ou pelo nº de ciclos de carga e descarga aplicados, tanto quanto os resultados obtidos mostram. Tal significa que os valores de deslizamento máximo obtidos nos ensaios monotónicos permitem avaliar de forma razoável a capacidade de deformação da conexão independentemente do tipo de carregamento;
- o valor de deslizamento medido imediatamente antes da rotura do primeiro perno, s_{max} , tende a ser superior nos provetes solicitados monotonicamente, apesar da diferença para os provetes solicitados

ciclicamente ser pequena. Isso significa que a rotura dos provetes solicitados monotonicamente tende a ser mais dúctil do que a rotura dos provetes sob carregamento cíclico.

As conclusões anteriores mostram que pode ser importante desenvolver equações que quantifiquem a evolução do deslizamento em função do nº de ciclos de carga aplicados, de forma a prever o nº total de ciclos que pode ser aplicado para se obter a rotura do provete. Foi ainda observado que a relação $\Delta P/P_u$ pode influenciar o valor da carga última. É importante avaliar se este parâmetro também influencia a evolução do deslizamento.

Para todos os provetes testados, foram traçadas curvas de evolução do deslizamento, em função do nº de ciclos de carga aplicados, de que são exemplo os diagramas representados na Figura 5, obtidos dos ensaios de CN13.3 e CN13.4.

De seguida, foram consideradas aproximações às curvas de deslizamento, de que são exemplo os diagramas representados na Fig. 5.

A análise destas curvas e a sua comparação mostra que:

- o crescimento do deslizamento é afectado pelo valor pela relação $\Delta P/P_u$, o crescimento do deslizamento é superior, à medida que $\Delta P/P_u$ cresce
- Desta forma, uma equação para prever o crescimento do deslizamento deve contemplar a influência de $\Delta P/P_u$;
- o nº de ciclos de carga considerados afecta a avaliação que se faz da evolução do crescimento do deslizamento;
- o crescimento do deslizamento é mais rápido durante os primeiros ciclos de carga;
- durante os primeiros ciclos de carga aplicados, a evolução do deslizamento é bem aproximada por uma lei logarítmica;
- o deslizamento tende a manter um crescimento linear, apenas após um elevado nº de ciclos de carga terem já sido aplicados;
- uma lei logarítmica é a melhor aproximação à evolução do

deslizamento, sempre que se considera um menor nº de ciclos de carga ou quando o intervalo de carga em cada ciclo é mais reduzido;

- à medida que o intervalo de carga em cada ciclo, ΔP , aumenta, verifica-se que a evolução do deslizamento é mais bem aproximada por uma lei linear;
- o crescimento do deslizamento, traduzido por uma lei linear, tende a ser mais reduzido à medida que se considera um maior nº de ciclos de carga;
- o crescimento do deslizamento, traduzido por uma lei logarítmica, tende a ser mais elevado à medida que se considera um maior nº de ciclos de carga.

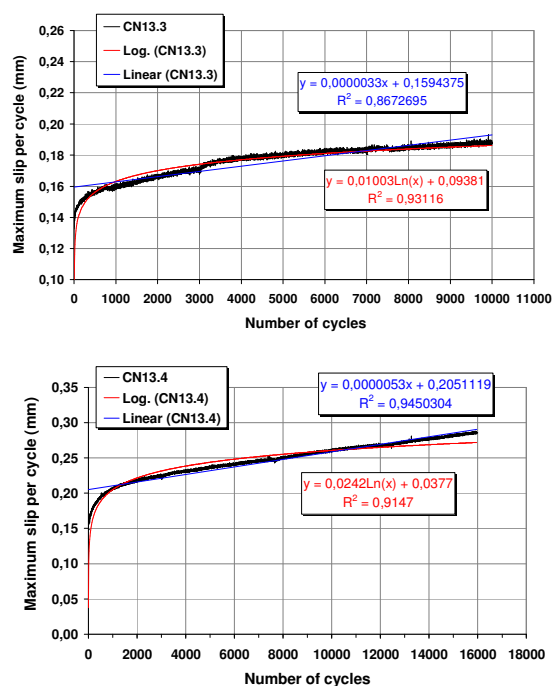


Fig. 5 - Evolução do deslizamento durante os ciclos de carga para CN13.3 ($\Delta P = 21.55$ kN): $N_{\text{ciclos}} = 10000$ e para CN13.4 ($\Delta P = 27.05$ kN): $N_{\text{ciclos}} = 16000$

