

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

**MECANISMOS PARA TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM PILARES APÓS INCÊNDIO \***

Rafael Eclache Moreira de Camargo <sup>1</sup>

Rodrigo Barreto Caldas <sup>2</sup>

Lucas Ribeiro dos Santos <sup>3</sup>

**Resumo**

A concepção dos mecanismos de transferência de carga entre vigas e pilares é um dos principais desafios no projeto de sistemas estruturais mistos e híbridos. Apesar de existirem opções bem estabelecidas para essas conexões, como o uso de *stud bolts*, parafusos estruturais ou *blind bolts*, percebe-se a necessidade de novas alternativas para que a execução e a montagem dessas estruturas se tornem mais econômicas e eficazes. Nesse sentido, recentemente passaram a ser desenvolvidas pesquisas a respeito da aplicação de conectores de cisalhamento conhecidos como *composite dowels* para a transferência de carga, cuja viabilidade em temperatura ambiente foi confirmada em trabalhos publicados nos últimos anos. Porém, ainda há a necessidade de investigações sobre o seu comportamento durante e após incêndio. Desse modo, o presente trabalho consiste em uma revisão bibliográfica de publicações, principalmente internacionais, a fim de se entender o comportamento desses mecanismos, tanto em temperatura ambiente quanto após incêndio. De forma complementar, também são apresentados resultados de estudos relativos às propriedades residuais do aço e do concreto expostos a altas temperaturas e resfriados na sequência. Assim, pretende-se que o conjunto de informações levantado possibilite uma melhor compreensão dos modos de falha que podem ocorrer após incêndio nos elementos analisados.

**Palavras-chave:** Transferência de carga; Conectores de cisalhamento; Incêndio; Estruturas mistas de aço e concreto.

**MECHANISMS FOR LOAD TRANSFER IN COLUMNS AFTER FIRE**

**Abstract**

The definition of load transfer mechanisms between beams and columns is one of the main challenges in the design of composite and hybrid structural systems. Although there are well-established options for these connections, such as the use of stud bolts, structural bolts or blind bolts, the need for new alternatives is perceived so that the execution and assembly of these structures become more economical and effective. In this sense, research has recently started to be carried out regarding the application of shear connectors known as composite dowels for load transfer, whose viability at room temperature has been confirmed in works published in recent years. However, there is still a need for investigations into their behavior during and after fire. Thus, the present work consists of a bibliographic review of publications, mainly international ones, in order to understand the behavior of these mechanisms, both at room temperature and after fire. Complementarily, results of studies related to the residual properties of steel and concrete exposed to high temperatures and subsequently cooled are also presented. Thus, it is intended that the set of information raised allows a better understanding of the failure modes that can occur after fire in the analyzed elements.



**Keywords:** Load Transfer; Shear connectors; Fire; Composite steel and concrete structures.

<sup>1</sup> Engenheiro Civil, Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

<sup>2</sup> Engenheiro Civil, Doutor, Professor Associado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

<sup>3</sup> Engenheiro Civil, Doutor, Professor Adjunto, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

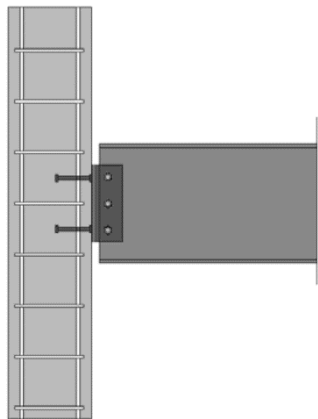
A utilização de sistemas estruturais mistos e híbridos na construção civil tem se tornado mais frequente nas últimas décadas, visto que essas soluções permitem o aproveitamento das principais características de cada material, de modo a complementar suas limitações individuais. No caso dos elementos mistos, essa característica é potencializada, pois a resistência final obtida de todo o conjunto é maior do que aquela encontrada caso o elemento fosse puramente de um determinado material. Por outro lado, em certas situações, o uso de elementos híbridos proporciona uma diminuição de custos e viabiliza a redução do cronograma de execução das obras, tornando-se uma opção economicamente atrativa.

Entre os desafios de se projetar essas estruturas está a concepção dos mecanismos de transferência de cargas entre vigas e pilares. Na literatura, é possível encontrar diferentes configurações de conexão que podem ser aplicadas nessas situações. Em se tratando de pilares de concreto armado, pode-se, por exemplo, concretar uma chapa de ligação com conectores do tipo pino com cabeça soldados na mesma (Figura 1a). Após a concretagem, é soldada outra chapa perpendicular, utilizada para fazer a ligação com a alma da viga de aço, o que caracteriza uma ligação idealizada como flexível. Caso seja de interesse manter a continuidade da viga, para que a ligação tenha um comportamento rígido, tem-se a possibilidade de se adotar o sistema de vigas ou barras passantes (Figura 1b e Figura 1c).

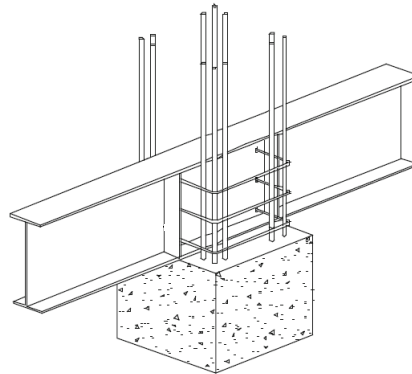
No caso de pilares tubulares mistos preenchidos de concreto, é possível utilizar ligações com chapas passantes para vigas chegando em um (Figura 1d) ou em dois lados do pilar (Figura 1e). Essa conexão também pode ser empregada em pilares de concreto armado e tem como principal desvantagem a interferência com as barras da armadura longitudinal e transversal dos pilares. Além disso, ela possui um comportamento classificado como flexível. Caso seja necessário conceber uma ligação rígida, deve-se garantir a transmissão de forças devidas ao momento fletor de extremidade, o que pode ser feito utilizando-se diafragmas ou anéis externos transversais (Figura 1f e Figura 1g).

Ainda em relação aos pilares mistos, nesses pontos de ligação, denominados regiões de introdução de carga, há a necessidade de se transferir parte da carga do elemento de aço para o concreto. Se a tensão de cisalhamento resistente de cálculo dessa interface for inferior à tensão causada pelas forças cortantes solicitantes de cálculo, usualmente são empregados *stud bolts* para realizar a transferência de carga (Figura 2a). Outra possibilidade consiste em utilizar parafusos soldados ao tubo de aço (Figura 2b). Embora seja uma solução simples e de aplicação relativamente fácil, a necessidade de se realizar a solda de campo desses parafusos gera uma etapa adicional para a equipe de montagem, além de exigir uma verificação posterior de sua execução.

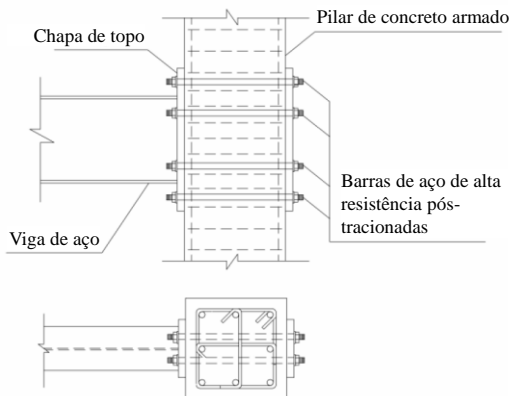
Figura 1 – Diferentes concepções de ligações entre vigas e pilares.



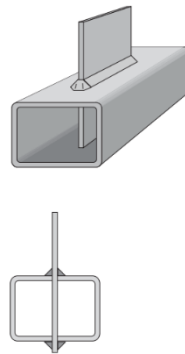
(a) Kuhlmann et al. [1]



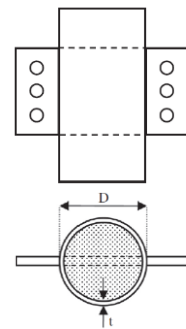
(b) Choi et al. [2]



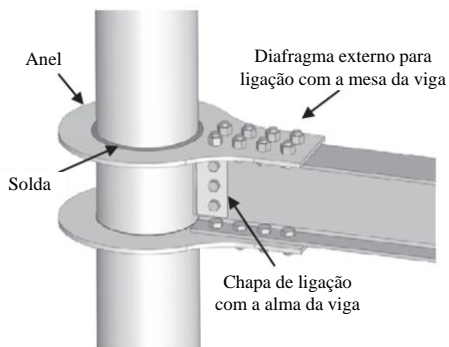
(c) Adaptado de Wu [3]



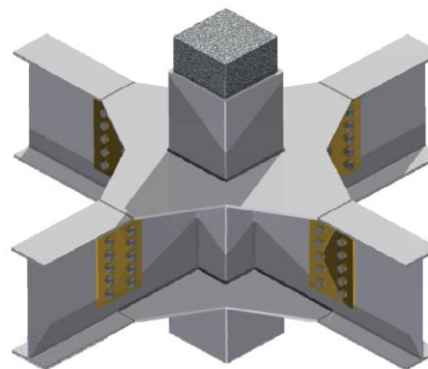
(d) Kurobane et al. [4]



(e) Mollazadeh e Wang [5]



(f) Adaptado de Sabbagh et al. [6]

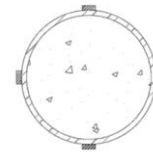
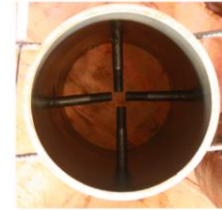


(g) Liew e Xiong [7]

Figura 2 – Mecanismos de introdução de carga utilizando (a) pinos com cabeça em pilar misto parcialmente revestido de concreto e (b) parafusos soldados ao tubo de pilar misto preenchido de concreto.



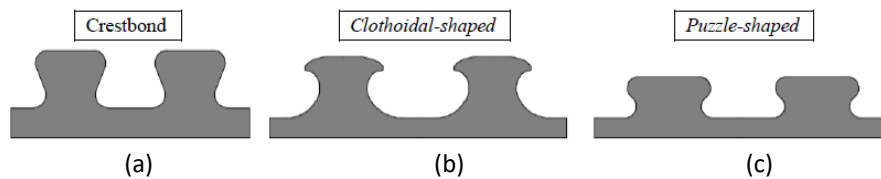
(a) Fakury et al. [8]



(b) Chaves et al. [9]

Com o intuito de se buscar novas alternativas, recentemente passaram a ser desenvolvidas pesquisas a respeito da aplicação de conectores conhecidos como *composite dowels* para a transmissão de cargas. De forma resumida, esses conectores consistem em chapas de aço com recortes regulares intercalados. Analisando a sua evolução, percebe-se que, ao longo dos anos, diferentes configurações foram testadas e aplicadas. No entanto, as geometrias chamadas de *clothoidal* e *puzzle* (Figura 3b e Figura 3c) são, atualmente, as de maior aceitação internacional e, inclusive, o seu dimensionamento é abordado pela aprovação técnica alemã Z-26.4-56 [10]. Outra opção, consiste na aplicação do conector denominado Crestbond (Figura 3a), desenvolvido no Brasil por Veríssimo [11].

