

# DESENVOLVIMENTOS RECENTES NO DOMÍNIO DA CONEXÃO AÇO-CONCRETO NO CONTEXTO DAS ESTRUTURAS MISTAS

*Recent developments on steel-concrete connection in composite structures*

Paulo J. S. Cruz (1); Isabel Valente (1); Gustavo Veríssimo (2)(3);  
José Luís Rangel Paes (2); Ricardo Fakury (3)

(1) Universidade do Minho, Portugal  
email: [pcruz@civil.uminho.pt](mailto:pcruz@civil.uminho.pt), [isabelv@civil.uminho.pt](mailto:isabelv@civil.uminho.pt)

(2) Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, Brasil  
email: [gustavo@ufv.br](mailto:gustavo@ufv.br), [jlrangel@ufv.br](mailto:jlrangel@ufv.br)

(3) Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil  
email: [fakury@dees.ufmg.br](mailto:fakury@dees.ufmg.br)

Endereço para correspondência: DEC-UFV – 36570-000 Viçosa MG

## Resumo

Este trabalho apresenta desenvolvimentos recentes sobre conexão aço-concreto para estruturas mistas. Os estudos realizados envolvem campanhas experimentais com diversos tipos de conectores de cisalhamento, utilizando-se concreto normal e concretos leves de alta resistência. A caracterização do comportamento das conexões tem sido realizada através de ensaios tipo *push-out*. Os resultados experimentais recentemente obtidos são comparados com resultados de outros autores. Os resultados das pesquisas que vêm sendo realizadas indicam uma boa perspectiva de utilização de novos conectores de cisalhamento no contexto das estruturas mistas de aço e concreto.

**Palavras-Chave:** estruturas mistas; conexão aço-concreto; conector de cisalhamento; ensaio *push-out*; relação carga-deslizamento; concreto leve.

## Abstract

This work presents recent developments on steel-concrete connection in composite structures. The accomplished studies involve experimental programs with various types of shear connectors, using normal weight, as well as lightweight concrete. The behaviour of shear connectors has been assessed through push-out tests. The experimental results recently obtained are compared with results from other authors. The results of the research programme that has been carried out in the last few years show good perspective for the use of new types of shear connectors in steel-concrete composite structures.

**Keywords:** composite structures; steel-concrete connection, shear connector; push-out test; load-slip relationship; lightweight concrete.

# 1 Introdução

As estruturas mistas de aço e concreto têm sido cada vez mais empregadas na construção civil nas últimas décadas. As vantagens dos sistemas mistos são bem conhecidas e advêm do fato de que nesses sistemas, o aço e o concreto trabalham à tração e à compressão, respectivamente, situação em que se obtém o melhor desempenho de ambos.

O problema fundamental quando se trata de estruturas mistas de aço e concreto é a ligação entre os dois materiais, que proporciona o comportamento misto. O comportamento misto desenvolve-se somente quando dois elementos estruturais são conectados de tal forma que passam a se comportar como se fossem praticamente uma peça única. Para que isso ocorra, é necessário que na interface entre o aço e o concreto exista uma conexão mecânica ou não mecânica que seja capaz de transmitir o fluxo longitudinal de cisalhamento que surge nas interfaces dos elementos estruturais mistos, o que é conseguido mediante a utilização de conectores de cisalhamento metálicos. No caso das vigas mistas, além das forças de cisalhamento longitudinais, os conectores estão sujeitos também a forças transversais ao plano da laje, que tendem a causar a separação entre a laje de concreto e o perfil metálico (efeito conhecido como *uplift*).

Os estudos apresentados neste trabalho envolvem campanhas experimentais com vários conectores de cisalhamento, abrangendo tanto ensaios tipo *push-out* como ensaios em vigas mistas, utilizando-se concreto normal e concretos leves de alta resistência.

## 1.1 Generalidades sobre os conectores estudados

A tipologia dos conectores depende das características dos dois materiais, aço e concreto, e do tipo de ligação que se pretende realizar. A resistência e a rigidez da conexão são definidas pelo grau de ligação existente entre os elementos de aço e concreto, que por sua vez depende das características geométricas e mecânicas do conector e do tipo de concreto utilizado.

A busca por um comportamento ótimo com custos mínimos tem motivado o desenvolvimento de novas soluções. Além dos usuais conectores tipo *stud*, destacam-se os bons resultados obtidos com o conector T, com o conector Perfobond e com o conector CR (Figura 1).

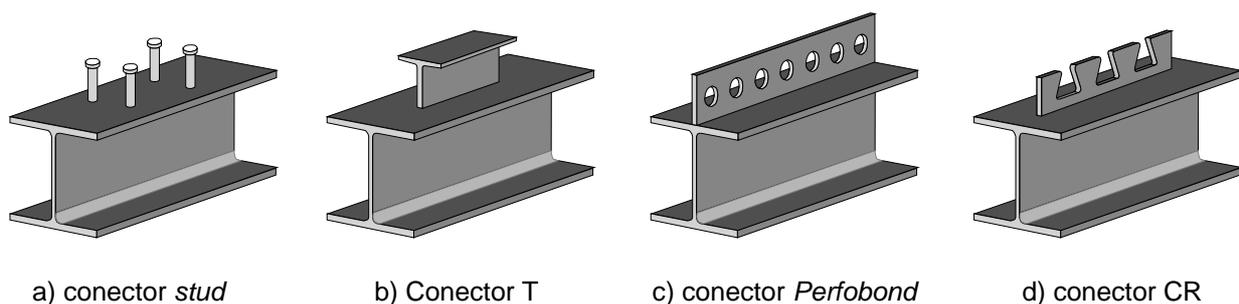


Figura 1 - Tipologias de conectores estudados

## 1.2 O conector *stud*

O conector de uso mais difundido na atualidade é o *stud*, um conector tipo pino com cabeça, desenvolvido na década de 40 pela *Nelson Stud Welding* (Figura 1a). Consiste de um pino projetado para funcionar como eletrodo de solda por arco elétrico e, após a soldagem, como conector de cisalhamento. Possui uma cabeça com dimensões padronizadas, para proporcionar resistência ao *uplift* (Figura 2).



Figura 2 - O conector *stud* – aplicação sobre *deck* metálico

O *stud* se difundiu muito em função de diversas vantagens, tais como a velocidade de aplicação, a boa ancoragem no concreto e a facilidade de colocação da armadura entre os conectores. O uso do *stud* permite que as lajes sejam feitas com fôrma de aço incorporada (*steel-deck*), propiciando uma excelente produtividade (Figura 2). Todavia, apresenta limitações e um inconveniente que é a necessidade de um equipamento de solda especial, que inclui um gerador de 225KVA no canteiro de obras. Além disso, em estruturas em que a sobrecarga de utilização representa uma parcela muito grande do carregamento total, o comportamento típico dos *studs* é desfavorável, podendo conduzir à deterioração prematura do sistema misto por efeito de fadiga.

Em conexões com *stud*, para que a ação mista se desenvolva de fato é necessário que ocorra algum deslizamento relativo inicial. Esse deslizamento pode causar fissuração da laje para cargas de serviço, bem como problemas de fadiga decorrentes do atrito entre o aço e o concreto (ZELLNER, 1987). Esse problema pode ser mais pronunciado em estruturas sujeitas à fadiga devido a cargas móveis, conduzindo à propagação das fissuras na laje de concreto e conseqüente aceleração da deterioração da estrutura.

### 1.3 O conector T

O conector T consiste basicamente de um pedaço curto de perfil T soldado à mesa do perfil metálico (Figura 1b), podendo ser produzido com diferentes tamanhos, a partir do corte de perfis laminados comerciais. A possibilidade de produzir conectores a partir de perfis laminados tem a vantagem de não ser necessário produzir um novo elemento de conexão específico. A solda de conectores T não requer equipamento especial e apresenta as características de uma solda usual.

A espessura da alma e o comprimento do T formam a área de corte do conector, que é usualmente superior à do *stud*.

Em relação aos *studs*, os conectores T apresentam como desvantagem a necessidade de utilizar uma maior quantidade de material para produzir um conector. Uma maior dificuldade em dispor a armadura ao longo da laje ocorre apenas quando a distribuição de conectores escolhida é muito densa. Em termos de fadiga, os conectores T apresentam as mesmas desvantagens do conector *stud*.

#### 1.4 Conectores em chapa contínua: Perfobond e CR

Os conectores *stud* necessitam que ocorra algum deslizamento na interface aço-concreto para que sua capacidade seja mobilizada, o que ocorre em geral para baixos valores de carga. Se a sobrecarga representa uma parcela grande do carregamento atuante, presume-se que ocorrerá deslizamento para cada ciclo dessa sobrecarga. Como consequência desse deslizamento, haverá atrito entre o aço e o concreto, o que pode ocasionar problemas de fadiga (ZELLNER, 1987). O Perfobond foi idealizado a partir da necessidade de um conector que não permitisse esse atrito entre o aço e o concreto e, ao mesmo tempo, só envolvesse deformações elásticas para cargas de serviço, tendo sido inicialmente desenvolvido pela empresa alemã Leonhardt, Andrã, and Partners, de Stuttgart, para o projeto da 3ª Ponte sobre o rio Caroni, na Venezuela (ZELLNER, 1987). A primeira geometria estudada para este elemento de conexão consiste numa chapa metálica plana com aberturas circulares, que fica inserida na laje de concreto armado (Figura 1c).

