

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

Escola de Engenharia de São Carlos

Análises termomecânicas de vigas de concreto armado sob situação de incêndio: uma comparação entre o concreto convencional e o UHPC

Felipe de Souza Duarte

Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Felipe de Souza Duarte

**Análises termomecânicas de vigas de concreto armado
sob situação de incêndio: uma comparação entre o
concreto convencional e o UHPC**

VERSÃO CORRIGIDA

(A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos)

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, para obtenção do título de Mestre em Ciências - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas).

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Carrazedo

São Carlos

2023

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

D812a Duarte, Felipe de Souza
Análises termomecânicas de vigas de concreto armado sob situação de incêndio: uma comparação entre o concreto convencional e o UHPC / Felipe de Souza Duarte; orientador Ricardo Carrazedo. São Carlos, 2023.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2023.

1. concreto. 2. UHPC. 3. situação de incêndio.
4. análises termomecânicas. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **FELIPE DE SOUZA DUARTE**.

Título da dissertação: "Análises termomecânicas de vigas de concreto armado sob situação de incêndio: uma comparação entre o concreto convencional e o UHPC".

Data da defesa: 31/07/2023.

Comissão Julgadora

Resultado

Prof. Associado **Ricardo Carrazedo**

APROVADO

(Orientador)

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Prof. Dr. **Armando Lopes Moreno Junior**

APROVADO

(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Prof. Dr. **Romel Dias Vanderlei**

APROVADO

(Universidade Estadual de Maringá/UEM)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Ricardo Carrazedo**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Carlos De Marqui Junior**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço aos meus queridos pais e irmão por todo apoio e dedicação com a minha formação e por todos os momentos vividos em felicidade e harmonia.

Ao Prof. Ricardo Carrazedo, pela oportunidade de me orientar durante o mestrado, por toda sua paciência e compreensão e pelos conhecimentos transmitidos.

Aos Professores Jorge Munaiar e Armando Lopes, pelas contribuições acrescidas no exame de qualificação.

Ao meu companheiro de vida, Juvencio Mariano, por todo carinho e incentivo nos momentos em que mais precisei.

Às estimadas amigas de Bruno Bianchi, Fernanda Oliveira, Filipe Malaquias, Gabriel de Bessa, Gilmara Avanço, Jezreel Ferreira, João Vitor, José Renan, Juliana Silva, Lilliane Uemura, Lucas Araújo e Marcela Bassoli, conquistadas em São Carlos e no período de isolamento.

RESUMO

DUARTE, F.S. **Análises termomecânicas de vigas de concreto armado sob situação de incêndio: uma comparação entre o concreto convencional e o UHPC.** 2023. 129p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2023.

O crescente desenvolvimento da tecnologia do concreto confere a esse material propriedades cada vez mais aprimoradas. Atualmente, pode-se fabricar concretos de altíssimo desempenho e com excelente durabilidade a partir de rigorosos critérios de homogeneidade e empacotamento. Esses concretos, conhecidos como *Ultra High Performance Concrete* (UHPC), podem alcançar uma microestrutura tão densa que dificulta a liberação das pressões internas provocadas pela evaporação da água. Por conta disso, altas temperaturas podem inserir graves danos nos elementos estruturais de UHPC. Nesse sentido, torna-se importante avaliar a capacidade resistente desse material mediante a situação de incêndio, para que possam ser definidos parâmetros mínimos de segurança e estabilidade dos elementos. Como forma de compreender o comportamento do concreto, sobretudo do UHPC, sob altas temperaturas, foram realizadas neste trabalho simulações numéricas termomecânicas com vigas de concreto armado, por meio do *software* de elementos finitos ABAQUS. Utilizando as análises do tipo *Sequentially coupled thermal-stress*, as propriedades termomecânicas do UHPC e do concreto de resistência normal (CRN) foram validadas a partir de ensaios experimentais disponíveis na literatura. De modo a comparar os dois materiais, foram dimensionadas vigas com a mesma capacidade resistente, as quais foram modeladas com dois passos de carregamento: aplicação de cargas e aquecimento conforme a curva de incêndio ISO 834. Também foram realizadas análises paramétricas para avaliar o impacto da resistência, do cobrimento das armaduras e da taxa de carregamento nas vigas de UHPC. Inicialmente, foi observado que o UHPC aquece de forma bem mais acelerada em relação ao CRN, alcançando cerca de 182 °C a mais no centro da viga após 180 minutos. A maior condutividade térmica associada à maior degradação das propriedades mecânicas mostrou que as vigas de UHPC sofreram maiores deslocamentos e alcançaram menores tempos de resistência. Sob o aspecto de equivalência geométrica, a viga de CRN resistiu a quase 40 minutos a mais. A partir das análises paramétricas, foi observada pouca influência da elevação da resistência, uma mediana influência do cobrimento e uma grande influência da taxa de carregamento.

Palavras-chave: concreto; UHPC; situação de incêndio; análises termomecânicas.

ABSTRACT

DUARTE, F.S. **Thermomechanical analysis of reinforced concrete beams under fire situation: a comparison between conventional concrete and UHPC.** 2023. 129p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2023.

The increasing development of concrete technology gives this material increasingly improved properties. Currently, it is possible to manufacture concretes with excellent durability and high strength based on strict homogeneity and packaging criteria. These concretes, known as Ultra-High-Performance Concrete (UHPC), can achieve such a dense microstructure that difficult releasing internal pressures caused by water evaporation. Because of this, high temperatures can seriously damage UHPC structural elements. In this sense, it is necessary to evaluate the resistant capacity of this material in a fire scenario, so that minimum parameters of safety and stability of the elements are defined. Thermomechanical numerical simulations with reinforced concrete beams were carried out in this work to understand the behavior of concrete, especially UHPC, under high temperatures, using the finite element software ABAQUS. Using Sequentially coupled thermal-stress analysis, the thermomechanical properties of UHPC and normal strength concrete (NSC) were validated from experimental tests available in the literature. To compare the two materials, beams with the same resistance capacity were dimensioned, which were modeled with two loading steps: application of loads and heating according to the ISO 834 fire curve. Parametric analyzes were also carried out to evaluate the impact of strength, reinforcement cover, and loading rate on UHPC beams. Initially, it was observed that the UHPC heats up much faster than the NSC, reaching about 182 °C more in the center of the beam after 180 minutes. Higher thermal conductivity associated with higher degradation of mechanical properties showed that UHPC beams suffered greater displacements and achieved shorter resistance times. Under the aspect of geometric equivalence, the NSC beam resisted for almost 40 minutes longer. From the parametric analyses, little influence of the resistance was observed, a median influence of cover, and a great influence of the loading rate.

Keywords: concrete; UHPC; fire situation; thermomechanical analysis.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Objetivos	15
1.2	Justificativa	15
1.3	Metodologia	16
1.4	Estrutura do trabalho	17
2	O CONCRETO SOB ELEVADAS TEMPERATURAS	19
2.1	Mudanças físico-químicas na microestrutura	20
2.1.1	Comportamento dos agregados	22
2.2	Variações das propriedades térmicas	24
2.3	Variações das propriedades mecânicas	27
2.4	O fenômeno do <i>spalling</i>	31
3	UHPC: ASPECTOS GERAIS	35
3.1	Propriedades mecânicas do UHPC	36
3.2	Propriedades térmicas do UHPC	39
3.3	Mudança nas propriedades mecânicas do UHPC em situação de incêndio	43
4	SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	51
4.1	Comportamento de estruturas de concreto sob situação de incêndio	52
4.2	Comportamento de vigas de concreto sob situação de incêndio	53
5	ANÁLISES TERMOMECÂNICAS DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SOB SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	63
5.1	Análises térmicas	64
5.2	Análises termomecânicas	70
5.2.1	<i>Concrete Damage Plasticity</i>	75
5.2.2	Aplicação das barras de reforço nas análises numéricas	79
6	MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOB TEMPERATURA AMBIENTE	81
6.1	Propriedades dos materiais e condições de contorno	82
6.2	Procedimentos de análise	86
6.3	Validação do comportamento mecânico	87

7	MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOB SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	89
7.1	Validação do comportamento térmico	91
7.2	Validação do comportamento termomecânico	95
8	COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO TERMOMECA- NICO DE VIGAS FABRICADAS EM CRN E UHPC	105
8.1	Dimensionamento à flexão de vigas de concreto armado	105
8.2	Comparação entre o comportamento térmico	110
8.3	Comparação entre o comportamento termomecânico	112
8.4	Análises paramétricas	112
9	CONCLUSÕES	117
9.1	Sugestões para trabalhos futuros	119
	REFERÊNCIAS	121

1 INTRODUÇÃO

Os incêndios são considerados ações excepcionais geradas a partir de uma reação exotérmica descontrolada. Embora tenham uma baixa probabilidade de ocorrer, esses eventos podem causar grandes prejuízos, acarretando em perdas de vidas e de bens materiais (BUCHANAN; ABU, 2017). Quando acometem estruturas, os incêndios podem provocar desde danos leves à gravíssimos, comprometendo a estabilidade e o uso das construções. A Figura 1 mostra o desastre ocorrido em 2017 no Edifício *Grenfell Tower* de 23 andares, localizado na Cidade de Londres (Reino Unido). Efeito de um problema em uma geladeira, o incêndio tomou grandes proporções, levando 72 pessoas a óbito e tornando o edifício sujeito à demolição.

Figura 1 – Incêndio na Torre Grenfell em Londres. As chamas se espalharam rapidamente por conta do revestimento inflamável



Fonte: (FORD, 2017).

Nem sempre as ações de segurança são suficientes para controlar o fogo. No entanto, é crucial que as estruturas permaneçam íntegras por tempo suficiente para a completa fuga dos ocupantes e extinção das chamas. Em projetos estruturais correntes é comum que a segurança contra incêndios seja tomada conforme métodos prescritivos, os quais não dispõem de estratégias tão racionais e acabam estimando condições limites simplificadas (DWAIKAT; KODUR, 2009).

Nas últimas décadas, a engenharia estrutural tem dado maior importância para o estudo do comportamento dos elementos estruturais sob situação de incêndio. Diversas publicações lidam com os processos padronizados de projeto. Algumas investigam de forma detalhada os procedimentos de cálculo, enquanto outras se concentram na performance dos materiais (LENNON, 2011). Tais estudos se baseiam na crescente tecnologia dos materiais de construção e na busca por eficiência das edificações.

Dentre os novos avanços tecnológicos em desenvolvimento, têm-se o concreto de ultra-alto desempenho, conhecido comumente como UHPC. Esse material é um composto de alta resistência e durabilidade, fabricado a partir de rigorosos critérios de homogeneidade e empacotamento. As propriedades mecânicas desse material têm sido cada vez mais aproveitadas em construções, tais como pontes, túneis, edifícios e na indústria de segurança (SCHMIDT; FEHLING, 2005).

Apesar de terem elevada capacidade resistente, alguns estudos demonstram que elementos fabricados em UHPC possuem um comportamento mais frágil em comparação ao concreto convencional (ou concreto de resistência normal, CRN), principalmente quando submetidos a altas temperaturas ((DWAIKAT; KODUR, 2009); (KODUR; BANERJI, 2020)). A densa microestrutura dificulta a liberação de pressões internas provocadas pela evaporação da água livre e adsorvida em sua composição. Além disso, gradientes térmicos inserem elevadas tensões, as quais podem provocar fenômenos explosivos (*spalling*) que inserem graves danos estruturais.

De fato, perdas na capacidade resistente do concreto (convencional ou de alta resistência) podem alcançar valores acima de 80% quando exposto à temperaturas de até 800 °C. Geralmente, com objetivo de melhorar as propriedades do UHPC, são adicionadas fibras de aço e/ou poliméricas na mistura, na ordem de 2% e 0,5%, respectivamente. Esses reforços modificam as propriedades mecânicas, tanto em temperatura ambiente quanto em situações de elevadas temperaturas, conferindo uma maior ductilidade aos elementos estruturais. A Figura 2 mostra o comportamento de corpos de prova submetidos à curva ISO padrão de aquecimento. Pode-se observar na imagem à esquerda a completa desintegração do UHPC sem fibras.

Figura 2 – Fenômeno de *spalling* explosivo do UHPC; (a) Sem fibras; (b) Com 1,5% de fibras de aço e 0,1% de fibras PVA em volume; (c) Com 1,5% de fibras de aço e 0,5% de fibras PVA em volume



Fonte: Park *et al.* (2019).

Para que se possa compreender o comportamento de elementos estruturais sob ação do fogo, frequentemente são utilizados modelos avançados que simulam análises térmicas e termomecânicas, de modo a substituir ou complementar métodos prescritivos e

ensaios térmicos. Eles representam uma alternativa mais flexível, de maior custo-benefício e possuem uma curta duração.

A maioria dos programas comerciais de elementos finitos possuem modelos adequados para a simulação térmica, possibilitando a avaliação do campo de temperaturas nos elementos estruturais durante um incêndio. Além disso, possibilitam que seja avaliada a capacidade portante e os deslocamentos em uma análise mecânica sensível ao campo de temperatura, na qual se atribui ao modelo mecânico a sensibilidade à temperatura.

1.1 Objetivos

O presente trabalho tem por objetivo principal investigar numericamente o comportamento termomecânico de vigas fabricadas com concreto armado, quando submetidas a elevadas temperaturas (situação de incêndio). Primordialmente, deseja-se estudar a capacidade resistente desses elementos numa perspectiva de comparação entre o concreto convencional e o UHPC. De modo específico pretende-se:

- Compreender as propriedades do concreto que possam ter influência em seu comportamento termomecânico, dando especial atenção àquelas não contempladas por códigos normativos;
- Estudar as mudanças e fenômenos que acontecem na microestrutura do concreto conforme a variação de temperatura, sobretudo do UHPC.
- Representar de maneira eficiente o comportamento termomecânico não-linear, utilizando o *software* ABAQUS para análises térmicas e mecânicas, isoladas e agrupadas;
- Comparar resultados obtidos a partir da simulação de vigas fabricadas com o UHPC e com o CRN, considerando a mesma capacidade resistente;
- Produzir análises paramétricas para avaliar o impacto da capacidade resistente, do cobrimento e da taxa de carregamento nos elementos de UHPC.

1.2 Justificativa

Diversos casos de incêndios em edifícios, túneis e em plataformas de petróleo demonstram o interesse em compreender o comportamento do concreto sob altas temperaturas. Esses tipos de evento, apesar de serem raros, são responsáveis pela perda de milhares de vidas e de bilhões de dólares a cada ano. Os incêndios podem ocorrer quando menos se espera e em qualquer tipo de edificação. Para que se possa minimizar os impactos gerados, devem ser considerados vários fatores nos projetos das edificações, com foco principal na fuga dos ocupantes (BUCHANAN; ABU, 2017).

Além dos requisitos de segurança, estabilidade e uso em serviço, os elementos de concreto devem resistir às solicitações geradas pelo fogo. Em geral, essa resistência está relacionada ao intervalo de tempo no qual os elementos se mantêm íntegros e exercem sua função estrutural (CASTRO; TIBA; PANDOLFELLI, 2017). As estruturas de concreto geralmente apresentam um bom comportamento sob situação de incêndio, entretanto a recente utilização de concretos mais resistentes demonstra que os elementos fabricados com o UHPC podem não exibir a mesma performance sob elevadas temperaturas.

O UHPC é um material bastante promissor, podendo ser amplamente utilizado futuramente em diversos tipos de construções ao redor do mundo. Suas propriedades mecânicas podem ser exploradas de modo a reduzir as dimensões dos elementos estruturais, reduzindo a quantidade de material empregado e aliviando as cargas conduzidas às fundações. Além disso, sua maior durabilidade proporciona maiores vidas úteis às edificações. Nesse contexto, o UHPC deve ser investigado quanto ao seu comportamento térmico, para que se possam definir meios mais seguros para serem utilizados em seu processo de fabricação.

As investigações numéricas são poderosas ferramentas que podem ser tão representativas quanto os ensaios de laboratório, ao passo em que reduz custos temporais e financeiros. A partir das análises por elementos finitos, por exemplo, pode-se estimar de forma precisa tensões, deslocamentos e temperaturas, que servem de base para a definição de critérios de dimensionamento. A representação numérica do UHPC, sobretudo em situação de incêndio, é uma área que está em recente desenvolvimento. Por isso, o presente estudo se integra nesse contexto com provisões significativas.

1.3 Metodologia

O presente trabalho é de caráter teórico e numérico, elaborado a partir do agrupamento de informações bibliográficas e da aplicação das mesmas em simulações numéricas. No que diz respeito à parte teórica, ampliou-se o conhecimento sobre as mudanças que ocorrem na microestrutura do concreto em situação de elevadas temperaturas. Nesse sentido, foram sumarizadas as variações das propriedades desse material, direcionando o foco para o UHPC, visto que ainda há poucas investigações quanto ao seu comportamento. A revisão teórica também abrangeu aspectos físicos e numéricos dos incêndio e de vigas de concreto armado.

Em seguida, baseando-se em trabalhos anteriores, o concreto (CRN e UHPC) foi caracterizado conforme o seu comportamento termomecânico, empregando o *software* de elementos finitos ABAQUS, versão 6.16. Na primeira etapa, foram realizadas simulações numéricas de vigas de concreto armado sob temperatura ambiente, onde foram validadas as propriedades mecânicas a partir de resultados experimentais da literatura. Os ensaios utilizados aplicavam um carregamento em dois pontos de vigas simplesmente apoiadas

e verificavam os deslocamentos no meio do vão. A segunda etapa consistiu na simulação do comportamento térmico, onde foi avaliada a evolução da temperatura no interior do material, sendo validadas as propriedades térmicas. Na sequência, foi utilizada a análise do tipo *Sequentially coupled thermal-stress*, que impõe um campo de temperatura predefinido nas análises mecânicas. Tais análises representaram ensaios termomecânicos que partiam de um estágio inicial de carregamento e, em seguida, submetiam as vigas a curvas de incêndio. Dessa forma, foi representada e validada a deterioração do material por meio das análises termomecânicas, considerando o material isotrópico e homogêneo.

Após todas as propriedades serem validadas de maneira representativa, prosseguiu-se com uma comparação entre o comportamento termomecânico de vigas fabricadas com CRN e com o UHPC e submetidas à curva de incêndio padrão ISO 834. Para isso, foram elaboradas cinco vigas (N-B0, N-B1, U-B0, U-B1 e U-B2) com os dois tipos de concreto, dimensionadas para apresentarem uma capacidade resistente semelhante. Como critério de comparação, foram avaliados a evolução de temperatura no interior do elemento e os deslocamentos no meio do vão, ambos variando com o tempo de aquecimento.

Por fim, foi feita uma análise paramétrica para avaliar a influência da resistência à compressão, do cobrimento das armaduras e da taxa de carregamento no comportamento termomecânico das vigas fabricadas em UHPC.

1.4 Estrutura do trabalho

No **Capítulo 1** foi feita a introdução do tema, contextualizando a problemática, elencando os objetivos do trabalho e apresentando a justificativa e a metodologia.

O referencial teórico abrange os capítulos 2 à 5.

O **Capítulo 2** traz informações relevantes para a compreensão dos fenômenos e mudanças que acontecem no concreto sob situação de elevadas temperaturas.

O **Capítulo 3** contextualiza o UHPC e ramifica as informações anteriores para esse material.

No **Capítulo 4** há uma abordagem sobre o incêndio e sobre o comportamento de vigas de concreto armado, quando submetidas a esses eventos.

O **Capítulo 5** aborda sobre as análises termomecânicas, trazendo informações relevantes para a modelagem no ABAQUS.

No **Capítulo 6** são mostrados os resultados das validações das propriedades mecânicas, considerando situações ambientes.

No **Capítulo 7** são mostrados os resultados das validações das propriedades termomecânicas, considerando situações de incêndio.

O **Capítulo 8** traz a comparação entre o comportamento termomecânico das vigas

fabricadas com o UHPC e com o CRN, além das análises paramétricas.

No **Capítulo 9** foram apresentadas as conclusões deste trabalho, bem como sugestões para trabalhos seguintes.

2 O CONCRETO SOB ELEVADAS TEMPERATURAS

Ao longo do último século, diversas pesquisas têm se concentrado em avaliar os danos ocasionados por incêndios em estruturas de concreto (CHOI; SHIN, 2011; HUANG, 2010; KODUR; ALOGLA, 2017). O calor transferido para o interior desse compósito pode provocar desde expansão térmica dos seus componentes até fenômenos explosivos que geram desintegração dos elementos e degradação de suas propriedades mecânicas. Por conta disso, os carregamentos solicitantes de uma estrutura, associados a uma situação de elevadas temperaturas, reduzem a segurança da mesma e podem levá-la a um colapso progressivo.

Estima-se que o início dessas investigações data de pelo menos 1922 e, desde então, foram conduzidos diversos ensaios térmicos e simulações numéricas com o concreto. No âmbito do material, geralmente tenta-se compreender as complexas mudanças que ocorrem no comportamento desse compósito quando submetido à variação de temperatura, avaliando-se a influência dos componentes em suas propriedades térmicas e mecânicas. Outra importante área de interesse diz respeito à segurança e à integridade estrutural dos edifícios, em que as contribuições das pesquisas são orientadas para definição de parâmetros adequados para os projetos de segurança e combate a incêndios. (KHOURY, 2000).

O concreto, além de incombustível, é considerado um material com um bom isolamento térmico, graças ao seu baixo coeficiente de condutividade térmica, em torno de $1,33 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ para concretos convencionais (Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT NBR 15200), 2012). Por conta dessa característica, o aço de reforço interno possui certa proteção durante um relativo período de tempo. Entretanto, a lenta transferência de calor promove o surgimento de danos adicionais na estrutura, gerados por conta dos gradientes térmicos entre a superfície exposta e o centro do elemento (HAGER, 2013). Danos adicionais podem surgir a partir da incompatibilidade térmica entre os agregados e a matriz, o que gera microfissuras na zona de transição.

Quando submetido a altas temperaturas, o concreto sofre tensões internas provocadas por mudanças físico-químicas em sua microestrutura. Essas tensões atuam de modo a danificar e comprometer a capacidade de suporte mecânico dos elementos estruturais. A estabilidade dimensional do concreto torna-se comprometida devido a dilatações e retrações térmicas que inserem microfissuras na matriz. Além disso, os compostos da pasta sofrem um processo de decomposição, o que leva à redução da resistência e alteração das propriedades térmicas. Quando submetidos a temperaturas extremas (aproximadamente 900°C), os agregados do concreto também podem sofrer desintegração (CASTRO; TIBA; PANDOLFELLI, 2017).

Há uma série de dificuldades em se prever os danos provocados por incêndios em estruturas de concreto, principalmente por conta dos diversos fatores de influência e das incertezas existentes durante o processo. A variedade de concretos existentes torna a padronização dos dados uma árdua tarefa, pois qualquer mudança na composição pode gerar grandes diferenças de comportamento (KHOURY *et al.*, 2007). Por exemplo, o tipo de agregado empregado influencia nas deformações térmicas, na fissuração da zona de transição e, caso seja termicamente instável, pode até se destacar da matriz, comprometendo a integridade das peças (MINDEGUIA *et al.*, 2010).

2.1 Mudanças físico-químicas na microestrutura

Como base para o estudo do concreto, pode-se classificá-lo em três níveis de escala: micro, meso e macro. Quando submetido à elevação de temperatura, a perda da capacidade resistente dos materiais é observada numa macroescala, por meio dos diversos modos de falha dos elementos. No entanto, a degradação das propriedades e o surgimento de danos internos podem ser analisados em meso e microescala, a partir do desenvolvimento de microfissuras e de mudanças físico-químicas dos componentes (LUO; SUN; CHAN, 2000).

Tais mudanças de comportamento variam de acordo com o tipo de concreto, com a taxa de aquecimento, com a natureza dos agregados e com as condições de isolamento térmico. Para um concreto convencional de resistência normal (CRN), as pressões internas são geralmente menores do que as que surgem no interior dos concretos de alto desempenho. Isso ocorre por conta da redução da porosidade, que dificulta a liberação do vapor de água e de outros gases produzidos durante o aquecimento. Alguns fenômenos, no entanto, são comuns para aqueles concretos que utilizam pasta de cimento Portland.

Naturalmente, ao ser aquecido, o concreto sofre redução de umidade, o que contribui para as alterações de suas propriedades térmicas. No princípio, a água livre evapora em seu ponto normal de vaporização (100 °C), seguida pela água presente nos vazios capilares. Quando a temperatura atinge aproximadamente 300 °C, a água adsorvida, a água presente entre as camadas do silicato de cálcio hidratado (CSH) e uma porção da água de ligação química também evapora (KODUR; BANERJI; SOLHMIRZAEI, 2020).

Além da desidratação, os componentes da matriz de cimento Portland também sofrem decomposição com o aquecimento. Inicialmente, a etringita se decompõe sob temperaturas entre 80-150 °C. Em torno de 500-550 °C ocorre a decomposição do hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) em óxido de cálcio (CaO) e água. A larga produção do óxido de cálcio não tem impacto significativo na redução da capacidade mecânica, entretanto, caso o concreto seja resfriando por água, a reidratação desse óxido causa uma considerável expansão e pode provocar uma grande redução de sua resistência (MA *et al.*, 2015). Com a continuidade do aquecimento, o CSH começa a evaporar acima dos 500 °C e tem sua completa desintegração aos 900 °C (HAGER, 2013).