A Tabela 5 apresenta os valores de crescimento do deslizamento para cada ciclo de carga, considerando aproximações lineares e aproximações logarítmicas e respectivos coeficientes de correlação. Quando se comparam, nos vários provetes, os ciclos de carga com relação $\Delta P/P_u$ similar, verifica-se que existe uma grande variabilidade nas taxas de crescimento do deslizamento. Esta variabilidade pode resultar do nº de ciclos de carga que é considerado em cada análise, o que

significa que um maior nº de ensaios deverá ser realizado, de modo a resolver os problemas que decorrem da variabilidade de resultados.

Pelo que se pode concluir dos resultados obtidos, a lei logarítmica tende a constituir uma melhor aproximação aos resultados experimentais da evolução do deslizamento 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: $\Delta P/P_u > 0.5$.

Tabela 5 - Evolução do deslizamento, por ciclo, nos provetes do Grupo A

| Prov. | P_{max} (kN) | Nº de ciclos | ΔP (por conec.) (kN) | $\Delta P/P_u$ | Evolução do deslizamento (Linear) (mm/ciclo) | r^2 (Lin.) |
|--------|-------------------|--------------|------------------------------------|----------------|--|-----------------|
| CN13.1 | 26.20 | 25 | 24.57 | 0.43 | 1054×10^{-6} | 0.72 |
| CN13.2 | 26.30 | 25 | 24.59 | 0.43 | 700×10^{-6} | 0.64 |
| CN13.3 | 26.69 | 10000 | 21.55 | 0.38 | 3.34×10^{-6} | 0.87 |
| CN13.4 | 31.93 | 16000 | 27.05 | 0.48 | 5.33×10^{-6} | 0.95 |
| CN13.5 | 12.35 | 1000 | 8.61 | 0.15 | 0.49×10^{-6} | 0.04 |
| | 24.64 | 1000 | 21.28 | 0.38 | 7.38×10^{-6} | 0.76 |
| | 30.60 | 1000 | 27.05 | 0.48 | 20.12×10^{-6} | 0.92 |
| | 36.47 | 1000 | 33.23 | 0.59 | 59.24×10^{-6} | 0.95 |
| | 40.31 | 1000 | 37.15 | 0.65 | 143.0×10^{-6} | 0.986 |
| CN13.6 | 16.06 | 1000 | 11.27 | 0.20 | 5.92×10^{-6} | 0.73 |
| | 31.87 | 1000 | 27.34 | 0.48 | 69.27×10^{-6} | 0.88 |
| | 39.89 | 1000 | 35.32 | 0.62 | 469.23×10^{-6} | 0.99 |
| | 48.16 | 1000 | 43.68 | 0.77 | 28483×10^{-6} | 1.00 |

Os valores de crescimento linear do deslizamento, obtidos durante os carregamentos cíclicos dos provetes CN13.3, CN13.4, CN13.5 e CN13.6 e apresentados na Tabela 5, são agora considerados, com vista a estabelecer uma relação entre a evolução do deslizamento por ciclo de carga e o parâmetro $\Delta P/P_u$. Essa relação é traduzida pela equação (1).

$$\log (s'/\text{ciclo}) = -7.11 + 5.79 \left(\frac{\Delta P}{P_u} \right) \quad (1)$$

4.2 - Grupo B – Provetes testados sob ciclos de amplitude constante

Os provetes CN13.7 a CN13.16 foram testados sob ciclos com amplitude de carga constante. Os ciclos de carga e descarga foram aplicados a cada provete até que se verificasse a rotura por fadiga da conexão. Dos resultados obtidos foi possível retirar as seguintes conclusões:

- verifica-se que apesar da amplitude do carregamento ser constante, o deslizamento entre a viga e a laje aumenta progressivamente;
- o número total de ciclos realizados e a evolução do deslizamento nunca é igual, mesmo nos provetes sujeitos ao mesmo intervalo de carga.
- os dois lados do provete nunca se comportam da mesma forma, apesar do provete ser simétrico;
- o provete sofre “ajustes” na fase inicial do ensaio que provocam deslizamentos iniciais significativos comparativamente aos deslizamentos verificados durante os ciclos seguintes;
- após um considerável número de ciclos de carga terem sido aplicados, o deslizamento passa a ter um crescimento aproximadamente linear, que se mantém durante um elevado número de ciclos de carga. A correspondência física de que a evolução do deslizamento se torna menos acelerada e linear, é que as fendas no provete param de aumentar em quantidade e em tamanho;
- verifica-se na fase final da curva do deslizamento máximo por ciclo, a curva deixa de ser linear e ocorrem aumentos significativos do deslizamento. Nesta fase final o provete aproxima-se rapidamente da rotura de um dos pernos, e de seguida falham os restantes pernos, conduzindo à rotura global do provete. Verifica-se que nesta fase final, a recta que define a evolução do deslizamento tende a ser vertical, ou seja, poucos ciclos decorrem enquanto o deslizamento cresce significativamente;
- na fase final da curva do deslizamento os valores do deslizamento medidos são diferentes para cada laje. Dois dos transdutores estão colocados na mesma laje, onde o crescimento do

deslizamento aumenta rapidamente, atingindo valores superiores aos restantes. Esta laje é aquela que atinge a rotura em primeiro lugar.

- Na generalidade, a laje que sofre maiores deslizamentos condiciona o comportamento da outra laje, provocando o colapso final do provete. Na maioria das vezes o lado mais danificado do provete leva ao colapso o outro lado, de duas formas diferentes; através de uma rotura imediata como nos provetes CN13.13, CN13.9R, CN13.10, CN13.11R e CN13.12, ou através de um aumento drástico dos deslocamentos como nos provetes CN13.7, CN13.8, CN13.15 e CN13.16.

Na Tabela 6 podem observar-se os resultados dos ensaios, nomeadamente o valor do deslizamento máximo medido imediatamente antes da rotura, designado por s_f . Também se apresenta na Tabela 6 o valor do deslizamento máximo medido no primeiro ciclo, designado por s_i . Estes valores de deslizamento são calculados com a média dos 4 transdutores presentes no provete. Estes transdutores encontram-se nos 4 cantos do provete, dando assim, um resultado da média dos deslizamentos verificados no provete.

Tabela 6 – Valores de deslizamentos médios medidos no início e no fim de cada ensaio

| Provetes | P_{min}/P_u (%) | P_{max}/P_u (%) | s_i - Inicial (mm) | s_f - Final (mm) |
|----------|----------------------|----------------------|-------------------------|-----------------------|
| CN13.1 | Estático | Estático | - | 6.94 |
| CN13.2 | Estático | Estático | - | 8.51 |
| CN13.7 | 27.12 | 60.02 | 0.107 | 5.67 |
| CN13.8 | 27.61 | 60.75 | 0.073 | 13.32 |
| CN13.13 | 27.48 | 60.75 | 0.124 | 1.47 |
| CN13.14 | 18.43 | 60.06 | 0.102 | 5.42 |
| CN13.15 | 18.54 | 60.21 | 0.105 | 6.69 |
| CN13.16 | 9.94 | 60.71 | 0.112 | 1.52 |
| CN13.9R | 8.86 | 61.36 | 0.25 | 4.44 |
| CN13.10 | 8.79 | 61.36 | 0.25 | 3.84 |
| CN13.11R | 8.06 | 81.50 | 0.48 | 2.63 |
| CN13.12 | 8.34 | 81.21 | 0.58 | 4.78 |

O valor do deslizamento inicial, s_i , aumenta com o intervalo de carga. Verifica-se que dos provetes pertencentes ao mesmo grupo de carregamento, o que

resistiu a menos ciclos (ver Tabela 6) coincide com o de maior s_i , o que nos leva a concluir que quando se inicia o carregamento, as fendas e os ajustes provocados na fase inicial do ensaios são importantes para a vida de fadiga do provete. Podemos concluir que a existência de fendilhação nas lajes afecta a vida de fadiga do provete, o que significa que num elemento misto, este parâmetro pode depender das condições de serviço a que o elemento está submetido.