Quando o elemento misto é submetido a carga e a laje tende a deslizar em relação ao perfil de aço, o concreto dentro dos furos do conector trabalha como um pino virtual dentro da laje, que proporciona resistência ao cisalhamento na direção longitudinal e evita que a laje de concreto se separe transversalmente do perfil metálico (Figura 3). O Perfobond pode ser usado de modo contínuo, como mostrado na Figura 1c, ou descontínuo, como mostrado na Figura 3.

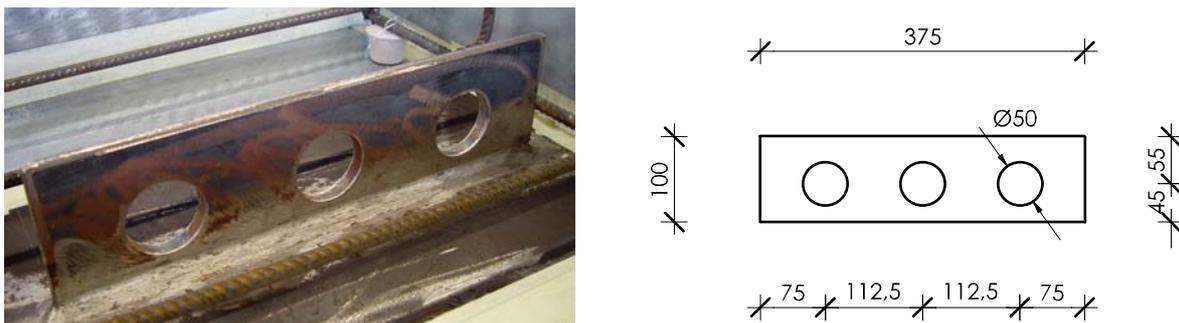


Figura 3 - Conector Perfobond - configuração e dimensões (em mm)

Uma desvantagem do conector perfurado com aberturas fechadas é a dificuldade para a disposição da armadura inferior da laje, quando as barras têm que passar por dentro das aberturas do conector. Para contornar essa dificuldade, têm sido propostas novas geometrias para conectores de chapa perfurada, considerando aberturas na chapa. O conector CR é uma alternativa neste sentido. Consiste de uma chapa plana de aço com um recorte especial simétrico, criando uma espécie de crista formada por saliências e reentrâncias trapezoidais (Figura 1d). Da mesma forma que no Perfobond, seu comportamento mecânico depende, dentre outras variáveis, do efeito de pino no concreto. A resistência ao *uplift* é conseguida com o formato trapezoidal nos dentes, que proporciona algum confinamento para o concreto no seu interior.

Algumas vantagens podem ser apontadas aos conectores de chapa contínua quando comparados com os conectores tipo *stud*: são facilmente produzidos em grande escala, podem assumir diferentes tamanhos e formas, são facilmente soldados ao elemento metálico sem necessidade de equipamentos especiais e a solda pode ser efetuada tanto na obra como na fábrica. Em termos de capacidade de carga, os conectores como o Perfobond e o CR propiciam resistências similares às obtidas com grupos de *studs*.

Diversos ensaios realizados com os conectores Perfobond e CR demonstram que tanto a capacidade de carga como a ductilidade da conexão são influenciadas pela resistência do

concreto e pela armadura que passa por dentro ou no entorno do conector. Dessa forma, os conectores em chapa dentada, ou perfurada, permitem controlar a capacidade da conexão, variando-se a resistência do concreto e a armadura passante, o que não é possível, por exemplo, com o conector *stud*. No caso do *stud*, para concretos com resistência à compressão acima de determinado valor a resistência ao corte do conector governa a ruptura e o aumento na resistência do concreto não influencia a capacidade da conexão.

No caso dos conectores de chapa contínua, têm sido estudadas novas tipologias que consistem em variações na forma das aberturas e utilização de chapa endentada. Outros estudos têm abordado a substituição de concreto normal por concretos de elevado desempenho, dentre eles os concretos de alta resistência e os concretos leves.

## 2 Caracterização experimental

### 2.1 O ensaio *push-out*

A caracterização do comportamento das conexões aço-concreto tem sido realizada através de ensaios tipo *push-out*, por meio dos quais se pode caracterizar a relação carga x deslizamento dos conectores.

O ensaio *push-out* para a caracterização de conectores de cisalhamento consiste de duas pequenas lajes de concreto conectadas a um perfil metálico e é padronizado pelo EUROCODE 4 (2004), conforme o esquema da Figura 4.

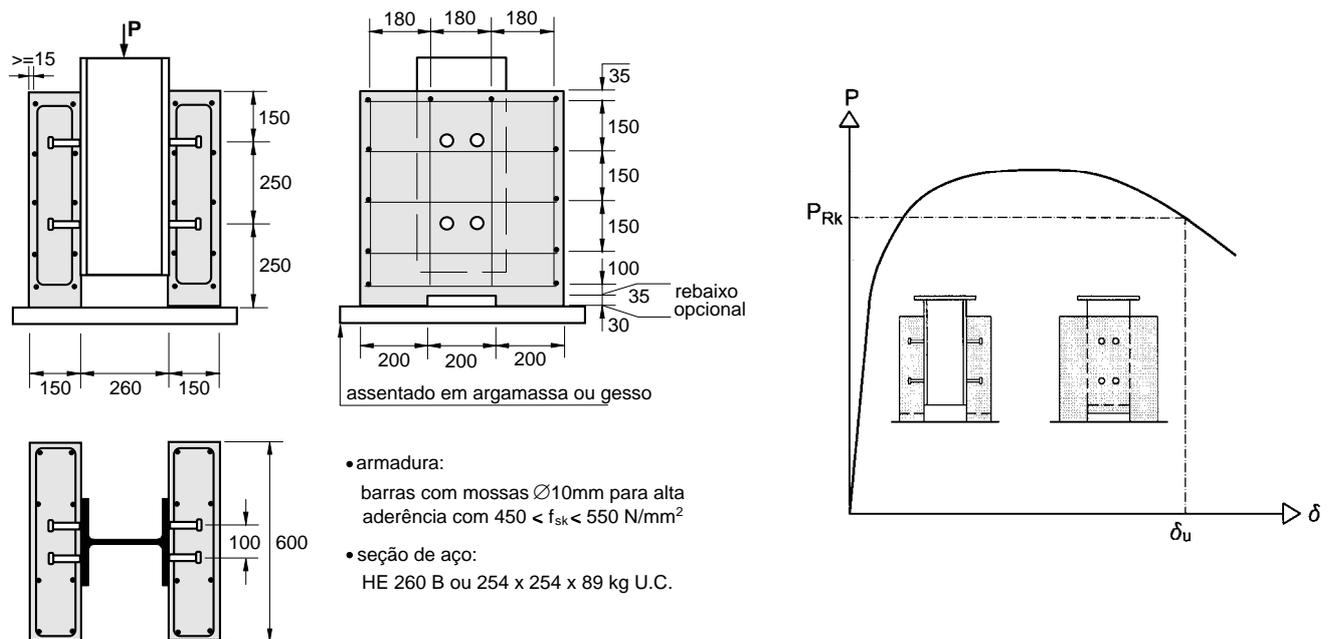


Figura 4 – Características de um ensaio *push-out* típico segundo o EUROCODE 4 (2004)

Além da geometria mostrada na Figura 4, o EUROCODE 4 (2004) especifica o procedimento a ser seguido no ensaio. A capacidade de deslizamento  $\delta_u$  de um corpo de prova deve ser tomada como o máximo deslizamento medido para a carga característica,  $P_{Rk}$ , como mostrado na Figura 4. A carga característica  $P_{Rk}$  é tomada como a menor carga de colapso (dividida pelo número de conectores) reduzida de 10%. O deslizamento característico  $\delta_{uk}$  considerado é igual a  $0,9\delta_u$ .

Os ensaios do tipo *push-out* são mais adequados para o estudo da conexão aço-concreto, pois permitem obter as relações entre forças aplicadas e deformações correspondentes de forma mais simples e direta do que se consegue em ensaios de flexão.

Na Figura 5 representa-se o fluxo de forças num modelo para ensaio *push-out* com conectores *stud*. Uma grande vantagem deste ensaio é que os esforços instalados nos conectores resultam diretamente das forças  $P$  introduzidas pelo atuador, sendo possível a medição do correspondente deslizamento relativo entre a laje de concreto e o perfil metálico. Os resultados são assim obtidos de forma direta.