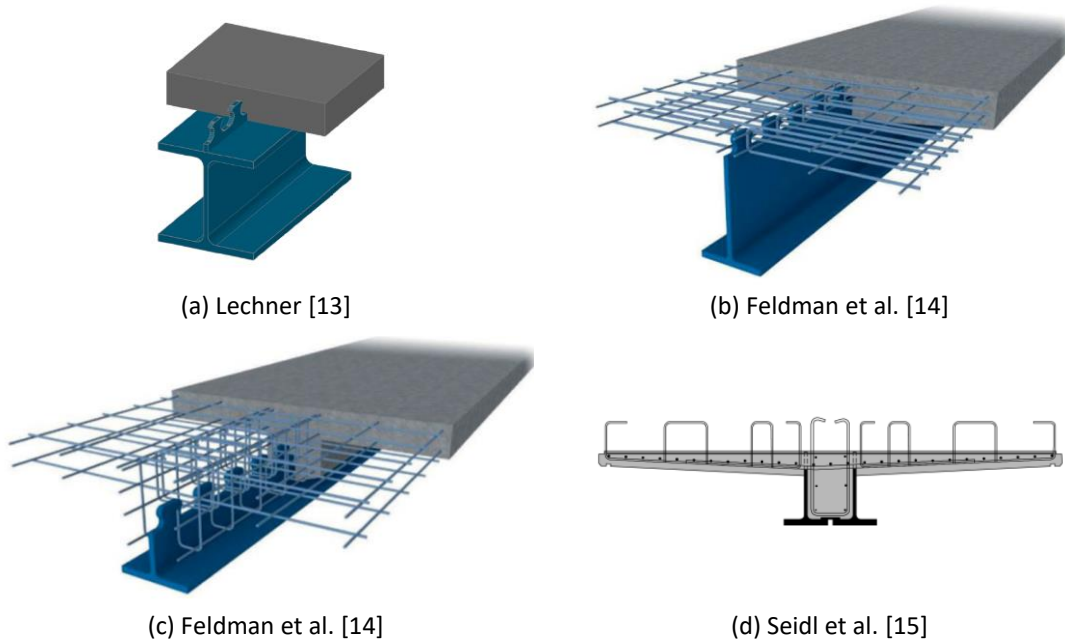
Figura 3 – Exemplos de geometrias de conectores em chapas de aço com recortes.



Fonte: Cardoso [12].

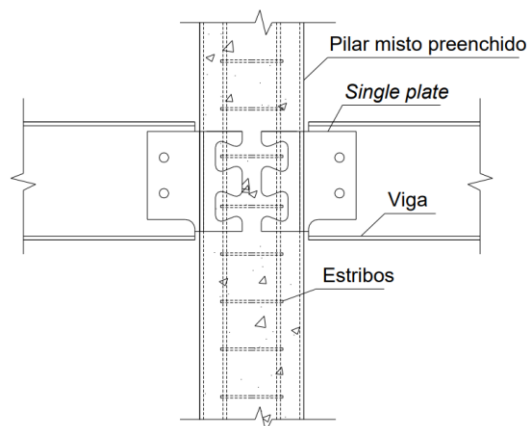
Originalmente, os conectores de cisalhamento *clothoidal* e *puzzle* foram concebidos para serem aplicados em vigas mistas de aço e concreto utilizadas em pontes. Eles podem ser soldados na mesa superior (Figura 4a) ou fabricados diretamente na alma das vigas de aço. Nessa segunda configuração, há uma economia de material, pois a mesa superior é descartada e a área de aço próxima à linha neutra da viga mista possui um valor mínimo (Figura 4b). Além disso, também é possível empregar os *composite dowels* em vigas mistas em forma de “T”, nas quais uma parcela ainda menor do perfil de aço é utilizada. Nesse caso, há diversas configurações que podem ser usadas, sendo que algumas delas estão exemplificadas a seguir (Figura 4c e Figura 4d).

Figura 4 – Exemplos de aplicação dos conectores *composite dowels*.



Após a obtenção de resultados satisfatórios em relação ao comportamento dos *composite dowels* em vigas mistas de aço e concreto, percebeu-se a possibilidade de aplicá-los como mecanismos de transferência de cargas entre vigas e pilares (Figura 5). Nessa nova abordagem, a geometria do conector *composite dowel* é confeccionada diretamente na chapa de ligação, também conhecida como *single plate*, apresentando recortes intercalados iguais aos dos *composite dowels* citados anteriormente. Como os *dowels* das chapas possuem espaçamentos regulares entre si, essa solução facilita a passagem dos estribos que fazem parte da armadura do pilar. Além disso, dependendo do nível de carregamento, a própria chapa de ligação pode realizar a transferência de carga, sem a necessidade de elementos adicionais, o que torna a solução ainda mais atrativa.

Figura 5 – Ligação entre vigas de aço e pilar misto preenchido com concreto, utilizando *single plates* com recortes intercalados.



Fonte: Oliveira et al. [16].

Trabalhos recentes como os de Cardoso [12] e Santos [17] confirmaram a viabilidade desse modelo de ligação em temperatura ambiente, tanto para pilares mistos preenchidos de concreto quanto para pilares de concreto. Entretanto, o comportamento dos *composite dowels* e de outros tipos de conectores de cisalhamento após incêndio ainda necessita de uma maior investigação. Nos últimos anos, é possível perceber um maior engajamento da comunidade científica em conduzir pesquisas a respeito desse assunto, mas a quantidade de publicações ainda é reduzida.

### **1.1 Objetivos**

Este artigo pretende apresentar uma revisão bibliográfica de trabalhos, principalmente internacionais, a fim de se entender o comportamento de mecanismos para transferência de cargas em pilares, tanto em temperatura ambiente quanto após incêndio. Além disso, também são indicados os resultados de estudos relativos às propriedades residuais do concreto e do aço expostos a altas temperaturas e resfriados na sequência, para um melhor entendimento dos modos de falha que podem ocorrer após incêndio nos elementos analisados.

## **2 MATERIAIS E MÉTODOS**

O principal método utilizado no presente trabalho foi a pesquisa bibliográfica. Inicialmente, realizou-se uma busca na literatura de informações gerais relativas aos principais tipos de conectores de cisalhamento e sobre o desenvolvimento daqueles conectores denominados *composite dowels*. Em seguida, foram levantadas informações recentes sobre a aplicação de conectores de cisalhamento para a transmissão de carga para pilares em temperatura ambiente e, em alguns casos, sobre a sua aplicação e comportamento após incêndio. Na sequência, buscou-se por trabalhos que abordassem o comportamento do concreto e do aço em temperaturas elevadas e depois de passarem por diferentes tipos de resfriamento, com o objetivo de se ter uma melhor compreensão dos fenômenos que podem ocorrer nos mecanismos de transferência de carga em pilares após incêndio.

## **3 RESULTADOS E DISCUSSÃO**

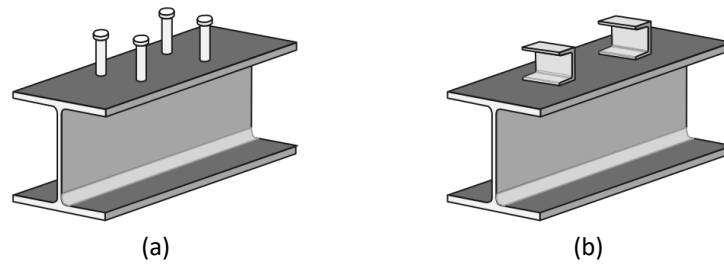
A seguir, serão apresentadas as informações mais relevantes levantadas após a pesquisa bibliográfica citada anteriormente.

### **3.1 Principais tipos de conectores de cisalhamento**

Os conectores de cisalhamento podem ser definidos como elementos que promovem a ligação mecânica entre os componentes de aço e de concreto, criando um conjunto único para resistir aos esforços que estarão solicitados. De uma maneira geral, proporcionam comportamento misto para o elemento estrutural ou para a ligação em que forem utilizados.

Conforme relatado em Veríssimo [11], Malite [18] e Chaves [19], os estudos referentes ao comportamento dos conectores de cisalhamento iniciaram-se na primeira metade do século XX e, atualmente, há várias configurações de dispositivos que podem ser utilizadas para essa finalidade. No Brasil, a ABNT NBR 8800:2008 [20] aprova a utilização de dois tipos: pinos com cabeça (*stud bolts*) e perfil U laminado ou formado a frio (Figura 6).

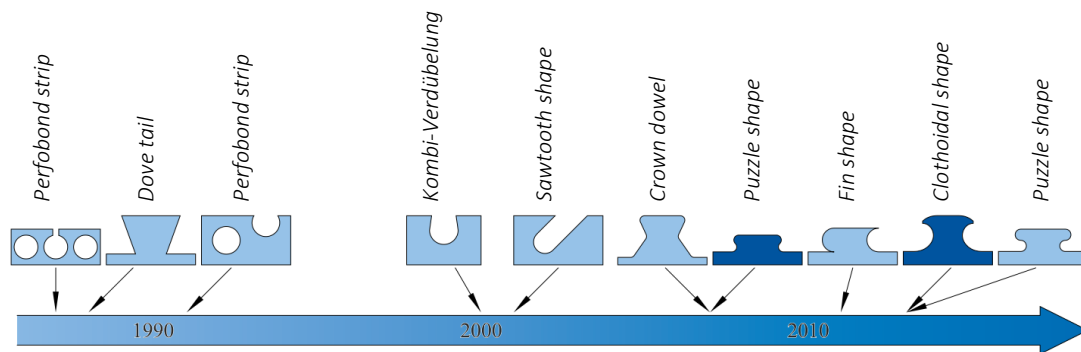
Figura 6 – Conectores de cisalhamento do tipo (a) pino com cabeça e (b) perfil U laminado.



Fonte: Veríssimo [11].

Segundo Kopp et al. [21], na década de 1980, deu-se início ao estudo dos conectores de cisalhamento denominados *composite dowels* (Figura 7). Eles podem ser definidos como chapas de aço com aberturas regulares intercaladas, criando *dowels* de aço e de concreto (CARDOSO [12]). Os conectores do tipo *clothoidal* (CL) e *puzzle* (PZ) são, atualmente, os modelos de maior aceitação internacional. A aprovação técnica alemã Z-26.4-56 [10] passou a incorporar esses dois modelos desde 2013 e percebe-se sua maior utilização em vigas mistas de pontes.

Figura 7 – Desenvolvimento dos conectores em chapa.

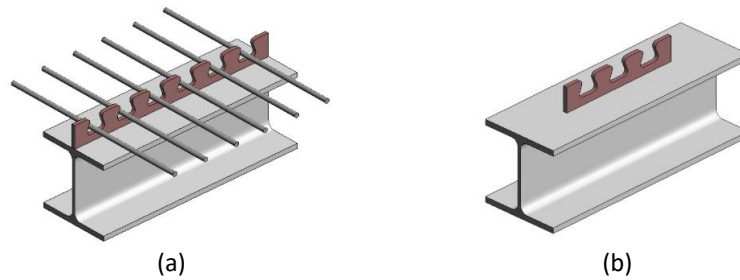


Fonte: Kopp et al. [21].

No Brasil, Veríssimo [11] desenvolveu um conector de cisalhamento em chapa plana de aço, com recortes em forma de dentes trapezoidais e cantos arredondados, denominado Crestbond (Figura 8). Ele foi criado como uma alternativa ao *stud bolt*, perfil U e Perfobond, utilizados em vigas mistas de aço e concreto. Entre suas vantagens está a possibilidade de instalação em mesas com larguras estreitas, o que muitas vezes inviabiliza o uso de perfis U; maior ductibilidade em relação ao Perfobond; presença de furos abertos para a disposição das armaduras da laje; instalação sem a necessidade de equipamentos especiais, como ocorre com os *stud bolts*; fabricação com maior produtividade devido à sua simetria; e fácil instalação em sistemas de pisos com pré-laje.

Após diversos testes, Veríssimo [11] chegou ao protótipo final que, por apresentar um diâmetro de referência de 56 mm, recebeu a designação CR56b. Os estudos a respeito do comportamento do Crestbond seguiram depois do seu desenvolvimento inicial, principalmente na UFV e UFMG, como nos trabalhos de Oliveira [22], Silva [23], Silva [24], Dutra [25], Petruski [26] e Almeida [27].

Figura 8 – Conector Crestbond (a) contínuo e (b) descontínuo.