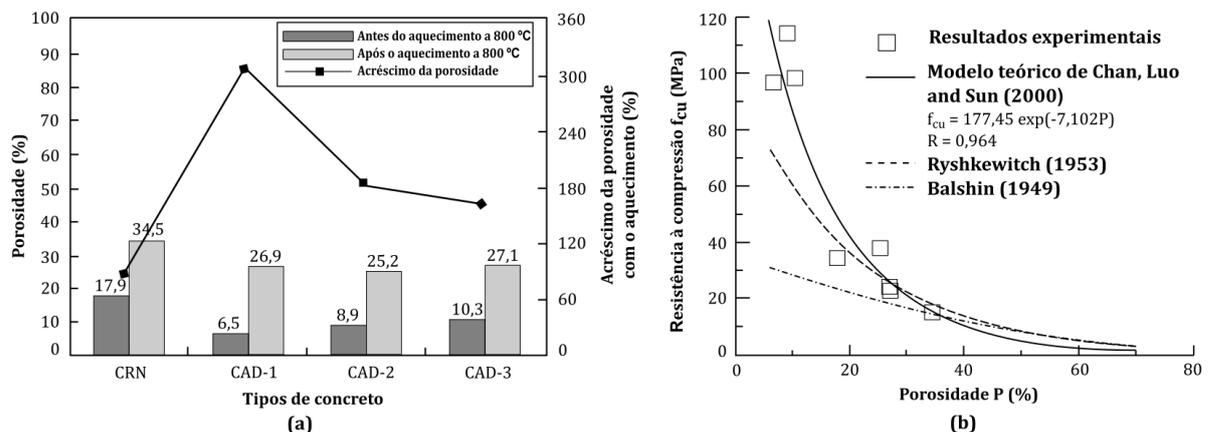
Uma grande parcela da resistência das pastas de cimento (cerca de 50%) é resultado das forças de coesão entre as camadas de CSH. Portanto, a desintegração desse gel, associada aos processos de expansão térmica e retração por secagem aumenta a porosidade da matriz e o tamanho dos poros, afetando de forma contundente as suas propriedades mecânicas. Estima-se que o concreto sofre graves danos quando a temperatura ultrapassa os 500 °C, mantendo cerca de 50 a 60% de sua resistência à compressão. (HAGER, 2013).

Por meio de um ensaio de intrusão de mercúrio, Chan, Luo e Sun (2000) avaliaram a estrutura de poros de alguns tipos de concreto, antes e após uma elevação de temperatura de até 800 °C. As amostras com 28 dias de idade foram aquecidas num forno elétrico a uma taxa de 5 °C a 7 °C. Quando a temperatura máxima foi atingida, manteve-se o valor constante durante 1 hora, e então, as amostras foram resfriadas sob temperatura ambiente (25 °C). O ensaio foi posteriormente realizado com todas as amostras livres de umidade.

Na Figura 3a, pode-se observar as variações de porosidade obtidas a partir do ensaio mencionado. Nesse gráfico, observam-se os resultados para o concreto convencional (CRN), de alto desempenho (CAD-1), de alto desempenho reforçado com fibras de aço (CAD-2) e de alto desempenho reforçado com fibra poliméricas (CAD-3). Todas as amostras sofreram grande acréscimo de porosidade com o aquecimento, sendo o CAD-1 aquele com maior aumento (314 %).

É possível notar uma relação entre a resistência do concreto e a porosidade da microestrutura a partir da Figura 3b. Apesar do ajuste relativamente adequado entre os ensaios e o modelo teórico, essa relação se dá de forma semi-empírica, e muitos outros fatores podem afetar a resistência, sobretudo sob elevadas temperaturas. Além dos fatores já mencionados, Chan, Luo e Sun (2000) citam ainda a distribuição do tamanho dos poros, as microfissuras e a a zona de interface.

Figura 3 – (a) Porosidade antes e após a exposição a altas temperaturas; (b) Relação entre a porosidade e a resistência à compressão do concreto.



Fonte: Adaptado de Chan, Luo e Sun (2000)

2.1.1 Comportamento dos agregados

Tendo em vista que os agregados compõem cerca de 60-80% do concreto, eles desempenham uma grande influência no comportamento térmico desse material. Algumas mudanças físico-químicas também ocorrem na microestrutura dos agregados sob elevadas temperaturas, porém variam de acordo com o tipo de mineral presente em sua composição. Sabe-se, por exemplo, que os agregados à base de quartzo e areias sofrem uma inversão cristalina (transição do quartzo α para β) quando a temperatura atinge 575 °C. Tal mudança é acompanhada por uma repentina expansão volumétrica que pode inserir danos no concreto (KHOURY *et al.*, 2007).

Os agregados carbonáticos, tais como as pedras calcárias e dolomitas, apresentam uma melhor estabilidade térmica em comparação aos agregados de quartzo. Essa diferença se dá por conta da decomposição do carbonato de cálcio, que se inicia somente após 700 °C, atingindo seu pico por volta de 800 °C. Esse processo de decomposição é endotérmico e origina quantidades de óxido de Cálcio (CaO), que em contato com a umidade, se expande formando Ca(OH)_2 (KHOURY *et al.*, 2007).

Alguns tipos de rochas apresentam uma elevada instabilidade térmica, como é o caso do sílex. Esse material agregado pode se destacar facilmente do concreto (sob temperaturas entre 120 °C e 200 °C) por conta da elevada pressão interna entre as camadas laminares de sua microestruturas. Esse fenômeno foi observado por ensaios térmicos realizados por Mindeguia *et al.* (2010) e é evidenciado na Figura 4. Na imagem, é possível notar o vazio deixado após o lascamento local do agregado na superfície exposta.

Figura 4 – Lascamento do agregado termicamente instável da superfície do concreto.

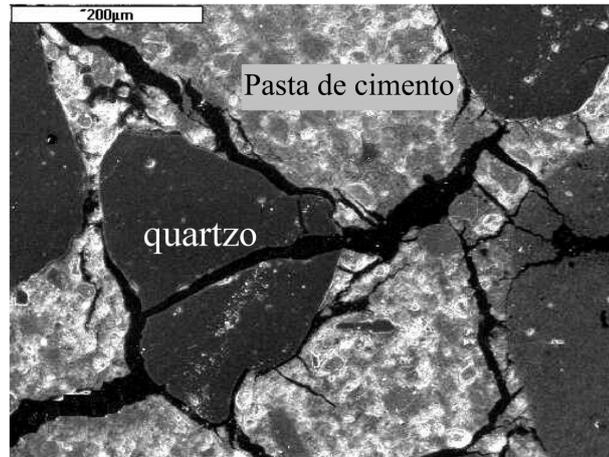


Fonte: Adaptado de Mindeguia *et al.* (2010)

O concreto sob elevadas temperaturas sofre tensões provocadas pela incompatibilidade térmica entre a pasta de cimento e os agregados. Durante o estágio inicial de aquecimento (80-100 °C), a matriz sofre uma leve expansão com a saída da água livre. Após essa fase, o acréscimo de temperatura provoca notáveis retrações na matriz e expansão

dos agregados (KHOURY *et al.*, 2007). Como resultado desse processo, o concreto sofre graves danos, ocasionados pela fissuração na zona de transição. A Figura 5 mostra esses danos na microestrutura de um concreto composto por agregados sílico-calcários, aquecido até a temperatura de 600 °C. Observa-se ainda uma tendência desses agregados de se fragmentarem sob temperaturas de aproximadamente 350 °C.

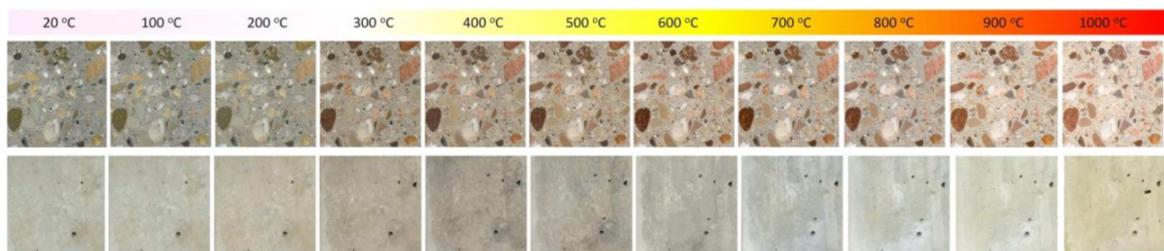
Figura 5 – Microestrutura do concreto aquecido à 600 °C (SEM, 50×), concreto formado por agregados sílico-calcários, $f_c = 75$ MPa.



Fonte: Adaptado de Hager (2013)

Não ocorrem somente variações internas no concreto durante o aquecimento. Visualmente, podem-se notar mudanças de coloração e danos aparentes, tais como fissuras superficiais e lascamentos. A mudança de tonalidade é guiada pela composição dos agregados. Para temperaturas que variam de 300 a 600 °C, os concretos compostos por agregados silicosos geralmente adquirem uma coloração avermelhada por conta da oxidação dos componentes minerais à base de ferro. Entre 600 e 900 °C ele torna-se branco-acinzentado e entre 900 e 1000 °C ele ganha uma tonalidade amarelada (Figura 6) (HAGER, 2013).

Figura 6 – Mudança de coloração do concreto aquecido: superfícies com e sem agregados expostos.



Fonte: Hager (2013)

Sob temperaturas extremas os agregados começam a derreter. Para a maioria das rochas ígneas, a temperatura de derretimento é superior a 1000 °C, enquanto que o

granito e o basalto derretem sob temperaturas de 1210-1250 °C e 1050 °C, respectivamente (HAGER, 2013).

2.2 Variações das propriedades térmicas

Para previsões e análises do comportamento térmico de qualquer material é fundamental que sejam conhecidas suas propriedades térmicas: condutividade, calor específico e expansão térmica. Uma definição apropriada das mesmas implica numa estimativa precisa dos campos de temperatura internos de dado material. No caso do concreto, as suas propriedades térmicas são majoritariamente afetadas pelo tipo de agregado empregado. No entanto, as diferentes fases e constituintes desse material tornam complexa a definição de suas propriedades com exatidão.

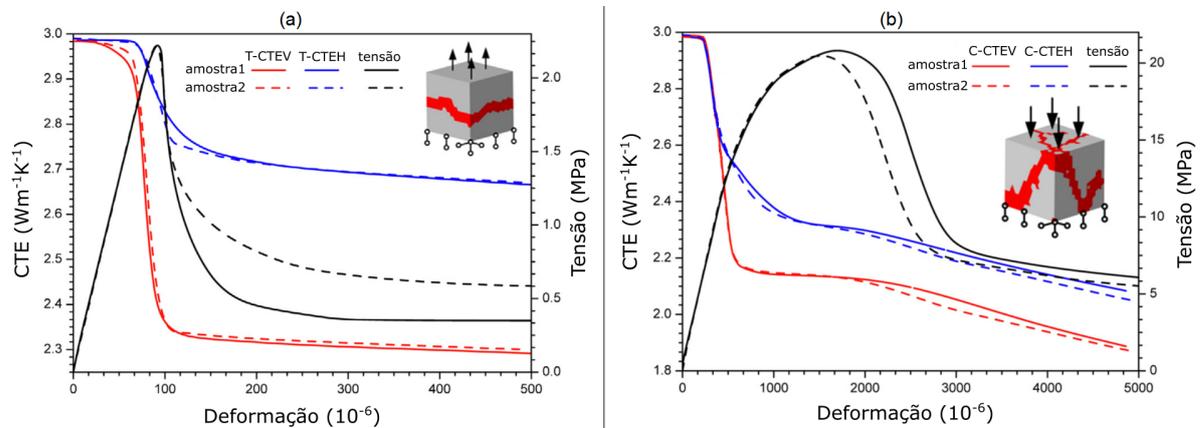
Existem alguns modelos matemáticos encontrados na literatura (e.g. Dougill (1968) e Hobbs (1971)) que estimam os valores das propriedades térmicas do concreto considerando as propriedades individuais dos agregados e da pasta de cimento. Entretanto, esses modelos desprezam fatores importantes tais como umidade, temperatura, idade e porosidade. Como alternativa, geralmente tais propriedades são definidas para um dado tipo de concreto por meio de ensaios específicos ou com base na literatura/normatizações.

A condutividade térmica de um material representa a sua capacidade de conduzir calor. Considerando um corpo homogêneo com espessura igual a 1 metro, a condutividade representa a quantidade de energia (calor), em Watts, transmitida internamente em regime estacionário, entre duas faces paralelas, durante o intervalo de tempo de 1 segundo, para cada metro quadrado de área, e para cada °C ou K (grau centígrado ou Kelvin) de diferença entre as temperaturas superficiais das faces.

Naturalmente existe uma descontinuidade na transferência de calor do concreto, pois os agregados possuem maior condutividade do que a matriz cimentícia, o que leva alguns autores a utilizarem o termo condutividade térmica efetiva (CTE). Durante o processo de falha do concreto, ocorre uma redução da sua CTE. A microfissuração gerada na zona de transição dificulta a condução e impõe saltos de temperatura, conduzindo o concreto a um comportamento anisotrópico durante o regime plástico. Shen *et al.* (2017) demonstraram que a CTE pode reduzir em até 23% e 30% durante as falhas por tração e compressão, respectivamente. A Figura 7 evidencia esse comportamento ao mostrar grandes perdas de condutividade após o concreto superar o regime elástico.

A consideração da CTE é geralmente desprezada em análises de estruturas cotidianas, dada a pequena ordem de grandezas das fissuras. Shen *et al.* (2020) empregaram tal conceito para avaliar o comportamento termomecânico de estruturas mais massivas, como por exemplo as barragens de concreto, em que o efeito da fissuração ocasiona turbulências no fluxo de calor, gerando redistribuição de temperatura.

Figura 7 – Relação entre tensão, deformação e a CTE vertical e horizontal (CTEV e CTEH) para os casos de: (a) tração e (b) compressão



Fonte: Adaptado de Shen *et al.* (2017)

Há uma certa dificuldade em se obter a condutividade do concreto por conta das diferentes técnicas de medição e das condições ambientes empregadas durante os ensaios. É comum, portanto, que na literatura sejam obtidos valores distintos para um mesmo material (KODUR; KHALIQ, 2011). Existem dois métodos principais para medição da condutividade térmica: estacionário e transiente. Khoury *et al.* (2007) recomendam que as medições devam ser conduzidas de modo estacionário, enquanto Kodur e Khaliq (2011) afirmam que, no caso do concreto úmido, os ensaios transientes são preferíveis. Tal divergência se apoia na mesma argumentação: as transformações físico-químicas do concreto sob altas temperaturas causam intermitentes direções do fluxo de calor.

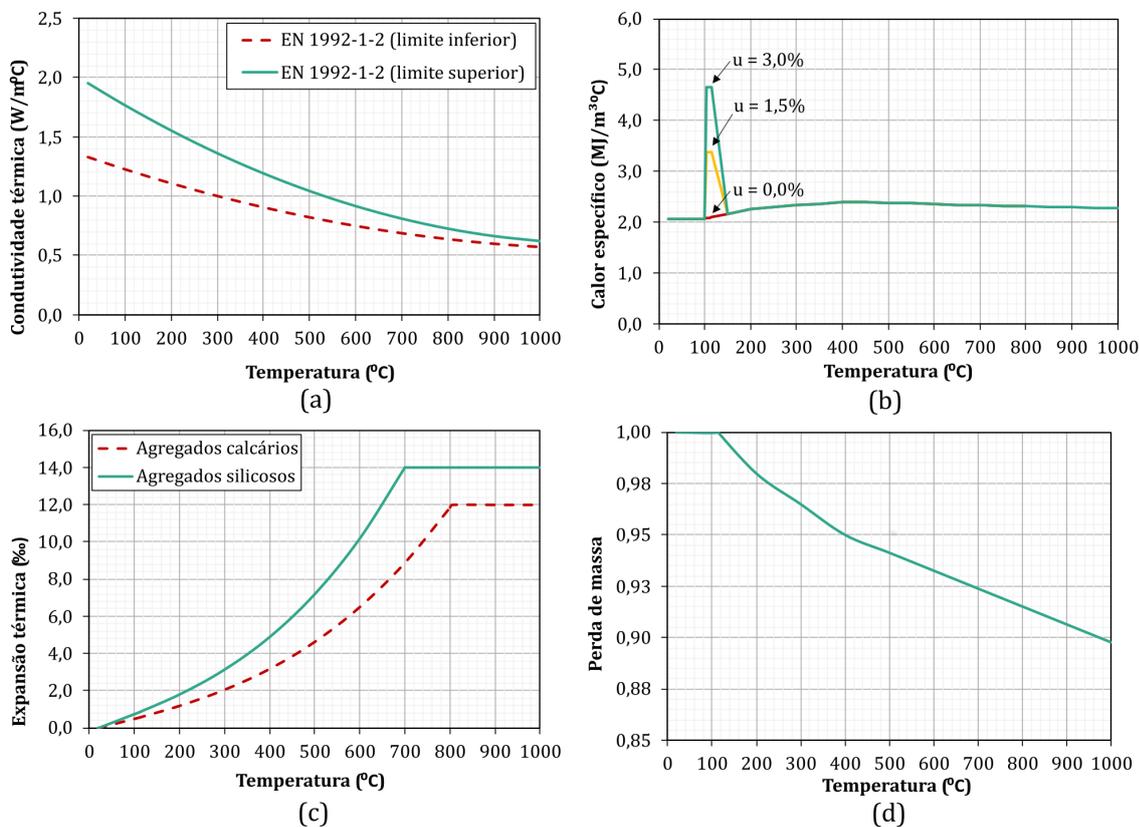
Sob temperatura ambiente, o CRN possui uma condutividade térmica que varia de 1,4 a 3,6 W/m°C. Entretanto, o aumento da porosidade ocasionada pelo acréscimo de temperatura resulta numa considerável redução dessa propriedade. A variabilidade dos resultados depende principalmente da composição, da umidade específica e da porosidade do concreto (KODUR; KHALIQ, 2011). Essa variação é reafirmada na norma EN 1992-1-2 do *European Committee for Standardization (2004)*, onde sugere-se uma região de valores delimitados pelos limites superior e inferior (ver Figura 8a).

Outra propriedade importante para definição da distribuição de temperatura é o calor específico. Em um dado sistema, essa propriedade representa a quantidade de calor necessário para aumentar em um grau a temperatura de uma unidade de massa ou volume desse sistema. Trata-se de uma propriedade intensiva, representada no SI pelas unidades J/kg.°C ou J/m³.°C, cujo valor não é constante para um mesmo material. Variações de pressão e temperatura modificam o sistema termodinâmico e alteram o calor específico. No caso do concreto, considerando temperatura ambiente, a sua composição tem um impacto pouco significativo nessa propriedade, estando sempre em torno de 2 MJ/m³°C.

Eventuais acréscimos de temperatura podem provocar picos de calor específico

no concreto, conforme exemplifica a Figura 8b. Segundo as formulações presentes na EN 1992-1-2, um súbito acréscimo ocorre em torno de 100 °C a 115 °C, justificado pela necessidade de uma maior quantidade de energia para que ocorra a mudança de fase da água livre (calor latente). Outro resultado comum em ensaios térmicos é o surgimento de picos de calor específico sob temperaturas superiores a 700 °C (e.g. Kodur e Sultan (1998) e Kodur e Sultan (2003)). De acordo com Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020), esse comportamento deve-se à maior quantidade de energia requerida para desassociar alguns minerais presentes nos agregados.

Figura 8 – Variação das propriedades térmicas com a temperatura conforme o estabelecido na EN 1992-1-2 para o concreto convencional. a) Condutividade térmica; b) calor específico para diferentes teores de umidade (u); c) expansão térmica; d) fração da massa inicial.



Fonte: Autor

Todo corpo, quando aquecido, sofre um aumento na agitação das moléculas, o que ocasiona um maior distanciamento entre elas, e, por consequência, gera uma expansão do seu estado inicial. Essa expansão, também chamada de dilatação ou deformação térmica, é uma importante propriedade na avaliação do comportamento mecânico dos materiais. A Figura 8c mostra a variação da deformação térmica com a temperatura para concretos constituídos por agregados calcários e silicosos.

Vale ressaltar que a massa específica do concreto também sofre redução por conta

da evaporação de água, da liberação de gases e da desassociação dos agregados. Pode-se observar na Figura 8d que, de acordo com a EN 1992-1-2, essa redução é um pouco significativa para o CRN, alcançando em torno de 10% a uma temperatura de 1000 °C.

2.3 Variações das propriedades mecânicas

As investigações do comportamento do concreto sob elevadas temperaturas têm um foco principal na degradação de suas propriedades mecânicas. Geralmente, avalia-se por meio de ensaios experimentais a sua resistência à compressão, onde os autores apontam quais os principais fatores que influenciam na perda da capacidade resistente. É evidente que o próprio método de ensaio afeta a resistência, e, visto que existem alguns métodos disponíveis (incluindo os realizados sob temperatura constante, sob regime transiente e os que definem a resistência residual), é comum que os resultados encontrados possuam uma grande variabilidade.

Malhotra (1956) foi um dos primeiros autores a considerar diversas variáveis que poderiam alterar o comportamento termomecânico do concreto. Ele afirma que até então os ensaios se concentravam em verificar apenas a resistência residual. Em seu trabalho, foram considerados corpos de prova cilíndricos (5,08 cm de diâmetro e 10,16 cm de comprimento) com diferentes traços e fatores água/cimento (a/c), os quais foram ensaiados aquecidos com e sem tensão pré-aplicada. Verificou-se ainda a resistência residual após um resfriamento natural.

Durante os ensaios, os corpos de prova eram comprimidos por uma prensa hidráulica e aquecidos num forno elétrico, em que a temperatura do ensaio variava de 150 °C a 700 °C e era medida por meio de pares termoeletrônicos instalados no centro das amostras. Como forma de evitar amplos gradientes térmicos, limitou-se a taxa de aquecimento a aproximadamente 6 °C/min. Ao final, não foi observada influência significativa do fator a/c (praticado nos valores de 0,40, 0,45 e 0,50). Já com relação ao traço, notou-se que as misturas mais pobres apresentaram menores perdas de resistência para a mesma faixa de temperatura em comparação às misturas mais ricas.

Malhotra (1956) ainda verificou que os corpos de prova submetidos a uma tensão constante durante o aquecimento apresentaram menores perdas de resistência (4% a 200 °C e 25% a 500 °C). Os resultados após o resfriamento demonstraram que o concreto sofre danos adicionais com a redução de temperatura. No intervalo de 200 °C a 450 °C, a resistência residual foi de aproximadamente 20% menor em comparação ao estado aquecido.

Os ensaios realizados por Mello (2018) utilizaram corpos de prova cilíndricos de concreto de classe C25, os quais foram submetidos por 30 minutos a níveis de temperatura de 250 °C, 500 °C e 800 °C e então, foram resfriados lentamente até a temperatura ambiente. Os resultados dos ensaios à compressão posteriores demonstraram que, para o nível de

temperatura de 500 °C o concreto teve perdas de 40%, 35,17% e 15,40%, considerando amostras com 3, 7 e 28 dias de cura, respectivamente. Para o nível de temperatura de 800 °C, foram obtidas baixas resistências residuais (mínima de 13,56% e máxima de 28,10%).

Baseando-se em dados experimentais encontrados na literatura, Schneider (1988) aponta alguns fatores que alteram a relação temperatura-resistência do concreto:

- Classe de resistência e fator água/cimento (a/c): Possuem uma grande influência no comportamento do concreto sob elevadas temperaturas. Visto que os concretos mais resistentes (com fator a/c reduzido) possuem menor porosidade, eles apresentam uma maior dificuldade em liberar as pressões internas desenvolvidas durante o aquecimento, resultando num aumento de fissuração, e, por consequência numa maior perda de resistência.
- Proporção agregado/cimento: A redução dessa relação afeta significativamente a resistência do concreto aquecido. Embora traços mais pobres resultem em menores resistências para o concreto sob temperatura ambiente, durante altas temperaturas, os vazios presentes na zona de transição são eficientes em liberar as poropressões, o que torna os traços ricos mais suscetíveis à fissuração.
- Tipo de agregado: Como já foi discutido, as diferentes composições mineralógica dos agregados influenciam nas mudanças sob elevadas temperaturas, alterando substancialmente o comportamento do concreto. Por exemplo, os agregados calcários apresentam uma menor redução de resistência em comparação aos agregados silicosos.
- Carregamento durante o aquecimento: A aplicação de uma tensão de compressão durante o aquecimento insere um estado de pré-tensão que inibe o surgimento e desenvolvimento de microfissuras. Dessa forma, tanto a resistência à compressão, quanto o módulo de elasticidade apresentam menor redução em corpos de prova carregados.

Schneider (1988) ainda afirma que o tipo de cimento e o tamanho máximo do agregado apresentam uma influência secundária na relação temperatura-resistência do concreto. Também constatou-se que a taxa de aquecimento possui um pequeno efeito, contanto que os gradientes térmicos fiquem limitados a 10 °C/cm.

Elevadas taxas de aquecimento aceleram as tensões térmicas, aumentam a degradação das propriedades mecânicas e reduzem o tempo de resistência das armaduras de reforço. Além disso, aumenta-se a probabilidade de ocorrer fenômenos explosivo no interior do concreto. Contudo, Hertz (1984) afirma que, mesmo aquecidos a baixas taxas (como 1 °C/min), os concretos mais resistentes ainda apresentam o risco de explosão por conta da sua densa microestrutura.

Choe *et al.* (2019) avaliou a influência de duas taxas de aquecimento em concretos de alta resistência: uma curva nominal de incêndio e outra linear de 1 °C/min. Constatou-se que o aquecimento acelerado provocou o surgimento de uma barreira de umidade que aumentava a possibilidade de lascamentos superficiais subsequentes. Enquanto que, para a taxa reduzida, a deterioração ocorria por conta da explosão da água em vapor.