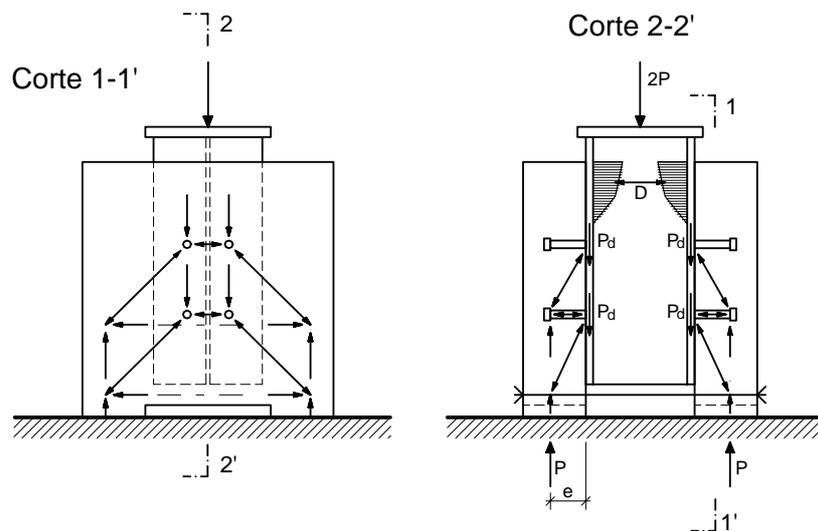


Figura 5 - Fluxo de forças num ensaio *push-out* padrão

Por outro lado, num ensaio de flexão, a determinação dos esforços nos conectores apresenta algumas dificuldades, tais como:

- os esforços nos conectores têm que ser calculados de forma indireta, uma vez que a dispersão dos valores da rigidez, especificamente do módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ), e dos valores do deslizamento na interface aço-concreto podem falsear os resultados. Ao analisar-se a zona de momento negativo há que se considerar que parte do concreto nessa região está tracionada e fissurada, e, neste caso, o efeito de *tension-stiffening* pode ser apenas estimado;
- uma outra possibilidade de estimar os esforços no conector é medir a diferença de alongamento que se verifica entre a laje de concreto e o perfil metálico, mas esse método é pouco preciso.

Das considerações anteriores pode-se concluir que os ensaios tipo *push-out* são bastante adequados para a análise do processo de carga em conectores, quando convenientemente instrumentados. Se for necessário analisar a transferência de esforços entre os elementos estruturais laje de concreto/suporte metálico, como consequência do seu deslizamento relativo, da sua deformação e da fissuração do concreto, então será mais adequada a realização de um ensaio de flexão em viga mista.

## 2.2 Montagem dos ensaios

Nos ensaios realizados, para a aplicação da carga vertical utilizou-se um sistema óleo-hidráulico ligado a um atuador com capacidade de carga máxima de 5000 kN. Numa primeira fase do ensaio, são realizados 25 ciclos de carga/descarga entre patamares de 5% e 40% do valor da carga de ruptura esperada (EUROCODE 4, 2004). Na seqüência, o ensaio passa a ser controlado pelo deslizamento relativo medido entre o perfil metálico e a laje de concreto, de forma que esse deslocamento seja medido até que a carga aplicada

seja inferior a 80% da carga máxima. O deslocamento relativo entre as lajes de concreto e o perfil metálico foi medido em ambas as lajes, em intervalos de tempo regulares. O deslocamento lateral entre as lajes de concreto também foi medido com a mesma periodicidade. A montagem do ensaio é traduzida na Figura 6.

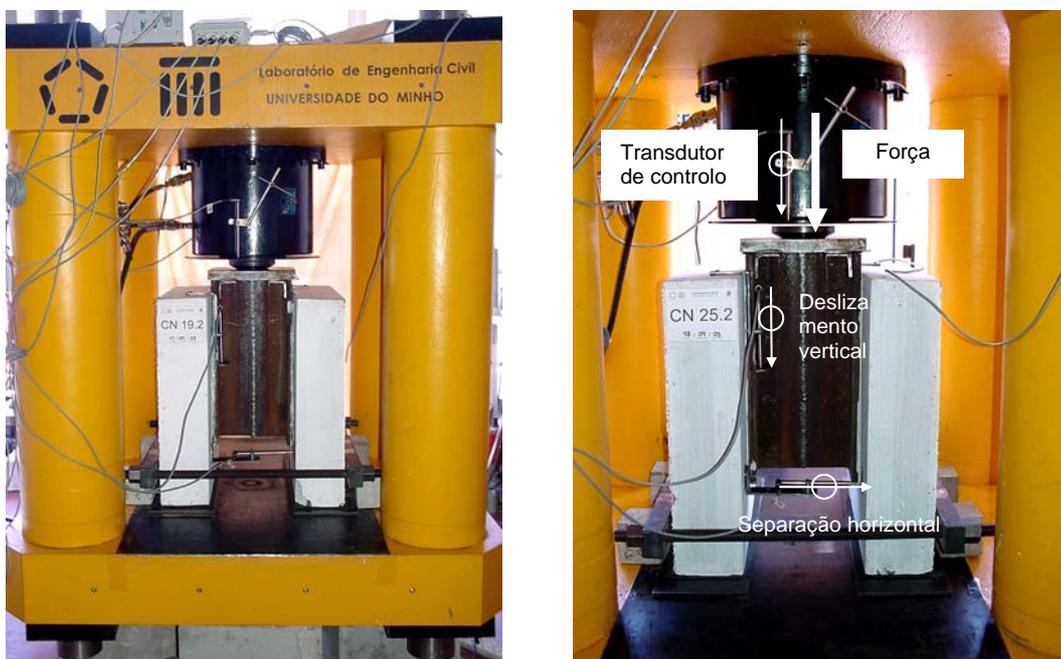


Figura 6 - Estrutura de reação e instrumentação para o ensaio de tipo *push-out*

### 3 Comportamento experimental de conectores tipo *stud*

#### 3.1 Conexão com *stud* e concreto de resistência normal (CRN)

A capacidade de carga de conectores tipo *stud*, quando são utilizados concretos de resistência normal (CRN), resulta de quatro parcelas: a) compressão do concreto junto ao colar de solda na base do conector; b) corte e flexão do conector na zona inferior do fuste; c) tração no fuste e d) atrito na interface da conexão. No caso de concreto de alta resistência (CAR), a parcela referente à força de tração no conector tem um valor um pouco reduzido em relação ao CRN. A fixação proporcionada pelo CAR torna a deformação por flexão do fuste praticamente nula.

A ruptura da conexão de *studs* com CRN pode ocorrer de duas formas: ou por corte do conector ou por fendilhamento e esmagamento da laje de concreto. Em algumas situações essa ruptura ocorre também por tração, o que pode ser explicado pela elevada força de alavanca resultante do movimento para o exterior, sofrido pelas bases das lajes de concreto durante o ensaio experimental. Nos ensaios realizados por GALJAARD e WALRAVEN (2000), não foram observados elevados níveis de dano nos painéis, havendo apenas algum destacamento de concreto em pequenas áreas junto à base dos *studs*. Nesses ensaios foram ainda utilizados concretos com fibras. A adição de fibras ao concreto não resultou num aumento significativo da resistência e da capacidade de deformação.

Segundo o EUROCODE 4 (2004), um conector de cisalhamento deve apresentar deslizamento característico de pelo menos 6 mm para que seja considerado dúctil. Essa exigência está associada à consideração de comportamento elasto-plástico da conexão.

O deslizamento relativo medido em modelos com CAR é inferior ao que se verifica para CRN, tanto durante o processo de carregamento como após a ruptura.

### 3.2 Conexão com *stud* e concreto de alta resistência (CAR)

A Figura 7 mostra em detalhe a evolução da deformação de um conector *stud* inserido numa laje maciça de CAR.

As forças começam por desenvolver-se essencialmente em frente ao cordão de solda do conector, tal como representado na Figura 7.a. O aumento da carga faz com que as forças se concentrem numa cunha de concreto que acompanha o cordão de solda (Figura 7.b). A deformação do conector desenvolve-se imediatamente acima do cordão de solda, já que o CAR garante o apoio da zona superior do conector. Se a carga aplicada é incrementada, a cunha de concreto sujeita a elevadas tensões de compressão tende a esmagar-se e a laje desloca-se sobre ela (Figura 7.c). A força aplicada ainda é transferida entre a cunha de concreto esmagado e a base do conector, devido às elevadas forças de atrito que se desenvolvem entre a cunha e o restante da laje. Os deslocamentos que ocorrem conduzem à plastificação do conector na região da base (Figura 7.d).

Nos ensaios realizados por HEGGER et al (2001), a utilização de CAR em ensaios com conectores *stud* evidenciou dois aspectos importantes relacionados com as propostas do EUROCODE 4 (2004): a) o valor característico mínimo de deformação,  $\delta_{uk}$ , igual a 6 mm não foi atingido em qualquer ensaio; b) a capacidade de carga máxima atingida com esses conectores é subestimada mediante a utilização das expressões aí propostas.