Os valores de s_i , para os provetes com o valor de P_{max} de $0.8P_u$ mostram-se bastantes superiores aos provetes com P_{max} de $0.6P_u$. Como visto anteriormente, o valor do deslizamento inicial e o estado de fendilhação das lajes têm grande importância, o que nos leva a concluir que o valor de pico no intervalo de carregamento (P_{max}), irá influenciar bastante a vida de fadiga.

O valor de s_f tende a ser superior nos provetes solicitados monotonicamente. Conclui-se que o “desgaste” provocado ao longo das variações de carga leva à diminuição da resistência do provete que por consequência atinge a rotura para deslizamentos inferiores. Não existe nenhuma relação linear entre os valores dos deslizamentos finais e os intervalos de tensão aplicados aos provetes. Assim, pode-se concluir que os provetes que resistem a maiores deslizamentos nem sempre têm uma maior vida de fadiga.

Separou-se os provetes em intervalos de carregamento baixos e altos, verifica-se que os provetes submetidos a intervalos de carga altos ($\Delta P/P_u > 45\%$) apresentam deslizamentos finais entre os ~2 a ~5 mm e os provetes submetidos a intervalos de carga baixos medem-se deslizamentos entre ~5 e ~13 mm (excepto para o provete CN13.13, que é uma excepção dado ter resistido só 1.47 mm).

Para todos os provetes testados, foram traçadas curvas de evolução média do deslizamento máximo por ciclo. A estas curvas foi-lhes atribuído uma equação linear e uma logarítmica para o seu estudo. Na Tabela 7 apresentam-se os resultados obtidos com a aproximação linear.

O crescimento do deslizamento traduzido por uma lei linear ou logarítmica é afectado pelo valor de $\Delta P/P_u$, pois a evolução do deslizamento é superior, à medida que o valor do intervalo de carga (ΔP) aumenta. O aumento do intervalo de carga, induz maiores deslizamentos no provete.

Tabela 7 – Evolução do deslizamento, por ciclo, nos provetes do Grupo B

| Provete | P_{max} (kN) | Nº de ciclos até a rotura | ΔP (por conec.) (kN) | $\Delta P/P_u$ | Evolução do deslizamento (Linear) (mm/ciclo) | r^2 (Lin.) |
|----------|-------------------|---------------------------|------------------------------------|----------------|---|-----------------|
| CN13.7 | 32.11 | 1063262 | 17.61 | 0.33 | 0.43×10^{-6} | 0.29 |
| CN13.8 | 32.50 | 2042412 | 17.73 | 0.33 | 0.28×10^{-6} | 0.27 |
| CN13.13 | 32.50 | 821695 | 17.80 | 0.33 | 0.24×10^{-6} | 0.89 |
| CN13.14 | 32.13 | 471264 | 22.28 | 0.42 | 0.53×10^{-6} | 0.48 |
| CN13.15 | 32.21 | 135036 | 22.29 | 0.42 | 2.64×10^{-6} | 0.15 |
| CN13.16 | 32.48 | 15251 | 27.16 | 0.51 | 27.49×10^{-6} | 0.74 |
| CN13.9R | 32.83 | 4768 | 28.09 | 0.53 | 228.83×10^{-6} | 0.65 |
| CN13.10 | 32.83 | 5758 | 28.12 | 0.53 | 175.33×10^{-6} | 0.68 |
| CN13.11R | 43.60 | 2125 | 39.29 | 0.73 | 547.06×10^{-6} | 0.98 |
| CN13.12 | 43.45 | 1754 | 39.00 | 0.73 | 1303.7×10^{-6} | 0.92 |

O crescimento do deslizamento é mais rápido durante os primeiros ciclos de carga. Durante esta fase, nem a lei logarítmica nem a lei linear se aproximam da curva experimental. Pode-se verificar que nos primeiros ciclos existe um crescimento rápido do deslizamento, chamado anteriormente de “ajuste”. Posteriormente a esta fase apresenta-se um patamar onde a evolução do deslizamento se desenvolve a um ritmo praticamente constante.