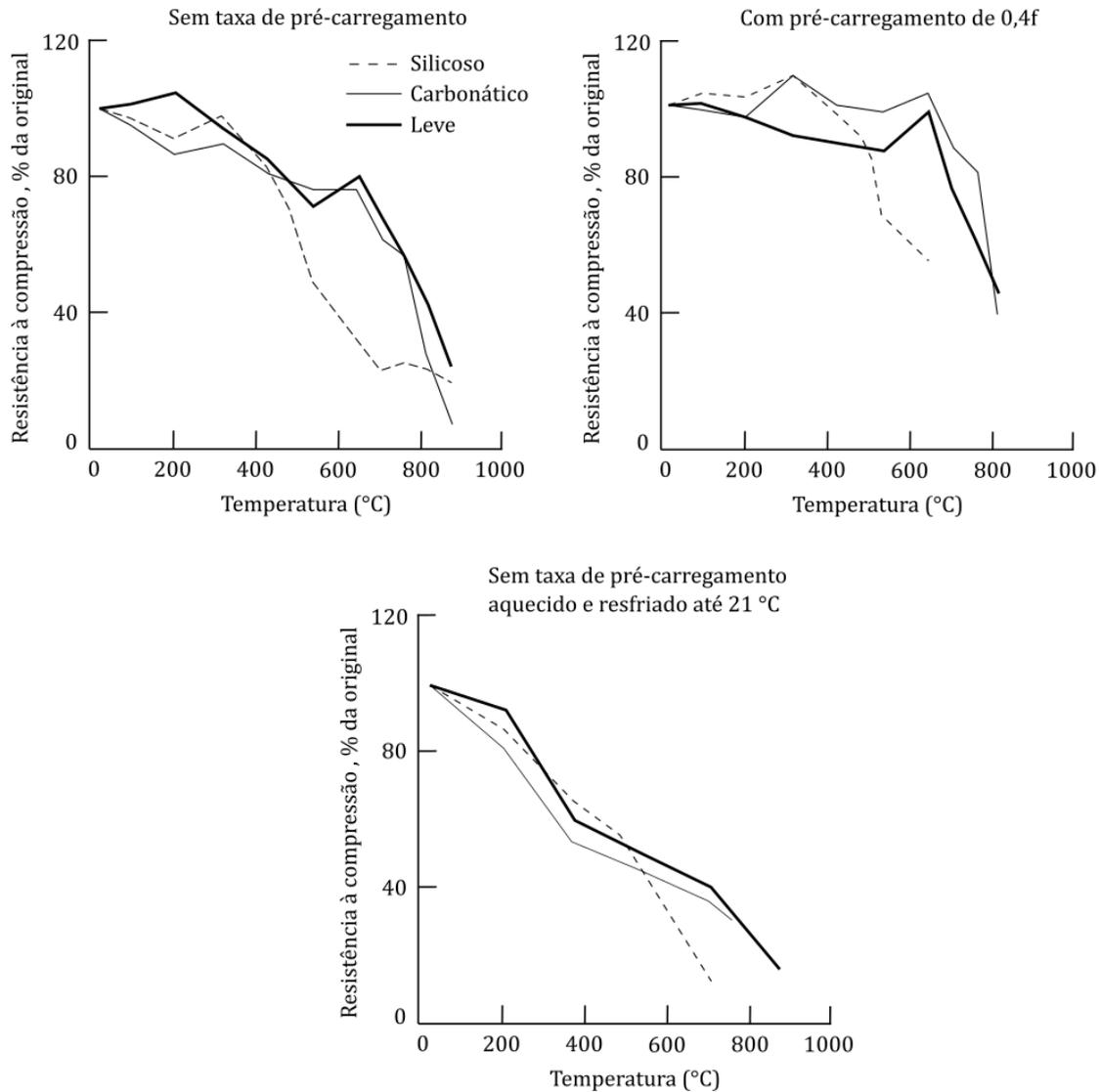
O tipo de ensaio empregado para calcular a resistência à compressão do concreto também influencia nos resultados. A Figura 9 ilustra alguns ensaios experimentais realizados com corpos de prova de concreto com resistência média à compressão de 27 MPa. Como variáveis, foram empregados alguns tipos de agregados (carbonáticos, silicosos e xisto expandido) e diferentes condições de ensaio (corpos de prova aquecidos sem carga e ensaiados à quente, corpos de provas aquecidos com uma taxa de pré-carregamento equivalente à 40% da resistência inicial e ensaiados à quente e corpos de prova aquecidos sem carga e ensaiados após o resfriamento). No que diz respeito às condições de ensaio, foram verificadas menores perdas de resistência nos corpos de prova com carregamento pré-aplicado. A pior situação ocorreu nos corpos de prova resfriados, resultado da microfissuração e da retração térmica (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Ni e Gernay (2021) reuniram ensaios de resistência à compressão residual do concreto sob elevadas temperaturas. Os dados foram obtidos a partir de 13 fontes, incluindo 242 medições para agregados silicosos e 162 para agregados calcários. Os ensaios foram realizados em situação estacionária de temperatura, abrangendo concretos com resistência de 20 MPa a 55 MPa. A Figura 10 mostra que, apesar da alta variabilidade, existe uma concordância razoável com as curvas temperatura-resistência sugeridas pela EN 1992-1-2.

A partir da Figura 10, é possível observar que alguns pontos de resistência relativa superam o valor de 1,0. Esse acréscimo é observado em diversos ensaios na literatura, sob faixas de temperatura de 200 °C até 400 °C. De acordo com Liang *et al.* (2018), tal comportamento ocorre graças à inaptidão da umidade de escapar pela densa microestrutura, criando um ambiente de cura fechado de alta temperatura e alta pressão, também conhecido como autoclavagem interna. Esse ambiente cria um mecanismo que favorece as reações pozolânicas, gerando mais moléculas do gel CSH, e, portanto, tornando a estrutura interna mais compacta e resistente.

As mudanças que ocorrem na microestrutura do concreto sob elevadas temperaturas afetam drasticamente a sua estabilidade dimensional. As tensões térmicas somadas às reações físico-químicas inserem micro e macro fissuras, o que conduz à redução do módulo de elasticidade do material. Essa degradação reduz a rigidez dos elementos e pode agravar significativamente os efeitos de segunda ordem no caso de pilares.

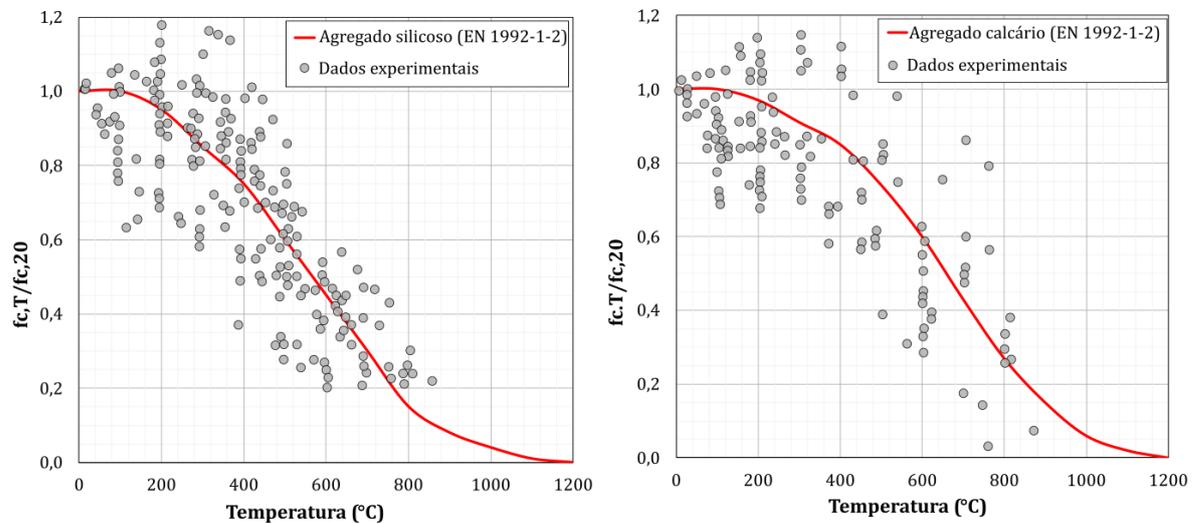
Figura 9 – Variação da resistência relativa à compressão em porcentagem com a temperatura para o concreto convencional fabricado com agregados leves, siliciosos e carbonáticos conforme diferentes condições de ensaio.



Fonte: Adaptado de Mehta e Monteiro (2008)

Há uma escassez de dados quanto às modificações na resistência à tração do concreto. Os poucos ensaios revelam uma brusca perda de resistência conforme o acréscimo de temperatura. Em projetos de elementos estruturais sob situação de incêndio, é comum desconsiderar essa grandeza, dada a baixa contribuição do concreto. De acordo com a EN 1992-1-2, a resistência à tração do concreto mantém-se a mesma até uma temperatura de 100 °C e se anula linearmente ao alcançar 600 °C.

Figura 10 – Variação da resistência relativa à compressão ($f_{c,T}/f_{c,20}$) com a temperatura para o concreto convencional fabricado com agregados siliciosos e agregados calcários.



Fonte: Adaptado de Ni e Gernay (2021)

2.4 O fenômeno do *spalling*

As altas pressões internas causadas pela evaporação da água, associadas à baixa permeabilidade do concreto e aos gradientes de temperatura são fatores condicionantes para o surgimento do efeito *spalling*. Trata-se de um fenômeno que pode inserir graves danos nos elementos estruturais de concreto, em que são gerados deslocamentos de camadas ou até de pedaços do elemento, quando esses são submetidos a condições de elevadas temperaturas (KLINGSCH, 2014).

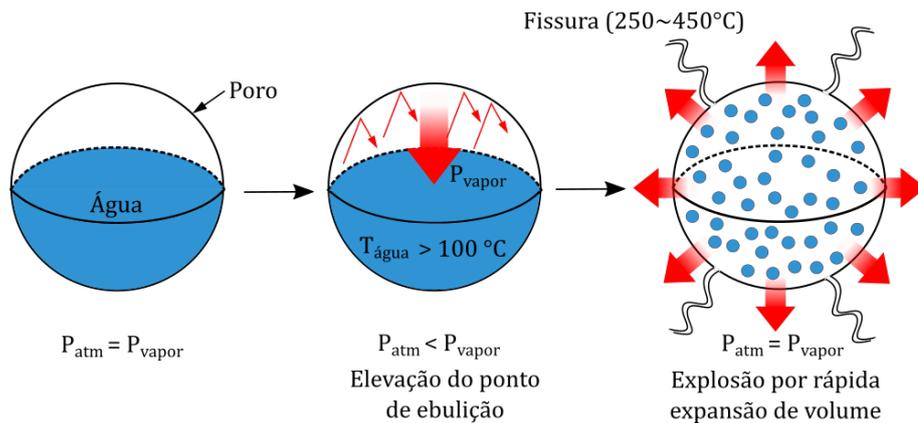
O *spalling* geralmente ocorre de forma inesperada e pode provocar desprendimentos violentos ou não. Há alguns fatores que influenciam o surgimento desse fenômeno, e, por conta disso, até então não há uma compreensão assertiva na literatura sobre o tema, principalmente no que diz respeito às simulações numéricas. A extensão, a gravidade, a natureza e até mesmo o tempo de surgimento do *spalling* são inconstantes. Isso significa que os projetos de segurança contra incêndios podem apresentar cálculos imprecisos e reduzir a segurança das estruturas durante um incêndio (KHOURY *et al.*, 2007).

De acordo com Kodur e Banerji (2021), o *spalling* do concreto sob altas temperaturas ocorre por meio de dois mecanismos: desenvolvimento de poropressão e/ou surgimento de tensões térmicas. O primeiro é induzido pela evaporação da umidade presente nos poros do concreto, a qual escapa pela sua microestrutura ou introduz pressões que podem superar a resistência à tração do material. Portanto, a permeabilidade do compósito é um fator condicionante para que o vapor consiga escapar em sua totalidade.

Quando a temperatura do concreto alcança os 100 °C, a água presente em seus poros começa a evaporar, gerando um ambiente de alta pressão (superior à pressão atmosférica).

Nesse momento, o ponto de ebulição da água aumenta, o que a torna superaquecida e requer uma maior quantidade de energia para evaporá-la. Com o surgimento de fissuras, rapidamente a pressão reduz e a água aquecida evapora instantaneamente, provocando uma imediata expansão volumétrica (CHOE *et al.*, 2019). Esse processo é esquematizado na Figura 11 e é caracterizado como *spalling* explosivo.

Figura 11 – Esquema do fenômeno do *spalling* explosivo no interior dos poros do concreto



Fonte: Adaptado de Choe *et al.* (2019)

A porção de vapor remanescente se transporta em direção às regiões mais frias do concreto e se condensa, formando uma barreira de umidade que impede a passagem do vapor adicional. Desse modo, há um acréscimo da poropressão nas regiões próximas à superfície do elemento aquecido, conforme mostra a Figura 12.

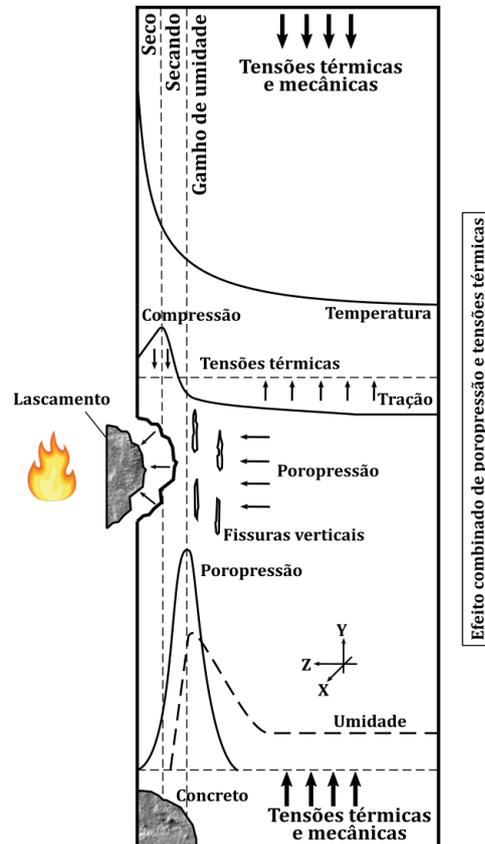
Devido à sua baixa condutividade térmica e ao seu alto calor específico, o concreto apresenta uma grande variação de temperatura entre a superfície aquecida e o centro do elemento. Esse gradiente provoca deformações não-uniformes e tensões térmicas significativas no elemento (KODUR; BANERJI, 2021). De acordo com a Figura 12, observa-se que o resultado desse mecanismo são tensões de compressão paralelas à superfície aquecida, que induz tração transversal, e tensão de tração nas regiões mais frias. Nesse caso, o fenômeno do *spalling* surge a partir da ruptura frágil provocada pela tração transversal.

Muitos fatores influenciam o surgimento do *spalling* no concreto. Dentre todos identificados na literatura, alguns apontados por Majorana *et al.* (2010) são:

- Taxa de aquecimento: com o acréscimo dessa taxa, aumenta-se também a probabilidade de ocorrência do *spalling*. Isso porque um gradiente térmico mais expressivo é imposto ao material.
- Forma e tamanho da seção: o *spalling* tende a ocorrer em elementos de média dimensão (200-300 mm), pois seções menos espessas apresentam maior facilidade na liberação do vapor. Também há uma tendência maior que esse fenômeno ocorra em elementos com mudança brusca de seção, principalmente em cantos angulares.

- Teor de umidade: por conta das poropressões geradas a partir do aquecimento, baixos teores de umidade (2-3% por massa) já são suficientes para que o concreto corra risco de *spalling*.

Figura 12 – Influência da poropressão e das tensões térmicas no fenômeno do *spalling*



Fonte: Adaptado de Khoury (2000)

- Carregamento e restrições: o aumento de tensões de compressão no elemento, assim como a restrição da expansão térmica são fatores que tornam o elemento de concreto mais suscetível ao *spalling*. Por outro lado, a abertura de fissuras tende a facilitar a liberação de umidade, aliviando a poropressão.
- Tipo e traço do concreto: os concretos mais resistentes apresentam uma maior probabilidade de sofrerem *spalling* explosivo, ainda que sob taxa de aquecimento reduzida. A microestrutura mais densa desses concretos confere uma maior dificuldade em liberar as poropressões. A inserção de fibras de aço na mistura do concreto não reduz significativamente a ocorrência de *spalling*. Em contrapartida, a utilização de fibras poliméricas e a incorporação de ar podem reduzir ou até eliminar esse fenômeno.

3 UHPC: ASPECTOS GERAIS

O desenvolvimento de concretos cada vez mais resistentes é interesse de muitos pesquisadores nas últimas décadas. Embora esses materiais apresentem um elevado custo de fabricação, sua manufatura tem crescido graças à criação de diversas técnicas e procedimentos tais como densificação por micropartículas, uso de superplastificantes e tratamento térmico. A utilização de materiais com elevada finura e altamente reativos levaram à criação do *Reactive Powder Concrete* (RPC), que, com o passar dos anos, foi denominado concreto de ultra-alto desempenho (UHPC), por conta da sua elevada durabilidade (SHI *et al.*, 2015). O UHPC é um compósito com um empacotamento de partículas otimizado, em que se utilizam pequenas relações água/aglomerante e que apresenta propriedades mecânicas e durabilidade superiores quando comparado ao concreto de alto desempenho (CAD) (GRAYBEAL *et al.*, 2006).

O estudos sobre o UHPC tiveram início na década de 1970 a partir de uma série de estudos realizados por Odler, Brunauer e Yudenfreund. Eles investigaram as propriedades de diversas pastas de concretos, considerando relações água/cimento entre 0,2 e 0,3. Além disso, foram utilizados alguns tipos de aditivos químicos e adições nas misturas, como por exemplo os lignossulfonatos de cálcio. Como resultados, obtiveram concretos com baixa permeabilidade que alcançavam resistências acima de 200 MPa (HABEL, 2004). Desde 1985 diversas pesquisas e aplicações têm utilizado o UHPC. Em algumas regiões ao redor do mundo, são utilizadas diferentes técnicas e materiais na construção de pontes, passarelas, edifícios e em setores industriais (SCHMIDT; FEHLING, 2005).

Em geral, o UHPC é constituído por uma combinação de cimento Portland, areia fina, sílica ativa e água, além de aditivos químicos que melhoram a trabalhabilidade no estado fresco. Outros materiais ultrafinos e até pulverulentos também podem ser utilizados na mistura de modo a densificá-la, e conseqüentemente melhorar suas propriedades mecânicas. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), a utilização de partículas maiores aumenta a micro-fissuração na zona de transição entre os agregados e a matriz, comprometendo a resistência mecânica do concreto.

O acréscimo da resistência à compressão é amplamente influenciado pela adição de sílica ativa na mistura. Geralmente utilizam-se teores desse mineral em torno de 20% como substituição ao cimento Portland. Por possuir partículas bem menores que as do cimento, a sílica acomoda-se junto às partículas maiores, melhorando o empacotamento e densificando a microestrutura (efeito filler). Além disso, essa maior densificação se dá pela alta reatividade da sílica, que influencia na geração de produtos de hidratação, os quais ocupam espaços que geralmente seriam vazios capilares (NEVILLE, 2015).

As reações de hidratação da sílica ativa são consideradas reações pozolânicas e acontecem em grande velocidade. Pouco após a hidratação do cimento, os poros da pasta rapidamente saturam-se com uma solução de água + hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Nesse ambiente, formam-se moléculas de silicato de cálcio hidratado (CSH) em torno das partículas de sílica (NEVILLE, 2015). O CSH, por sua vez, representa um gel rígido e amorfo sem composição definida, responsável pela maior parcela da resistência mecânica da pasta de cimento.

Um parâmetro importante para o aprimoramento das propriedades mecânicas é reduzir o fator água/ligantes (a/l) do concreto. O termo ligantes refere-se a todo material quimicamente ativo presente na matriz, tais como o cimento, a sílica ativa e outros materiais pozolânicos. No caso do UHPC, geralmente emprega-se um fator entre 0,16 e 0,20, alcançando, desse modo, uma microestrutura mais densa, menos porosa e mais resistente (EIDE; HISDAL, 2012).

Estima-se que a quantidade de cimento necessária para produzir o UHPC é cerca de duas vezes maior que a do concreto convencional (EIDE; HISDAL, 2012). Esse alto consumo é um dos fatores que eleva o custo de fabricação e, por consequência, dificulta a aplicação desse material em construções cotidianas. Entretanto, alguns autores têm estudado a viabilidade de inserir agregados graúdos na produção do UHPC como forma de substituir uma fração da pasta de cimento. Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020) obtiveram um concreto com resistência à compressão de 151 MPa aos 28 dias, empregando uma proporção de 516,7 kg/m³ de agregado graúdo com diâmetro máximo de 12,7 mm. É evidente que essa substituição modifica as propriedades do concreto, e mais ensaios devem ser realizados para obter uma proporção ideal.

3.1 Propriedades mecânicas do UHPC

Ensaio à compressão demonstram que o UHPC possui um comportamento elástico mais pronunciado, em torno de 70 a 80% da resistência à compressão. Contudo, a ruptura ocorre de forma mais brusca, sem o aparecimento de um ramo descendente, como mostra a Figura 13. Devido a uma microestrutura mais densa, o módulo de elasticidade também é superior quando comparado aos concretos convencionais. Tipicamente, atribuem-se ao UHPC concretos com resistências à compressão superiores a 150 MPa, podendo essa grandeza atingir valores superiores aos 220 MPa (FEHLING; LEUTBECHER; BUNJE, 2004).

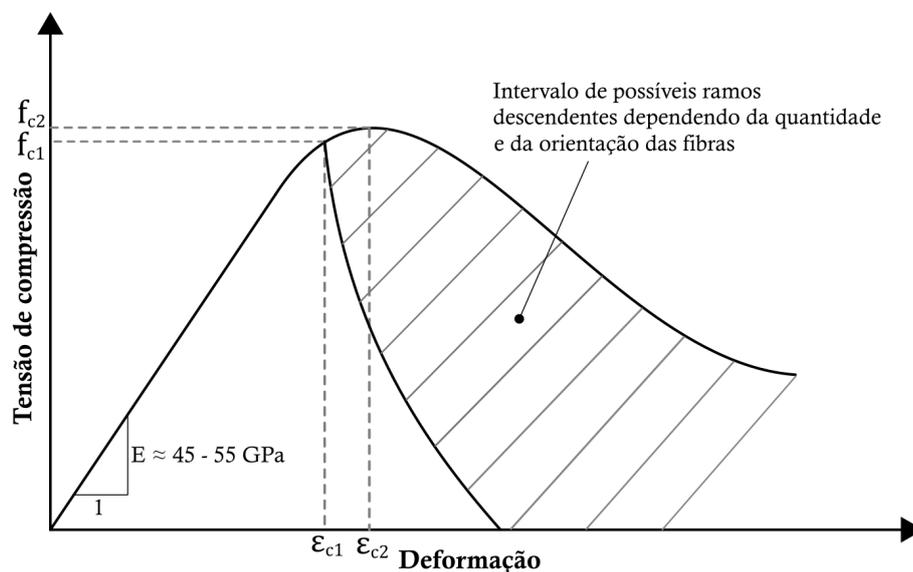
De modo a aprimorar as propriedades do UHPC, frequentemente são inseridas fibras de reforço na mistura. Essas fibras, curtas e de pequeno diâmetro, são solicitadas após surgirem micro-fissuras, conferindo ao material um estágio elástico mais pronunciado. O concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) comumente recebe proporções em torno de 2% de fibras de aço em volume, podendo essas serem de carbono

ou até poliméricas (Polipropileno (PP), Poliestireno (PE), Acetato de Polivinila (PVA) e Nylon) (FEHLING; SCHMIDT; STÜRWALD, 2008).

As fibras de aço, além de proporcionarem acréscimos na resistência à compressão, quando adicionadas ao concreto, promovem o aparecimento de um ramo descendente no diagrama tensão x deformação, o que beneficia a ductilidade do material. Percebe-se a partir da Figura 13, que esse ramo pode variar, a depender do tipo, quantidade e disposição das fibras (FEHLING; LEUTBECHER; BUNJE, 2004). Já as fibras poliméricas são inseridas para aumentar a resistência do concreto sob situação de incêndio. Entretanto, os ensaios realizados por Park *et al.* (2019) tornaram evidente que elas podem reduzir a resistência do UHPFRC em condições normais, dada suas baixas propriedades mecânicas.

Outra mudança com relação à adição de fibras é o surgimento de uma região de enrijecimento. Após o concreto atingir a tensão de fissuração, as fibras são solicitadas e promovem um significativo acréscimo na resistência à tração. Esse comportamento é evidenciado na Figura 14, onde nota-se a presença de dois picos de tensão. Enquanto o UHPC geralmente apresenta resistência à tração num intervalo de 7 - 10 MPa, já foram registrados valores entre 7 e 15 MPa para o UHPFRC (FEHLING; LEUTBECHER; BUNJE, 2004).

Figura 13 – Tensão de compressão do UHPFRC (1,0 Vol. % - 2,5 Vol. %).

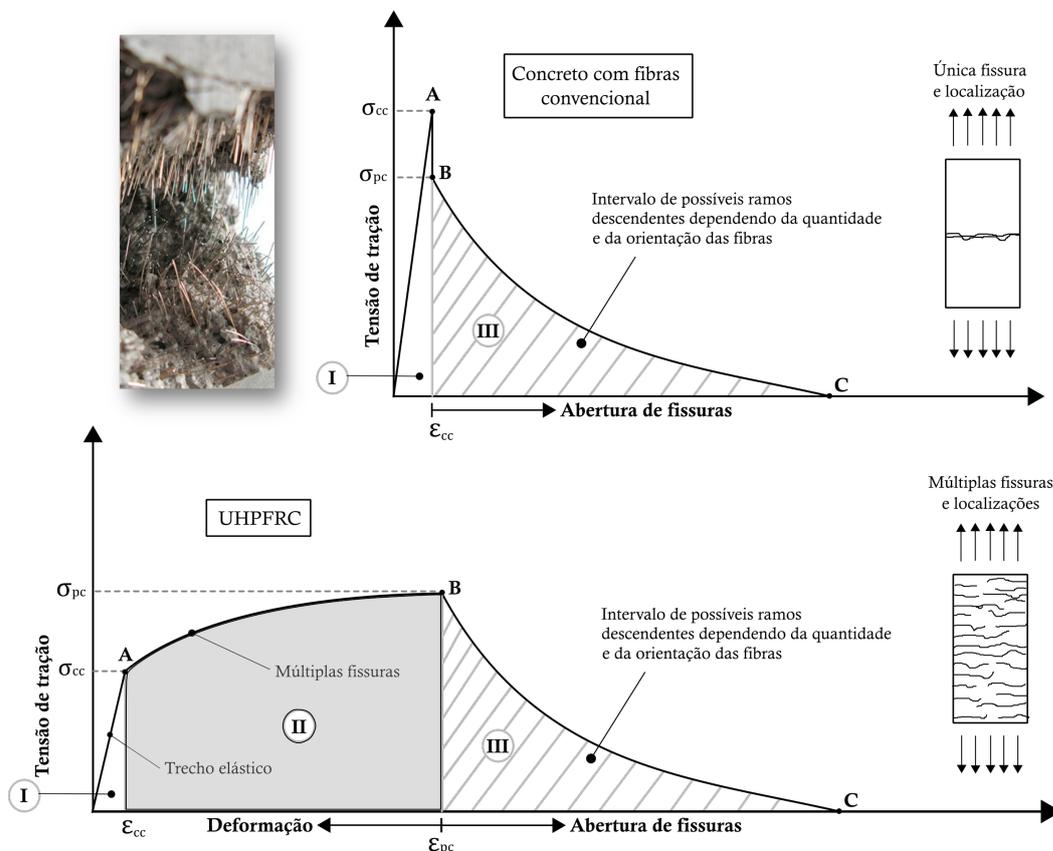


Fonte: Adaptado de Fehling, Leutbecher e Bunje (2004).