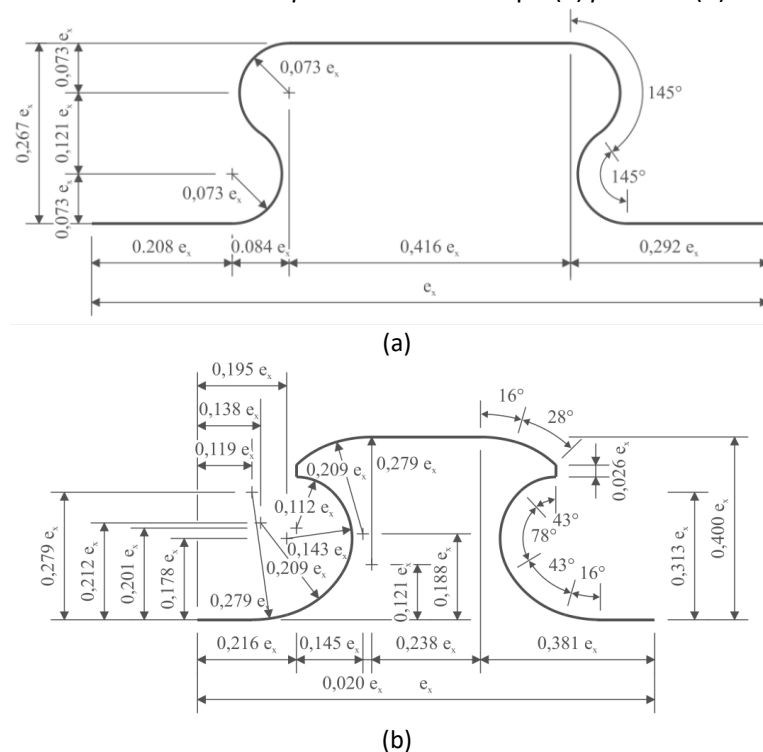


Fonte: Veríssimo [11].

### 3.2 Mecanismos de falha dos conectores *composite dowels*

A aprovação técnica alemã Z-26.4-56 [10] define critérios de dimensionamento para os conectores contínuos do tipo *clothoidal* e *puzzle*. Na Figura 9 são apresentadas as medidas padronizadas desses dois tipos de conectores em função do passo  $e_x$ , referente à distância entre o centro dos *dowels*.

Figura 9 – Geometria dos *composite dowels* do tipo (a) *puzzle* e (b) *clothoidal*.



Fonte: Kopp et al. [21].

São abordados três possíveis modos de falha para conectores submetidos a carregamentos estáticos: cisalhamento do concreto (Figura 10a), ruptura cônica do concreto ou *pry-out* (Figura 10b) e falha do aço do conector (Figura 10c). Segundo Cardoso et al. [28], a aprovação técnica aborda apenas conectores contínuos e, por isso, não considera em sua formulação a contribuição da região frontal do conector (Figura 11) na resistência aos esforços solicitantes de cisalhamento, representados a seguir pela força  $F_v$ .

Figura 10 – Modos de falha dos *composite dowels*.

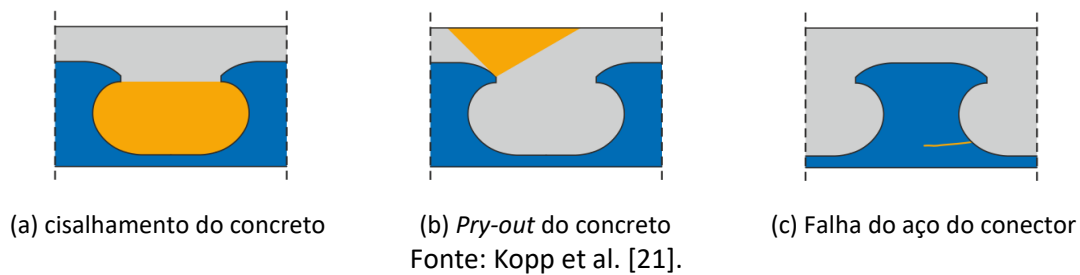
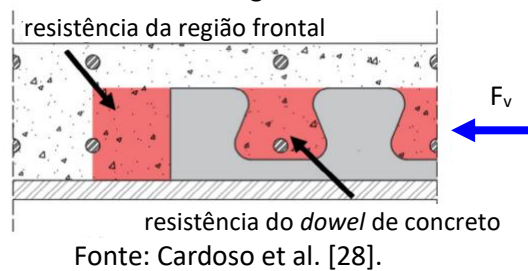


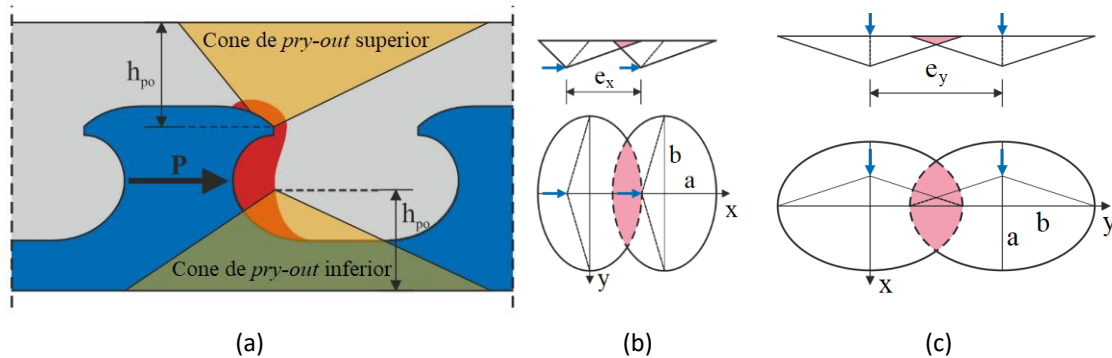
Figura 11 – Resistência da região frontal do conector.



De acordo com Kopp et al. [21], o cisalhamento do concreto é caracterizado pela formação de dois planos de cisalhamento no *dowel* de concreto e é o modo de falha predominante em conectores de grandes espessuras e com pequenas aberturas entre os *dowels*. A área de cisalhamento do *dowel* de concreto ( $A_D$ ) e a resistência ao cisalhamento do concreto são os principais parâmetros para a capacidade de carga. A existência de barras de armadura no *dowel* de concreto também gera um efeito adicional de ancoragem e, portanto, influi diretamente na capacidade resistente do conector.

Conforme Kopp et al. [21] e Classen e Hegger [29], no *pry-out* ou ruptura cônica do concreto, a condição de pressão hidrostática na zona de introdução de carga gera uma força de ruptura perpendicular à força de cisalhamento. Essa força de expulsão causa tensões de tração nessa região, que levam à ocorrência de um cone de arrancamento em um estado-limite último. Os autores ainda complementam que esse é um modo de falha característico de conectores de cisalhamento com aberturas e não ocorre em conectores de cisalhamento fechados, como é o caso do Perfobond. Além disso, esse fenômeno tem um comportamento dúctil e ocorre para pequenas distâncias entre o *dowel* de concreto e a superfície superior ou inferior (Figura 12a). A existência de *dowels* de aço próximos, tanto na direção longitudinal (Figura 12b) quanto na direção transversal (Figura 12c), pode promover uma sobreposição dos cones de ruptura individuais, reduzindo ainda mais a resistência dos conectores ao *pry-out*.

Figura 12 – Representação esquemática dos cones de pry-out.

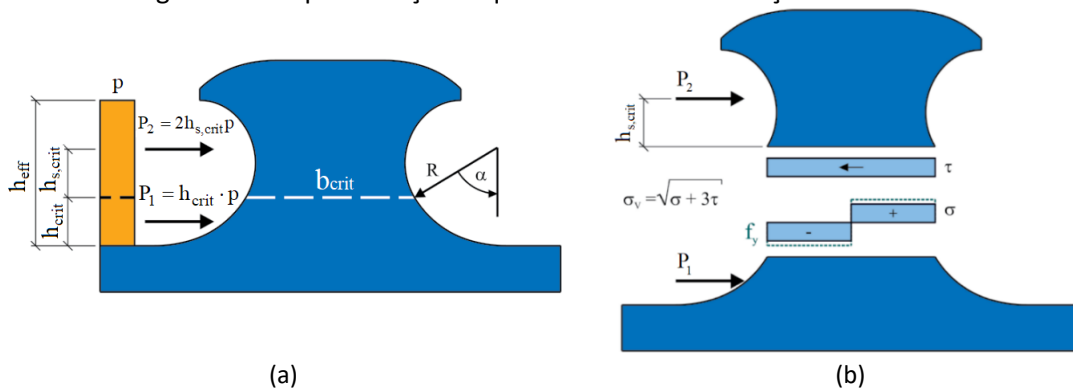


Fonte: Kopp et al. [21].

Quanto à falha do aço do conector, esse fenômeno ocorre se a força de cisalhamento a ser transferida pelo *dowel* de aço exceder a sua capacidade de plastificação, e é encontrado principalmente em chapas de pequenas espessuras e com aços de baixa resistência. Nesse modo de falha há uma combinação de tensões de cisalhamento e de flexão nos *dowels* de aço, levando à ruptura do conector na seção crítica. Como o aço apresenta um comportamento dúctil, esse modo de falha apresenta grandes deformações plásticas (KOPP et al. [21]).

Na Figura 13 é mostrada uma representação esquemática da falha do aço do conector. Percebe-se que na largura  $b_{crit}$  atuam, simultaneamente, tensões de cisalhamento ( $\tau$ ) e tensões normais devidas à flexão ( $\sigma$ ). A força cisalhante total  $p$  atuante no *dowel* de aço é constante ao longo da altura  $h_{eff}$ . Essa força pode ser dividida nas resultantes  $P_1$  e  $P_2$ , que atuam abaixo e acima da seção crítica, respectivamente. Considera-se que a força  $P_1$  não gera tensões na seção crítica, enquanto que a força de cisalhamento  $P_2$  é responsável pela atuação simultânea das tensões de cisalhamento e flexão. Essas tensões de flexão são causadas pelo fato da força  $P_2$  possuir um braço de alavanca  $h_{crit}$  em relação à seção crítica. O modelo mecânico utilizado na determinação analítica desse modo de falha é baseado no critério de escoamento de von Mises. Nesse caso, a capacidade de carga é atingida quando as tensões internas na seção crítica do conector alcançam a superfície cilíndrica delimitada por esse critério (FELDMANN et al. [14]; KOPP et al. [21]).

Figura 13 – Representação esquemática da falha do aço do conector.

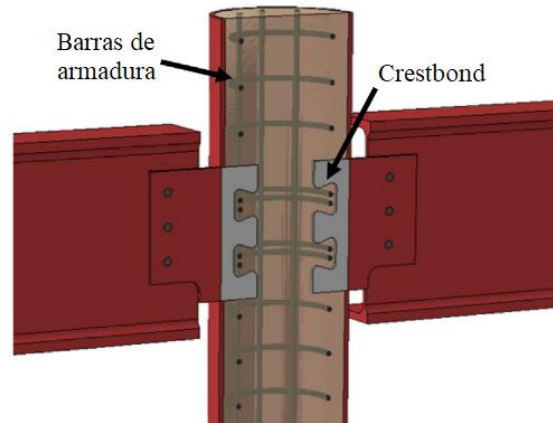


Fonte: Feldmann et al. [14].

### 3.3 Aplicação de conectores *composite dowels* para transmissão de carga em pilares mistos preenchidos de concreto e pilares de concreto

Recentemente, novas pesquisas a respeito dos conectores *composite dowels* passaram a ser desenvolvidas na UFMG, utilizando esses conectores como elementos de ligação entre vigas e pilares mistos preenchidos de concreto em temperatura ambiente (Figura 14).

Figura 14 – Ligação viga-PMPC por meio de conectores Crestbond.



Fonte: Cardoso et al. [28].

Aguiar [30] desenvolveu modelos numéricos baseados em ensaios experimentais, buscando recriar as condições dos protótipos ensaiados com conectores Crestbond. Na sequência, Cardoso [12] realizou um estudo numérico e experimental a respeito do comportamento dos conectores Crestbond em pilares mistos preenchidos de concreto (PMPC) com seções compactas. Inicialmente, os resultados de ensaios de cisalhamento padrão em elementos de vigas mistas foram analisados numericamente para se avaliar os efeitos devidos ao confinamento provocado pelo perfil tubular. Nessa etapa, foram comparadas as geometrias *puzzle* (PZ), presente na aprovação técnica Z-26.4-56 [31], e Crestbond. Com isso, foi possível fazer adaptações na metodologia de cálculo da aprovação técnica, ajustando alguns coeficientes para o Crestbond.