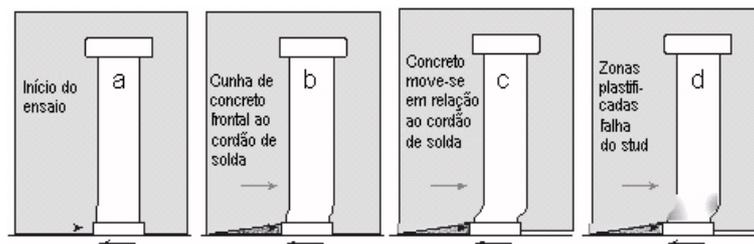


Figura 7 - Mecanismo de falha para o *stud* em concreto de alta resistência (CAR) (Hegger et al., 2001)

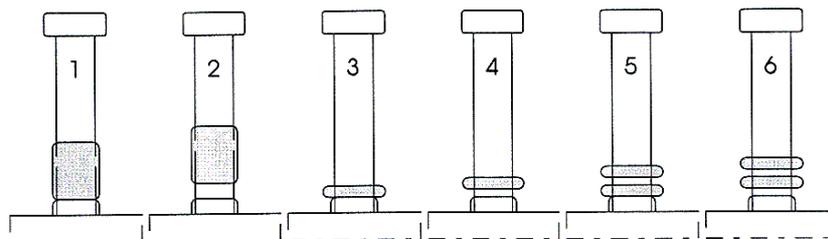


Figura 8 - Soluções de reforço da base do *stud*, HEGGER et al. (2001)

No sentido de melhorar esse comportamento, foram colocados anéis metálicos na base do fuste dos conectores *stud* (Figura 8). Com esses anéis conseguiu-se um aumento da capacidade de carga de cerca de 10%, em relação a ensaios realizados com *studs* de mesmo diâmetro sem qualquer reforço. O comportamento observado nesses ensaios mostrou uma elevada rigidez da conexão na fase inicial do carregamento. O critério de ductilidade proposto pelo EUROCODE 4 (2004) foi atendido em todos os ensaios, observando-se um comportamento substancialmente mais dúctil do que nos ensaios com conectores sem reforço. Apesar das melhorias verificadas no tocante ao comportamento da conexão, deve-se ter em conta as dificuldades práticas sentidas na execução deste sistema, que resultam de irregularidades formadas no cordão de solda, impedindo a exatidão da colocação desses anéis.



realizados, verificou-se que o dano nas lajes de concreto aumenta com o diâmetro dos conectores.

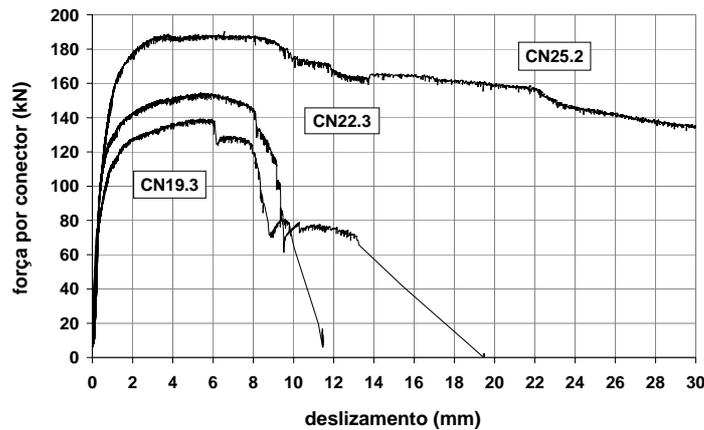


Figura 10 - Curvas carga x deslizamento para conectores *stud* de diâmetro igual a 19, 22 e 25 mm

No caso de associações de *studs* de 19 mm de diâmetro, verifica-se alguma perda de capacidade de carga quando se compara com os *studs* de 19 mm isolados. Essa perda de carga vem no entanto associada a uma maior capacidade de deformação da ligação (Figura 11).

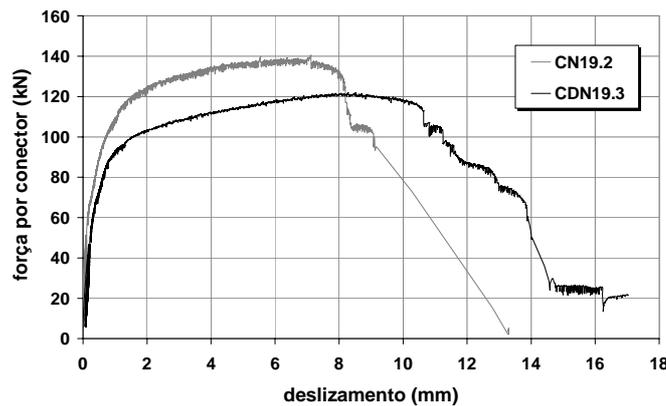


Figura 11 - Curvas carga x deslizamento para conectores *stud* isolados e associações de conectores

Em todos os ensaios realizados o deslizamento característico,  $\delta_{uk}$ , ultrapassou o valor limite de 6 mm recomendado pelo EUROCODE 4 (2004), o que assegura o comportamento dúctil desta ligação.

Comparando os resultados obtidos com outros apresentados na bibliografia, relativos a ensaios com concretos de densidade normal, verifica-se que a utilização de concreto leve conduz a um aumento da deformação e a uma pequena diminuição da capacidade de carga.

#### 4 Comportamento experimental de conectores tipo T

A capacidade resistente do conector T depende da resistência ao corte da alma do T e da resistência à compressão do concreto posicionado em frente ao conector. A transmissão de esforços entre o conector e a laje de concreto faz-se principalmente na zona superior do conector, já que a área da secção transversal do T está concentrada na mesa do perfil. A distribuição de esforços é por isso mais eficaz, permitindo a transmissão de maiores forças entre cada conector e a laje, do que acontece com os *studs*. A laje tende a apresentar uma fissuração mais distribuída, pelo que a presença de armadura distribuída

é importante para resistir aos esforços de tração que se desenvolvem, impedindo a ruptura prematura da laje.

Nos ensaios com conectores tipo T, realizados por GALJAARD e WALRAVEN (2000), observou-se acentuada fissuração na frente do conector. No entanto, este efeito não provocou uma perda de carga sensível. Nos ensaios em que foi utilizado CLAR a ruptura ocorreu por corte do conector T.

Observou-se que para resistências elevadas, a deformação resulta principalmente da deformação do conector, ao passo que para menores resistências do concreto o conector esmaga e “corta” a laje de concreto. Para concretos de alta resistência (CAR e CLAR) foram medidas deformações elevadas.

A utilização de conectores tipo T conduziu ainda a outros resultados interessantes, que se encontram relatados por HEGGER et al. (2001). Neste caso foram utilizados conectores tipo T inclinados, com um ângulo de 45°, o que permitiu aumentar a área de transferência de carga entre o conector e o painel de concreto. Deste modo, foi conseguida uma melhor utilização da seção transversal, sendo a transferência de carga realizada em toda a altura do conector, ao contrário do que acontece com os conectores tipo *stud*. A mesa do perfil não sofreu deformação ao longo do carregamento, nem se verificou o fendilhamento no painel de concreto. O deslizamento relativo entre perfil metálico e painel de concreto foi atingido em decorrência da deformação da alma do conector T. A ruptura iniciou-se quando foi atingido o limite de escoamento do aço do conector na face oposta.

A utilização deste tipo de conector revela-se bastante promissora devido à elevada capacidade de deformação que lhe pode ser induzida. Contudo, será necessário estudar alguns aspectos, dentre eles o comportamento para cargas dinâmicas, já que a área de contato junto ao concreto é muito reduzida, conduzindo a tensões de compressão elevadas no painel, que podem provocar o seu esmagamento nessa zona. Do mesmo modo, as elevadas deformações para cargas de serviço poderão originar um pior comportamento à fadiga.

#### 4.1 Conexão com conector T e concreto de leve

A capacidade de carga de um conector tipo T é essencialmente função de três componentes: compressão do concreto posicionado em frente ao conector, corte da alma do T e tração na alma do T. Tal como acontece para os *studs*, as tensões de tração na alma do conector são reduzidas devido à utilização de concreto de alta resistência.

VALENTE e CRUZ (2004a) realizaram ensaios com o conector T inserido em concreto leve de alta resistência. O concreto leve utilizado tem as características já referidas em 3.3.

O padrão de fissuração apresentado na Figura 12a corresponde à face superior da laje de concreto e é comum a todos os corpos de prova testados. A fissuração é distribuída pela laje e apresenta alguma concentração na zona onde estão posicionados os conectores. Observam-se algumas fissuras horizontais, particularmente localizadas na zona frontal aos conectores. Na zona inferior da laje, as fissuras possuem direção quase vertical.