A Figura 14 ainda compara o comportamento à tração dos concretos convencionais e de ultra-alto desempenho, ambos com adição de fibras. Os trechos I, referentes ao comportamento elástico, e os trechos III, que representam o ramo descendente, são similares para uma mesma distribuição de fibras. A tensão que ocorre após o surgimento das fissuras (σ_{pc}) é significativamente maior no caso do UHPFRC, alcançada por conta do desenvolvimento de múltiplas fissuras ao longo do elemento (HABEL, 2004).

Outra grande vantagem do UHPC é a sua durabilidade. Devido à aplicação de baixos fatores a/l e de uma microestrutura densa e compacta, alcança-se uma porosidade inferior em comparação aos concretos convencionais. Com isso, são obtidas baixas permeabilidades, o que dificulta o transporte de água e de agentes agressivos para o interior do concreto. Contudo, a porosidade sofre bastante influência da composição e dos processos de cura utilizados (SCHEYDT; MÜLLER, 2012).

Figura 14 – Tensão de tração - Concreto convencional e UHPFRC.



Fonte: Adaptado de Habel (2004). Fotografia retirada de: El-Tawil (2016)

Sabe-se que a presença da zona de transição entre a matriz e as fibras ou entre a matriz e os agregados confere uma maior facilidade para o surgimento de microfissuras. Essas aberturas, apesar de pequenas, podem se interconectar e comprometer tanto a resistência quanto a durabilidade dos elementos. A zona de transição no UHPC tende a ser irrelevante ou até mesmo a não existir, porém, os ensaios realizados por Scheydt e Müller (2012) demonstraram que há certa influência da presença ou não de fibras e do processo de cura térmica, bastante empregado nesse tipo de concreto. Observou-se que as fibras ajudam a reduzir as microfissuras na matriz, geradas por conta da retração autógena, o que torna o concreto menos poroso e mais resistente ao ataque de agentes agressivos. A cura térmica, por sua vez, funciona como um catalisador, promovendo as reações pozolânicas da sílica ativa, e, portanto, melhorando a zona de transição.

3.2 Propriedades térmicas do UHPC

De acordo com Kim, Jeon e Lee (2012), quanto menos densa a microestrutura do concreto, menor será a sua condutividade térmica. Isso se deve ao acréscimo da porosidade, onde uma rede de vazios mais significativa confere maior resistência à transferência de calor. Para efeito de comparação, Kodur e Khaliq (2011) obtiveram um valor de $2,4 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ para o concreto de alta resistência (CAR), enquanto Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020) obtiveram um valor de $2,9 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ para o UHPC, ambos sem adição de fibras.

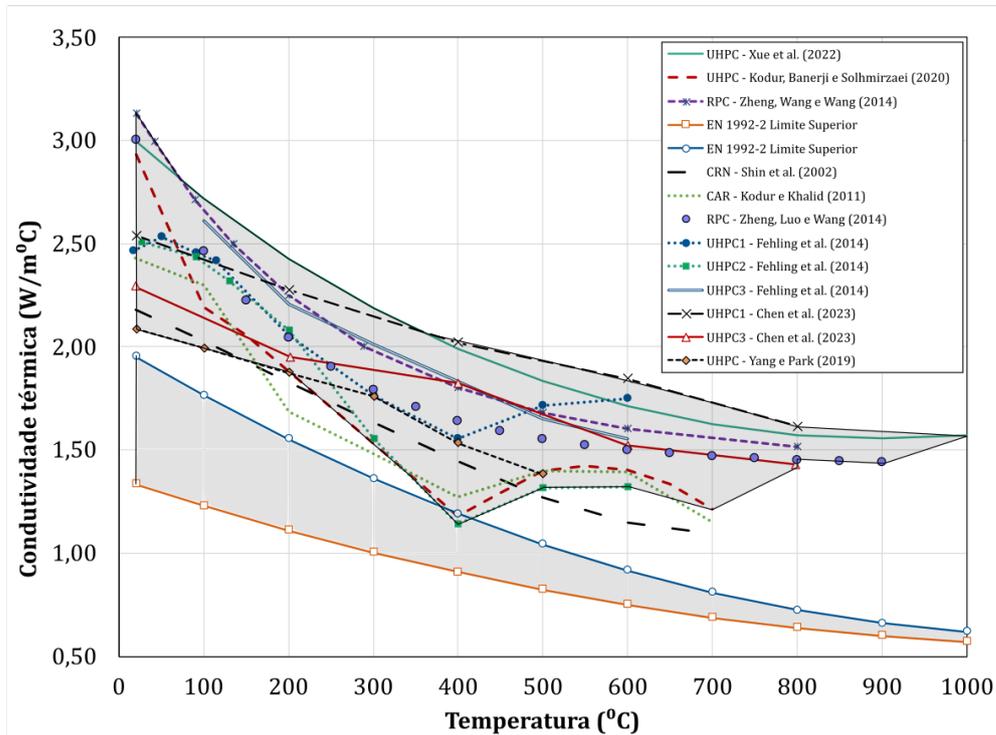
O programa experimental do trabalho de Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020) foi direcionado para analisar o efeito da temperatura nas propriedades térmicas do UHPC. Foram empregados três tipos de traços: sem adição de fibras, com adição de 1,5% de fibras de aço em volume e considerando uma fração volumétrica de fibras híbridas de aço (1,5%) e de polipropileno (0,11%). Sob temperatura ambiente, observou-se que as fibras de aço conferiram um leve acréscimo na condutividade térmica (alcançando $3,8 \text{ W/m}^\circ\text{C}$), o que pode ser explicado pela alta condutividade do aço (em torno de $50 \text{ W/m}^\circ\text{C}$). Em relação ao concreto com fibras híbridas, obteve-se uma condutividade intermediária de aproximadamente $3,5 \text{ W/m}^\circ\text{C}$.

Yang e Park (2019) ensaiaram corpos de prova de UHPFRC com diferentes frações de fibras de aço (1,0%, 1,5%, e 2,0%,). O objetivo era observar mudanças de propriedade após determinados ciclos de aquecimento. Sob temperatura ambiente, verificou-se um acréscimo máximo de apenas 2,7% na condutividade térmica, evidenciando pouca influência das fibras nessa propriedade.

Xue *et al.* (2022) incluíram agregados graúdos na composição do UHPFRC em proporções de 0%, 10%, 20% e 30% e examinaram as variações das suas propriedades térmicas (condutividade térmica, calor específico, expansão térmica e perda de massa) com a temperatura variando de 20°C à 900°C . Os resultados experimentais mostraram que há pouca influência com relação à inserção de fibras, enquanto a proporção de agregados afetaram consideravelmente essas propriedades. No geral, os agregados graúdos tendem a aumentar a condutividade, a expansão térmica e a perda de massa, e reduzir o calor específico do material.

Assim como no concreto convencional, o aquecimento também reflete na redução da condutividade térmica do UHPC. Na Figura 15, há uma comparação da variação dessa propriedade entre os alguns tipos de concreto, incluindo o concreto de resistência normal (CRN) e o concreto de alta resistência (CAR). Os dados foram obtidos a partir dos trabalhos supracitados, além dos ensaios realizados por Shin *et al.* (2002), Kodur e Khaliq (2011), Zheng, Wang e Wang (2014), Zheng, Luo e Wang (2014), Fehling *et al.* (2014) e Chen *et al.* (2023). Inicialmente, pode-se observar uma redução significativa dessa propriedade com a temperatura.

Figura 15 – Variação da condutividade térmica do concreto com a temperatura.



Alguns documentos sugerem valores de condutividade térmica para o UHPC inferiores ou semelhantes ao do CRN. Rokugo (2008), por exemplo, indicou um valor de apenas 0,463 W/m°C para o concreto de alta resistência reforçado com fibras sob temperatura ambiente. Já AFGC/SETRA (2002) afirma que o UHPFRC possui uma condutividade de aproximadamente 1,6 W/m°C. No entanto, trabalhos experimentais recentes têm demonstrado que quanto maior a capacidade resistente do concreto, maior será a sua condutividade térmica.

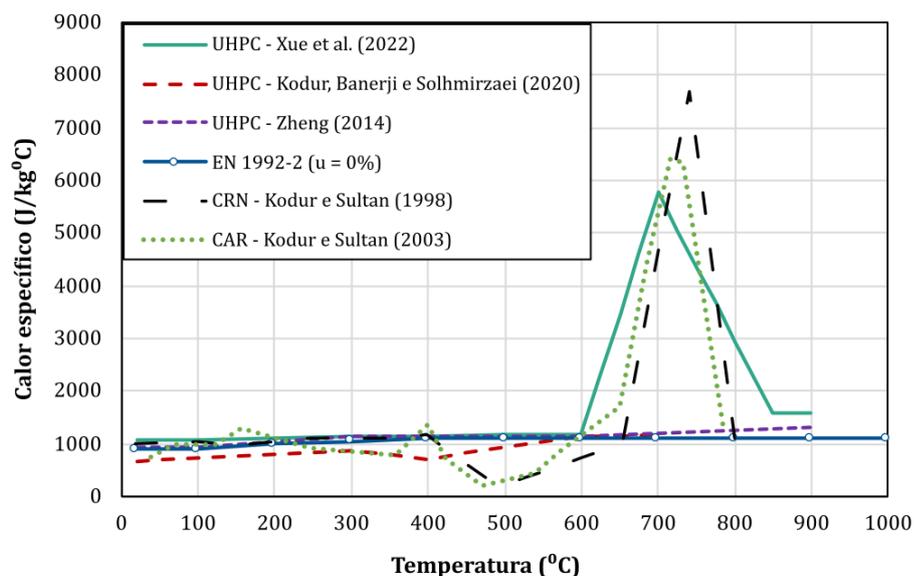
A partir da Figura 15, é possível observar duas regiões sombreadas. A primeira, com mais curvas, diz respeito à abrangência dos dados da condutividade térmica resultantes dos ensaios experimentais com o UHPC/RPC. A segunda foi definida conforme o intervalo sugerido pela EN 1992-1-2 para o concreto convencional. Nota-se, portanto, uma tendência de acréscimo dessa propriedade, conforme aumenta-se a capacidade resistente do concreto.

Na Figura 16, há uma comparação entre a variação do calor específico do UHPC, do CRN e do CAR, conforme o acréscimo de temperatura. Os valores foram obtidos a partir de alguns ensaios experimentais presentes nos trabalhos de Kodur e Sultan (1998), Kodur e Sultan (2003), Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020), Xue *et al.* (2022), Zheng, Wang e Wang (2014) e das recomendações encontradas na EN 1992-1-2. Observa-se que, nos resultados experimentais, essa propriedade apresentou picos quando os corpos de prova foram submetidos a altas temperaturas (acima dos 600 °C), para os três tipos de concreto. De acordo com Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020), esse comportamento deve-se

à maior quantidade de energia requerida para desassociar a dolomita (mineral presente nos agregados), e o mesmo só ocorreu no UHPC com presença significativa de agregados graúdos. Em contrapartida, para as demais faixas de temperatura, essa propriedade não apresentou grandes variações conforme o tipo de concreto.

Com relação a utilização de fibras, existe um comportamento similar na variação do calor específico do UHPC. Verifica-se uma leve redução dessa propriedade, tanto com o acréscimo de fibras de aço, quanto com a utilização de fibras híbridas (aço + PP). No primeiro caso, Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020) justificam que o aumento da porosidade com a adição de fibras de aço é responsável pela redução do calor específico, enquanto que no segundo, a razão apontada é por conta de uma estrutura de vazios deixada após o derretimento das fibras de PP, reduzindo assim a necessidade energética para que o concreto seja aquecido.

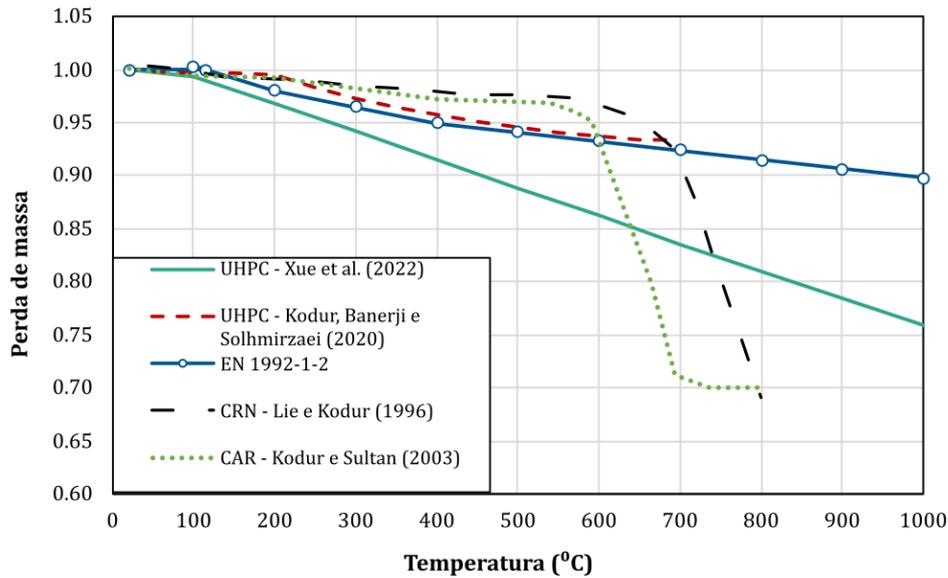
Figura 16 – Variação do calor específico do concreto com a temperatura.



Fonte: Autor

Pode-se observar na Figura 17 uma comparação entre a redução da fração de massa inicial do UHPC, do CAR e do CRN (LIE; KODUR, 1996). Em geral, essa redução é praticamente irrelevante até os 300 °C, porém, no caso dos ensaios relativos aos concretos convencional e de alta resistência, demonstra-se um rápido decréscimo de massa entre 600 °C e 800 °C, devido principalmente a desassociação dos agregados. Pouca influência foi observada quanto à utilização de fibras nessa propriedade, no entanto, Liang *et al.* (2018) não conseguiram mensurar a perda de massa dos corpos de prova sem fibras de PP, dada as condições de ensaio praticadas.

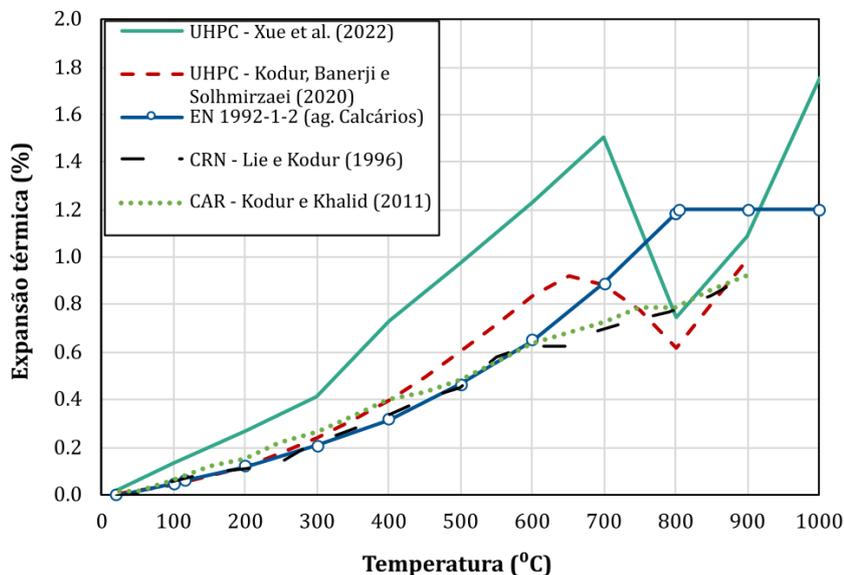
Figura 17 – Variação da fração da massa inicial do concreto com a temperatura.



Fonte: Autor

No que diz respeito à propriedade de expansão térmica, os resultados experimentais mostrados na Figura 18 demonstram que os concretos convencionais e de alta resistência apresentam um comportamento praticamente linear, enquanto que o UHPC torna-se inconstante sob temperaturas acima dos 500 °C. Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020) justificam a redução volumétrica no estágio de 600 °C a 800 °C como sendo resultado da liberação da água de ligação, ao passo que a expansão gerada acima dos 800 °C ocorre por conta do desenvolvimento de macro-fissuras.

Figura 18 – Variação da expansão térmica do concreto com a temperatura.



Fonte: Autor

Apesar de ambos serem considerados UHPC, os concretos fabricados por Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020) e por Xue *et al.* (2022) apresentaram distintas propriedades conforme o acréscimo de temperatura. Isso evidencia que a proporção de material graúdo é mais uma variável que influencia no comportamento térmico desse material. Desse modo, agrupar tais propriedades para prever o comportamento térmico do UHPC requer uma análise crítica sobre a composição do material de interesse.

3.3 Mudança nas propriedades mecânicas do UHPC em situação de incêndio

O UHPC, quando submetido à situação de incêndio, torna-se mais vulnerável à variação de temperatura do que os concretos convencionais. Atribui-se esse fato a sua densa microestrutura e baixa permeabilidade, o que conduz a efeitos explosivos no interior dos elementos. Diversos ensaios têm demonstrado que a densa microestrutura do UHPC o torna mais suscetível ao fenômeno do *spalling* ((YANG; PARK, 2019), (AHMAD *et al.*, 2019), (LI; ZHANG, 2021)). Portanto, ainda que a elevada resistência desse material proporcione a utilização de elementos mais esbeltos, é preciso atentar-se às mudanças em suas propriedades mecânicas, provocadas pelo acréscimo de temperatura. Como comparação, a Figura 19 mostra alguns corpos de prova após serem submetidos a ensaios térmicos. Enquanto o concreto convencional manteve-se íntegro, mesmo sendo aquecido até uma temperatura de 600 °C, o UHPC reforçado apenas com fibras de aço apresentou *spalling* explosivo a diferentes taxas de aquecimento.

Figura 19 – Corpos de prova de concreto após serem submetidos ao ensaio térmico.



Fonte: Zhai *et al.* (2014) (concreto convencional). Liang *et al.* (2018) (UHPFRC)

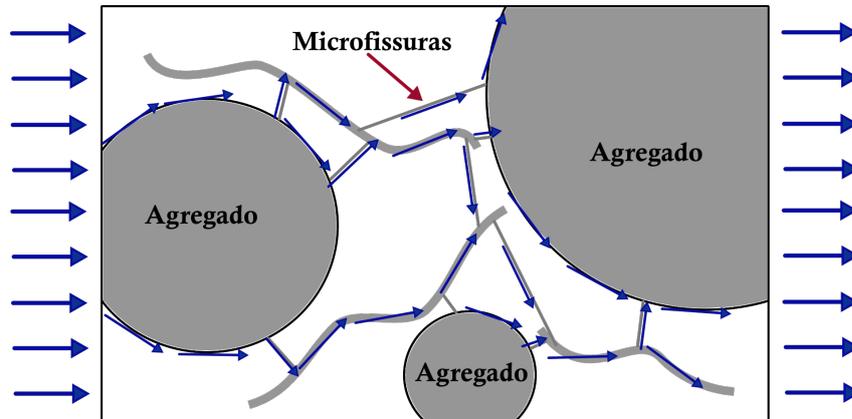
Ahmad *et al.* (2019) utilizaram dosagens de UHPFRC contendo 2%, 4%, 6% e 8% em massa de fibras de aço para avaliar as propriedades mecânicas desse material sob altas temperaturas. Em ensaios de compressão realizados sob condições ambientes, verificou-se um comportamento mais dúctil no rompimento, mesmo utilizando a proporção mínima de fibras. Em todas as amostras foi observado o surgimento de *spalling* explosivo quando a temperatura de ensaio superava 350 °C. Para rompimentos realizados após um aquecimento gradual até 300 °C, foram observadas rupturas mais bruscas em todos os corpos de prova, notando-se a ocorrência de menores danos conforme aumentava-se o teor de fibras.

De acordo com Li e Zhang (2021), tanto a poropressão quanto as tensões térmicas são responsáveis pelo *spalling*. Em seu trabalho, eles observaram que o acúmulo da pressão nos micro-poros do UHPC não é suficiente para que haja algum tipo de dano, pois a capacidade resistente à tração não era atingida durante os ensaios. Em contrapartida, na simulação numérica realizada, notou-se que as tensões térmicas causavam o surgimento de fissuras, enquanto a poropressão aumentava a energia cinética responsável pela fragmentação dos detritos. Ainda observou-se que o emprego de fibras de PP na fabricação do concreto tem um papel fundamental na prevenção desse fenômeno.

Li, Tan e Yang (2018) demonstraram que a utilização de fibras de PP e de agregados com maiores dimensões aumenta significativamente a permeabilidade do UHPFRC sob altas temperaturas. A ideia do trabalho era investigar a criação de uma rede de microtubos que mitigasse o efeito do *spalling*. Essa rede, mostrada na Figura 20, é formada a partir da conexão entre vazios deixados após o derretimento das fibras de PP, microfissuras e vazios encontrados na zona de transição.

Yang e Park (2019) investigaram a partir de ensaios o comportamento mecânico do UHPFRC sob regimes cíclicos de altas temperaturas. Inicialmente sob condições ambientes, foram observados significativos acréscimos nas propriedades mecânicas com a adição de fibras de aço, alcançando 18,3% na resistência à compressão e 26,5% na resistência à tração, ao utilizarem 2,0% de fibras em volume. Após um aquecimento de até 500 °C, a maior perda da capacidade resistente à compressão foi de 25,4%, observada no corpo de prova com a quantidade mínima de fibras de aço (1,0%). É importante ressaltar que foram adicionadas 2,0 kg/m³ de fibras de polipropileno, de modo a evitar o fenômeno do *spalling*.

Figura 20 – Modelo de permeabilidade do UHPC com adição de fibras de PP e agregados de maiores diâmetros.



Fonte: Adaptado de Li, Tan e Yang (2018).

Liang *et al.* (2018) ensaiaram corpos de prova de UHPC sem fibras, contendo fibras de aço e/ou fibras de PP. O objetivo era estudar o efeito do *spalling* e comparar as resistências residuais de cada mistura, após submeter o concreto a temperaturas de até 1000 °C. Em certo nível, observou-se a ocorrência de *spalling* em todas as amostras, porém, nenhuma liberação significativa de vapor foi observada nas que continham fibras de PP, resultando em amostras mais íntegras. O UHPC com fibras híbridas e fabricado com agregados naturais demonstrou-se ser o mais adequado para evitar esse fenômeno, pois nas temperaturas máximas de 200, 400 e 800 °C, nenhum corpo de prova apresentou qualquer dano aparente, enquanto que nas temperaturas máximas de 600 e 1000 °C, encontrou-se uma probabilidade de 50% desse concreto apresentar *spalling* no intervalo de temperatura de 437 a 464 °C.

Outro fator preponderante para a ocorrência do *spalling* é a taxa de aquecimento. Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020) observaram que taxas acima de 0,5 °C/min conduziam a efeitos explosivos nos corpos de prova sem fibras poliméricas, impedindo a comparação das reduções de massa. Liang *et al.* (2018) verificaram que os corpos de prova de UHPC sem fibras e apenas com fibras de aço sofreram sérios danos por conta do *spalling* explosivo, quando submetidos a taxas de aquecimento de 1, 4 e 8 °C/min. Notou-se ainda que, com o acréscimo da taxa, o *spalling* acontecia mais rapidamente.

Park *et al.* (2019) ensaiaram diversos corpos de provas para avaliar os efeitos do incêndio no UHPFRC e a influência de alguns tipos de fibras em seu comportamento mecânico. Foram empregadas fibras de aço, PP, PVA, PE, Nylon e também o uso conjunto de algumas delas. Nos ensaios térmicos, as amostras foram submetidas à curva de incêndio padrão ISO 834 durante um período de 2 horas (temperatura superior à 1000 °C). Nos ensaios de compressão realizados após o aquecimento, observou-se que a máxima resistência residual representava apenas 10,4% da resistência inicial (amostra com fibras de aço + PP + Nylon). Já no caso da tração, obteve-se uma fração de 25,3% (amostra com fibras de aço

+ PVA). Ao final, concluiu-se que as fibras de PVA são as mais eficientes para melhorar o comportamento do UHPFRC sob altas temperaturas.

Durante a avaliação da capacidade resistente do concreto, é importante atentar-se ao estado dos corpos de prova. Após um aquecimento gradual, pode-se realizar o ensaio com eles aquecidos ou resfriados. Apesar da maior facilidade de realizar um ensaio residual, o material pode apresentar reações de hidratação que disfarçam a sua real resistência durante um incêndio. A não ou a má utilização de fibras poliméricas também impacta negativamente nesse tipo de avaliação, pois as amostras podem sofrer *spalling* e perder sua integridade.

Choe *et al.* (2015) avaliaram a resistência mecânica de corpos de prova cilíndricos de UHPC ($\varnothing 100 \times 200$ mm) ainda aquecidos em 100, 200, 300, 400, 500 e 700 °C a uma taxa de aquecimento de 1 °C/min. O material foi fabricado com uma considerável parcela de agregados graúdos e com fibras poliméricas de PP e Nylon. Os corpos de prova foram produzidos com resistência à compressão de 100, 150 e 200 MP e foram ensaiados numa situação sem carregamento e com tensões pré-aplicadas (25% da capacidade). As observações iniciais indicaram que a aplicação do carregamento e a proporção de 0,25% vol. de fibras foram suficientes para evitar o *spalling* em todas as amostras.