Em seguida, foi desenvolvido um programa experimental composto por 20 ensaios de cisalhamento adaptados, incluindo seções circulares e retangulares, diferentes tipos de conectores, concreto convencional com elevada relação água/cimento (*a/c*) e concreto autoadensável. Constatou-se que, nos modelos em que foi empregado o concreto convencional, o efeito de retração foi maior, o que contribuiu para a redução das rigidezes dos modelos nos primeiros deslizamentos relativos. Nos modelos em que foi utilizado o concreto autoadensável, a retração foi menor, propiciando uma melhor aderência entre o perfil de aço e o núcleo de concreto. Além disso, avaliando as rigidezes dos conectores *stud bolts* e Crestbond, foi possível classificá-las, respectivamente, como flexíveis e rígidas. Seguindo o critério de ductibilidade da norma EN 1994-1-1:2004 [32], as duas conexões foram classificadas como dúcteis.

Depois dessa etapa, Cardoso [12] calibrou os modelos numéricos e realizou um estudo paramétrico, processando, aproximadamente, 200 modelos com a variação dos seguintes parâmetros: dimensões da seção do perfil tubular; tipos de seção (circular, quadrada ou

retangular); propriedades mecânicas do tubo de aço, núcleo de concreto e conector; espessura do conector; passo  $e_x$ ; e número de *dowels* de concreto.

Com base nos valores experimentais e das simulações numéricas, verificou-se que o cisalhamento do concreto não foi um modo predominante de falha, pois a alta compactidade das seções dos modelos analisados promoveu uma forte contenção da expansão lateral do concreto devida à fissuração. Em PMPC com seções quadradas ou retangulares, os *dowels* de aço dos conectores Crestbond falharam, igual ao que ocorre com os conectores *composite dowels* em vigas mistas. Esse comportamento validou, para as referidas seções transversais, a aplicação do procedimento de cálculo da capacidade resistente característica presente na aprovação técnica Z-26.4-56 [31]. De forma diferente, nos PMPC de seções circulares, observou-se uma grande restrição do perfil tubular à saída do conector e à expansão lateral do concreto, o que ocasionou a falha do aço do conector na seção crítica do *dowel* frontal.

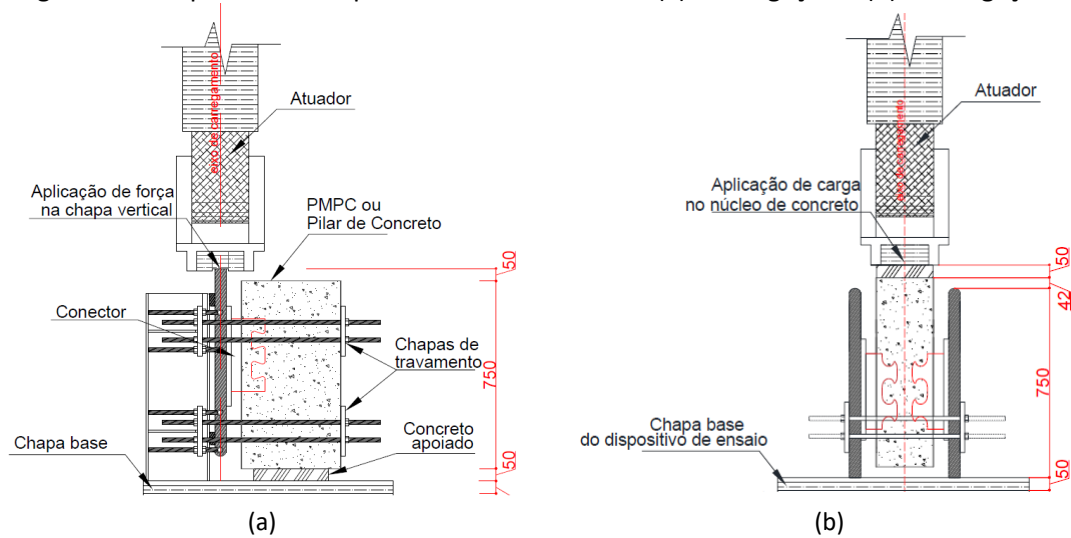
Por fim, Cardoso [12] concluiu que, em PMPC com seções compactas, o único estado-limite último (ELU) aplicável para o dimensionamento dos conectores Crestbond é a falha do aço do conector. Entretanto, para seções semicompactas ou esbeltas, o cisalhamento do concreto e o *pry-out* podem prevalecer como ELU.

Desse modo, Santos [17] deu prosseguimento aos estudos, avaliando a aplicação de conectores Crestbond, *clothoidal* e *puzzle* como dispositivos de introdução de cargas em PMPC com seções circulares e esbeltas. O programa experimental foi constituído por 10 modelos. Desse total, nove modelos eram PMPC esbeltos e o outro modelo consistia em um pilar de concreto armado, que foi proposto para simular a condição extrema de espessura mínima de um perfil tubular esbelto.

Os ensaios de cisalhamento foram realizados em duas etapas. Na primeira etapa, foram ensaiados modelos com uma ligação, utilizando conectores Crestbond e um dispositivo de ensaio desenvolvido para carregamentos excêntricos (Figura 15a). Na segunda etapa, foram testados modelos com duas ligações, constituídos por conectores do tipo *clothoidal* e *puzzle* (Figura 15b). Em todos os ensaios, o processo de execução seguiu as diretrizes do Anexo B da norma EN 1994-1-1:2004 [32].

Ao se comparar os resultados de modelos de uma ligação em relação aos modelos simétricos analisados por Cardoso [12], obteve-se uma relação média igual a 0,89 entre as capacidades resistentes dos conectores, demonstrando que a utilização do dispositivo de ensaio excêntrico forneceu resultados confiáveis. Além disso, também se observou que os modelos ensaiados com uma ligação (primeira etapa) apresentaram rigidezes menores quando comparados aos modelos de duas ligações (segunda etapa). Dessa forma, concluiu-se que a configuração do ensaio teve influência na rigidez inicial, mas não alterou a força máxima resistida pelas conexões.

Figura 15 – Esquema dos dispositivos de ensaios com (a) uma ligação e (b) duas ligações.



Fonte: Santos [17].

Na sequência, Santos [17] desenvolveu modelos numéricos calibrados com os resultados experimentais, utilizando o programa de elementos finitos ABAQUS. Os resultados fornecidos pelas análises possibilitaram concluir que as falhas dos modelos com uma ligação ocorreram no aço do conector ou por uma interação mista, iniciada pela falha do aço do conector e seguida pelo cisalhamento do concreto. Nos modelos da segunda etapa, verificou-se numericamente a falha mista nos conectores do tipo *clothoidal* e a falha por cisalhamento nos conectores *puzzle*. Acredita-se que essa diferenciação nos modos de falha ocorreu principalmente devido a diferenças geométricas entre conectores.

Com a validação do estudo numérico, realizou-se uma investigação paramétrica em 136 modelos, englobando pilares de concreto armado e pilares mistos com seções compactas, semicompactas e esbeltas. Considerando os resultados obtidos, constatou-se que todos os modelos de pilares mistos, independentemente da esbeltez local do tubo de aço, apresentaram falha no aço do conector. Todavia, essa constatação não pode ser generalizada para todos os tipos de conectores, pois a maioria dos modelos paramétricos foi desenvolvida com Crestbond.

Em relação aos pilares de concreto armado, observou-se que há uma tendência de o modo de falha ocorrer no aço do conector quando há armadura no núcleo de concreto, a espessura do conector é reduzida ou a área do pilar é muito maior que as áreas carregadas pelas chapas dos conectores. As falhas por *pry-out* ou cisalhamento do concreto foram encontradas em todos os modelos sem armaduras de reforço, que não são viáveis de se utilizar na prática. Quando o diâmetro do pilar era da ordem de 250 mm, a falha por cisalhamento do concreto foi preponderante. Nos pilares com diâmetro de 400 mm, o modo de falha variou de acordo com as propriedades geométricas dos conectores, como espessura, espaçamento entre aberturas e altura da base dos *dowels*. Nesses casos, de um modo geral, a falha por *pry-out* ocorreu quando a espessura da chapa dos conectores era maior do que 12,5 mm.

Por último, merece ser mencionado que em Prado [33] e Prado et al. [34] podem ser encontrados os resultados das primeiras análises numéricas em situação de incêndio, nas quais

foram comparados os comportamentos do conector Crestbond e da chapa passante como dispositivos de transferência de cargas em PMPC. Para isso, foram verificados diferentes diâmetros (200, 400 e 600 mm), submetidos a níveis de carregamentos equivalentes a 30, 50 e 70% da carga resistente em temperatura ambiente. As análises térmicas indicaram que, independentemente do diâmetro do tubo de aço, o Crestbond apresentou uma temperatura maior do que a da chapa passante, porém com diferenças pequenas, de até 12%. No que se refere às relações entre o tempo até a falha e o nível de carregamento, observou-se que, para diâmetros de 200 mm, o comportamento do Crestbond e da chapa passante é similar. Entretanto, em diâmetros iguais a 400 e 600 mm, a chapa passante mostrou-se mais resistente. Além disso, constatou-se que para níveis de cargas menores ou iguais a 30%, o modo de falha ocorreu no conector, enquanto que, para níveis de carga maiores, o modo de falha ocorreu no concreto, em virtude da perda de confinamento.

### 3.4 Comportamento de conectores de cisalhamento após incêndio

O desempenho dos conectores *composite dowels* após incêndio não foi objeto de estudo até o momento. Pode-se perceber que as pesquisas focaram, principalmente, na análise do seu comportamento em temperatura ambiente, quando esses elementos são aplicados em vigas mistas de aço e concreto. No que se refere ao estudo em situação de incêndio, em Seidl et al. [35] podem ser encontradas informações obtidas em análises numéricas e experimentais, especialmente quando as vigas são solicitadas por esforços de flexão. Assim, com esses dados, os autores definiram regras práticas de dimensionamento para que as seções transversais respeitem as limitações dessas análises. Recentemente, Schaumann et al. [36] complementou essas informações com resultados de ensaios de cisalhamento envolvendo conectores de geometria *clothoidal*, porém seu estudo não abordou o comportamento pós-incêndio.

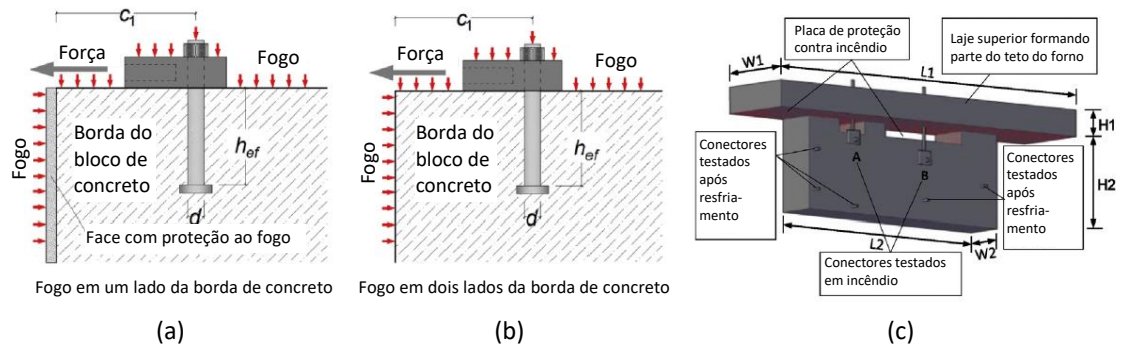
Por outro lado, o desempenho de outros tipos de conectores de cisalhamento após situação de incêndio vem sendo estudado por pesquisadores nos últimos anos. Mashiri et al. [37], por exemplo, desenvolveram uma investigação experimental e teórica do comportamento em temperatura ambiente e após incêndio de conectores de cisalhamento do tipo pinos com cabeça e dois tipos de *blind bolts* (chamados pelos autores como *Blind Bolt 1* e *Blind Bolt 2*). Os protótipos foram aquecidos em um forno, considerando três níveis de temperatura (200, 400 e 600 °C), mantidos durante 1 hora. O aquecimento do forno até as temperaturas desejadas seguiu a curva de incêndio-padrão da ISO 834-1:1999 [38] e os ensaios foram realizados conforme o protocolo da norma EN 1994-1-1:2004 [32].