Na Figura 12b mostra-se a zona de ruptura dos conectores T, localizada na alma, imediatamente acima da solda entre o conector e o perfil metálico. A zona de ruptura evidencia uma grande deformação da alma do conector. Na Figura 12c mostra-se a zona da laje de concreto que esteve em contacto com o perfil metálico antes da ruptura do conector. É visível a significativa deformação do conector inserido na laje de concreto, mostrando que o deslizamento sofrido pela conexão, durante a aplicação de carga, se deve principalmente à deformação da alma do conector. Essa deformação está muito localizada na zona imediatamente acima do cordão de solda e é bastante semelhante à

deformação sofrida pelo *stud*, que é resultado da utilização de concretos de alta resistência.

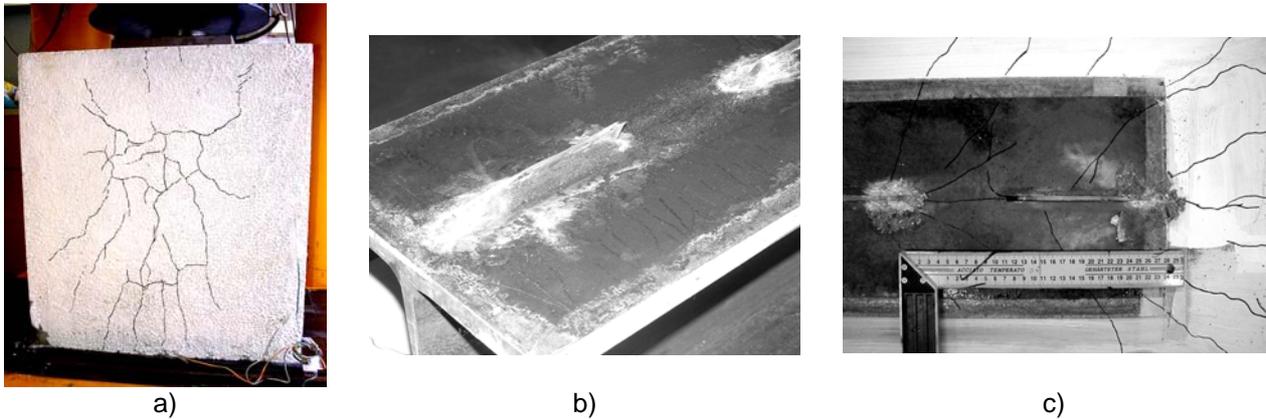


Figura 12 – Fendilhamento na laje de concreto e ruptura do conector T inserido numa laje CLAR

Na zona da laje, posicionada em frente do conector, observa-se o esmagamento concentrado do concreto, de onde surgem várias fendas com a orientação do conector. Este esmagamento localizado tem também uma contribuição importante para o deslizamento total sofrido. Na Figura 13 apresenta-se a curva carga x deslizamento, obtida para um dos corpos de prova com conector T testado. As curvas carga x deslizamento obtidas durante o ensaio de conectores T em lajes CLAR traduzem um comportamento inicial quase elástico. Nesta fase, os ciclos de carga e descarga não alteram a rigidez inicial da conexão. Numa segunda fase, a inclinação da curva carga x deslizamento tende a diminuir, traduzindo uma diminuição da rigidez da conexão, apesar de a carga aplicada manter a sua tendência crescente.

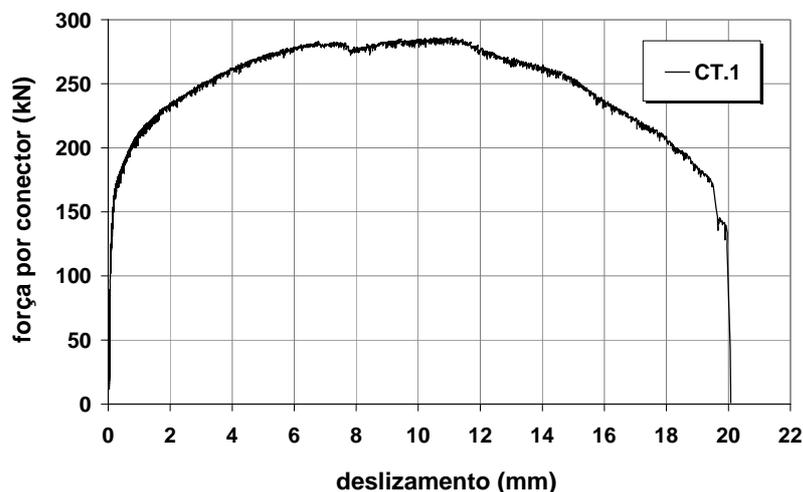


Figura 13 - Curva carga x deslizamento para o conector T inserido em lajes de concreto leve

Nos exemplos testados, a alteração da rigidez da conexão dá-se para valores de carga entre 55% e 65% da carga máxima aplicada. A carga máxima é atingida para valores de deslizamento bastante grandes. A ligação mantém uma capacidade de carga considerável após ser atingida a carga máxima e a perda de carga que se segue apresenta uma tendência semelhante à verificada antes de ser atingida a carga máxima.

## 5 Comportamento experimental de conectores tipo Perfobond

### 5.1 Conexão com *Perfobond* e concreto de resistência normal (CRN)

OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) realizaram um extenso programa experimental com o conector Perfobond, ensaiando modelos cuja configuração é apresentada na Figura 14. Os autores fizeram variar diversos parâmetros, tais como o número de aberturas circulares do conector, a resistência à compressão do concreto, a colocação e disposição da armadura transversal, a presença de uma armadura de distribuição (camada de tela soldada) e a colocação de armadura transversal através das aberturas do conector.

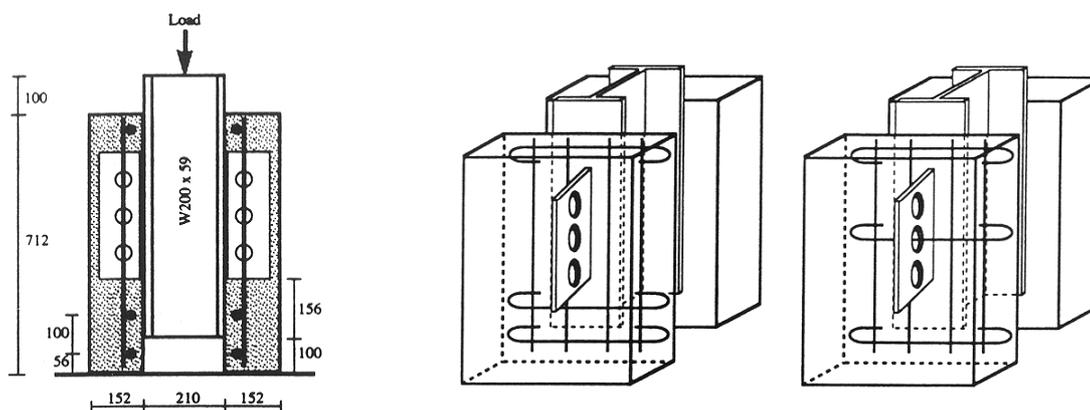


Figura 14 - Configuração dos modelos ensaiados por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994)

Todos os mecanismos de ruptura observados nestes ensaios estiveram relacionados à ruptura do concreto. Os conectores e respectivas soldas permaneceram intactos ou quase intactos no final de cada ensaio. A ruptura dos corpos de prova iniciou-se com a abertura de uma fissura vertical localizada na zona abaixo do conector, que gradualmente se propagou pela laje. Finalizou com o esmagamento do concreto na vizinhança do conector, na zona onde se iniciou a fissura.

Quando não foi utilizada qualquer armadura transversal, a ruptura ocorreu de forma brusca, caracterizada pela abertura repentina da referida fenda longitudinal na laje de concreto, tendo o elemento estrutural perdido de imediato toda a sua capacidade resistente. Essa ruptura instantânea ocorreu sempre numa das lajes apenas, tendo a outra permanecido relativamente intacta, o que sugere ter havido uma pequena redistribuição de carga entre os dois painéis de laje apesar da simetria do corpo de prova. O efeito de pino proporcionado pelo concreto passando pelas aberturas dos conectores foi observado a partir da realização de ensaios em que se fez variar o número de aberturas no conector ( $n$ ) e respectivo espaçamento. Para  $n \leq 3$ , a carga última aumentou com o número de aberturas. Para o conector com quatro aberturas circulares não se verificou esse aumento de resistência, o que se atribui a uma sobreposição dos campos de tensão formados, à medida que a distância entre aberturas diminui. Em função desta análise, observa-se que existe uma relação linear entre a capacidade última do conector e o respectivo número de aberturas, desde que estas não ultrapassem o número de três. Este aspecto traduz uma distância mínima entre aberturas de pelo menos 2,25 vezes o diâmetro das mesmas. Os ensaios realizados indicam igualmente que, observado este limite, cada pino contribui, em média, com aproximadamente 10% da capacidade total do conector.