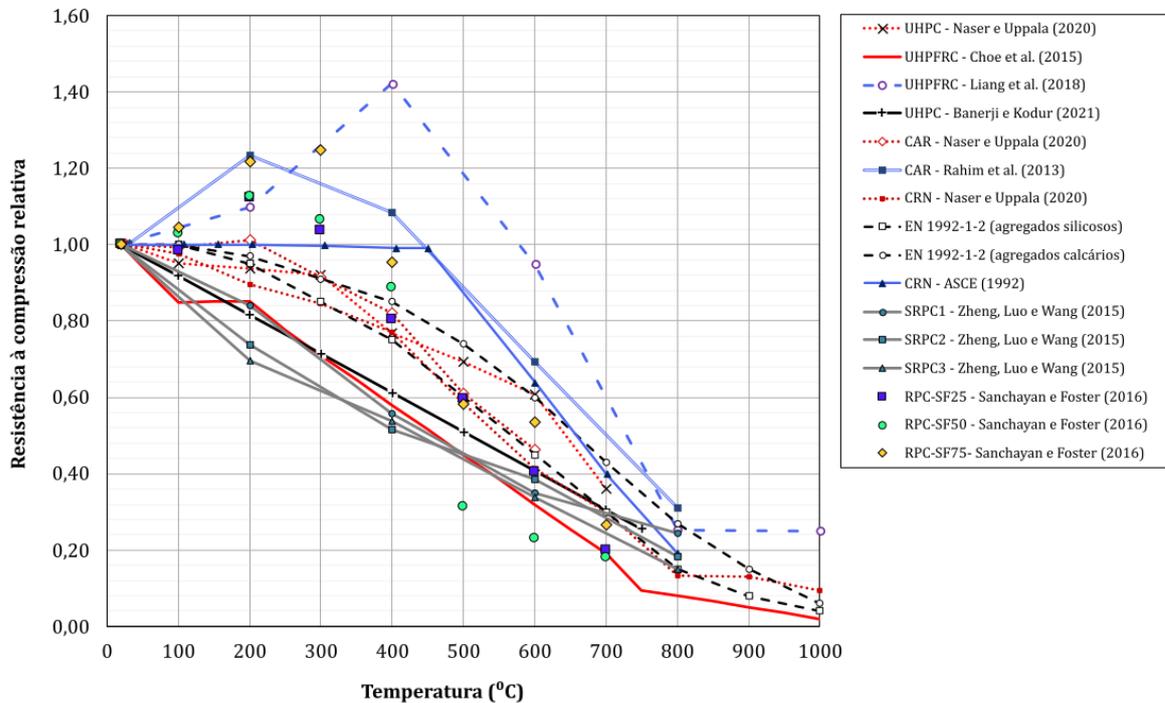
Em seu estudo, Choe *et al.* (2015) demonstraram que a deterioração da resistência dos concretos de 100 e 150 MPa tinha similaridade com as recomendações da EN 1992-1-2. Já o concreto de 200 MPa apresentou maiores perdas, se aproximando do sugerido pelo *National Institute of Standards and Technology* (NIST), indicado para o concreto de alta resistência. Algumas curvas de redução da resistência à compressão podem ser observadas a partir da Figura 21, onde os valores são dados na forma $f_{c,T}/f_{c,T_0}$, ou seja, relativos aos resultados obtidos sob condições ambientes.

Liang *et al.* (2018) aqueceram corpos de prova cúbicos de UHPFRC com 50 mm de lado e, após resfriados, eles verificaram a resistência residual à compressão desse material para as faixas de temperatura de 200, 400, 600, 800 e 1000 °C. A partir da Figura 21, observa-se que houve um considerável acréscimo de resistência (de 42%) para temperaturas de até 400 °C. Esse fato pode ser justificados pelo efeito da autoclavagem interna, apresentado na seção 2.3. Além disso, o alívio da poropressão após o derretimento das fibras poliméricas e a densificação da pasta de cimento com a evaporação da água de ligação podem contribuir para esse acréscimo de resistência.

A Figura 21 também traz resultados referentes ao trabalho de Sanchayan e Foster (2016). Eles verificaram a resistência residual de alguns cilindros de RPC reforçado com fibras após aquecidos em até 700 °C. Algumas das amostras receberam 2% de fibras em volume, das quais 0,25%, 0,50% e 0,75% correspondia às fibras de aço e o restante consistia em fibras de PVA. Para as faixas de temperatura de até 300 °C, houve um ganho de resistência de aproximadamente 18%. Em contrapartida, para temperaturas superiores,

ocorreu uma brusca redução, alcançando 50% da resistência inicial entre 500 e 600 °C. Na exposição máxima, o RPC manteve apenas 20% da sua resistência inicial.

Figura 21 – Variação da resistência à compressão relativa de alguns tipos de concreto.



Fonte: Autor

Os ensaios realizados por Zheng, Luo e Wang (2015) foram conduzidos com corpos de prova ainda aquecidos. Em seu trabalho, eles moldaram 45 prismas de RPC ($70,7 \times 70,7 \times 220$ mm) com dosagens de 1, 2 e 3% de fibras de aço (SRPC1, SRPC2, SRPC3, respectivamente). As faixas de temperatura foram fixadas em 20, 200, 400, 600 e 800 °C e o aquecimento foi aplicado a uma taxa constante de 5 °C/min. De modo a evitar o efeito do *spalling* as amostras foram secas à uma temperatura de 100 °C antes do ensaio. Nesse estudo a curva da resistência relativa apresentou somente degradação para todas as amostras. Aos 800 °C, os concretos SRPC1, SRPC2 e SRPC3 mantiveram apenas 24,5, 18,7 e 15,1 % da resistência, respectivamente.

Banerji e Kodur (2022) também realizaram um estudo experimental para avaliar a variação das propriedades mecânicas do UHPHC com fibras de aço e com fibras híbridas (aço + PP). Verificou-se o impacto de duas taxas de aquecimento (0,5 °C/min e 2,0 °C/min), no entanto não houve influência significativa das mesmas, pois as amostras foram aquecidas a 105 °C durante 7 dias, para evitar o *spalling*. Com os corpos de prova ainda aquecidos, foram avaliados a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a resistência à tração para temperaturas no intervalo de 20 a 750 °C. Ao compararem os resultados com os fornecidos por normas e outros ensaios da literatura, eles observaram que a resistência

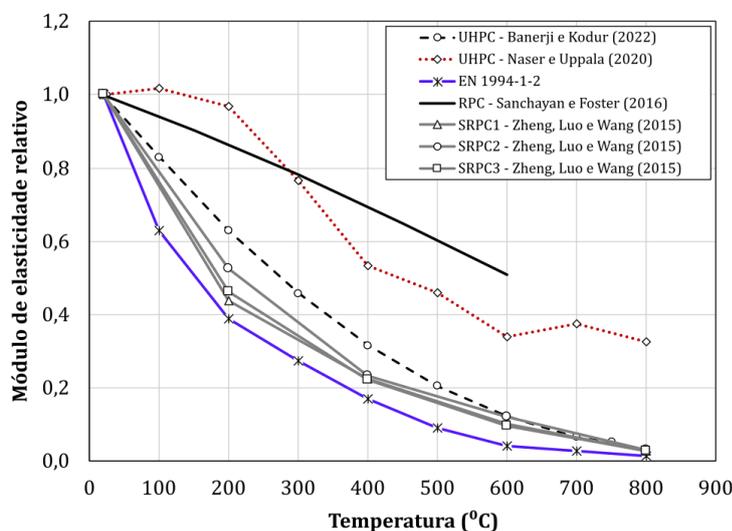
à compressão e o módulo de elasticidade do UHPC sofreram uma maior degradação com relação ao CRN e ao CAR.

Para obter a degradação da resistência à compressão, o trabalho de Naser e Uppala (2020) empregou técnicas de inteligência artificial, prevendo assim o comportamento pós-incêndio de alguns tipos de materiais de construção. Na Figura 21, há os resultados para o CRN, CAR e UHPC. Como pode-se observar, esses concretos apresentaram uma redução de resistência similar, sendo o UHPC detentor das menores perdas. Tal resultado, justifica-se pela base de dados empregada no trabalho: curvas resultantes de ensaios de resistência residuais.

Nota-se, a partir da Figura 21, que os ensaios realizados após um resfriamento resultam em ganhos significativos de resistência para faixas de temperatura entre 200 e 400 °C. Desse modo, o emprego de tais resultados pode superestimar a capacidade resistente do concreto durante uma situação de incêndio. Por outro lado, as variações da resistência obtidas por ensaios mais factíveis demonstram que o UHPC sofre uma maior degradação em relação ao concreto convencional.

A perda de umidade e as mudanças na microestrutura do concreto sob elevadas temperaturas favorecem a redução da rigidez dos elementos. Até 400 °C, o módulo de elasticidade sofre redução por conta da retração da pasta de cimento e do surgimento de microfissuras na matriz. No intervalo de 400 a 750 °C, a degradação é provocada pelo desgaste da ligação pasta-agregados e também por conta da desintegração das moléculas de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e C-S-H (BANERJI; KODUR, 2022). Na Figura 22 há algumas curvas de degradação do módulo de elasticidade do concreto. A partir dela, observa-se que as curvas obtidas para o UHPC, relativas aos ensaios de Zheng, Wang e Wang (2014) e Banerji e Kodur (2022), são similares ao recomendado pela EN-1992-1-2.

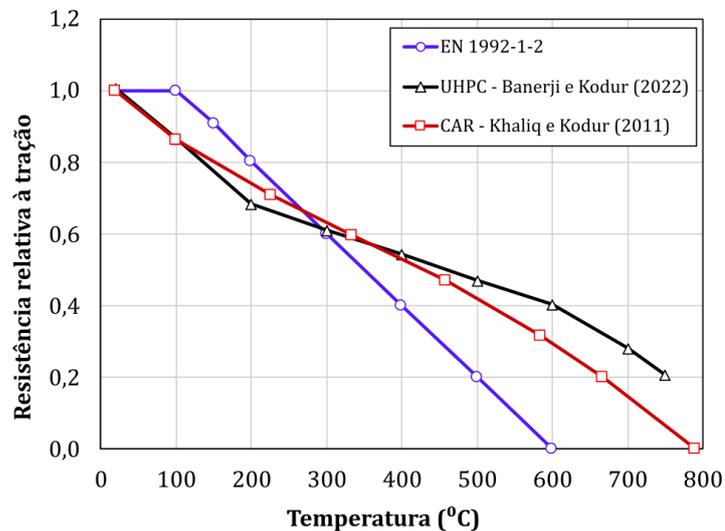
Figura 22 – Variação relativa do módulo de elasticidade de alguns tipos de concreto.



Fonte: Autor

O comportamento à tração do UHPC é um tema ainda pouco explorado, sobretudo no que tange o seu comportamento termomecânico. Diferentemente do concreto convencional, a resistência à tração do UHPC com fibras controla a propagação das fissuras e ajuda a evitar o *spalling* (BANERJI; KODUR, 2022). Com relação à variação dessa propriedade com a temperatura, pode-se observar na Figura 23 as curvas resultantes dos ensaios de compressão diametral realizados por Banerji e Kodur (2022), Khaliq e Kodur (2011) e a fornecida pela EN 1992-1-2. Apesar do UHPC apresentar apenas 20% da resistência aos 750 °C, a degradação ocorreu de forma mais branda em comparação ao concreto convencional, possivelmente por conta do emprego das fibras de aço. Há certa semelhança entre o UHPC e o CAR.

Figura 23 – Variação relativa da resistência à tração do concreto.



Fonte: Autor

O presente capítulo, além de contextualizar o UHPC, trouxe importantes informações a respeito das variações das propriedades do concreto sob elevadas temperaturas. Os dados apresentados foram em sua maioria obtidos a partir de ensaios experimentais e mostraram distintos comportamentos entre os diferentes tipos de concreto. Apesar do UHPC exibir excelentes propriedades sob condições ambientes, a sua densa microestrutura implica num aquecimento mais acelerado, o que provoca uma degradação mecânica mais acentuada. Ainda que não sejam observadas grandes alterações no calor específico conforme o tipo de concreto, há acréscimos de condutividade térmica que devem ser melhor avaliados.

A fabricação do UHPC está intrinsecamente ligada à adição de fibras de aço, pois a ausência desse reforço torna o material mais frágil e inseguro, mesmo sob condições ambientes. Já a inserção de fibras poliméricas resulta num melhor comportamento sob situação de incêndio, visto que elas atuam para aumentar a porosidade da matriz, e, desse modo, aliviar a poropressão. Pouco impacto nas propriedades térmicas costuma ser observado com a adição de fibras, em razão das baixas proporções empregadas.

4 SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

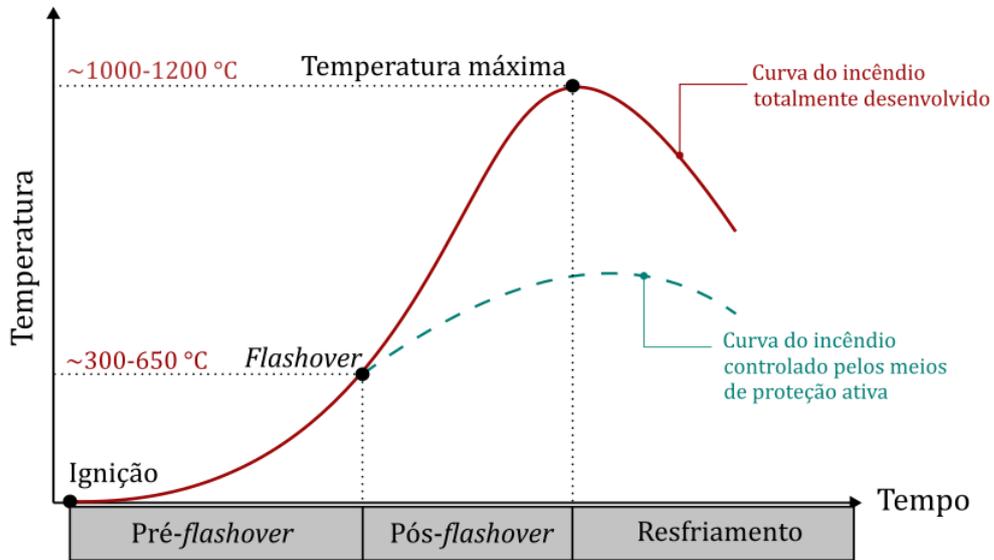
O desempenho de uma estrutura deve abranger tanto os esforços que surgem sob temperatura ambiente quanto as ações térmicas provocadas por incêndios. Esses eventos são caracterizados pela elevação de temperatura, resultante da queima de materiais combustíveis na presença de oxigênio. Apesar de serem considerados ações excepcionais, os incêndios têm um grande potencial destrutivo, podendo resultar em perdas de vida e materiais. Nas estruturas, as ações térmicas resultam em decréscimos de rigidez e de resistência, comprometendo a segurança e a durabilidade dos elementos.

Desse modo, é importante que sejam avaliados as ações térmicas nas estruturas e seus efeitos, seguindo um modelo complexo ou simplificado que parte de um cenário de incêndio. Os incêndios reais são caracterizados por um estágio de aquecimento e um estágio de resfriamento, conforme o esquema mostrado na Figura 24. De acordo com Costa (2008), essas curvas podem ser divididas em quatro estágios principais:

- *Pré-flashover*: Acontece após a ignição e é caracterizado pela aceleração do acréscimo de temperatura;
- *Flashover*: Também conhecido como instante de inflamação generalizada, esse estágio ocorre quando todo o ambiente é controlado pelas chamas e o incêndio torna-se incontrolável pelos meios de proteção ativa (hidrantes, extintores, *sprinklers*);
- *Pós-flashover*: Nesse estágio, todo o material combustível disponível no ambiente é consumido pelas chamas até que a temperatura máxima seja atingida.
- *Resfriamento*: Há uma redução gradativa da temperatura dos gases, enquanto a estrutura continua a aquecer por conta da inércia térmica.

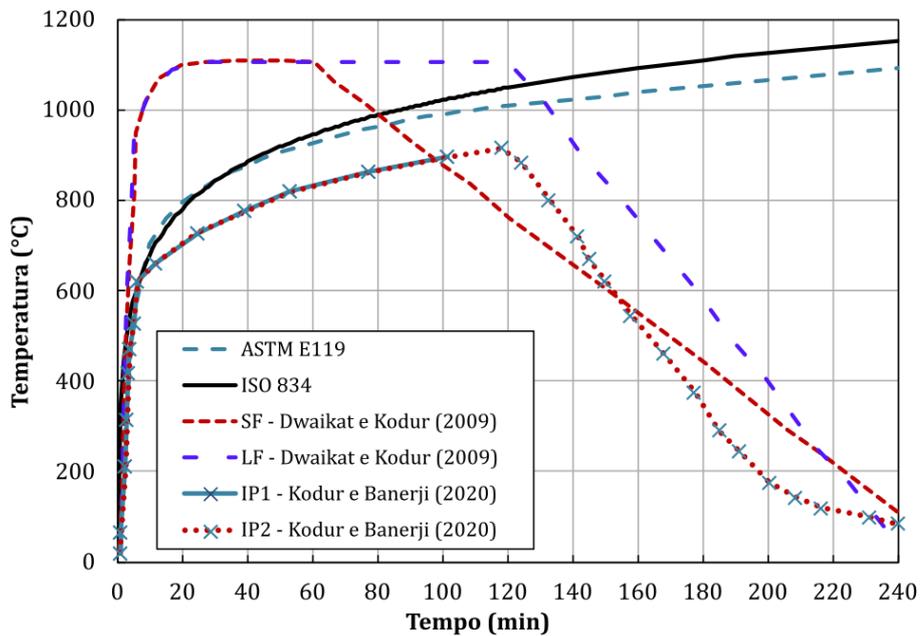
Geralmente, para se avaliar as ações térmicas, são empregadas as curvas padronizadas tempo-temperatura (e.g. (ISO 834, 1999), (ASTM E119, 1995)), pois os incêndios reais apresentam variações de acordo com o ambiente (BUCHANAN; ABU, 2017). Algumas dessas curvas podem ser observadas na Figura 25 e são caracterizadas por um incêndio de longa duração e intensidade moderada. Apesar de padronizadas, elas não representam o comportamento real de um incêndio, visto que não há uma fase de decaimento da temperatura (ELLINGWOOD; LIN, 1991). Existem também as curvas naturais que tentam tornar as curvas padronizadas mais realistas conforme os parâmetros de ventilação e resfriamento. Na Figura 25, as curvas naturais são as *Short Severe Fire* (SF), *Long Severe Fire* (LF), Incêndio de Projeto 1 (IP1) e Incêndio de Projeto 2 (IP2).

Figura 24 – Esquema representando a evolução de temperatura durante um incêndio real.



Fonte: Adaptado de Costa (2008).

Figura 25 – Exemplos de curvas naturais e padronizadas de incêndio.



Fonte: Autor.

4.1 Comportamento de estruturas de concreto sob situação de incêndio

As estruturas de concreto geralmente apresentam um bom comportamento sob situação de incêndio devido às suas propriedades térmicas. Os elementos protegem as armaduras de reforço e tendem a manter a sua função de suporte mesmo após um aquecimento severo. Para o cálculo do comportamento dessas estruturas é necessário definir o estado limite de incêndio, as variações de temperatura no concreto e no aço,

assim como as variações das propriedades mecânicas desses materiais com a temperatura (BUCHANAN; ABU, 2017).

Portanto, como base para qualquer projeto estrutural sob situação de incêndio, é essencial que seja determinado o campo térmico do material. Considerar uma temperatura constante para um elemento estrutural é uma estimativa errônea, sobretudo em se tratando de elementos mais robustos como os de concreto armado. Para contornar esse problema, há modelos mais realistas que permitem determinar tanto as temperaturas máximas e críticas, quanto o gradiente térmico dentro da seção transversal. Um dos métodos para garantir a segurança estrutural em situação de incêndio é evitar que a temperatura crítica, ou seja, a temperatura que leva um elemento ao seu colapso, seja atingida (COSTA; SILVA, 2003).

De modo a facilitar os cálculos durante um projeto, os cenários mais empregados são as curvas padronizadas. Portanto, o elemento não apresenta uma temperatura máxima definida. Assim, arbitra-se um Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) em função do tipo de edificação e da ocupação com base em normas e códigos. O tempo máximo de resistência que um elemento consegue manter a sua estabilidade estrutural deve então ser superior ao TRRF. Esse é um dos métodos mais simplificados, pois o TRRF pode ser facilmente calculado por meios tabulares (COSTA; SILVA, 2003). Para a ASTM E119, a falha térmica de um elemento de concreto armado ocorre quando a temperatura nas armaduras alcança 593 °C.

Uma verificação de resistência pode ser feita a partir da Equação 4.1. Onde F_{fire} é o esforço resultante de projeto para o estado limite de incêndio e R_{fire} é a capacidade de suporte do elemento. Para essa verificação, as resistências dos materiais devem ser reduzidas conforme a temperatura estimada. Além disso, para o caso de elementos aquecidos em mais de uma direção, é comum desprezar o cobrimento do concreto em razão da segurança.

$$F_{fire} \leq R_{Fire} \quad (4.1)$$

Outro procedimento relacionado ao projeto de estruturas sob situação de incêndio são as análises estruturais. A partir delas, são obtidas estimativas mais precisas da capacidade de suporte dos elementos, considerando o domínio de resistência dos materiais e verificando os seus desempenhos (BUCHANAN; ABU, 2017). Essas análises podem ser lineares ou não-lineares e fornecem deslocamentos e tensões de estruturas mais complexas. O próximo capítulo aborda esse procedimento de forma mais detalhada.

4.2 Comportamento de vigas de concreto sob situação de incêndio

As alterações do comportamento do concreto sob altas temperaturas discutidas anteriormente são válidas apenas para o nível do material. No caso dos elementos estruturais em situação de incêndio, há vários mecanismos de falha que dependem não só da sua

função estrutural, como também das suas dimensões e cobrimento das armaduras, das condições de contorno e carregamento, da dosagem do material, do tipo de aquecimento, dentre outras variáveis. Nesta seção são tratados alguns desses fatores de influência, além dos seus impactos no comportamento termomecânico de vigas de concreto armado.

De modo geral, Ellingwood e Lin (1991) afirmam que o desempenho de uma estrutura de concreto armado, quando exposta a um incêndio, é afetado basicamente pelas propriedades térmicas do aço e do concreto, da resistência e rigidez desses materiais sob elevadas temperaturas e da habilidade da estrutura de redistribuir tensões durante o incêndio. Tendo em vista essa complexa resposta, entende-se que diversos ensaios e simulações são necessários para garantir os requisitos de segurança de uma estrutura.

Conforme Dwaikat e Kodur (2009), os estudos a respeito desse tema se concentravam em avaliar o comportamento de pilares de concreto armado, enquanto pouca atenção era dada para as vigas. Isso se deve ao fato desses elementos geralmente apresentarem boa resistência sem que haja a necessidade de proteção adicional contra incêndios. De certa forma, tal consideração é válida quando se trata do concreto convencional, porém, a recente utilização de concretos mais resistentes demonstra que os elementos fabricados de CAR e UHPC podem não exibir a mesma performance sob elevadas temperaturas.

Como as vigas de concreto armado são projetadas com base no estado limite de flexão, é razoável que, mesmo sob um carregamento inferior a sua capacidade, esses elementos falhem por conta de deflexões excessivas quando submetidos a um incêndio. As elevadas temperaturas, além de reduzirem a capacidade resistente do concreto, podem comprometer a rigidez do elemento ao provocar fissuras e reduzir sua seção transversal. Para a BS 476, os valores limites para esses elementos sob situação de incêndio são:

- Máxima deflexão de $L/20$ para qualquer tempo de exposição, ou
- Máxima taxa de deflexão de:

$$\frac{L^2}{9000d} (mm/min) \quad (4.2)$$

Onde L é o comprimento do vão livre da viga (mm) e d é a altura útil da seção.

Visto que há perdas de dimensão, Ellingwood e Lin (1991) verificaram a possibilidade das vigas falharem por cisalhamento. Em seu trabalho, eles ensaiaram 6 vigas de concreto armado sob diferentes exposições controladas com 4 horas de duração. Todas as vigas eram fabricadas com CRN, simplesmente apoiadas e possuíam 823 cm de comprimento, com um balanço de 183 cm em uma das extremidades. Foram empregados diferentes seções, cobrimentos e taxas de armadura. O carregamento foi aplicado de modo que o momento negativo fosse igual a 59% do momento resistente.

Durante o incêndio, foi observado um comportamento similar em todas as vigas. Surgiram fissuras por flexão nas regiões do momento positivo e fissuras inclinadas por cisalhamento próximas ao apoio. Após 2 horas de exposição, as fissuras por cisalhamento se estabilizaram, enquanto as fissuras por flexão continuaram a se desenvolver até uma abertura máxima de 6 mm. A ruptura das vigas se deu por flexão, na qual verificou-se uma flecha máxima de 152 mm.

Em seu trabalho, Dwaikat e Kodur (2009) avaliaram por meio de ensaios a resposta termomecânica de 6 vigas de concreto armado, considerando as variáveis de resistência, condições de apoio, carregamento e cenário de incêndio. Além da curva ASTM E119, foram empregadas duas curvas de grande intensidade com um trecho descendente (SF e LF; ver Figura 25). Antes do aquecimento, foi pré-aplicado um carregamento em 2 pontos das vigas, as quais eram simplesmente apoiadas ou restringidas axialmente.

A influência da resistência do concreto no comportamento das vigas foi considerada ao se comparar o CRN e o CAR. Esses concretos apresentaram no dia do ensaio uma resistência à compressão de 58,2 MPa e 106 MPa, respectivamente. Com relação ao comportamento térmico, Dwaikat e Kodur (2009) observaram que o CAR aquece mais rapidamente, por conta da sua menor porosidade e também devido ao surgimento do *spalling*. Desse modo, demonstrou-se que as vigas fabricadas com o NSC possuem melhor desempenho durante um incêndio, apresentando menores deflexões.

Concluiu-se ainda que a curva da ASTM E119 impactou negativamente no comportamento mecânico das vigas, visto que nesse caso, não há redução de temperatura. Além disso, notou-se que a extensão do lascamento é mais severa quanto menor for a permeabilidade do concreto, sobretudo nas vigas com maior carregamento. Ao observar a Figura 26, torna-se evidente que o CAR é mais afetado por esse fenômeno.

Figura 26 – Elementos de viga de concreto armado após ensaio termomecânico.



Fonte: Adaptado de Dwaikat e Kodur (2009)

Choi e Shin (2011) também investigaram os efeitos da resistência do material no comportamento de vigas de concreto armado, empregando o CRN e o CAR. Os ensaios realizados tinham por objetivo avaliar a distribuição de temperatura e o deslocamento em 4

vigas simplesmente apoiadas submetidas à curva ISO 834 e a um carregamento pré-fixado. As vigas foram projetadas com dimensões de 25 cm × 40 cm × 470 cm e possuíam 3 ϕ 22.0 mm de armadura longitudinal e ϕ 10.0 mm c/15 cm de armadura transversal.