Os autores observaram que o modo de falha dominante foi a ruptura do concreto, tanto em temperatura ambiente quanto após incêndio. Depois do resfriamento, os conectores *stud bolts* tiveram reduções menores das cargas de falha. Em 200 °C, por exemplo, o modelo com *stud bolts* apresentou redução igual a 31%. Na temperatura de 400 °C, os dois modelos ensaiados com *stud bolts* tiveram reduções de 52% e 43%, enquanto que, em 600 °C, essas reduções foram de 61% e 66%. Por outro lado, os dois modelos com conectores do tipo *Blind Bolt 2* apresentaram reduções de 39% e 36%, a 200 °C. Em 400 °C, essas reduções foram de 53% e 65%, e a 600 °C, elas foram de 61% e 70%.

Tian et al. [39], por sua vez, realizaram uma investigação experimental e numérica sobre pinos com cabeça localizados próximos às bordas de elementos de concreto e submetidos a forças de cisalhamento. As análises foram realizadas em temperatura ambiente, após 90 minutos de

incêndio-padrão e depois de um resfriamento natural. Foram comparados os comportamentos de diferentes protótipos, alterando-se as distâncias de borda, os diâmetros dos conectores, os comprimentos de ancoragem e considerando a incidência do incêndio em uma ou duas faces expostas (Figura 16).

Figura 16 – Aplicação da força de cisalhamento e atuação do incêndio em (a) uma face, (b) em duas faces da extremidade de concreto; (c) configuração geral do protótipo.



Fonte: Tian et al. [39].

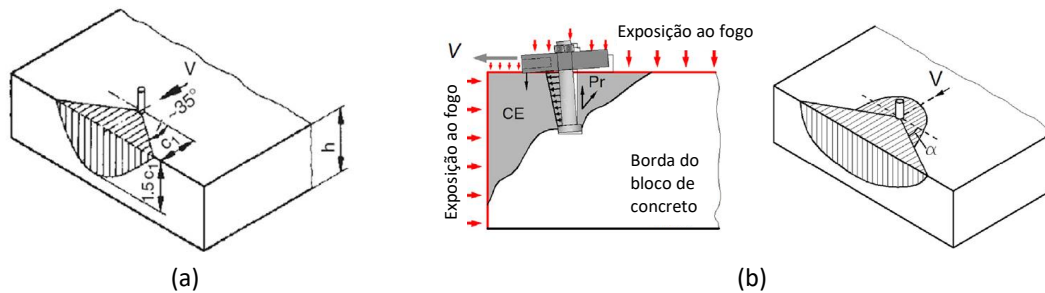
Verificou-se que as forças de ruptura obtidas nos ensaios em temperatura ambiente se aproximaram dos resultados fornecidos pela formulação do Eurocode 2, Parte 4 (EN 1992-4:2018 [40]). Além disso, desconsiderando o confinamento local proporcionado pela geometria em forma de “T” para pequenas distâncias de borda, concluiu-se que, para o concreto fissurado, a redução da resistência após 90 minutos de incêndio em relação àquela obtida em temperatura ambiente foi de, aproximadamente, 62%. Depois do resfriamento, a redução foi ainda maior, em cerca de 90%. Esse comportamento é justificado pelo fato da superfície superior da laje, não exposta diretamente ao incêndio, resfriar-se mais rapidamente que a região interna, em contato direto com o calor. Dessa forma, esse gradiente térmico causou danos adicionais ao concreto, o que levou à redução da resistência ao cisalhamento dos conectores.

Também foi observado que a formulação presente no EN 1992-4:2018 [40] gera resultados superestimados quando a incidência do incêndio ocorre em duas faces. Esse fato foi constatado tanto para diferentes distâncias de borda quanto para diferentes comprimentos de embutimento. Isso era esperado, pois a formulação adotada na norma europeia considera a incidência em apenas uma face. Nesse caso, a referida norma estabelece que a resistência à falha na borda de concreto, para um único conector instalado em um elemento de concreto não fissurado e submetido até 90 minutos de incêndio-padrão, é igual a 17,5% daquela encontrada em temperatura ambiente. Por fim, concluiu-se que a utilização dessa formulação também não é indicada para a situação após o resfriamento, sendo necessários mais estudos a respeito.

Posteriormente, Tian et al. [41] desenvolveram um estudo experimental para avaliar a resistência de conectores do tipo pino com cabeça submetidos a forças cisalhantes, aplicadas de modo perpendicular e na direção de bordas em lajes de concreto. Os protótipos foram ensaiados em temperatura ambiente (referência) e após serem submetidos a incêndio e resfriados naturalmente. Nesse último caso, foi adotada a curva padronizada da ISO 834-1:1999 [38], considerando 15 e 60 minutos de incêndio.

Observou-se que o padrão de falha após o incêndio ocorreu de forma diferente daquela encontrada em temperatura ambiente. Ao invés de ocorrer uma propagação de fissuras em um ângulo médio de  $35^\circ$  (Figura 17a), o ângulo de dispersão após a exposição ao fogo foi menor que  $10^\circ$ , o que proporcionou um aumento da região danificada. Também se verificou que o mecanismo de ruptura ocorreu por uma combinação entre a falha da borda do concreto com a falha por *pry-out* (Figura 17b). Entretanto, o fenômeno de *pry-out* foi percebido apenas após a força última, evidenciando que a falha da borda governou a ruptura do concreto.

Figura 17 – Padrão de falha em (a) temperatura ambiente e (b) após a exposição ao fogo.



Fonte: Tian et al. [41].

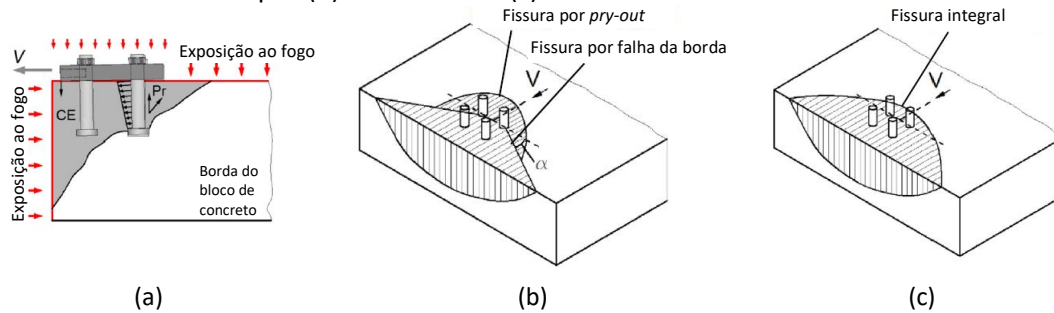
Pelos resultados obtidos, os autores conseguiram demonstrar que a rigidez ao cisalhamento é diretamente influenciada pela duração do incêndio. A distância entre o conector e a borda, e a resistência média à compressão do concreto foram os fatores dominantes nessa determinação. Quanto aos deslocamentos relativos, eles apresentaram uma elevação com a diminuição da rigidez, como esperado. Além disso, percebeu-se que o diâmetro dos conectores, o comprimento efetivo de embutimento e a resistência média à compressão do concreto foram os fatores que tiveram maior influência na definição da resistência. Em relação ao valor determinado em temperatura ambiente, a resistência do conector devida à ruptura da borda de concreto sofreu redução de cerca de 50% e 85% após 15 minutos e 60 minutos de incêndio, seguido de resfriamento, respectivamente. Em outras palavras, ao se aplicar o incêndio-padrão por 60 minutos, a resistência remanescente foi igual a, aproximadamente, 15%. Esse valor é próximo aos 17,5% indicado pelo Anexo D do EN 1992-4:2018 [40].

Os estudos apresentados em Tian et al. [41] foram aprofundados em Tian et al. [42], no qual são apresentados novos ensaios com conectores isolados e em grupos de 2 e 4 conectores. As condições de ensaio foram as mesmas da investigação anterior. Em relação aos modos de falha, constatou-se que os conectores submetidos a incêndios de 15 minutos e resfriados naturalmente apresentaram uma ruptura formada pela falha da borda do concreto seguida de *pry-out* (Figura 18a e b). Esse comportamento já havia sido observado para conectores isolados. No entanto, para incêndios de 60 minutos, o efeito do *pry-out* ocorreu de forma menos evidente e os conectores tiveram um modo de falha delimitado por uma grande fissura na região posterior (Figura 18c). No caso dos grupos de 4 conectores, não foram visíveis fissuras na linha dos conectores mais próximos das bordas.

No que diz respeito à rigidez ao cisalhamento, os autores observaram que, em temperatura ambiente e para um pequeno período de exposição ao fogo, as rigidezes encontradas foram bastante distintas e proporcionais ao número de pinos. Entretanto, com o aumento da duração

do incêndio, essa diferença diminuiu. Independentemente do número de conectores, a rigidez reduziu, em média, 75% e 95% para incêndios de 15 e 60 minutos, respectivamente.

Figura 18 – (a) Padrão de falha encontrado para um grupo de 4 conectores; padrão de falha após (b) 15 minutos e (c) 60 minutos de incêndio.



Fonte: Tian et al. [42].

De forma a complementar os estudos anteriores, em Tian e Ožbolt [43] é apresentada uma investigação experimental e numérica sobre a falha por *pry-out* em conectores isolados, do tipo pino com cabeça. As análises foram realizadas após exposição ao fogo por 15 ou 60 minutos e resfriamento natural. Durante os ensaios, apesar do *spalling* ser frequentemente associado a concretos com elevadas resistências à compressão, observou-se a ocorrência desse fenômeno nas regiões centrais das lajes com concreto classe C20/25 (Figura 19). Por outro lado, nas lajes confeccionadas com concreto C40/50, o *spalling* não foi observado devido à utilização de fibras de polipropileno na preparação do concreto.

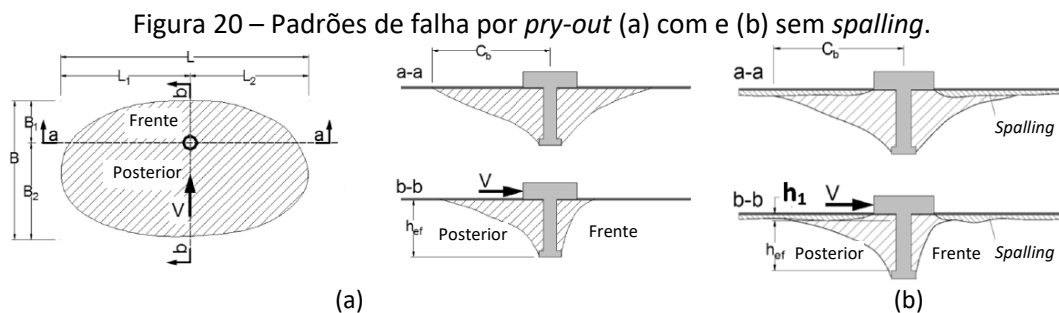
Figura 19 – Efeitos do fogo nos protótipos de concreto após (a) 15 minutos e (b) 60 minutos de incêndio-padrão.



Fonte: Tian e Ožbolt [43].

Os resultados experimentais e numéricos permitiram constatar que a redução de área de concreto nas proximidades dos conectores, devida ao *spalling*, gera uma diminuição da capacidade resistente ao *pry-out*. A profundidade média nas regiões comprometidas foi de 15 mm, enquanto que a profundidade máxima encontrada foi de, aproximadamente, 25 mm. Os autores perceberam que o fenômeno de *spalling* aconteceu apenas entre 10 e 15 minutos de incêndio, quando a taxa de aquecimento da ISO 834-1:1999 [38] é relativamente alta.

Quanto ao padrão de ruptura, constatou-se que as superfícies de falha em temperatura ambiente e após 15 minutos de incêndio apresentaram dimensões  $L \times B$  semelhantes (Figura 20). Todavia, após 60 minutos de exposição ao fogo, o tamanho da área fraturada sofreu uma diminuição. Essa característica também foi percebida durante as modelagens numéricas. Com elas, foi possível observar que a fissura principal ocorre na região posterior do conector e, como os danos causados após o resfriamento são mais severos para incêndios com durações maiores, essa fissura se desenvolve mais abruptamente, resultando em um tamanho de fratura relativamente menor.