Para os ensaios realizados, a lei linear é a que melhor se ajusta aos resultados experimentais. À medida que o intervalo de carga aumenta, verifica-se que a evolução do deslizamento se aproxima mais a uma lei linear. Esta aproximação deve-se ao facto de, para grandes intervalos de carga o provete sofrer na fase final de carregamento e durante poucos ciclos, uma evolução rápida dos deslizamentos. Desta forma, os deslizamentos medidos apresentam uma evolução bastante linear durante praticamente a totalidade do ensaio (ver gráficos anteriores). O mesmo não se

verifica nos provetes CN13.7 até CN13.15 onde as duas leis acompanham bem o ensaio, com excepção da sua prolongada fase final, onde o provete se aproxima da rotura.

Verifica-se a necessidade de concretizar, numa equação, a relação entre a evolução do deslizamento por ciclo e o parâmetro $\Delta P/P_u$. Para estabelecer a equação que traduz a evolução do deslizamento em função do intervalo de carga, para todos os valores obtidos, é necessário ajustar a recta que melhor se adapte aos resultados obtidos. São considerados os resultados obtidos em todos os provetes ensaiados.

Os valores da evolução dos deslizamentos (mm/ciclo) utilizados na equação, são os obtidos através de uma regressão linear.

O gráfico da Fig. 6 é realizado com os valores obtidos da Tabela 5 e da Tabela 7, representando os valores da evolução do deslizamento numa escala logarítmica. No mesmo gráfico é possível comparar os valores obtidos por outros autores em ensaios de tipo de *push-out*, mas com betão de densidade normal e betão leve.

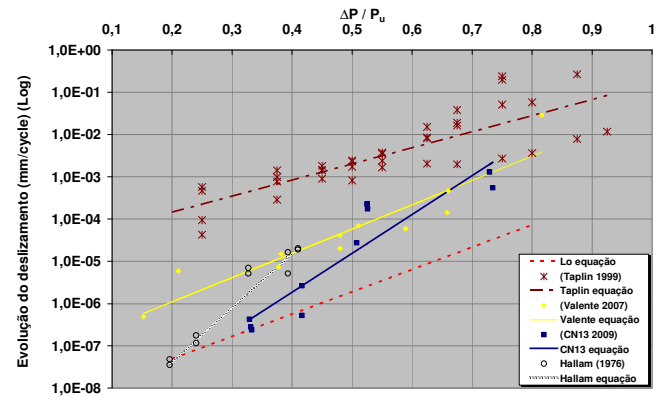


Fig. 6 – Evolução do deslizamento, dependendo da relação de $\Delta P/P_u$, para todos os provetes ensaiados sob carregamento cíclico e para os provetes de diversos autores

A relação presente no gráfico (CN13 equação) contém os resultados obtidos com o grupo B de provetes e é traduzida pela equação (2):

$$\log (s' / \text{ciclo}) = -9.4 + 9.18 \left(\frac{\Delta P}{P_u} \right) \quad (2)$$

No caso presente, em que o betão leve é de elevada resistência, o valor que influencia os resultados é o módulo de elasticidade. Sendo este baixo, aportará maiores deformações por corte nos pernos inseridos neste tipo de betões.

Quanto mais rápida for a evolução do deslizamento, mais depressa o provete atingirá a respectiva rotura, isto é, a sua vida de fadiga é inferior, porque esgotará a sua capacidade de deformação mais rapidamente que um provete com evolução do deslizamento inferior.

Os valores da evolução do deslizamento obtidos por Taplin (1999) e obtidos com os provetes do Grupo A, mostram-se mais elevados que os valores obtidos os provetes do Grupo B. Verificou-se que, em ambos os casos, os provetes foram testados impondo menos ciclos de carga, ou seja, o número de ciclos aplicados não conduziu à rotura dos provetes por fadiga. Os deslizamentos crescem rapidamente na fase inicial do ensaio, ou seja, nos primeiros ciclos aplicados. Este facto levou Taplin (1999) a obter valores muito elevados na evolução do deslizamento, porque testou os seu provetes para menos de 100 ciclos.