Quanto à distribuição de temperatura, verificou-se uma similaridade entre os concretos, no entanto o CAR foi aquecido mais rapidamente. Todas as vigas romperam por flexão. Os tempos de falha foram de 151 e 223 minutos para as vigas de CRN e de 140 e 161 minutos para as vigas de CAR. Antes de 60 minutos ocorreu *spalling* explosivo nas vigas de CAR, o que causou perda de seção transversal e, por consequência, redução da capacidade resistente. Não houve *spalling* nos elementos de CRN.

Apesar da elevada capacidade resistente do UHPC sob condições normais, estudos anteriores indicam que os elementos fabricados com esse compósito apresentam uma resistência muito limitada sob situação de incêndio. De acordo com Banerji, Kodur e Solhmirzaei (2020), isso ocorre por conta da rápida degradação das suas propriedades mecânicas e também pela alta suscetibilidade ao *spalling*. Os autores submeteram algumas vigas de concreto armado ao efeito combinado de carregamento e exposição térmica, nas quais variavam-se a presença de fibras de PP, nível de carregamento e cenário de incêndio.

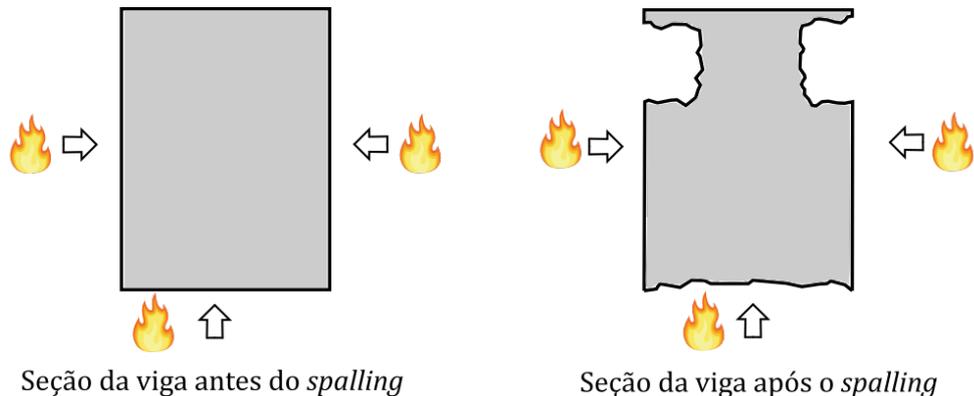
Os resultados dos ensaios mostraram que as vigas de UHPC apresentaram menor resistência ao incêndio quando comparadas às vigas fabricadas com CRN e CAR. Houve ruptura por flexão em todos os elementos expostos a um cenário sem redução de temperatura (curva derivada da ASTM E119). Os tempos de resistência foram de 75, 78 e 114 minutos, sendo o último referente à viga com fibras de PP. Isso evidencia a contribuição das fibras poliméricas em reduzir o *spalling*.

Nas vigas do trabalho anterior, foi observado que o *spalling* ocorre principalmente na zona comprimida da seção, conforme mostra o esquema da Figura 27. Esse comportamento acelera o acréscimo de temperatura na região superior e compromete as barras de compressão. Ainda de acordo com Banerji, Kodur e Solhmirzaei (2020), o aumento da fissuração ajuda a aliviar as pressões internas provocadas pelo acréscimo de temperatura. Isso pôde ser observado ao fim dos ensaios, pois a extensão do *spalling* foi menos severa nas vigas sujeitas a um maior carregamento.

Outra análise comparativa foi realizada por Kodur e Banerji (2020). Em seus ensaios, eles aqueceram e carregaram simultaneamente 4 vigas, fabricadas com diferentes traços e classes de resistência de concreto. As curvas de aquecimento seguiram a ASTM E119 e um incêndio de projeto, ambos apresentados na Figura 25. O incêndio foi aplicado na região central do elemento e em apenas 3 faces (laterais e inferior). O carregamento foi introduzido em dois pontos e seus níveis encontram-se na Tabela 1.

Foram adotadas dois tipos de seções com diferentes reforços e dimensões. Em relação ao material, foram empregados o CRN e o CAR, ambos sem adição de fibras, o

Figura 27 – Regiões de ocorrência do *spalling* em seção de viga fabricada em UHPC após ensaio termomecânico.



Fonte: Adaptado de Banerji, Kodur e Solhmirzaei (2020)

UHPC reforçado com fibras de aço (1,50% vol.) e o UHPC reforçado com fibras híbridas de aço (1,50% vol.) e de PP (0,11% vol.). A resistência à compressão dos concretos no dia do ensaio e o tipo de curva de exposição podem ser observados na Tabela 1.

Tabela 1 – Características e propriedades das vigas ensaiadas por Kodur e Banerji (2020).

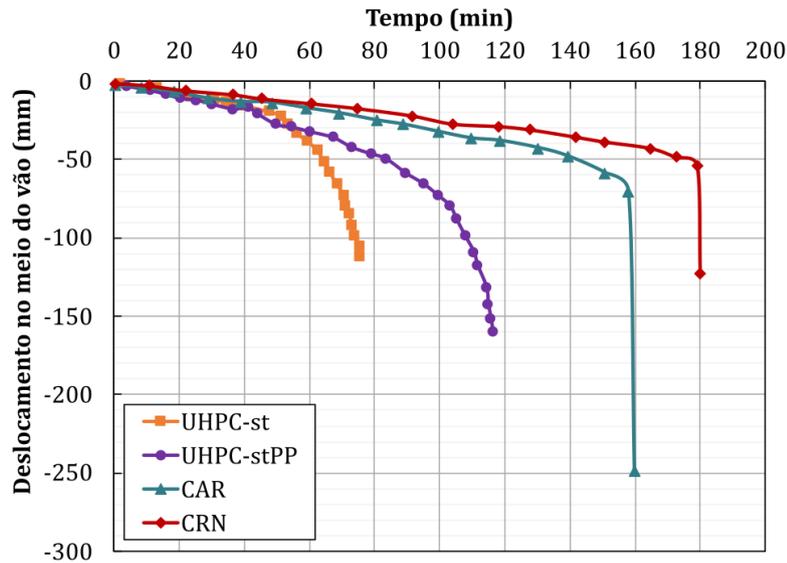
Tipo de concreto	Resistência à compressão (MPa)	Tipo de exposição	Taxa de carregamento (% da capacidade)	Resistência ao incêndio (min.)	Perda de volume de concreto por <i>spalling</i> (%)
CRN	58	ASTM E119	55%	180	1,7
CAR	106	ASTM E119	55%	160	3,3
UHPC-st	167	IP1	40%	75	11,5
UHPC-stPP	173	IP1	45%	114	7,3

st-aço, PP-Polipropileno

Apesar das vigas de UHPC terem sido submetidas a um cenário de incêndio mais brando, as temperaturas medidas em determinadas regiões do elemento (armadura do canto e centro da viga) cresceram mais rapidamente em comparação às vigas de CRN e CAR. Esse comportamento é justificado pelas dimensões reduzidas e também pelo surgimento de *spalling* severo nos dois tipos de UHPC. No que tange a influência das fibras de PP no controle do *spalling*, os resultados mostraram um efeito benéfico das mesmas. A Tabela 1 mostra que houve menor perda de seção na viga fabricada com fibras híbridas.

As tensões térmicas associadas à degradação das propriedades mecânicas do concreto e do aço e à perda de rigidez dos elementos provocou o acréscimo de deflexão conforme se passava o tempo de exposição. Além disso, a fluência transiente tornou-se mais pronunciada ao final do ensaio por conta das elevadas temperaturas (KODUR; BANERJI, 2020). Embora as vigas de UHPC estivessem submetidas a menores taxas de carregamento, elas apresentaram maiores deslocamentos e romperam antes da redução de temperatura. A resposta estrutural e o tempo de resistência de todas as vigas podem ser observados na Figura 28 e na Tabela 1, respectivamente.

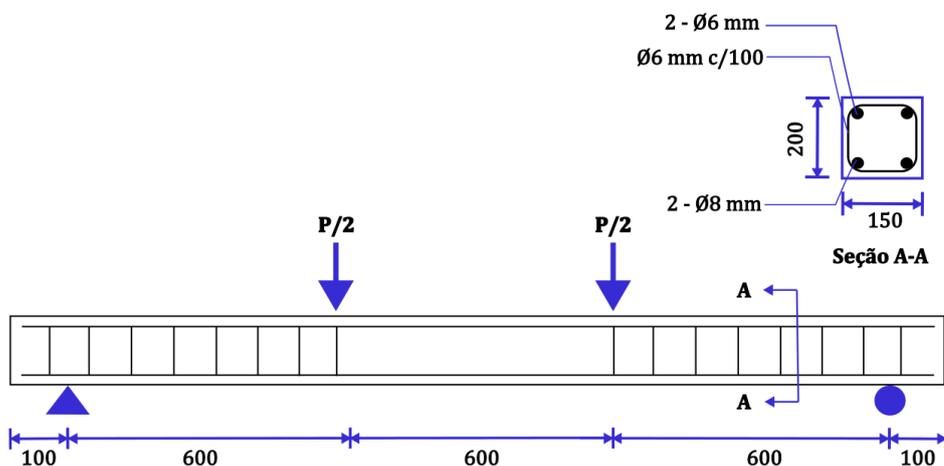
Figura 28 – Deflexões no meio do vão de vigas fabricadas em diferentes tipos de concreto durante ensaio termomecânico.



Fonte: Adaptado de Kodur e Banerji (2020).

Para investigar o comportamento termomecânico de vigas, Abdul-Rahman *et al.* (2020) fabricaram 5 elementos de concreto armado empregando o RPC com dosagens de 0,00, 0,25, 0,75 e 1,25% vol. de fibras de PP. A resistência média à compressão do concreto, obtida aos 28 dias, foi de aproximadamente 82 MPa. Como referência, a primeira viga foi ensaiada sob um carregamento monotônico à temperatura ambiente. As demais foram submetidas a um carregamento de serviço (50% da carga última), e então aquecidas durante 120 minutos pela curva prescrita pela ASTM E119, enquanto o carregamento era mantido. As vigas tinham seção transversal de 150 × 200 mm, comprimento total de 2000 mm e vão livre de 1800 mm. Mais detalhes podem ser observados a partir da Figura 29.

Figura 29 – Esquema das vigas ensaiadas por Abdul-Rahman *et al.* (2020).

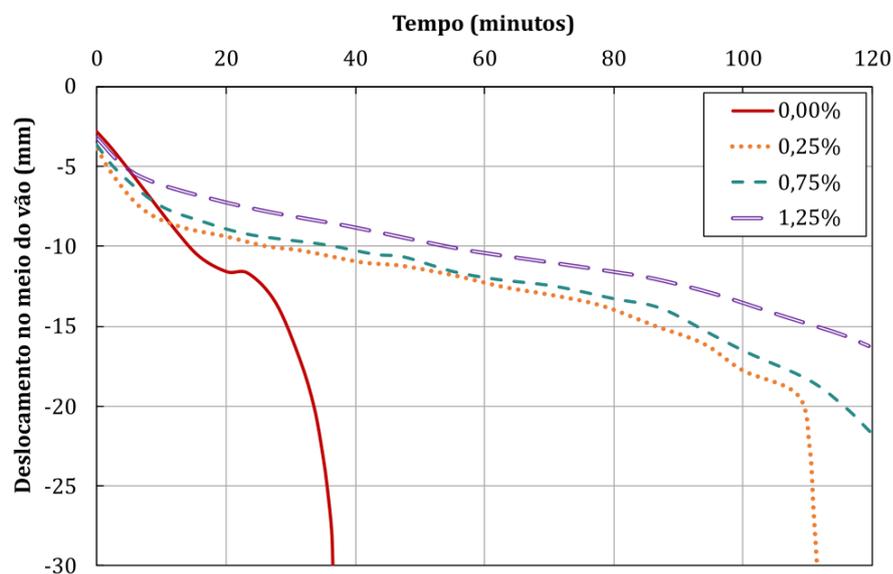


Fonte: Adaptado de Abdul-Rahman *et al.* (2020).

A viga de referência apresentou uma ruptura por esmagamento do concreto e uma carga última de 44,1 kN. O emprego das fibras de PP teve pouca influência no estágio elástico, porém reduziu a carga necessária para abertura de fissuras. Já com relação ao aquecimento, a não utilização de fibras provocou *spalling* no estágio inicial e uma ruptura após 38 minutos de ensaio. Como pode ser observado nas Figuras 30 e 31, a adição de 0,25% de fibras retardou a ruptura para 115 minutos, enquanto as proporções de 0,75 e 1,25% eliminaram completamente o *spalling*, evitando a falha durante o ensaio.

O trabalho conduzido por Hou *et al.* (2019) tinha por objetivo avaliar os efeitos do cobrimento, do nível de carregamento e da quantidade de fibras no comportamento termomecânico de vigas de concreto armado fabricadas em RPC. O programa experimental consistia em carregar 4 vigas simplesmente apoiadas de forma simultânea ao aquecimento de 3 faces conforme a curva-padrão ISO 834. As vigas possuíam seção transversal de 200 × 400 mm, vão livre de 4500 mm, armadura transversal ($\phi 8,0$) espaçadas uniformemente ao longo do comprimento e 5 armaduras longitudinais, sendo 3 $\phi 25,0$ posicionadas na região inferior e 2 $\phi 10,0$ na região superior. Foram utilizados cobrimentos de 25 e 35 mm e o carregamento aplicado se deu conforme a Figura 29.

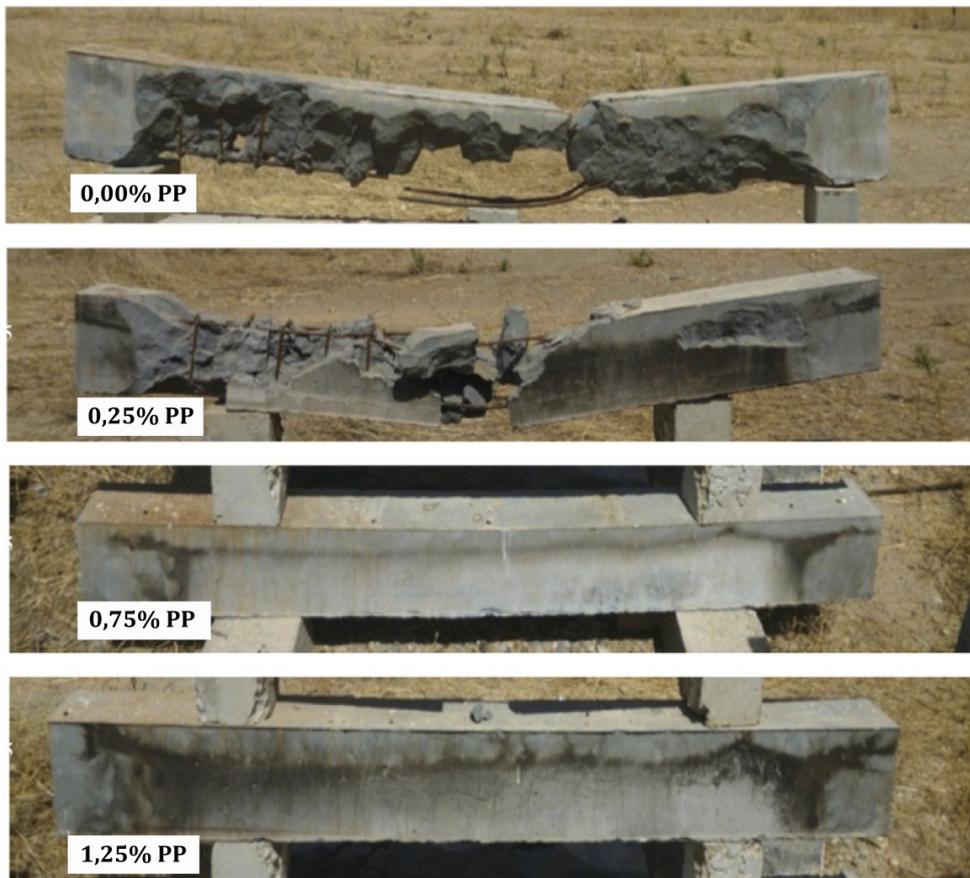
Figura 30 – Deflexões no meio do vão de vigas de RPC com diferentes dosagens de fibras de PP durante ensaio termomecânico.



Fonte: Adaptado de Abdul-Rahman *et al.* (2020).

Hou *et al.* (2019) observaram que a adição de 2,0% de fibras de aço e de 0,20 % de fibras de PP foi um método efetivo para evitar o *spalling*. Para todas as vigas, apenas uma pequena quantidade de material se destacou (3-5 mm). Com relação ao cobrimento, os elementos RPCL-1 e RPCL-3, que possuíam cobrimento de 25 mm, apresentaram maiores deflexões durante o aquecimento. Isso se deve ao maior acréscimo de temperatura nas barras de reforço.

Figura 31 – Vigas de RPC após ensaio termomecânico.

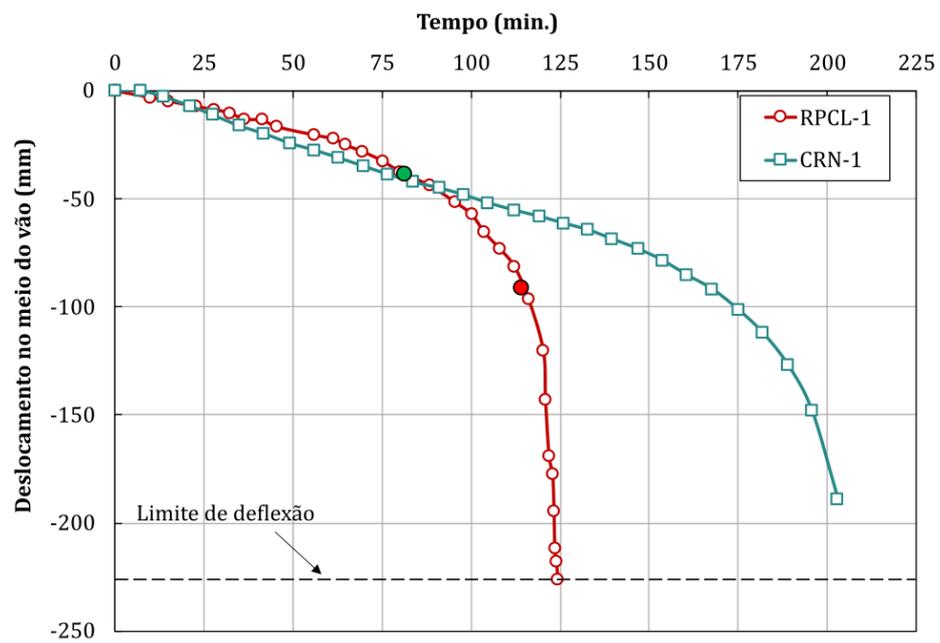


Fonte: Adaptado de Abdul-Rahman *et al.* (2020).

Hou *et al.* (2019) também apresentaram uma comparação entre a resistência ao incêndio das vigas ensaiadas com resultados de outras vigas fabricadas em CRN com a mesma capacidade resistente (mesmas dimensões e maior taxa de armaduras). A partir do exemplo mostrado na Figura 32, nota-se que a viga RPCL-1 apresentou maiores deflexões após 90 minutos de aquecimento e teve um tempo de resistência de 125 minutos. Já a viga de concreto convencional resistiu até 203 minutos.

Ainda na Figura 32, é possível observar 3 estágios distintos para a curva do RPCL-1. O primeiro refere-se ao crescimento linear que acontece por conta da aplicação do carregamento e dos gradientes térmicos. O segundo corresponde ao crescimento rápido, resultado da degradação das propriedades mecânicas do concreto e do aço. Por fim, observa-se um forte crescimento derivado das deformações mecânicas e da fluência, resultantes da rápida degradação da rigidez do material sob altas temperaturas.

Figura 32 – Comparação entre o deslocamento no meio de vão entre viga de RPC e CRN sob as mesmas condições de carregamento e suporte.



Fonte: Adaptado de Hou *et al.* (2019).

5 ANÁLISES TERMOMECÂNICAS DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SOB SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Existem algumas maneiras de se compreender o comportamento de estruturas de concreto e de outros materiais sob a ação de altas temperaturas. Relatórios e normas específicas tais como o fib Bulletin 38 (2007) e a EN 1992-1-2 do *European Committee for Standardization (2004)* definem alguns métodos de avaliação da resposta termoestrutural, tanto para elementos isolados, quanto para análises globais. Khoury *et al.* (2007) citam os métodos prescritivos, os métodos de ensaio e os métodos de cálculo, podendo esses últimos serem simplificados ou avançados.

Os métodos prescritivos estão presentes na maior parte dos códigos sobre construção de edifícios. Eles não oferecem uma boa compreensão do problema, apenas baseiam-se em experiências anteriores na definição de parâmetros minimamente adequados para fuga dos ocupantes e extinção do incêndio. Já os métodos de ensaio tentam reproduzir em laboratório situações reais, utilizando fornos que seguem curvas padronizadas. A partir desses ensaios, podem-se obter a distribuição de temperatura por meio de pares termoeletrônicos, intervalos de tempo limites para a capacidade de suporte, resistências residuais, além de outras informações durante e após o aquecimento (KHOURY *et al.*, 2007).

Apesar de oferecerem muitas informações, os métodos de ensaio são alternativas mais onerosas em comparação aos demais, principalmente quando se tratam de estruturas mais complexas. De modo a contornar essa limitação, são utilizados os métodos de cálculo de forma complementar, e em alguns casos como substituição aos testes. Com esses métodos, pode-se avaliar o comportamento termomecânico do concreto, empregando desde hipóteses simplificadas até complexas teorias que fazem uso de análises por elementos finitos (KHOURY *et al.*, 2007).

Buscando uma resposta mais racional e flexível, os projetos de segurança contra incêndios têm substituído as aproximações prescritivas pelos métodos baseados na performance dos elementos estruturais. Essa substituição se contextualiza na crescente procura por eficiência nas edificações e tem como foco principal avaliar a distribuição de temperatura, a degradação dos materiais e os deslocamentos. Assim, alguns modelos são desenvolvidos para tentar representar tal performance, empregando formulações empíricas, analíticas ou métodos numéricos (GAO *et al.*, 2013).

Inicialmente, as simulações numéricas devem ser capazes de representar uma curva tempo-temperatura que caracterize o incêndio. A curva apropriada para cada estudo deve ser selecionada com base no tipo de uso da construção, na fonte de ignição e nos tipos de materiais disponíveis para combustão. Contudo, o incêndio possui um comportamento complexo com diferentes fases e transferências de calor, e, por isso, geralmente são empre-

gadas curvas padronizadas. Algumas dessas curvas podem ser observadas na Figura 25. Elas não representam tão bem cenários realistas de incêndios, mas servem de base comum e simplificada para pesquisas sobre o tema (LENNON, 2011).

Após definida a curva de variação da temperatura, as simulações numéricas buscam obter o comportamento termomecânico dos elementos a cada incremento de tempo. As análises podem ser realizadas de forma conjunta ou serem subdivididas em dois grupos de cálculo: histórico de temperatura e análise estrutural. De toda forma, a precisão dos resultados depende basicamente da correta definição das propriedades e do modelo constitutivo dos materiais adotados.

5.1 Análises térmicas

As análises térmicas têm por objetivo compreender como acontece a distribuição de temperatura no interior dos elementos, gerando um histórico conhecido como perfil ou gradiente térmico. Sabe-se que essa distribuição pode acontecer em um meio estacionário, quando uma fonte controlada de calor impõe um aquecimento constante aos elementos, ou em um meio transiente, quando um acréscimo de temperatura imposto sofre variações com o tempo. Em ambos os cenários, são obtidas configurações de transferências de calor relativas ao tempo da análise (KHOURY *et al.*, 2007).

Um meio eficiente para solucionar problemas de transferência de calor é o método dos elementos finitos (MEF). Desde 1965, diversos programas utilizam esse método para avaliar a resposta térmica de materiais sólidos ou fluidos, de elementos estruturais ou de estruturas mais complexas (TERRO, 1991). Um desses programas é o ABAQUS que realiza análises térmicas e mecânicas acopladas ou não, a partir de um ambiente de fácil modelagem. Em geral, considerando uma discretização adequada, o MEF fornece uma boa aproximação para o problema. Alguns estados limites de projeto definem temperaturas máximas, as quais os elementos não devem exceder. Portanto, é imprescindível que as propriedades inseridas no ABAQUS sejam adequadas para o tipo de concreto analisado (LAKHANI *et al.*, 2013).

Para encontrar a distribuição de temperatura é preciso configurar os meios pelos quais o calor é transferido. Entende-se por transferência de calor a energia térmica em trânsito provocada por um diferencial térmico entre duas regiões. Essa transferência pode acontecer a partir de três modos distintos (INCROPERA; DEWITT, 2001):

- Condução: ocorre por contato entre materiais sólidos, onde o calor pode ser transportado por meio de elétrons livres (materiais bons condutores), ou por meio de vibrações mecânicas moleculares (materiais maus condutores);
- Convecção: ocorre entre uma superfície e um fluido em movimento, quando esses

estiverem a diferentes temperaturas. Esse modo de transferência ocorre devido ao movimento molecular aleatório e ao movimento global do fluido;

- Radiação: Consiste na energia térmica emitida por todo corpo de temperatura não-nula transportada na forma de ondas eletromagnéticas.

A transferência de calor por convecção é importante para a consideração da propagação das chamas no ar, do transporte de fumaça e dos gases aquecidos gerados durante um incêndio. A taxa de aquecimento ou resfriamento por convecção depende principalmente da velocidade do fluido, sendo geralmente tomada como diretamente proporcional ao coeficiente de convecção e à temperatura (BUCHANAN; ABU, 2017).

Durante um incêndio, a transferência de calor por radiação abrange os mecanismos de transporte térmico das chamas aquecidas e da fumaça para as superfícies combustíveis, sem que haja a necessidade de um meio para se propagar (BUCHANAN; ABU, 2017). Tratando-se de corpos sólidos, a convecção e a radiação são os meios pelos quais há troca de calor com o ambiente, prevalecendo a radiação em altas temperaturas. Nesse caso, a distribuição de temperatura se dá apenas na superfície do elemento e pode ser encontrada conforme o estabelecido na Equação 5.1, em que o primeiro termo refere-se à transferência por convecção e o segundo por radiação.

$$-k \frac{\partial T}{\partial n} = q = h_c(T - T_f) + \sigma \varepsilon_m \varepsilon_f [(T - T_z)^4 - (T_f - T_z)^4] \quad (5.1)$$

Onde q é a taxa temporal total de calor transferido entre o ambiente e a superfície do concreto por unidade de área (W/m^2); T é a temperatura; n representa a direção normal da superfície do elemento; k é a condutividade térmica do material (W/mK); h_c é o coeficiente de convecção ($\text{W}/\text{m}^2\text{K}$); T_f é a temperatura do incêndio; T_z é o zero absoluto (0 K); σ é a constante de Stefan-Boltzmann de valor igual a $5,67 \times 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2\text{K}^4)$; ε_m e ε_f são as emissividades da superfície e do incêndio, respectivamente.