Fonte: Tian e Ožbolt [43].

Tian e Ožbolt [43] ainda concluíram que a resistência média à compressão do concreto e o comprimento de embutimento possuem grande influência na capacidade resistente dos conectores ao *pry-out* após submetidos ao incêndio. Enquanto que a resistência ao *pry-out* em temperatura ambiente é proporcional à resistência média à compressão do concreto elevada a 0,5, depois de 15 e 60 minutos de exposição ao fogo, esse expoente passa ser igual a 1,6 e 0,95, respectivamente. Por sua vez, os conectores com menores comprimentos de ancoragem mostraram uma maior redução de resistência. Os pinos com 70 mm de embutimento, por exemplo, depois de serem submetidos a 15 minutos de incêndio, tiveram uma redução média de 54% em relação ao valor de referência. Ao se elevar esse tempo de exposição para 60 minutos, todos os conectores tiveram uma redução de resistência ainda maior, igual a 70%, para qualquer comprimento de embutimento.

Quanto ao tempo de exposição ao fogo, de uma forma geral, a análise paramétrica mostrou que, após 15 minutos de incêndio, a redução da resistência ficou entre 20% e 50% do valor de referência em temperatura ambiente. Após 90 minutos, a redução obtida foi de 80%, evidenciando que o aumento da duração do incêndio causa uma grande redução na resistência ao *pry-out* dos conectores.

Outro estudo recente sobre a resistência de conectores de cisalhamento após incêndio é encontrado em Mirza et al. [44]. Nesse trabalho, é verificado o comportamento estrutural de pinos com cabeça aplicados em vigas mistas de aço e concreto. Os ensaios foram conduzidos de acordo com o protocolo presente na norma EN 1994-1-1:2004 [32], considerando os exemplares em temperatura ambiente, submetidos a temperaturas de 200, 400 e 600 °C, e após resfriamento. Para efeitos de comparação, os corpos de prova foram confeccionados com dois tipos de concreto: comum e com nanotubos de carbono.

Os resultados experimentais e numéricos mostraram que o modo de falha em todos os casos se deu pelo cisalhamento dos conectores. Ao se analisar a capacidade resistente ao cisalhamento e a ductilidade, foi constatado o fato de que esses fatores são significativamente menores durante a exposição ao fogo do que após o resfriamento. Isso indica que a resistência ao cisalhamento dos *stud bolts* é recuperada durante o processo de resfriamento.

Comparando com os resultados dos ensaios de *push-out* em temperatura ambiente, os conectores presentes em lajes de concreto comum tiveram perda de 4%, 31% e 60% da resistência ao cisalhamento quando expostos a 200, 400 e 600 °C. Nessas mesmas faixas de temperatura, as perdas após o resfriamento foram de 4%, 9% e 31%, respectivamente. Por outro lado, nas peças feitas de concreto com nanotubos de carbono, as perdas de resistência ao cisalhamento foram de 9%, 27% e 50% quando submetidas a temperaturas de 200, 400 e 600 °C, respectivamente, e de 4%, 11% e 25% depois de passarem por resfriamento. Assim, os autores concluíram que, nos ensaios em temperaturas elevadas, a adição dos nanotubos de carbono proporcionou uma menor redução da força última de cisalhamento entre 400 °C e 600 °C, além de minimizar os efeitos de *spalling*. No entanto, nos ensaios após incêndio, essa adição teve pouco efeito nos valores de resistência obtidos.

### **3.5 Comportamento dos materiais em temperaturas elevadas e após resfriamento**

#### **3.5.1 Concreto**

O aumento da temperatura provoca degradações progressivas das propriedades físicas e mecânicas dos materiais, gerando uma diminuição de resistência e de rigidez. Em relação ao concreto, Thelandersson [45] relata que os agregados que o compõem sofrem uma expansão durante o aquecimento. No entanto, a pasta de cimento passa por aumento volumétrico até cerca de 150 °C, mas, a partir dessa temperatura, apresenta um encolhimento elevado. Desse modo, a variação volumétrica nos materiais constituintes causa tensões internas consideráveis.

O autor ainda complementa que, durante o processo de aquecimento e resfriamento, também surgem tensões internas com magnitudes variáveis por causa dos gradientes de temperatura encontrados no elemento. Essa distribuição de temperatura depende da taxa de aquecimento ou resfriamento, do tamanho e da forma do modelo, além das propriedades térmicas do concreto. Esse campo de temperatura não uniforme proporciona o surgimento de fissuras e, consequentemente, a redução de resistência.

Um fenômeno que o concreto pode ficar sujeito em altas temperaturas é conhecido como *spalling* ou lascamento de superfície, que gera uma redução da seção transversal do elemento estrutural (Figura 21). Jansson [46] fez uma extensa revisão histórica dos estudos referentes a esse fenômeno, na qual é mostrada sua complexidade e dependência de algumas variáveis, como a velocidade de aquecimento do concreto, velocidade de resfriamento, teor de umidade, pressão do vapor de água e gases provenientes dos agregados e da pasta de cimento, cobertura das barras de armadura, características mineralógicas dos agregados, restrição longitudinal do elemento estrutural, entre outros.

Figura 21 – *Spalling* do concreto em (a) uma parede externa e (b) na laje de cobertura de uma garagem.



(a)



(b)

Fonte: Jansson [46].

Segundo Costa et al. [47], o *spalling* pode se manifestar na forma de desprendimentos do cobrimento (*sloughing*) ou estilhaçamento violento (*explosive spalling*). Os concretos de alta resistência apresentam maior tendência ao lascamento instantâneo em relação aos concretos usuais, pois sua estrutura compacta e de baixa porosidade dificulta o transporte de vapores formados durante o aquecimento. Com isso, a pressão desses vapores nas camadas mais próximas da superfície do concreto sofre um aumento excessivo, criando a possibilidade de ocorrência de um estilhaçamento violento. De acordo com Bažant e Cusatis [48], esse comportamento do concreto de alta resistência se deve ao fato desse material conseguir armazenar mais energia de deformação devido à sua maior resistência, além de ser mais frágil. Essas características criam condições para o processo de estilhaçamento explosivo.

Ainda segundo Costa et al. [47], os concretos de menor resistência, por possuírem maior porosidade, permitem o transporte do vapor com mais facilidade. No entanto, caso o teor de umidade seja muito elevado, eles também podem sofrer desprendimentos do cobrimento (*sloughing*) profundos e prematuros, expondo as armaduras.

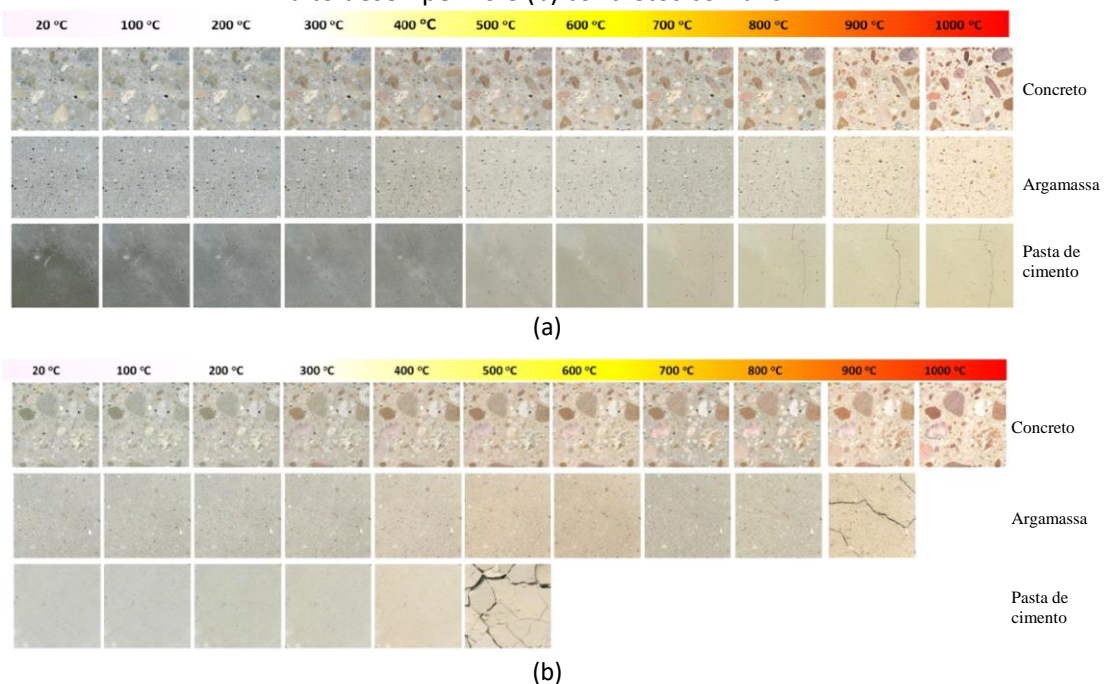
Neville [49] cita que, de modo geral, quanto menor for a permeabilidade do concreto e maior for a velocidade de elevação da temperatura, maior será o risco de lascamento explosivo. Além disso, a umidade em excesso no momento de exposição ao fogo é a principal causa do lascamento. Em elementos com grande volume de concreto, a troca de água é extremamente lenta, mas os efeitos decorrentes de altas temperaturas podem ser mais sérios do que em elementos delgados. Nesses casos, a adição de fibras de polipropileno ao concreto pode ser benéfica.

Jansson [46] observou que a adição de fibras de polipropileno reduz o teor de umidade na zona crítica próxima da superfície aquecida, o que afeta as propriedades mecânicas de forma

vantajosa. Além disso, essas fibras amplificam o movimento da umidade e proporcionam maior fluência e encolhimento por secagem, causando uma diminuição local das tensões térmicas.

Como relatado em Neville [49] e em Hager [50], o concreto também sofre alterações em sua coloração quando submetido a altas temperaturas. Essa mudança depende da presença de certos compostos de ferro, o que ocasiona respostas diferentes entre os diversos tipos de concreto. De maneira aproximada, a sequência de cores é rosa ou vermelho entre 300 °C e 600 °C, cinza até cerca de 900 °C e amarelo acima de 900 °C (Figura 22). Dessa forma, é possível estimar a temperatura à qual o concreto foi submetido e, conseqüentemente, sua resistência residual.

Figura 22 – Mudança na coloração devida ao aumento de temperatura em (a) concretos de alto desempenho e (b) concretos comuns.



Fonte: Adaptado de Hager [50].

Quanto à resistência residual do concreto à compressão, Guo e Shi [51] mostram que ela depende diretamente do tipo de resfriamento aplicado. Se um corpo de prova é aquecido e resfriado ao ar, por exemplo, sua perda de resistência é maior do que aquela encontrada caso seu resfriamento fosse realizado por imersão em água. Além disso, quanto maior a temperatura atingida pelo concreto e mais rápido é o resfriamento, maior será sua perda de resistência. Nesse sentido, resultados obtidos em corpos de prova resfriados de forma natural (ao ar) mostram que para temperaturas de 400 °C, 600 °C, 800 °C e 1000 °C, há uma redução de, aproximadamente, 6%, 48%, 86% e 96% da resistência em relação àquela medida em temperatura ambiente.

Segundo os autores, os resultados dos ensaios também mostram que o interior do concreto é danificado gradualmente quando ele é aquecido e a temperatura elevada é mantida. Posteriormente, quando o concreto é resfriado, a temperatura na superfície externa diminui

rapidamente, enquanto que a temperatura no seu interior permanece elevada. Com isso, forma-se um campo de temperatura não uniforme e ocorre um novo dano no interior do elemento. Esse comportamento resulta em uma redução da resistência do concreto quando comparada com aquela existente antes do processo de resfriamento.