Verifica-se que Hallam (1976) estudou provetes com valores de $\Delta P/P_u$ inferiores a 0.43, obtendo assim uma equação que engloba uma gama reduzida de valores, não lhe permitindo fazer um estudo completo da evolução do deslizamento.

Em relação a equação obtida por Lo (1978) observa-se que a evolução do deslizamento para provetes com betão leve é superior à evolução do deslizamento para provetes com betão de massa volúmica normal. Esta diferença torna-se maior quanto maior for o intervalo de carga em estudo.

Utilizando as expressões obtidas pelos diferentes autores, calculou-se a evolução do deslizamento introduzindo nas expressões o valor do intervalo de carga utilizado neste trabalho. Estes valores estão representados na Fig. 7, onde a evolução dos deslizamentos está

representada numa escala logarítmica. Para a expressão obtida por Oehlers et al (1995) dado ser uma regressão potencial, fez-se uma expressão dos resultados obtidos neste trabalho da mesma forma, e assim compararam-se os resultados na Fig. 8.

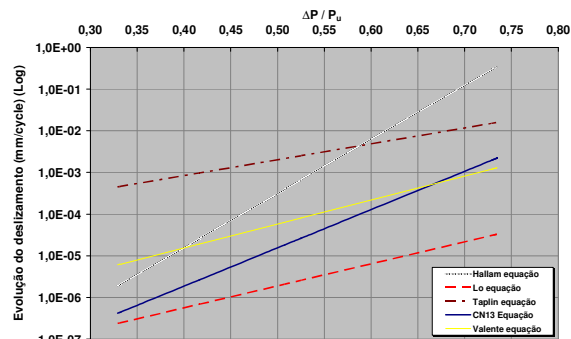


Fig. 7 - Relação entre intervalo de carga aplicada e a evolução do deslizamento, para este trabalho e para as expressões propostas por outros autores.

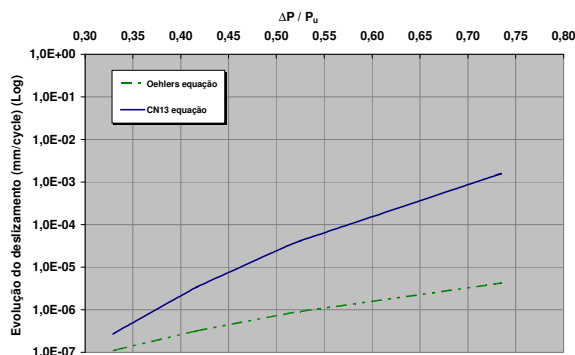


Fig. 8 - Relação entre o intervalo de tensão e a vida de fadiga, para este trabalho e para a expressão obtida por Oehlers.

Colocando a equação de Hallam (1976) com os valores de intervalo de carga utilizados neste trabalho, verificou-se que se obtêm valores de evolução do deslizamentos superiores aos obtidos neste trabalho, apesar, de este autor ter utilizado betão de massa volúmica normal.

Verifica-se uma maior diferença de deslizamentos entre o betão normal e o BLER, quando o intervalo de carregamento é maior, comparativamente com os estudos de Oehlers e Lo. Pode-se concluir que a evolução do deslizamento é maior para o BLER nos casos de maior intervalo de carga.

As expressões com maior inclinação são as obtidas por Hallam e as obtidas

neste trabalho, com valores de 13 e 9.2 respectivamente. Nas equações que representam a evolução do deslizamento, quanto maiores for a inclinação da recta, maior é o aumento do deslizamento a medida que se aumenta o intervalo de carga.

5- CONCLUSÕES

Verificou-se neste trabalho que o crescimento de deslizamento na interface, entre a secção de aço e o betão é influenciado pela diferença entre o valor máximo e o mínimo da carga aplicada e pelo nº de ciclos de carga que o provete está sujeito. A evolução do deslizamento é maior quanto maior o intervalo de carga aplicado.