Um segundo aspecto a ter em conta é a presença de armadura transversal. Para isso, foram ensaiados corpos de prova com e sem essa armadura. Observou-se que a presença da armadura transversal melhorou significativamente o comportamento da

conexão nos seguintes aspectos: maior capacidade de carga, maior ductilidade da conexão e maior capacidade de retenção da carga.

A posição da armadura transversal é outro aspecto importante. Verificou-se um comportamento melhor quando a armadura é colocada na zona frontal ao conector. Quando parte dessa armadura é colocada nas aberturas, a capacidade resistente da ligação fica reduzida, ao contrário do que se poderia esperar. Se por um lado a presença da armadura nas aberturas contribui para o aumento do efeito de pino, por outro a diminuição da quantidade de armadura à frente do conector promove uma maior susceptibilidade à fendilhamento nessa região, de forma que, no global, a capacidade resistente da conexão se reduz.

Outro fator estudado por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) foi a utilização de uma armadura de distribuição, no caso uma tela soldada. Observou-se que a sua utilização não só aumenta a capacidade resistente e a ductilidade da ligação, como também reduz a fissuração na superfície do concreto. Em qualquer dos casos, a ruptura da ligação ocorre com esmagamento do concreto na zona frontal do conector Perfobond, esteja ou não presente a armadura de distribuição.

Dos resultados obtidos conclui-se que a capacidade resistente da ligação aumenta proporcionalmente à metade do aumento correspondente na resistência do concreto.

## 5.2 Conexão com *Perfobond* e concreto de alta resistência (CAR)

GALJAARD e WALRAVEN (2000) realizaram diversos ensaios tipo *push-out* com conector Perfobond, tanto com CRN como com CAR e concreto leve de alta resistência (CLAR). Os modelos ensaiados por GALJAARD e WALRAVEN possuem características próprias, que diferem daquelas recomendadas pelo EUROCODE 4 (2004) para o ensaio *push-out* padrão. Não obstante, para efeito comparativo a resposta desses modelos no tocante ao comportamento da conexão deve ser considerada. As barras de armadura transversal utilizadas possuíam diâmetro maior que o convencional e foram ancoradas lateralmente em chapas de aço, já que as dimensões das lajes do modelo não propiciavam comprimento de ancoragem adequado. O modo de ruptura observado nos ensaios indica que as chapas laterais fixadas à armadura produziram algum confinamento das lajes. Nos modelos com CRN observou-se ruptura frágil, com rápida redução da capacidade de carga. Todavia, esse modo de ruptura não foi observado nos modelos com CAR. A adição de fibras aos concretos, tanto o CRN como o CAR, também conduziu ao mesmo resultado e observou-se capacidade de retenção de carga após o pico.

O comportamento observado e medido em ensaios com CAR foi sempre mais dúctil que o correspondente comportamento com CRN. Tendo em vista o modo de fissuração observado nos ensaios, considera-se que o fator que condiciona a maior ductilidade dos modelos com CAR seja sua maior resistência à tração. O deslizamento medido para os corpos de prova com CAR foi bastante elevado, ao contrário do que se observou nos modelos com CRN.

Ao contrário do que ocorre com os conectores *stud*, a conexão com Perfobond em CAR e CLAR possui maior capacidade de carga e maior ductilidade do que quando se utiliza CRN.

## 5.3 Conexão com *Perfobond* e concreto leve

A ruptura da conexão com Perfobond caracteriza-se pelo aparecimento de uma fissura longitudinal principal que se desenvolve desde a base da laje até ao seu topo. Esta fissura está localizada na proximidade do conector e tende a abrir com o aumento da carga.

A introdução de armadura transversal, por dentro ou por fora das aberturas do conector, bem como de armadura de distribuição na face superior da laje, contribui para controlar o

processo de fissuração, impedindo a abertura não controlada da fissura inicial e induzindo ao aparecimento de outras fissuras menores e mais distribuídas.

VALENTE e CRUZ (2004a,b) realizaram ensaios com conector Perfobond em concreto leve de alta resistência. O concreto leve utilizado tem as características já referidas em 3.3.

Na Figura 15 apresentam-se curvas de carga x deslizamento para corpos de prova com conectores Perfobond. Este conector apresenta um comportamento muito mais rígido na fase inicial do ensaio do que o conector *stud* ou o conector T. A carga máxima é atingida para valores muito reduzidos de deslizamento e o comportamento se mantém praticamente elástico até este ponto. O comportamento pós-pico é caracterizado por uma perda de carga muito lenta, conseguida em decorrência da fendilhamento da laje de concreto e conseqüente crescimento da abertura de fendas. A armadura transversal retém grande parte da capacidade de carga da ligação, pois permite a mobilização de forças de atrito entre as faces opostas das fendas. O conector utilizado nestes ensaios (ver Figura 3) ficou praticamente intacto após a aplicação da carga, em função do que a deformação medida é, principalmente, resultado da penetração da chapa do conector na laje associada ao esmagamento do concreto leve na zona situada à frente do conector.

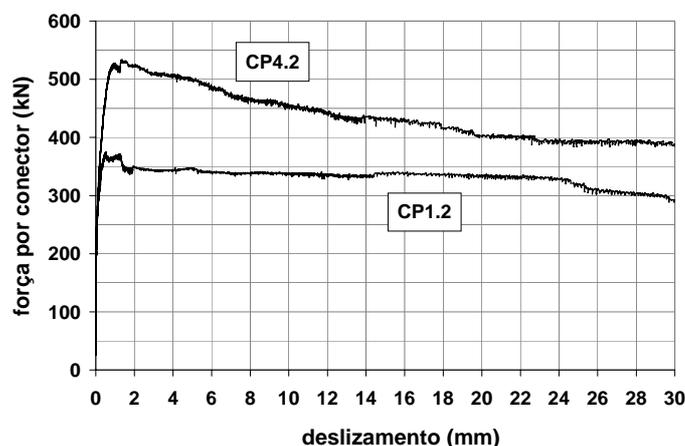


Figura 15 - Curvas carga x deslizamento para conectores Perfobond em lajes de concreto leve

Na Figura 15 comparam-se dois corpos de prova praticamente idênticos, exceto pelo fato de que o modelo CP1.2 não possui barras de armadura passando nas aberturas do conector enquanto que CP4.2 possui barras de armadura passando em todas as aberturas do conector. Verifica-se em primeiro lugar um aumento da capacidade da conexão proporcionado pela existência de armadura transversal nos conectores. Em segundo lugar, pode-se destacar que em ambos os casos se verifica uma elevada capacidade de retenção de carga na fase pós-pico. O corpo de prova sem armadura nas aberturas tende a perder carga mais lentamente do que aquele que tem armadura transversal em todas as aberturas do conector.

## 6 Comportamento experimental de conectores CR

O conector CR apresenta um comportamento similar ao Perfobond, contudo com rigidez um pouco menor pelo fato dos furos serem abertos. A resistência última da conexão decorre de quatro fenômenos principais observados: a resistência ao cisalhamento da laje de concreto; a resistência das barras de armadura transversais ao conector (se existirem); a resistência da própria chapa do conector e a resistência do concreto confinado dentro dos furos.

Nos ensaios com conector CR foram testados modelos em CRN sem armadura passante e com armadura passante. Em todos os casos, porém, sempre houve duas barras de armadura transversal à frente do conector. Além disso, testaram-se alguns modelos de referência com um conector em chapa plana sem os dentes, a fim de comparar seus resultados com os do conector CR e avaliar a contribuição do efeito de pino no concreto. A primeira versão do conector dentado, designada por CR50 (VERÍSSIMO, 2004), revelou um modo de colapso combinando falha do concreto com falha simultânea do conector (Figura 16a). A partir disso os dentes do conector foram modificados (Figura 16b), de forma que o colapso se desse primariamente no concreto. Foram testadas duas novas versões com geometrias distintas, designadas por CR50b e CR50c (Figura 17), para avaliação do comportamento carga x deslizamento em relação a um Perfobond com furos de 50 mm de diâmetro.