Quanto à condução, obtém-se o campo de temperatura de acordo com a formulação de Fourier, expressa pela Equação 5.2. A distribuição térmica nesse caso acontece no domínio do elemento, de acordo com a variação no tempo. Para solucionar a equação diferencial é necessário obter a distribuição inicial de temperatura no tempo $t = 0$, conforme a Equação 5.3.

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q \quad (5.2)$$

Onde ρ e c são a massa específica e o calor específico do material, respectivamente; Q representa o calor gerado internamente, e, portanto, deve ser considerado igual a 0 nesse

tipo de análise.

$$T(x, y, z, t) |_{t=0} = T_0(x, y, z) \quad (5.3)$$

Para aplicar as condições de contorno no ABAQUS pode-se considerar que a temperatura na superfície do elemento seja igual à temperatura externa (especificando a curva de incêndio estabelecida), ou ainda especificar os parâmetros requeridos pelo programa para a convecção e radiação. Lakhani *et al.* (2013) compararam essas duas abordagens ao simular pilares de concreto com as mesmas dimensões e propriedades, submetidos à mesma taxa de aquecimento. Eles concluíram que, durante a fase de aquecimento, não houve uma diferença significativa entre os resultados. Entretanto, ao estabelecerem uma curva com resfriamento, os melhores resultados foram obtidos com a inserção dos parâmetros.

Desse modo, deve-se inserir no programa o coeficiente de convecção (relacionado ao tipo de incêndio), a constante de Stefan–Boltzmann e as emissividades. Tratando-se de uma exposição ao incêndio padrão, a EN 1992-1-2 considera esse coeficiente como sendo igual a 25 W/m²K para superfícies expostas, e de 9 W/m²K para superfícies não expostas. Ainda conforme a EN 1992-1-2, a emissividade do incêndio pode ser tomada igual a 1,0, valor esse estabelecido para um corpo negro (corpo hipotético que absorve toda a energia que nele incide). Já para o concreto, define-se um valor igual a 0,7.

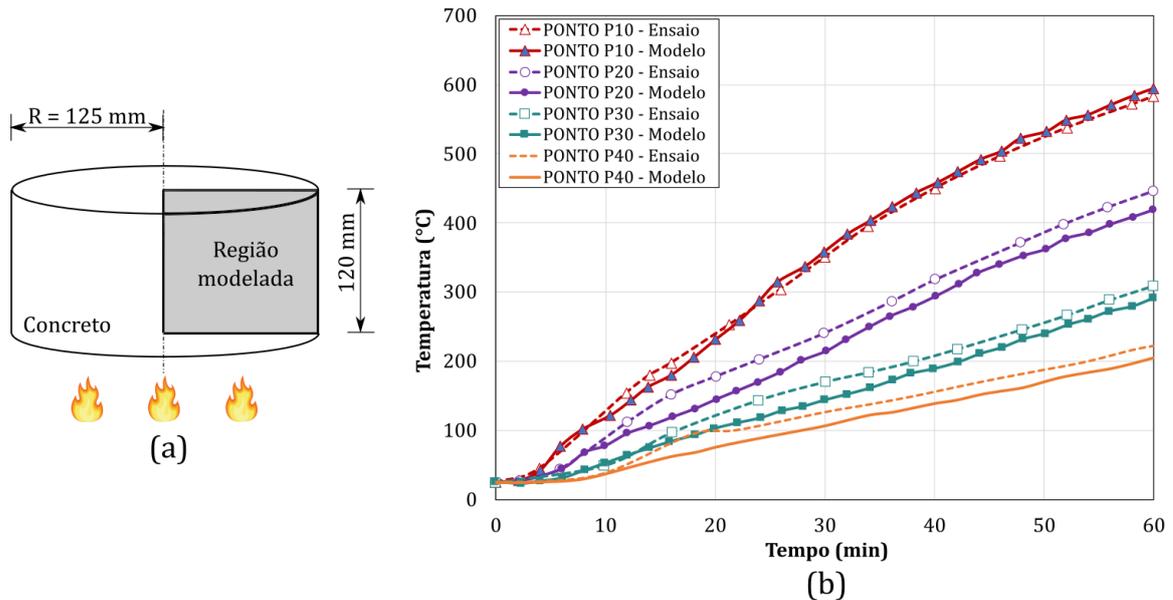
O trabalho de Lakhani *et al.* (2013) também tinha por objetivo comparar diferentes propriedades térmicas do concreto disponíveis na literatura. Foram empregadas as formulações da EN 1992-1-2 (CRN e CAR), de Kodur e Sultan (2003) (CAR) e do manual ASCE (1992) (CRN). As simulações térmicas foram realizadas no ABAQUS, e dados experimentais pré-existent de vigas e pilares serviram de base para validação. Os resultados indicaram que as previsões de comportamento empregando as propriedades da EN 1992-1-2 ficaram mais próximas dos ensaios. O limite inferior da condutividade térmica demonstrou-se mais apropriado para os elementos de CRN, enquanto o limite superior produziu previsões mais precisas no caso dos elementos de CAR.

Li e Zhang (2021) investigaram a influência da restrição lateral (por meio de anéis de aço) e inclusão de fibras de aço e de PP na poropressão, nas tensões térmicas e no *spalling* em cilindros de UHPC submetidos à curva de incêndio ISO 834. Em laboratório, foram medidos simultaneamente a temperatura e a poropressão e, em seguida, os mesmos cilindros foram modelados no ABAQUS de forma axissimétrica e bidimensional. Durante as análises numéricas, o efeito da poropressão foi negligenciado, focando-se apenas nos gradientes térmicos e nas tensões desenvolvidas. Quanto às propriedades térmicas, foram inseridos o limite superior para a condutividade, calor específico (com consideração do pico de umidade entre 105 e 110 °C) e densidade, conforme o estabelecido na EN 1992-1-2.

Pode-se observar a partir da Figura 33a que o aquecimento se deu apenas na

superfície inferior dos cilindros. Assim, foram aplicados nessa face um coeficiente de convecção de $25 \text{ W/m}^2\text{°C}$ e uma emissividade resultante de 0,5. Para os exemplares que não sofreram *spalling*, houve um excelente ajuste na previsão de temperatura, conforme evidencia a Figura 33b. Os pontos P10 à P40 representam a distância em mm da face aquecida.

Figura 33 – Modelagem térmica em cilindro de UHPC; a) Elemento cilíndrico; b) Evolução da temperatura (ensaio x modelo)

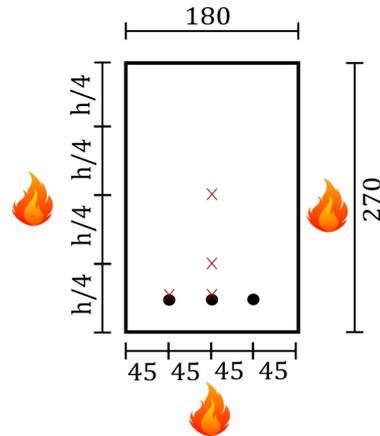


Fonte: Adaptado de Li e Zhang (2021)

Banerji, Solhmirzaei e Kodur (2019) realizaram um ensaio termomecânico com duas vigas iguais fabricadas com UHPC (U-B1 e U-B2). Ambas foram submetidas à curva padrão de incêndio ASTM E-119 em três faces, mas sujeitas a diferentes níveis de carregamento (40 e 60% da sua capacidade resistente, respectivamente). Quanto aos dados térmicos, foram verificadas experimentalmente as temperaturas em quatro pontos da seção transversal (Figura 34). Além disso, eles utilizaram um modelo de elementos finitos a nível macroscópico para avaliar a performance dos elementos, associando um modelo simplificado para previsão do *spalling*. No modelo numérico, foram atribuídas ao UHPC as propriedades térmicas do *reactive powder concrete* (RPC). Vale ressaltar ainda que, em seu trabalho, eles não informaram os parâmetros relativos às análises empregados (coeficiente de convecção e emissividades).

Na viga U-B2, as temperaturas do modelo concordaram razoavelmente com os resultados de laboratório, no entanto, a U-B1 apresentou temperaturas superestimadas após 20 minutos de exposição (Figura 35). Banerji, Solhmirzaei e Kodur (2019) atribuem essa incoerência à ausência de propriedades térmicas do UHPC nos códigos normativos. Observou-se também que o nível de carregamento influencia na ocorrência do *spalling*, visto que um maior nível de fissuração facilita a liberação da propressão. Desse modo, o

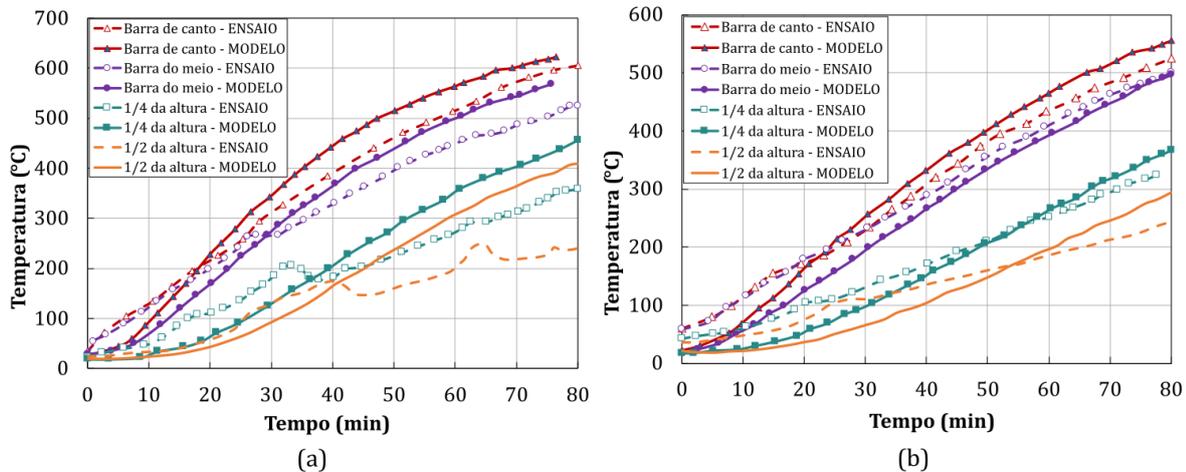
Figura 34 – Seção transversal das vigas U-B1 e U-B2 de UHPC (dimensões em mm).



Fonte: Adaptado de Banerji, Solhmirzaei e Kodur (2019)

melhor ajuste da viga U-B2 pode ser explicado pela menor extensão do lascamento (5,8% menor que o da viga U-B1).

Figura 35 – Medição e previsão da evolução de temperatura nos elementos: (a) U-B1, (b) U-B2.

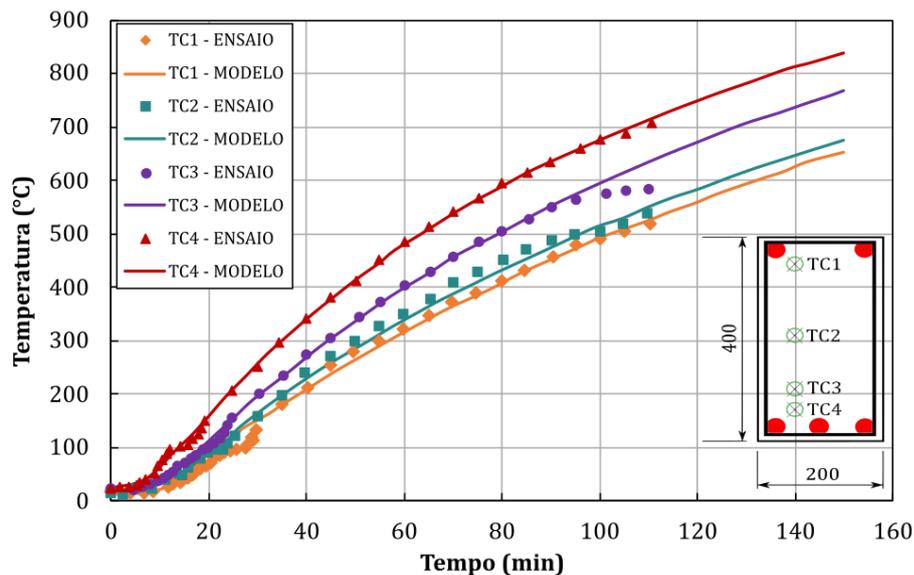


Fonte: Adaptado de Banerji, Solhmirzaei e Kodur (2019)

A partir de pares termoeletrônicos instalados no interior de vigas fabricadas com CRN e RPC, Hou *et al.* (2019) compararam a resposta térmica com simulações numéricas realizadas no ABAQUS. As propriedades empregadas para o CRN e para as armaduras foram encontradas em Lie (1994). O calor específico e a condutividade do RPC foram assumidas conforme as curvas sugeridas por Zheng, Wang e Wang (2014). A emissividade resultante foi definida como sendo 0,5, o coeficiente de convecção foi tomado de acordo com a EN 1992-1-2 e adotou-se uma densidade constante de 2500 kg/m^3 . A simulação empregou elementos prismáticos com 8 nós (DC3D8) e nenhuma consideração foi feita para contornar o problema de *spalling*, visto que evitou-se esse fenômeno com inserção de 2% de fibras de aço e 0,2% de fibras de PP.

Ao compararem os resultados obtidos para duas vigas com configurações iguais e mesma curva de incêndio (ISO 834), Hou *et al.* (2019) constataram diferenças insignificantes de leitura. Na comparação entre o numérico e o experimental, a Figura 36 evidencia que houve uma excelente previsão do campo térmico para quatro pontos da seção transversal (TC1, TC2, TC3 e TC4).

Figura 36 – Medição e previsão da evolução de temperatura nos pontos TC1 a TC4

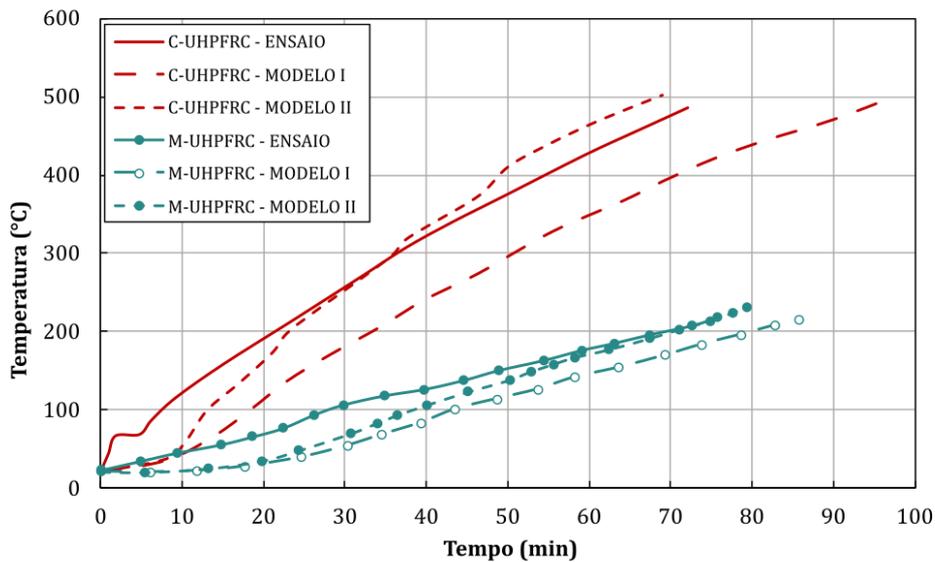


Fonte: Adaptado de Hou *et al.* (2019)

Buttignol (2022) também realizou simulações térmicas no ABAQUS com elementos de viga fabricados em CAR e UHPFRC, tomando como base os ensaios realizados por Agrawal e Kodur (2020) e Banerji, Kodur e Solhmirzaei (2020), respectivamente. Para ambos os materiais, foram atribuídas as propriedades e recomendações sugeridas pela EN 1991-1-2. No caso do elemento de UHPFRC, foi considerada uma redução da seção transversal de 2 cm para tentar representar o lascamento provocado durante o ensaio. Os resultados iniciais da simulação não conseguiram representar o comportamento físico do ensaio, no entanto, a partir da Figura 37, observa-se que no geral houve uma boa previsão de temperatura para o elemento de UHPFRC, sobretudo no modelo com seção reduzida (Modelo II). As simulações contemplaram dois pontos da seção transversal: cobertura (C) e meio da seção (M).

Visto que as propriedades térmicas do concreto sofrem variações com a temperatura, as análises desse material são desenvolvidas de forma não-linear. O ABAQUS usualmente não encontra problemas de convergência nesse tipo de análise, contanto que as mudanças aconteçam de forma suave. Por esse motivo, picos de calor latente, observados na variação do calor específico, impõem um comportamento altamente não-linear.

Figura 37 – Medição e previsão da evolução de temperatura na viga de UHPFRC de Banerji, Kodur e Solhmirzaei (2020)



Fonte: Adaptado de Buttignol (2022)

Lakhani *et al.* (2013) analisaram a influência desse pico considerando o concreto seco e com 1,5% de umidade. De acordo com os resultados da simulação numérica, eles observaram que a presença de umidade não afeta significativamente a temperatura em profundidades próximas à superfície. Em contrapartida, houve uma diferença considerável à medida em que se encaminhava para o centro do elemento.

A resolução do problema térmico não-linear no ABAQUS acontece de forma incremental. Para análises transientes, os incrementos de tempo podem ser selecionados automaticamente a partir da máxima mudança de temperatura nodal permitida em um incremento, ou serem definidos com base no intervalo de tempo do incremento inicial. A análise é finalizada ao completar o período de tempo estabelecido ou quando uma condição estacionária é alcançada (MANUAL, 2013).

5.2 Análises termomecânicas

Após obtidas as informações de transferência de calor no interior dos elementos, segue-se com as análises termomecânicas, responsáveis pela definição da resposta mecânica global da estrutura, mediante o gradiente de temperatura e demais condições de contorno aplicadas. Vários trabalhos utilizando modelos numéricos têm adotado métodos computacionais para obtenção da degradação da capacidade resistente de estruturas de concreto sob altas temperaturas. Além disso, esses modelos preveem deformações e flechas excessivas que podem ser aplicadas na definição de estados limite de incêndio (GAO *et al.*, 2013).

A investigação do comportamento mecânico de uma estrutura de concreto sob

situação de incêndio não é uma tarefa trivial. Tendo em vista todas as modificações que acontecem no concreto sob elevadas temperaturas, é razoável considerar que as deformações resultantes são desenvolvidas de forma complexa, a partir de diferentes processos físicos. No entanto, a determinação de tais deformações é fundamental para que seja possível realizar simulações numéricas representativas.

Apesar das propriedades de materiais tais como o concreto e o aço estarem bem consolidadas, há ainda um intervalo de incertezas no que tange o efeito acoplado das tensões com a expansão térmica. Até a década de 1960, a teoria desenvolvida para o concreto sob altas temperaturas não era capaz de concordar com o que se observava nos ensaios. A incompatibilidade térmica entre a pasta de cimento e os agregados deveria provocar a desintegração do concreto sob temperaturas acima de 100 °C. Foi a partir de então que evidenciou-se uma componente de deformação com propriedades próprias, a deformação por fluência transiente ou *load-induced thermal strain* (LITS). Essa componente é desenvolvida durante o primeiro aquecimento do concreto sob carregamento e representa uma grande parcela da deformação total (KHOURY; GRAINGER; SULLIVAN, 1985).

De acordo com Ni e Gernay (2021), a deformação total no concreto aquecido (ε_{tot}) é constituída por uma parcela térmica (ε_{th}) e uma parcela mecânica (ε_m), e geralmente omite-se a deformação por fluência básica. A componente térmica está relacionada exclusivamente ao alongamento provocado pela variação de temperatura, conforme o campo predefinido. Já a deformação mecânica pode ser considerada como sendo a união entre a deformação instantânea relacionada à tensão (ε_σ) e a deformação por fluência transiente (ε_{tr}). A primeira pode ainda ser dividida em elástica (ε_{el}) e plástica (ε_{pl}).

De forma geral, a Equação 5.4 apresenta a deformação total do concreto sob elevadas temperaturas como resultado da soma de todas as parcelas envolvidas. No entanto, essa expressão ainda contém algumas simplificações, como por exemplo a desconsideração dos mecanismos de poropressão e lascamento.

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{tr} \quad (5.4)$$

Deve-se considerar a deformação por fluência transiente em qualquer análise de incêndio do concreto, caso contrário, os resultados apresentariam erros que comprometeriam a segurança (NI; GERNAY, 2021). A EN 1992-1-2 e outros códigos normativos trazem essa deformação de forma implícita na relação tensão-deformação para faixas de temperatura que variam de 20 °C a 1200 °C.

Há algumas desvantagens em se utilizar modelos com deformação por fluência implícita para simular um incêndio. Primeiramente, caso a análise consistisse em um aquecimento prévio seguido de um carregamento constante ou ainda de um carregamento prévio seguido de um aquecimento constante, o modelo não representaria o comportamento

real do concreto, pois a calibração de tais modelos ocorre a partir de ensaios transientes. Além disso, durante um descarregamento, o modelo recupera a deformação por fluência, o que gera erros graves nos resultados (NI; GERNAY, 2021).

Le, Torero e Dao (2021) afirmam que o emprego das curvas sugeridas pela EN 1992-1-2 é limitado pelos dados disponíveis de ensaio e pelo tipo de concreto estudado. Consequentemente, seguir essas recomendações pode reduzir a previsão do comportamento mecânico, sendo necessário desenvolver relações tensão-deformação-temperatura que conectem o comportamento físico ao efeito acoplado entre a tensão e expansão térmica.

Com base nessas limitações, Buttignol (2020) desenvolveu uma lei constitutiva trilinear para representar a compressão do concreto submetido a altas temperaturas, assumindo o concreto como sendo um material heterogêneo bifásico (matriz + agregados). Em seu trabalho, ele aplicou um modelo semi-empírico para reduzir o módulo de elasticidade do material por meio da parcela de LITS e calibrou com exemplos da literatura, considerando o CRN, CAR e o UHPC.

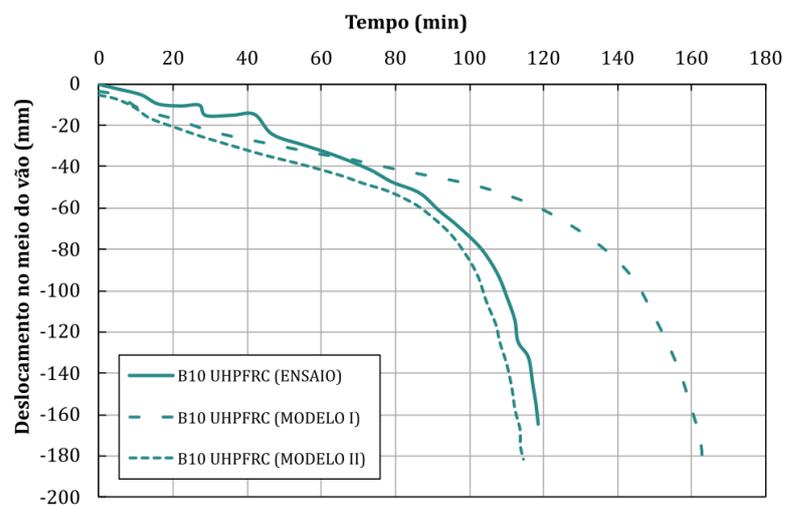
Empregando a metodologia anterior, Buttignol (2022) realizou algumas simulações termomecânicas de elementos de viga de concreto armado por meio do pacote de elementos finitos ABAQUS. Um dos seus objetivos era estimar a capacidade de suporte, o tipo de falha e as deflexões resultantes, considerando uma rigidez equivalente para alguns exemplos da literatura, incluindo vigas de CAR e UHPC. Para contornar o efeito do *spalling*, foi feita uma redução da seção transversal com base em ensaios prévios. A curva de tração para o UHPC seguiu as recomendações de Martínez (2017) e as demais propriedades foram todas normativas. Para tentar representar o problema do lascamento superficial, ele empregou uma redução de seção transversal de 2 cm (Modelo II), além de utilizar a seção inteira (Modelo I). A Figura 38 evidencia um tempo de resistência superior ao experimental e um bom ajuste da previsão do comportamento da viga de UHPC para o Modelo II.

Ainda há uma deficiência na literatura relacionada à previsão do comportamento termomecânico de elementos fabricados em UHPC. Recentemente, alguns trabalhos têm tratado desse tema, como é o caso de Hou *et al.* (2019). Eles realizaram uma comparação entre o comportamento termomecânico de vigas de concreto armado fabricadas em RPC e CRN após submetidas à curva de incêndio padrão ISO 834. As simulações foram realizadas por meio do modelo do *Concrete Damage Plasticity* disponível no *software* ABAQUS e as propriedades inseridas para o RPC foram tomadas conforme Luo (2014) quanto à compressão e Li (2010) quanto à tração.