A evolução do deslizamento está composta por três fases. Na primeira fase o crescimento de deslizamento é mais rápido – corresponde aos primeiros ciclos de carga. A segunda fase surge quando após terem sido aplicados um considerável número de ciclos, o deslizamento passa a ter um crescimento linear, ou seja, à medida que aumenta o número de ciclos, o provete aumenta ligeiramente o seu deslizamento. Na terceira e última fase da curva do deslizamento máximo por ciclo antes da rotura, a curva deixa de ser linear e ocorre um aumento drástico do deslizamento, com uma tendência da curva para ficar vertical.

Da análise aos resultados experimentais obtidos podemos concluir que a lei linear tende a constituir uma melhor aproximação aos resultados experimentais da evolução do deslizamento, sobretudo quando a razão entre o intervalo de carga aplicada e o valor da carga resistente ($\Delta P/P_u$) é maior que 45%.

A comparação deste trabalho com outros anteriormente realizados utilizando betão normal, leva-nos a concluir que a taxa de crescimento de deslizamento aumenta ligeiramente com a utilização de betão leve na realização de estruturas mistas, com maior ênfase para valores

elevados de intervalos de carregamento ($\Delta P/P_u > 45\%$).

6- REFERÊNCIAS

- Bursi, O. S., Gramola, G.: “Behaviour of headed stud shear connectors under low-cycle high amplitude displacements”, *Materials and Structures*, May 1999, Vol. 32, pp. 290-297.
- Civjan, S. A., Singh, P.: “Behaviour of shear studs subjected to fully reversed cyclic loading”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 11, November 2003, pp. 1466-1474.
- EN 1992-1-1: “Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings”, *European Committee for standardization (CEN)*.
- EN 1994-1-1: “Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings”, *European Committee for standardization (CEN)*.
- Faust, T.; Leffer, A.; Mensinger, M.: LWAC in Composite Structures, Second Int. Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Kristiansand, Norway, Junho 2000, pp. 212-374.
- Hallam, M. W.: The behaviour of stud shear connectors under repeated loading. University of Sydney, School of Civil Eng., Research Report 281, August 1976.
- Hanswille, G.; Porsch, M.; Ustundag, C.: “Resistance of headed studs subjected to fatigue loading”, *Journal of Constructional Steel Research*, April 2007, Vol. 63, N.4, Part I : Experimental study, pp. 475-484 and Part II: Analytical study, pp. 485-493.

- Johnson, R. P.: Resistance of stud shear connections to fatigue. *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Fevereiro 2000, Vol.56, No. 2, pp. 101-116.
- Lee P.-G., Shim C.-S., Chang S.-P.: Static and fatigue behaviour of large stud shear connectors for steel-concrete composite bridges. *Journal of Const. Steel Research* 61 (2005) 1270-1285.
- Lo, K.K.: “Fatigue behaviour of stud connectors in composite plate and slab systems”, MSc Thesis, University of Melbourne, 1978.
- Odenbreit, C.; Leffer, A.; Feldmann, M.: Fatigue Behaviour of shear studs to transfer Dynamic loads between steel and concrete construction elements.
- Oehlers, D. J.: “Design and assessment of shear connectors in composite bridge beams”. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 121, No. 2, February 1995, pp. 214-224.
- Oehlers, D. J. and Foley, L.: “Fatigue strength of stud shear connections in composite beams”, *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, June 1985, Pt. 79(Part 2), pp. 349-364.
- Taplin, Geoff: “The behaviour of composite beams under repeated loading”, PhD Thesis, Monash University, Australia, August 1999.
- Valente, I., “Experimental Studies on Shear Connection Systems in Steel and Lightweight Concrete Composite Bridges”. Tese de doutoramento. Univ. do Minho, Portugal, Julho 2007.
- Yen, J.Y. Richard; Lin, Yiching; Lai, M. T.: „Composite beams subjected to static and fatigue loads“, *ASCE Journal of Structural Engineering*, June 1997, Vol 115, Nº 2, pp. 765-771.