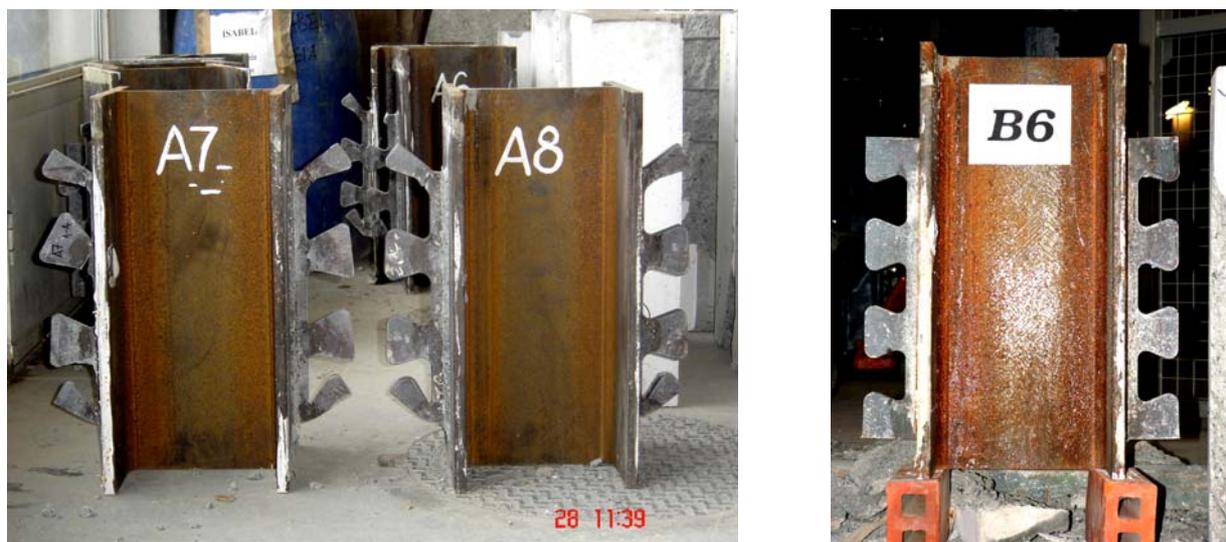


Figura 16 - Aspecto das versões CR50 e CR50b após o ensaio

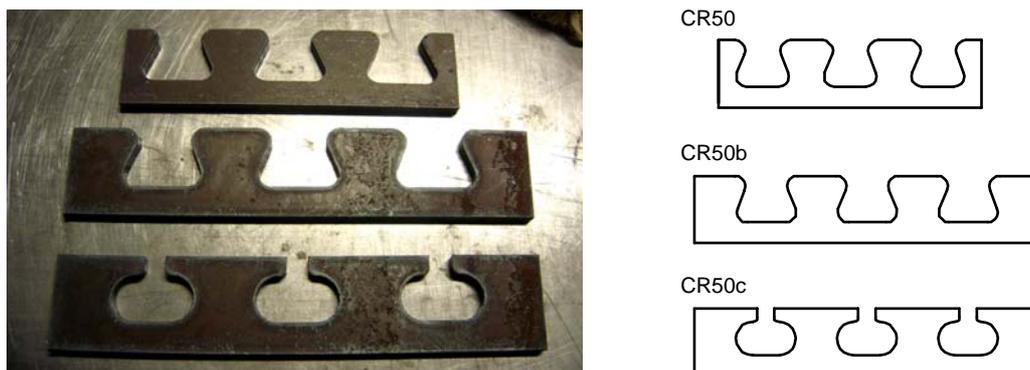


Figura 17 - Conector em chapa endentada – configurações avaliadas

Na Figura 18 é apresentada a configuração de dois dos modelos testados com conector CR50b: o primeiro com armadura passando por dentro dos dentes do conector e o segundo sem essa armadura, todavia com barras à frente do conector.

Na Figura 19 são apresentados resultados de um ensaio com studs realizado por Veldanda e Hosain (1992) na Universidade de Saskatchewan, juntamente com resultados de ensaios com o conector CR realizados na Universidade do Minho. Observa-se que o conector CR, assim como o Perfobond, apresenta boa capacidade de retenção de carga

após o pico, o que não ocorre com o conector *stud*. Para a mesma faixa de resistência do concreto, um único conector CR apresenta resistência equivalente à de quatro studs. Para um acréscimo de 81% na resistência do concreto há um ganho de 35% na capacidade de carga do conector CR.

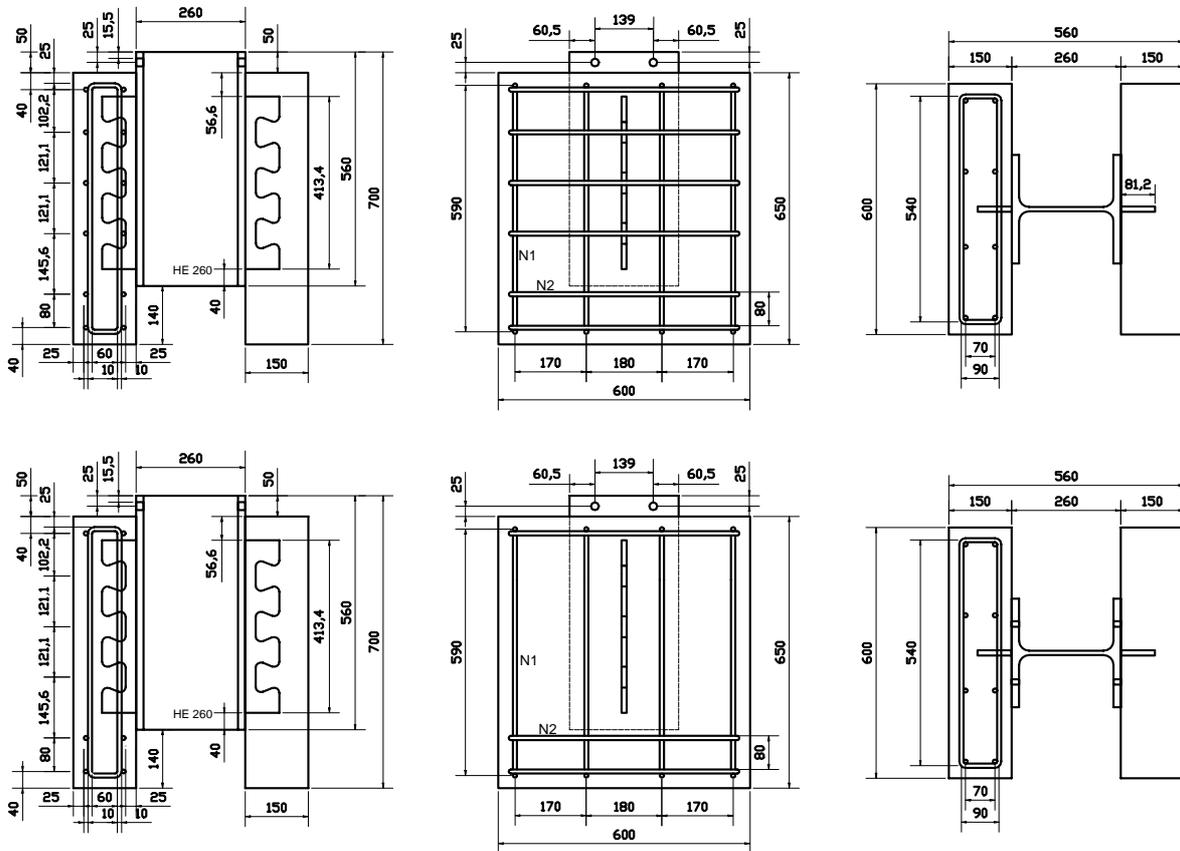


Figura 18 - Configuração de modelos com conector CR50b com e sem armadura passante

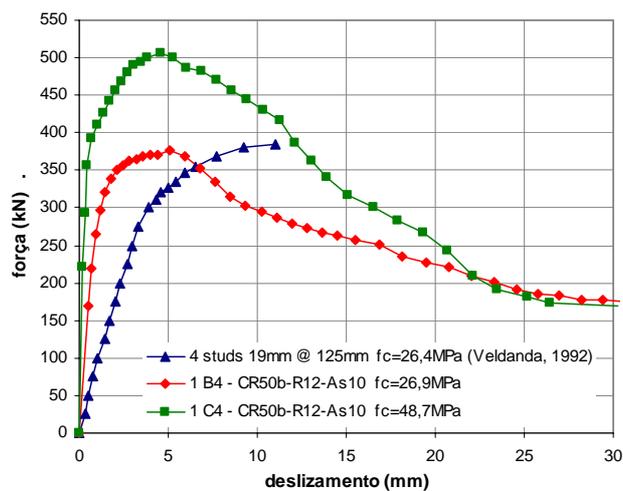


Figura 19 - Comportamento típico do conector CR em comparação com o *stud*

Na Figura 20 são apresentados alguns resultados de ensaios com o conector CR50b. A Figura 20a refere-se a modelos com concreto C20/25 e a Figura 20b a modelos com concreto C35/45. Nota-se que o efeito de pino do concreto é bastante significativo, sendo

responsável por um acréscimo de 66% na capacidade de carga da conexão, independente da resistência do concreto. A introdução da armadura também apresentou influência importante na capacidade da conexão, produzindo um ganho de 29% na capacidade resistente dos modelos com concreto C20/25 e 40% nos modelos com concreto C35/45. Isso demonstra que com o aumento da resistência do concreto ocorre um melhor aproveitamento do efeito da armadura.

Nos ensaios realizados com o conector CR, o deslizamento característico foi superior ao limite de 6 mm determinado pelo EUROCODE 4 (2004). Ficou comprovado que a ductilidade da conexão cresce com a resistência do concreto. Esse efeito é mais pronunciado nos modelos sem armadura passante.