Adicionalmente, Annerel e Taerwe [52][53] constaram que a resistência residual à compressão do concreto deve ser medida ao menos 7 dias após o fim do incêndio ou do período de aquecimento. Para se chegar à essa conclusão, os autores ensaiaram corpos de prova aquecidos até 350 °C e 550 °C, e armazenados ao ar ou imersos em água durante 7, 28 e 56 dias. Conforme os resultados obtidos, observou-se que as resistências residuais à compressão medidas logo após o resfriamento ficaram maiores do que aquelas encontradas quando os corpos de prova foram resfriados durante 28 dias ou 12 semanas em um ambiente com umidade e temperatura controlada. Essa constatação foi posteriormente confirmada por Kodur e Agrawal [54].

Por outro lado, para os protótipos armazenados em água, constatou-se um aumento da resistência residual à compressão em virtude da reidratação do concreto. Esse aumento não é quantificado diretamente pelos autores, mas, com base nos dados apresentados, ele foi de no máximo 12%. Todavia, percebeu-se também que, quando é realizado o resfriamento imediato dos corpos de prova com imersão em água, há uma redução adicional da resistência à compressão da ordem de 30 a 35%.

Por sua vez, Li e Franssen [55] também investigaram a degradação da resistência à compressão do concreto, considerando a influência de diferentes parâmetros, com a resistência inicial, tipo de agregado, regime de resfriamento e formato do corpo de prova. Observou-se que, durante a fase de aquecimento, as resistências residuais à compressão do concreto, para temperaturas abaixo de 400 °C e agregados silicosos, ficaram maiores do que aquelas encontradas para concretos com agregados calcários. Porém, a partir dessa temperatura, os resultados experimentais ficaram muito próximos para os dois tipos de agregados, e se assemelharam ao modelo proposto no EN 1992-1-2:2004 [56] e no EN 1994-1-2:2005 [57] para concretos com agregados calcários.

No que se refere à fase de resfriamento, Li e Franssen [55] observaram uma redução adicional da resistência à compressão do concreto, que pode ser superior a 20% da resistência inicial para temperaturas em torno de 500 °C. Esse valor é maior do que os 10% indicados no Anexo C do EN 1994-1-2:2005 [57] para temperaturas acima de 300 °C. Com o intuito de se entender a origem dessa formulação indicada pela norma europeia, um dos autores realizou uma investigação de trabalhos da década de 1990, mas, a princípio, essa informação não foi publicada ou foi perdida.

De outro modo, Nazri et al. [58] investigaram os efeitos das altas temperaturas nas propriedades residuais de concretos normais de 30 MPa. Os corpos de prova cúbicos foram aquecidos a 600 °C durante 30, 60, 90, 120 e 150 minutos, conforme a curva ISO 834-1:1999 [38], e resfriados em temperatura ambiente. Os testes foram realizados após 7 e 28 dias de cura. Concluiu-se que à medida que o tempo de exposição ao fogo aumenta, há uma maior perda percentual de massa, devida à evaporação da água, e de resistência à compressão. Além disso, constatou-se que, nos corpos de prova com 7 dias de cura, a redução da resistência à compressão foi maior do que com 28 dias.

Outro trabalho relativo às propriedades residuais do concreto pode ser encontrado em Thanaraj et al. [59]. Nesse estudo, foram testados 756 corpos de prova de diferentes resistências (20, 25, 30, 35, 40, 45 e 50 MPa), aquecidos durante 15, 30, 45, 60, 120, 180 e 240 minutos, ou em temperatura ambiente. Constatou-se que os concretos de menor resistência possuem valores residuais menores para baixos tempos de exposição. No entanto, a partir de 60 minutos, observou-se que os concretos com maiores resistências à compressão tiveram valores residuais percentuais menores do que aqueles com resistências mais baixas. No que se refere à tração, os valores residuais de concretos com resistências à compressão mais baixas ficaram maiores do que aqueles encontrados nos concretos com resistências à compressão mais elevadas.

Por fim, Pasztetnik e Wróblewski [60] fizeram uma extensa revisão bibliográfica sobre a influência de diferentes fatores na resistência residual do concreto: temperatura máxima atingida, tempo de aquecimento, taxa de aquecimento, regime de resfriamento, processo de cura após incêndio, composição do concreto, idade do concreto, nível de carregamento e fator de acumulação de calor. Concluiu-se que os principais fatores que influenciam a resistência residual à compressão são a temperatura máxima atingida no incêndio (na faixa de 300 a 700 °C) e tempo de exposição (principalmente nas 2 primeiras horas). Outros fatores, como processo de cura com água, por exemplo, também possuem influência na resistência residual, mas menos significantes. Além disso, foi observada uma dispersão dos dados utilizados nas análises, ocasionada principalmente por diferentes metodologias empregadas nesses ensaios, o que, de certa maneira, dificulta a elaboração de formulações específicas para as propriedades residuais do concreto.

### **3.5.2 Aço**

No que se refere ao aço, Silva et al. [61] relatam que a elevação da sua temperatura gera transformações na microestrutura. Caso a temperatura seja de até 720 °C, é possível considerar que ele recupera totalmente a resistência inicial à tração ao ser resfriado. Esse nível de temperatura é conhecido como ponto eutético, no qual a austenita presente na composição do aço começa a se transformar em perlita. Segundo Smith et al. [62], quando o aço atinge uma temperatura acima do ponto eutético e passa por um processo de resfriamento ao ar, a austenita se transforma em ferrita e perlita, sendo que a estrutura mais grossa de ferrita é mantida. Como a resistência do aço é inversamente proporcional ao tamanho dos grãos de ferrita, há uma perda de sua resistência mecânica.

No entanto, é possível perceber na literatura que há algumas pequenas diferenças em relação à temperatura limite para a recuperação total da resistência inicial à tração do aço. Tao et al. [63], por exemplo, utilizaram os resultados de 163 ensaios de tração de 8 estudos para a análise da resistência residual do aço estrutural e de 380 ensaios de tração de 18 estudos para a mesma verificação do aço de armadura. Em ambos os casos, foram estabelecidas formulações específicas para a tensão residual de escoamento e de ruptura conforme a temperatura máxima que o material foi submetido, sendo que até 500 °C considerou-se a recuperação total dessas resistências. Adicionalmente, os autores também avaliaram o módulo de elasticidade residual, estabelecendo uma única formulação para os dois materiais. Nesse caso, a temperatura de 500 °C também foi estabelecida como limite para a recuperação completa dessa propriedade.

Nesse mesmo sentido, Maraveas et al. [64] propuseram equações para as propriedades pós-incêndio de aço estrutural, utilizando os resultados de 177 experimentos publicados em 8

trabalhos. Esses resultados referem-se àqueles encontrados em ensaios de tração desenvolvidos após os corpos de prova serem aquecidos e resfriados por diferentes métodos (ao ar, no interior do forno e em água). Com base nesses resultados, concluiu-se que o comportamento pós-incêndio do aço é influenciado por temperaturas acima de 600 °C para os aços com baixo teor de carbono ou alta resistência, e 500 °C para os aços formados a frio. Exemplificando, nos aços com baixo teor de carbono, a tensão de escoamento residual é maior do que 90% da inicial para temperaturas até, aproximadamente, 725 °C. Nos aços de alta resistência ou inoxidáveis, é possível perceber que há uma recuperação de pelo menos 90% das propriedades mecânicas para temperaturas até 685 °C e de ao menos 75% para temperaturas acima de 900 °C. Para aços com tratamento a quente, observa-se que essa temperatura limite para a manutenção de pelos menos 90% da resistência inicial é um pouco mais baixa (650 °C). Porém, o aço formado a frio tem um desempenho inferior, apresentando a mesma tensão de escoamento residual para uma temperatura menor (508 °C, aproximadamente).

Outro trabalho nessa mesma linha foi desenvolvido por Tang et al. [65]. Nesse caso, os autores também desenvolveram formulações para se obter a tensão de escoamento, módulo de elasticidade, tensão última e deformação última de aços resfriados ao ar e em água. Foram utilizados os dados encontrados em mais de 600 experimentos de 17 literaturas. Constatou-se que, para resfriamento ao ar, a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade residuais não sofrem reduções para temperaturas até 450 °C e 500 °C, respectivamente. No caso dos aços estruturais resfriados em água, a temperatura limite para a tensão de escoamento apresenta uma elevação, passando a ser 500 °C.

De outro modo, Pons et al. [66] retiraram corpos de prova de tubos formados a frio do tipo S355 e os submetem a diferentes combinações de tensões de tração e altas temperaturas (de 100 a 1000 °C). Nos ensaios após incêndio, foram analisados exemplares sem carregamento prévio, alterando-se apenas as temperaturas em intervalos de 100 °C. Em outros ensaios, foram aplicados carregamentos prévios durante o aquecimento, simulando o que aconteceria em uma estrutura real. Concluiu-se que, nos ensaios sem carregamento prévio, os resultados obtidos possuem uma tendência de comportamento que pode ser representada pelas formulações desenvolvidas por Tao et al. [63]. Quanto à ductilidade, analisada pela deformação última, observou-se um aumento gradativo até 500 °C e uma redução significativa quando o aço foi submetido a 700 °C, valor próximo ao ponto eutético. Porém, para 900 °C e 1000 °C, a ductilidade residual elevou-se novamente, ficando igual a 82% e 64 %, respectivamente, daquela encontrada para temperatura ambiente. Todavia, para o caso em que diferentes taxas de carregamento prévio são aplicadas para uma temperatura de 400 °C, obteve-se um aumento da ductilidade residual até um fator de utilização de 40%. Aumentando esse fator para 60%, houve uma inversão dessa tendência. No entanto, para as faixas de utilização analisadas, a ductilidade residual ficou maior do que quando os ensaios foram realizados sem a aplicação de carregamento.

Por fim, Molken e Rossi [67], utilizando ferramentas de confiabilidade, analisaram diversos estudos voltados à variação das propriedades de diferentes tipos de aço após incêndio. Assim foram propostos fatores de redução para a tensão de escoamento e módulo de elasticidade, independentemente do método de resfriamento utilizado. Para aços de resistência normal, com tensões de escoamento entre 235 e 420 MPa, os autores sugerem que até 600 °C há recuperação total dessas propriedades. A partir dessa temperatura, considera-se que a tensão de

escoamento possui uma redução mais significativa que o módulo de elasticidade, com retenções variando entre 83% a 700 °C e 61,8% a 1000 °C. Por outro lado, o módulo de elasticidade teria retenções entre 98,6% e 90,5% para essa mesma faixa de temperatura.

#### 4 CONCLUSÃO

Com base nas informações apresentadas, é possível observar que, em temperatura ambiente, há diversos estudos relacionados ao comportamento de diferentes tipos de conectores de cisalhamento e de chapas de aço como mecanismos de transferência de cargas em pilares. Porém, percebe-se uma escassez de trabalhos voltados à aplicação dessas conexões ou de conectores de cisalhamento após serem submetidos a temperaturas elevadas e resfriados.

Além disso, fica evidente que a utilização dos conectores *composite dowels* como mecanismos de transferência de cargas em pilares é bastante promissora. Entretanto, ainda é necessária a realização de estudos relacionados com o seu comportamento durante e após situação incêndio. De uma maneira geral, as pesquisas realizadas em temperatura ambiente mostram que o estado-limite último aplicável é a ruptura do aço do conector. Todavia, o concreto apresenta maior degradação de suas propriedades mecânicas em relação ao aço após ambos materiais serem submetidos a altas temperaturas e processos de resfriamento. Com isso, existe a possibilidade de os modos de falha após incêndio estarem relacionados ao concreto.

No que diz respeito às propriedades residuais do aço após incêndio, constata-se uma maior uniformização dos resultados, embora a temperatura limite para a recuperação total da tensão de escoamento seja um pouco divergente. Por outro lado, no que se refere ao concreto, são observadas algumas discrepâncias dos valores das resistências residuais, principalmente por causa de diferentes metodologias de ensaio, tipos de resfriamento e configurações de ligações estudadas. Assim, pode-se perceber a necessidade de serem feitas novas pesquisas nesse campo de atuação, para que sejam definidos coeficientes ou métodos de cálculo consistentes e que possam ser incorporados em especificações normativas.

#### Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro em forma de fomento à pesquisa concedido pela FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), processo APQ-02988-21; à UFMG e ao CEFET-MG pelo apoio para a realização do presente trabalho.

#### REFERÊNCIAS

- 1 KUHLMANN, U.; WALD, F.; HOFMANN, J. et al. **Design of Steel-to-Concrete Joints – Design Manual II**. European Convention for Constructional Steelwork, 2014.
- 2 CHOI, Y. C.; MOON, J. H.; LEE, E. J.; PARK, K. S.; LEE, K. S. Development of a Shear Strength Equation for Beam – Column Connections in Reinforced Concrete and Steel Composite Systems. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, v. 11, n. 2, p. 185-197, 2017.
- 3 WU, Y. **Development of Precast Concrete and Steel Hybrid Special Moment-Resisting Frames**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – University of Southern California, Los Angeles, EUA, 2008.

- 4 KUROBANE, Y.; PACKER, J.; WARDENIER, W.; YEOMANS, N. **CIDECT Design Guide 9: Design guide for structural hollow section column connections**. Colônia: CIDECT and Verlag TÜV Rheinland, 2004.
- 5 MOLLAZADEH, M. H.; WANG, Y. C. New insights into the mechanism of load introduction into concrete-filled steel tubular column through shear connection. **Engineering Structures**, v. 75, n. 6, p. 139-151, 2014.
- 6 SABBAGH, A. B.; CHAN, T. M.; MOTTRAM, J. T. Detailing of I-beam-to-CHS column joints with external diaphragm plates for seismic actions. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 88, p. 21-33, 2013.
- 7 LIEW, J. Y. R.; XIONG, M. X. **Design Guide for Concrete Filled Tubular Members with High Strength Materials to Eurocode 4**. Singapura: Research Publishing, 2015.
- 8 FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.
- 9 CHAVES, M. F. F.; XAVIER, E. M.; SARMANHO, A. M. C.; NETO, J. G. R. Study of bolts used as shear connectors in concrete-filled steel tubes. **Engineering Structures**, v. 231, 2021.
- 10 DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK. **Nr. Z-26.4-56: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleiste**. Berlim, Alemanha, 2018.
- 11 VERÍSSIMO, G. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. 290 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- 12 CARDOSO, H. S. **Avaliação do comportamento de conectores constituídos por chapas de aço com recortes regulares – ênfase em conectores de geometria Crestbond aplicados em pilares mistos**. 319 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.
- 13 LECHNER, T. **Zur Anwendung von Verbunddübelleisten in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Technischen Universität München, Munique, Alemanha, 2018.
- 14 FELDMANN, M.; KOPP, M.; PAK, D. Composite dowels as shear connectors for composite beams – background to the German technical approval. **Steel Construction**, v. 9, n. 2, p. 80–88, 2016.
- 15 SEIDL, G.; STAMBUK, M.; LORENC, W.; KOŁAKOWSKI, T.; PETZEK, E. Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau – Bauweisen mit Verbunddübelleisten. **Stahlbau**, v. 82, n. 7, 2013.
- 16 OLIVEIRA, H. M. S.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S.; RODRIGUES, F. C.; FLOR, J. M.; CARDOSO, H. S.; AGUIAR, O. P.; FARIA, A. C. V. C.; ARAÚJO, A. H. M. Uso do Conector Crestbond em Pilares Mistos Formados por Perfis Tubulares de Aço Preenchidos com Concreto. In: **XXXVI Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural**. Montevideu, Uruguai, 2014.
- 17 SANTOS, L. R. **Conectores Composite Dowels aplicados a pilares mistos de seção tubular de aço esbelta**. 262 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2021.
- 18 MALITE, M. **Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. 253 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

- 19 CHAVES, I. A. **Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido**. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- 20 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.
- 21 KOPP, M.; WOLTERS, K.; CLASSEN, M.; HEGGER, J.; GÜNDEL, M.; GALLWOSZUS, J.; HEINEMEYER, S.; FERLDMANN, M. Composite dowels as shear connectors for composite beams – Background to the design concept for static loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 147, p. 488–503, 2018.
- 22 OLIVEIRA, A. F. N. **Análise do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto**. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- 23 SILVA, M. A. P. **Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond**. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.
- 24 SILVA, H. P. **Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo crestbond**. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.
- 25 DUTRA, C. M. **Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas**. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.
- 26 PETRAUSKI, M. C. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond**. 214 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.
- 27 ALMEIDA, R. L. J. **Simulação numérica e modelos de cálculo para representação dos modos de falha de conectores de cisalhamento Crestbond**. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2018.
- 28 CARDOSO, H. S.; AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B. Composite dowels as load introduction devices in concrete-filled steel tubular columns. **Engineering Structures**, v. 219, 2020.
- 29 CLASSEN, M.; HEGGER, J. Assessing the pry-out resistance of open rib shear connectors in cracked concrete – Engineering model with aggregate interlock. **Engineering Structures**, v. 148, p. 254–262, 2017.
- 30 AGUIAR, O. P. **Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.
- 31 DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK. Nr. **Z-26.4-56: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleiste**. Berlim, Alemanha, 2013.
- 32 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Bruxelas, Bélgica, 2004.
- 33 PRADO, L. F. P. **Estudo numérico do conector Crestbond e de chapa passante em pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto em situação de incêndio**. 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

- 34 PRADO, L. F. P.; MIRANDA, L. G. J.; CALDAS, R. B. Crestbond shear connector for load transfer on concrete filled composite columns in fire. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 15, n. 3, 2022.
- 35 SEIDL, G.; VIEFHUES, E.; BERTHELLEMY, J.; MANGERIG, I.; WAGNER, R.; LORENC, W.; KOZUCH, M.; FRANSSSEN, J. M.; JANSSEN, D.; IKÄHEIMONEN, J.; LUNDMARK, R.; HECHLER, O.; POPA, N. **Preco-Beam**: Prefabricated Enduring Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Luxemburgo, Luxemburgo, 2013.
- 36 SCHAUMANN, P.; MEYER, P.; MENSINGER, M.; KOH, S. K. Zum Schubtragverhalten von Verbunddübelleisten bei erhöhten Temperaturen. **Stahlbau**, v. 88, n. 9, p. 851-858, 2019.
- 37 MASHIRI, F. R.; MIRZA, O.; CANUTO, C.; LAM, D. Post-fire Behaviour of Innovative Shear Connection for Steel-Concrete Composite Structures. **Structures**, v. 9, p. 147–156, 2017.
- 38 INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834-1**: Fire-resistance tests: elements of building construction – Part 1: general requirements for fire resistance testing. Genebra, 1999.
- 39 TIAN, K.; OŽBOLT, J.; PERIŠKIĆ, G.; HOFMANN, J. Concrete edge failure of single headed stud anchors exposed to fire and loaded in shear: Experimental and numerical study. **Fire Safety Journal**, v. 100, p. 32-44, 2018a.
- 40 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-4**: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete. Bruxelas, Bélgica, 2018.
- 41 TIAN, K.; OŽBOLT, J.; SHARMA, A.; HOFMANN, J. Experimental study on concrete edge failure of single headed stud anchors after fire exposure. **Fire Safety Journal**, v. 96, p. 176-188, 2018b.
- 42 TIAN, K.; OŽBOLT, J.; HOFMANN, J. Experimental investigation of concrete edge failure for single stud anchors and anchor groups after fire exposure. **Construction and Building Materials**, v. 266, part B, 2021.
- 43 TIAN, K.; OŽBOLT, J. Concrete pry-out failure of single headed stud anchors after fire exposure: Experimental and numerical study. **Engineering Structures**, v. 232, 2021.
- 44 MIRZA, O.; SHILL, S. K.; RASHED, M. G.; WILKINS, K. Experimental and numerical studies on the shear connectors in steel concrete composite beams at fire and post fire exposures. **Steel and Composite Structures**, v. 39, n. 5, p. 529-542, 2021.
- 45 THELANDERSSON, S. Effect of High Temperatures on Tensile Strength of Concrete. **Bulletines of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction**, vol. Bulletin 26, Lund Institute of Technology, 1972.
- 46 JANSSON, R. **Fire spalling of concrete**: theoretical and experimental studies. Tese (Doutorado em Ciências) – KTH Royal Institute of Technology, Estocolmo, Suécia, 2013.
- 47 COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio. In: **44º Congresso Brasileiro do Concreto**. Belo Horizonte, 2002.
- 48 BAŽANT, Z. P.; CUSATIS, G. Concrete creep at high temperature and its interaction with fracture: recent progress. In: **Concreep 7 – Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures**. Nantes, França, 2005.
- 49 NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5 ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.
- 50 HAGGER, I. Colour Change in Heated Concrete. **Fire Technology**, v. 50, p. 945–958, 2014.
- 51 GUO, Z.; SHI, X. **Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures**. Elsevier, 2011.

- 52 ANNEREL, E.; TAERWE, L. Approaches for the assessment of the residual strength of concrete exposed to fire. In: **International workshop “Fire Design of Concrete Structures – From Materials Modelling to Structural Performance”**. Coimbra, 2007.
- 53 ANNEREL, E.; TAERWE, L. Assessment of the residual strength of concrete members after fire exposure. In: FARDIS, M. N. **Innovative Materials and Techniques in Concrete Structures**. Springer, 2012. p. 283–290.
- 54 KODUR, V. K. R.; AGRAWAL, A. Estimating Postfire Residual Capacity of Heavily Damaged Concrete Members. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 35, n. 2, 2021.
- 55 LI, Y. H.; FRANSSSEN, J. M. Test Results and Model for the Residual Compressive Strength of Concrete After a Fire. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 2, n. 1, p. 29-44, 2011.
- 56 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Bruxelas, Bélgica, 2004.
- 57 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-2**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Bruxelas, Bélgica, 2005.
- 58 NAZRI, F. M.; SHAHIDAN, S.; BAHARUDDIN, N. K.; BEDDU, S.; BAKAR, B. H. A. Effects of heating durations on normal concrete residual properties: compressive strength and mass loss. **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, v. 271, 2017.
- 59 THANARAJ, D. P.; ANAND, N.; ARULRAJ, G. P.; ZALOK, E. Post-fire damage assessment and capacity based modeling of concrete exposed to elevated temperature. **International Journal of Damage Mechanics**, v. 29, n. 5, p. 748-779, 2020.
- 60 PASZTETNIK, M.; WRÓBLEWSKI, R. A Literature Review of Concrete Ability to Sustain Strength after Fire Exposure Based on the Heat Accumulation Factor. **Materials**, v. 14, n. 16, 2021.
- 61 SILVA, V. P.; FAKURY, R. H.; RODRIGUES, F. C.; PANNONI, F. D. A real fire in small apartment – a case study. In: **4th Structures in Fire**. Aveiro, 2006.
- 62 SMITH, C. I.; KIRBY, B. R.; LAPWOOD, D. G.; COLE, K. J.; CUNNINGHAM, A. P.; PRESTON, R. et al. The reinstatement of fire damaged steel framed structures. **Fire Safety Journal**, v. 4, n. 1, p. 21–62, 1981.
- 63 TAO, Z.; WANG, X. Q. UY, B. Stress-Strain Curves of Structural and Reinforcing Steels after Exposure to Elevated Temperatures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 25, n. 9. P. 1306-1316, 2013.
- 64 MARAVEAS, C.; FASOULAKIS, Z.; TSAVDARIDIS, K. D. Post-fire assessment and reinstatement of steel structures. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 8, n. 2, p. 181-201, 2017.
- 65 TANG, Z.; WEI, T.; MA, Y.; CHEN, L. Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 44, p. 5075-5088, 2019.
- 66 PONS, D.; LAPUEBLA-FERRI, A.; ROMERO, M. L. Post-fire Residual Strength and Ductility of Structural Steels from Hollow Sections. **ce/papers – Proceedings in civil engineering**, v. 5, n. 4, p. 458-466, 2022.
- 67 MOLKENS, T.; ROSSI, B. The Post-fire Assessment of Steel Structures, a Reliability-Based Semi-probabilistic Approach. **Fire Technology**, 2022.