Na Figura 21 são apresentados resultados de modelos com conector CR50b idênticos, exceto pela resistência do concreto. Observa-se que o aumento da capacidade da conexão é proporcional a 3/4 do aumento da resistência do concreto. A variação da resistência do concreto tem pouca influência no tocante à ductilidade da conexão.

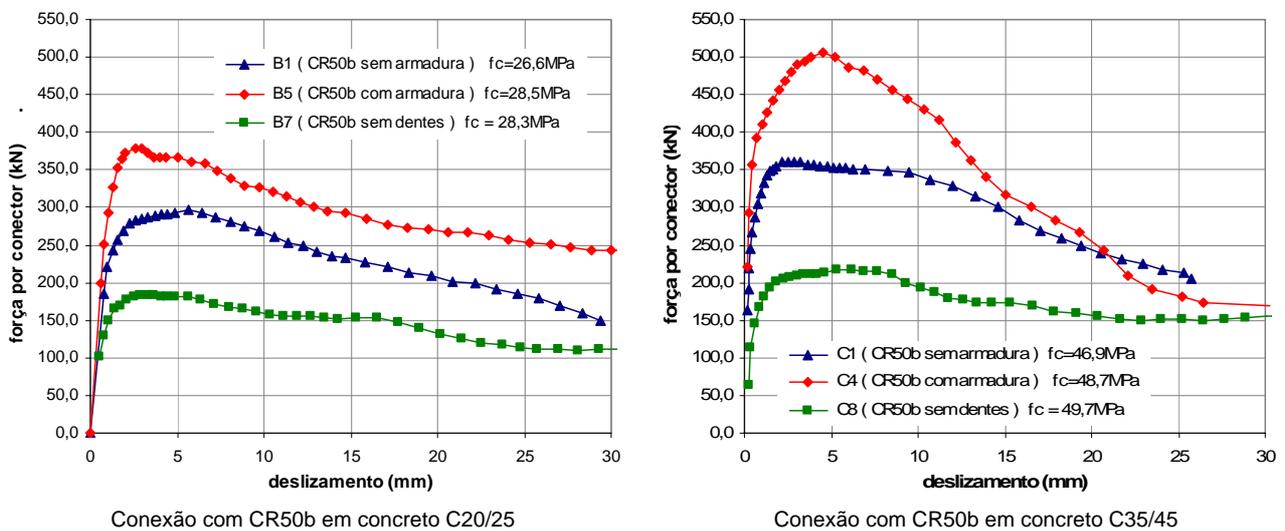


Figura 20 - Influência dos furos, da resistência do concreto e da armadura na conexão com CR50b

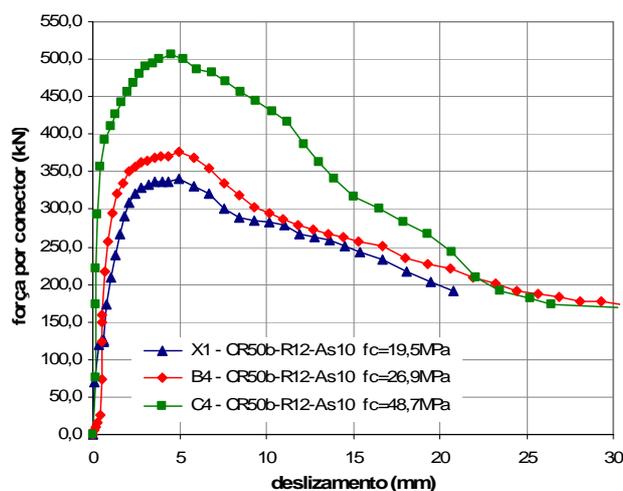


Figura 21 - Influência da resistência do concreto no comportamento do conector CR50b

## 7 Conclusões

Os resultados experimentais apresentados na bibliografia e os resultados das campanhas experimentais realizadas pelos autores puderam evidenciar que a utilização de concretos de elevado desempenho (CAR, CL e CLAR) altera significativamente o comportamento da conexão, em relação ao que se observa nas conexões com concreto normal. Estas alterações dizem respeito a modo de ruptura, carga máxima aplicada durante o ensaio e capacidade de deformação da conexão.

Um segundo aspecto diz respeito ao tipo de comportamento identificado para cada tipo de conector, que revelou aspectos distintos. Em termos de modos de ruptura, verificou-se que os conectores *stud* e T inseridos em lajes CLAR tendem a sofrer ruptura por cisalhamento na base do conector, imediatamente acima do cordão de solda. Pelo contrário, o conector Perfobond não sofre ele próprio ruptura e tende a provocar elevada fissuração nas lajes de concreto. O conector CR apresenta um comportamento intermediário, já que provoca fissuração nas lajes de concreto associada a alguma deformação visível nos dentes do conector. Em termos de capacidade de carga, verifica-se que um conector Perfobond apresenta maior capacidade de carga que um conector T, que por sua vez apresenta maior capacidade de carga que um conector *stud*. O conector CR apresenta menor capacidade de carga que um conector Perfobond de dimensões similares. O conector Perfobond e o conector CR apresentam ainda a possibilidade de aumentar a capacidade resistente da conexão, mediante a colocação de uma maior quantidade de armadura transversal.

Em geral, os conectores em chapa contínua apresentam maior rigidez para cargas de serviço do que os *studs* ou os T. A diferença é considerável e cabe ressaltar que para os conectores em chapa contínua o limite de proporcionalidade é superior ao que se observa para o *stud* e o T. Da mesma forma, o deslizamento correspondente à carga máxima nos ensaios com conectores em chapa contínua é menor do que o que se observa para o *stud* ou para o T, já que o comportamento pós-pico se caracteriza por uma perda de carga mais lenta. Como a ruptura não se dá por cisalhamento do conector, a deformação final é muito elevada.

Os resultados obtidos evidenciam que a escolha de um determinado tipo de conector deve levar em consideração as diferenças de comportamento e uma avaliação das vantagens e desvantagens do emprego do mesmo. Estes aspectos terão implicação direta na resposta do elemento estrutural para o qual o conector é dimensionado e no tipo de carregamento a que este estará sujeito durante a sua vida útil.

## 8 Agradecimentos

Os autores agradecem ao Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da Universidade do Minho - Portugal, onde os programas experimentais foram realizados, à CAPES, ao CNPq e à FAPEMIG.

Os ensaios experimentais de conexão com concretos leves foram financiados pelo Projeto de investigação *Sapiens* ECM/33067/00 - "*Steel-concrete composite bridges: Use of lightweight high performance concrete*", do Programa PRAXIS XXI, Fundação para a Ciência e Tecnologia, Portugal. Os ensaios com o conector CR foram financiados por CAPES, CNPq, FAPEMIG e Universidade do Minho.

## 9 Referências

EN ISO 14555:1998. **Welding. Arc stud welding of metallic materials.**

EUROCODE 4, EN 1994-1-1:2004: **Design of composite steel and concrete structures**. European Committee for Standardisation (CEN), 2004.

HEGGER, J.; SEDLACEK, G.; DÖINGHAUS, P.; TRUMPF, H.: **Studies on the ductility of shear connectors when using high-strength concrete**; International Symposium on Connections between Steel and Concrete, Vol.2, pp 1025-1045, University of Stuttgart, 10-12 Setembro 2001.

GALJAARD, J. C.; WALRAVEN, J. C.: **New and existing shear connector devices for steel-concrete composite structures – results, observations and comparison of static tests**, First International Conference on Structural Engineering, Kunming, China, October 2000, ISSM 1000-4750.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U.: **A parametric study of perfobond rib shear connectors**, Canadian Journal of Civil Engineering, 21, pp. 614-625, 1994.

VELDANDA, M. R.; HOSAIN, M. U. **Behavior of perfobond rib shear connectors: push-out tests**. Canadian Journal of Civil Engineering, n.19, p.1-10, 1992.

VALENTE, I.; CRUZ, P.: **Experimental studies on shear connection between steel and lightweight concrete using studs**, Eurosteel 2005 - 4<sup>th</sup> European Conference on Steel and Composite Structures, Volume B, pp. 4.6-75 a 4.3-82, Maastricht, Holanda, 8-10 Junho 2005.

VALENTE, I.; CRUZ, P.: **Experimental studies on shear connection between steel and lightweight concrete**, Second International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Quioto, Japão, 18-22 Outubro 2004.

VALENTE, I.; CRUZ, P.: **Experimental analysis of perfobond shear connection between steel and lightweight concrete**, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Volume 60; N<sup>o</sup> 3-5, pp. 465-479, 2004.

VERÍSSIMO, G. S. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais - Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, 2004. Projeto de Tese de Doutorado.

ZELLNER, W. **Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors**. Proceedings of the IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction, Henniker, N.H., 1987, pp.240-252.