Na consideração da parcela de LITS, Hou *et al.* (2019) aplicaram o modelo proposto por Sanchayan e Foster (2016) na relação tensão-deformação-temperatura desenvolvida por Zheng, Luo e Wang (2015). Para as barras de aço, o modelo clássico previsto na EN 1993-1-2 foi utilizado tanto para a relação tensão-deformação, quanto para a redução das suas propriedades mecânicas. A análise de tensões empregou elementos tridimensionais

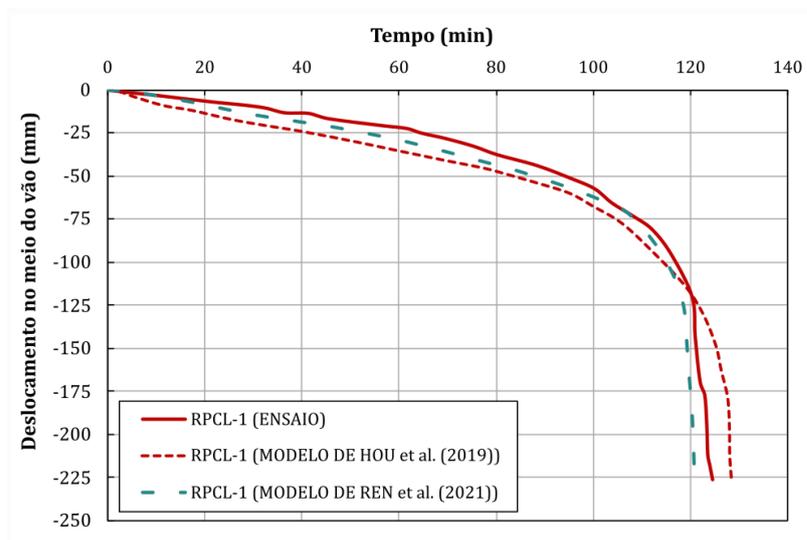
com integração reduzida (C3D8R) e elementos de treliça embebidos para o reforço (T3D2). Após a validação, os resultados foram satisfatórios e evidenciaram que, sob a mesma capacidade de suporte à flexão, as vigas fabricadas em CRN apresentaram uma superior capacidade resistente ao incêndio, alcançando 62,4% a mais em um dos modelos. Na Figura 39, é possível observar que, tanto o modelo numérico proposto por Hou *et al.* (2019) quanto por Ren *et al.* (2021), foram eficientes na previsão dos deslocamentos no meio do vão para a viga RPCL-1.

Figura 38 – Deslocamentos no meio do vão (mm) conforme ensaio e modelo numérico × tempo de aquecimento (minutos) para a viga UB-10, ensaiada por Banerji, Kodur e Solhmirzaei (2020)



Fonte: Adaptado de Buttignol (2022).

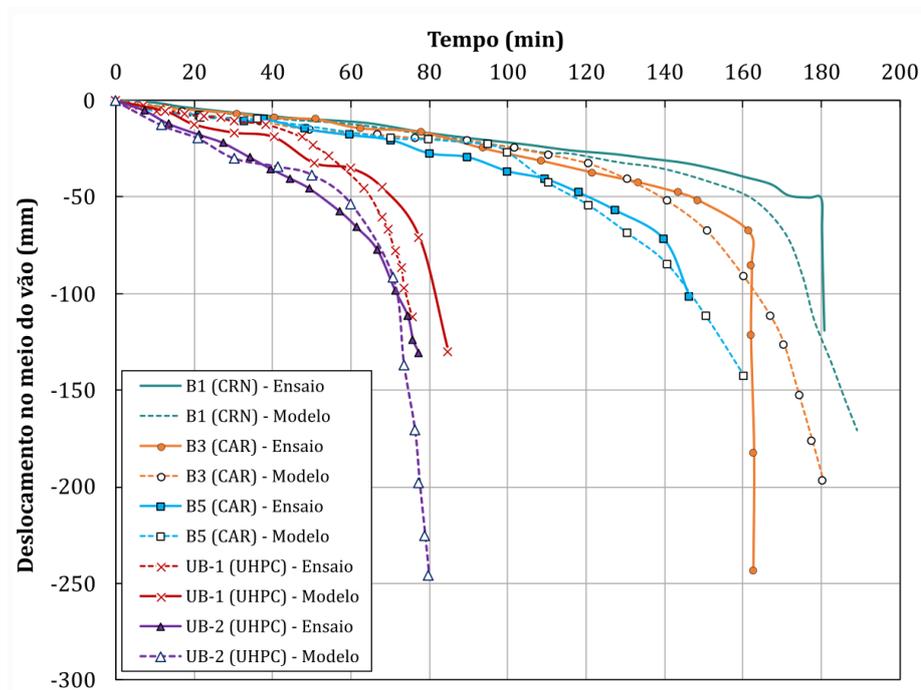
Figura 39 – Deslocamentos no meio do vão (mm) conforme ensaio e modelo numérico × tempo de aquecimento (minutos) para a viga RPCL-1, ensaiada por Hou *et al.* (2019)



Fonte: Adaptado de Hou *et al.* (2019) e Ren *et al.* (2021).

De modo a melhorar a resposta numérica das análises termomecânicas, alguns autores têm criado modelos de elementos finitos que abrangem os mecanismos de *spalling*: poropressão e gradientes térmicos. Kodur e Banerji (2021), por exemplo, inseriram em suas análises termomecânicas uma sub-rotina que avaliava se a resistência à tração transversal foi atingida, de modo que os elementos com dano fossem eliminados da análise. A Figura 40 mostra que, para vários tipos de concreto (com porosidades diferentes), as curvas de deslocamento no meio do vão \times tempo de aquecimento apresentaram uma boa previsão do comportamento.

Figura 40 – Deslocamentos no meio do vão (mm) conforme ensaio e modelo numérico \times tempo de aquecimento (minutos) para vigas de concreto armado fabricadas com CRN, CAR e UHPC



Fonte: Adaptado de Kodur e Banerji (2021).

O ABAQUS realiza as análises térmicas e mecânicas acopladas ou de forma sequencial. No caso de simulações de incêndio em elementos estruturais, elas são realizadas em sequência, pois o campo de tensão/deformação numa estrutura depende do campo de temperatura, mas para se obter o campo de temperatura não há necessidade de se conhecer a resposta mecânica. Portanto, as temperaturas nodais entram na análise estrutural como sendo um campo predefinido, variando apenas com o tempo (MANUAL, 2013).

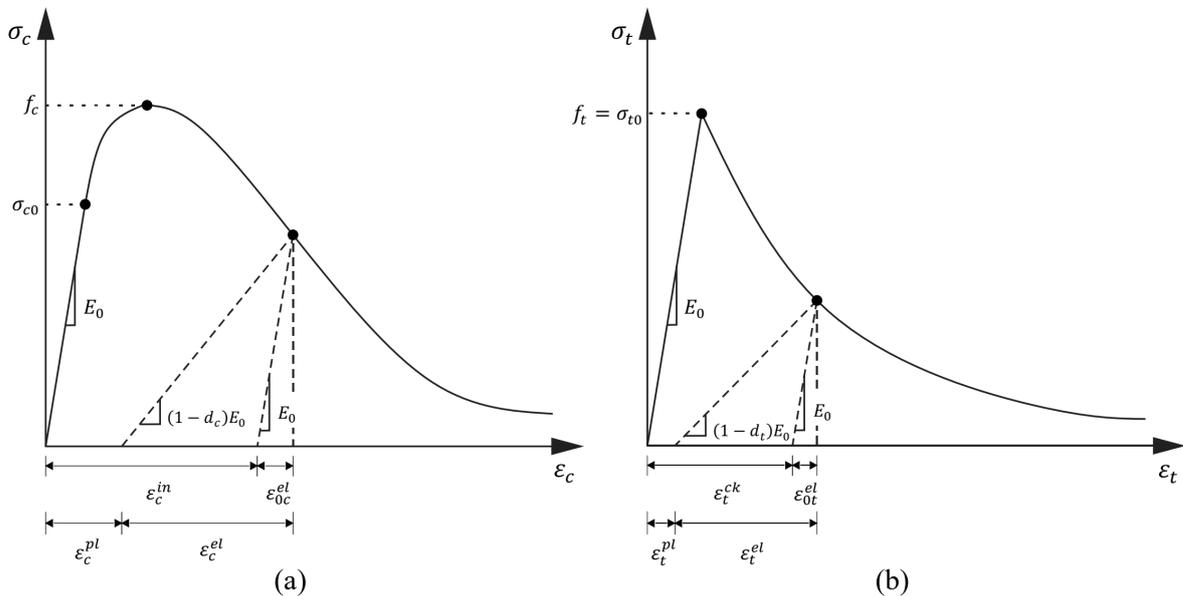
Na consideração da análise mecânica, o concreto deve ser caracterizado quanto ao seu comportamento mecânico por uma lei matemática (modelo constitutivo), em que são aplicadas teorias como as da elasticidade, plasticidade e mecânica do dano. Dependendo do grau de precisão que deseja-se obter, pode-se utilizar desde relações lineares entre tensão e deformação até investigações do modelo físico a partir da microestrutura (PITUBA, 1998).

Um dos modelos constitutivos mais empregados na modelagem de materiais frágeis é o *Concrete Damage Plasticity* (CDP). Esse modelo, além de representar o comportamento não-linear do concreto, acopla uma representação do dano provocado pela plastificação do material. Inicialmente proposto por Lubliner et al. (1989) e em seguida modificado por Lee e Fenves (1998), o CDP está presente no *software* ABAQUS e sua fundamentação é detalhada a seguir.

5.2.1 Concrete Damage Plasticity

A lei que define a evolução da superfície de plastificação no CDP é pautada no comportamento uniaxial do material tanto na compressão quanto na tração. A Figura 41 ilustra esse comportamento, representando as curvas tensão-deformação e o processo de danificação. Esse processo ocorre conforme o desenvolvimento das deformações plásticas e é caracterizado pela degradação da rigidez elástica. São utilizados dois parâmetros independentes: um dano relacionado ao esmagamento por compressão (d_c) e outro à fissuração por tração (d_t). Tais parâmetros variam de 0 (material não comprometido) a 1 (material totalmente comprometido).

Figura 41 – Representação do comportamento uniaxial do concreto: (a) compressão, (b) tração



Fonte: Adaptado do manual do ABAQUS 6.14

Após inserir no programa as curvas de tensão-deformação uniaxiais, o ABAQUS as converte automaticamente em curvas de tensão-deformação plástica a partir de dados de deformação inelástica inseridos pelo usuário, conforme as equações 5.5 e 5.6.

$$\sigma_c = \sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}, \theta, f_i) \quad (5.5)$$

$$\sigma_t = \sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}, \theta, f_i) \quad (5.6)$$

Onde os subscritos c e t representam compressão e tração, respectivamente; $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ e $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ são as deformações plásticas equivalentes; $\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}$ e $\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}$ são as taxas das deformações plásticas equivalentes; θ representa a temperatura e f_i , ($i = 1, 2, \dots$) são outras variáveis de campo predefinidas.

As Equações 5.7 e 5.8 descrevem a relação entre a tensão de compressão (σ_c) e a deformação inelástica (ε_c^{in}), e a relação entre a tensão de tração (σ_t) e a deformação de fissuração ou abertura de fissuras (ε_t^{ck}).

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (5.7)$$

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (5.8)$$

sendo: ε_c e ε_t as deformações totais e E_0 o módulo de elasticidade inicial (sem dano).

De acordo com os valores de dano fornecido, o ABAQUS calcula automaticamente as deformações plásticas, conforme as Equações 5.9 e 5.10.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{in} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (5.10)$$

Onde ε_c^{pl} e ε_t^{pl} são as deformações plásticas de compressão e tração, respectivamente.

As tensões efetivas de compressão (σ_c) e de tração (σ_t) são calculadas a partir das Equações 5.11 e 5.12.

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (5.11)$$

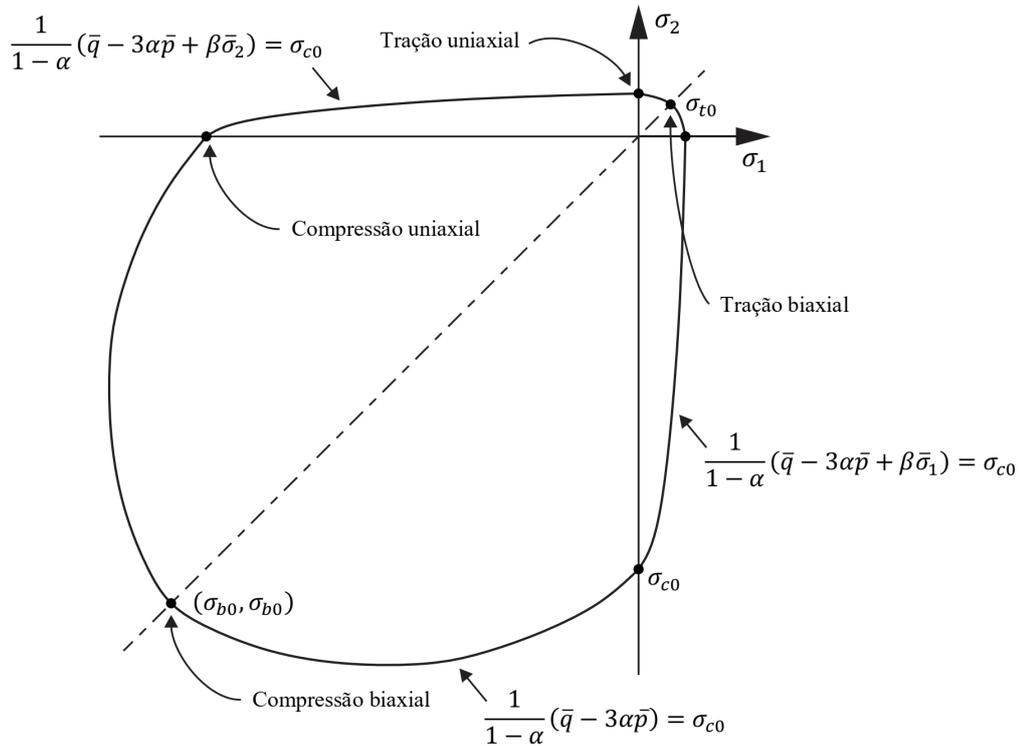
$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_c}{(1 - d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (5.12)$$

A superfície de ruptura do modelo CDP (Figura 42) é idealizada conforme a Equação 5.13 e calculada em função das tensões efetivas. Nessa proposta, considera-se a falha do material como sendo o processo de plastificação.

$$F(\bar{\sigma}, \varepsilon^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha}(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\varepsilon^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{pl}) \leq 0 \quad (5.13)$$

Onde: $\bar{\sigma}$ é o tensor de tensões efetivas; ε^{pl} é o tensor de deformações plásticas, \bar{p} é a tensão hidrostática efetiva, \bar{q} é a tensão de von Mises equivalente efetiva e $\bar{\sigma}_{max}$ representa o tensor das máximas tensões principais efetivas. O operador da expressão é conhecido como operador de Macauley e corresponde a $\langle x \rangle = \frac{1}{2}(|x| + x)$.

Figura 42 – Superfície de ruptura do modelo CDP



Fonte: Adaptado do manual do ABAQUS 6.14

As constantes α , γ e a função $\beta(\varepsilon^{pl})$ são determinadas conforme as Equações 5.14, 5.15 e 5.16, respectivamente.

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \quad (5.14)$$

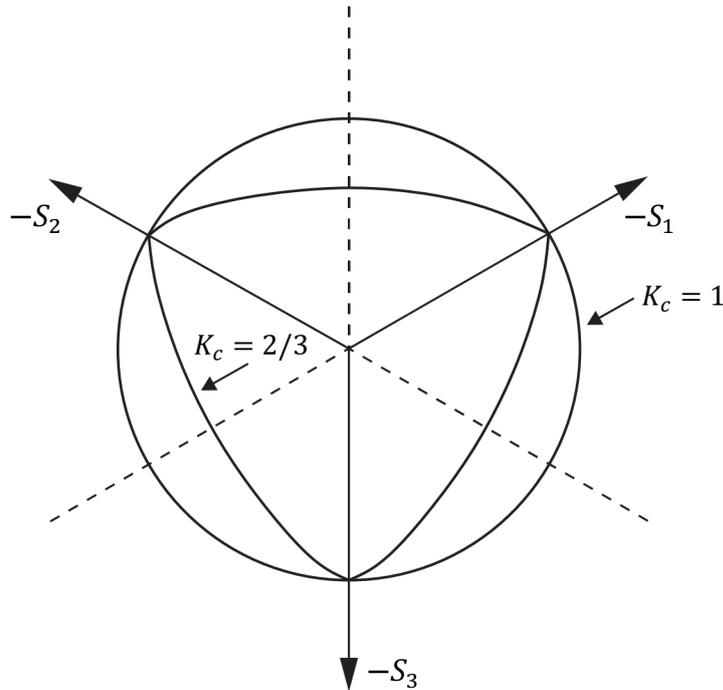
$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (5.15)$$

$$\beta(\varepsilon^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\varepsilon_t^{pl})}(1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (5.16)$$

Sendo: σ_{c0} a tensão de escoamento de compressão no estado uniaxial e σ_{b0} no estado biaxial; $\bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{pl})$ e $\bar{\sigma}_t(\varepsilon_t^{pl})$ as tensões efetivas de compressão e de tração no estado uniaxial, respectivamente; K_c a constante que define a forma da superfície de plastificação no plano desviador (Figura 43).

Para definir as intensidades e direções das deformações plásticas, o CDP adota um fluxo não associativo, no qual é utilizada a Equação 5.17 (função hiperbólica de Drucker-Prager). A Figura 44 mostra a superfície de plastificação no plano meridional.

Figura 43 – Superfície de ruptura no plano desviador (plano de Nadai)

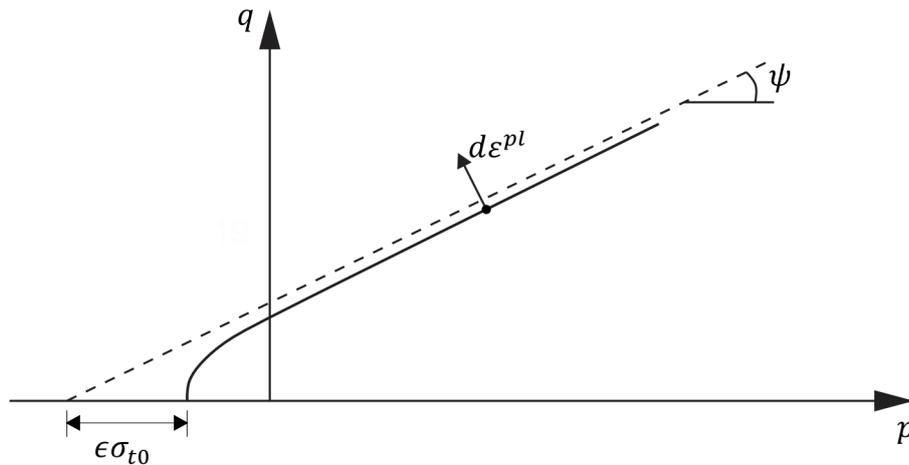


Fonte: Adaptado do manual do ABAQUS 6.14

$$G = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (5.17)$$

Onde: σ_{t0} é a tensão de escoamento de tração no estado uniaxial; ε é a excentricidade que define a taxa em que a função se aproxima de uma reta assintótica e ψ ângulo de dilatação medido no plano meridional em alta pressão de confinamento. Usualmente, utiliza-se uma excentricidade de 0,10, enquanto o ângulo de dilatação pode variar de 36° a 56° .

Figura 44 – Superfície de ruptura no plano meridional



Fonte: Adaptado do manual do ABAQUS 6.14

Por conta de possíveis problemas de convergência, o modelo CDP emprega um parâmetro denominado viscosidade (μ), de modo a regularizar a superfície de plastificação, permitindo que as tensões excedam ligeiramente o limite estabelecido. De acordo com o manual do ABAQUS 6.14, adotar um valor pequeno para μ , comparado ao incremento de tempo característico, geralmente ajuda a melhorar a taxa de convergência do modelo no regime de suavização, sem comprometer os resultados.

5.2.2 Aplicação das barras de reforço nas análises numéricas

Para representar a interação entre o concreto e o aço há algumas técnicas que consideram que os elementos possuem molas de ligação entre si, definidas com base na tensão de aderência entre os dois materiais. No entanto, é comum que seja considerada uma ligação perfeita entre eles, sem grandes perdas de precisão. Para tal, existe uma técnica clássica de embutir os elementos de aço dentro dos elementos de concreto (ditos “hospedeiros”) conhecida como *embedded element*, que pode ser usada para modelar as armaduras de reforço em elementos de concreto armado.

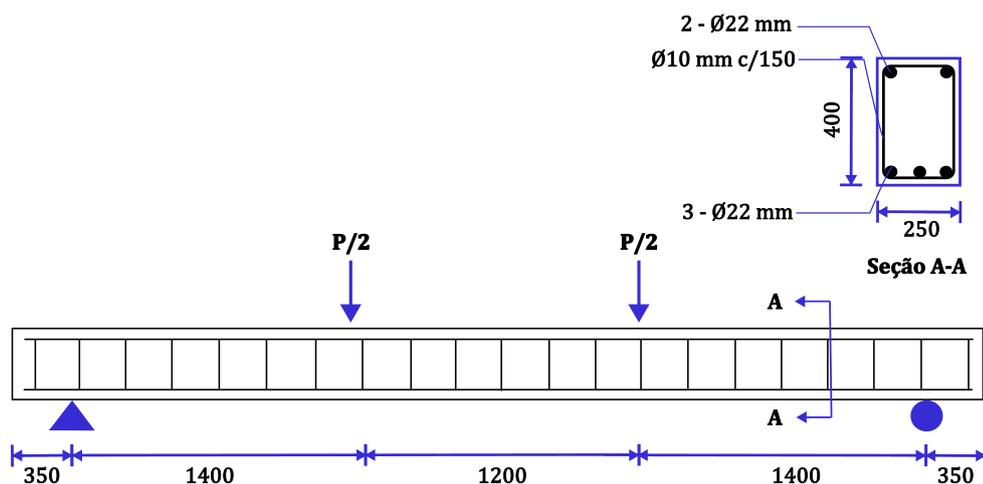
Na busca por relações geométricas, o ABAQUS verifica se o elemento embutido está incorporado no domínio do elemento hospedeiro. Em caso afirmativo, os graus de liberdade de translação no nó são eliminados e ele se torna um “nó embutido”. Os graus de liberdade translacionais desse nó são então restritos aos valores interpolados dos graus de liberdade correspondentes do elemento hospedeiro, conforme a sua posição geométrica. Os elementos embutidos podem ter graus de liberdade rotacionais, mas essas rotações não são limitadas pela incorporação (MANUAL, 2013).

6 MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOB TEMPERATURA AMBIENTE

Neste capítulo são apresentadas duas simulações numéricas relativas a vigas de concreto armado fabricadas com o CRN e com o UHPC, ambas sob temperatura ambiente. Tais simulações foram utilizadas para validar e calibrar as propriedades mecânicas estabelecidas para esses materiais, e, desse modo, fundamentar a aplicação das mesmas nas simulações sob situação de incêndio. Os modelos empregados foram obtidos a partir de ensaios de flexão encontrados na literatura e simulados no *software* ABAQUS, considerando o modelo constitutivo do CDP. Para todas as análises realizadas não foram considerados danos mecânico. Como base comparativa para validação, foram utilizadas as curvas de força \times deslocamento.

O primeiro modelo foi obtido a partir do trabalho de Choi, Shin e Kim (2013). Eles avaliaram por meio de ensaios termomecânicos o comportamento de 12 vigas de concreto armado, entre as quais estavam a N4-0 e a N5-0, ambas ensaiadas sob temperatura ambiente e com cobrimentos de 40 e 50 mm, respectivamente. Essas vigas foram fabricadas utilizando o CRN com resistência à compressão de 21 MPa, possuíam comprimento total de 4700 mm e seção transversal de 250 \times 400 mm. As configurações do ensaio e outros detalhes podem ser observados na Figura 45.

Figura 45 – Geometria e configuração do ensaio mecânico das vigas N4-0 e N5-0

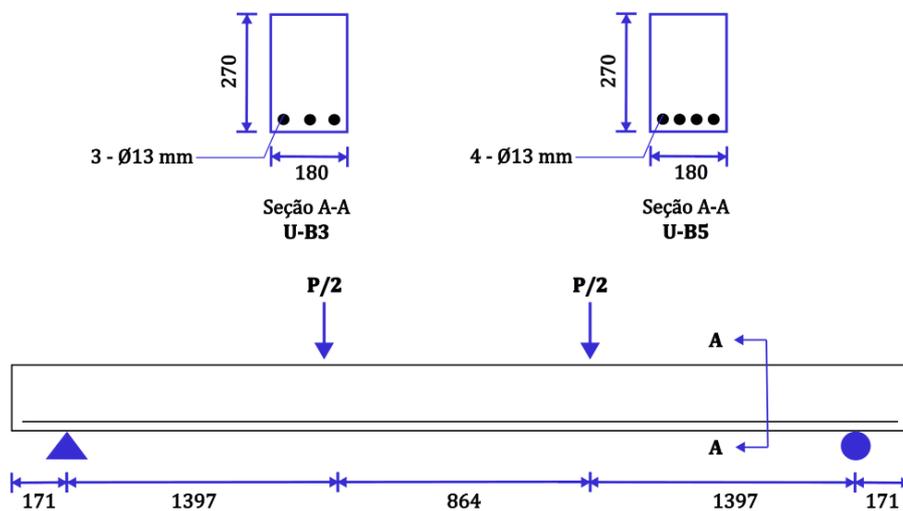


Fonte: Adaptado de Choi, Shin e Kim (2013).

Tanto a viga N4-0 quanto a N5-0 receberam o mesmo tipo e quantidade de reforço: 3 barras na região de tração e 2 na região de compressão com diâmetro de 22 mm e resistência à tração de 439 MPa, armadura transversal uniformemente distribuída a cada 150 mm com diâmetro de 10 mm e resistência à tração de 390 MPa.

O segundo modelo tem como base o programa experimental realizado por Kodur *et al.* (2018). Tratam-se de duas vigas fabricadas em UHPFRC (com 1,5% vol. de fibras retas de aço com diâmetro de 0,2 mm e 13 mm de comprimento) reforçadas com armadura passiva e denominadas U-B3 e U-B5. A configuração das vigas é simplesmente apoiada e elas possuem 270 mm de altura, 180 mm de largura e 4000 mm de comprimento, conforme mostra a Figura 46. De acordo com a proposta, foi considerado um baixo reforço à tração ($3\phi 13$ mm para a U-B3 e $4\phi 13$ mm para a U-B5) para que fosse possível aproveitar ao máximo a resistência do UHPFRC. Além disso, Kodur *et al.* (2018) avaliaram a influência da armadura transversal e, portanto, dispensaram a distribuição desse reforço ao longo das vigas.

Figura 46 – Geometria e configuração do ensaio mecânico das vigas U-B3 e U-B5



Fonte: Adaptado de Kodur *et al.* (2018).

O UHPFRC utilizado por Kodur *et al.* (2018) apresentou uma média de 167 MPa de resistência à compressão e 40615 MPa de módulo de elasticidade. Para a tração verificou-se uma resistência máxima de 15,3 MPa a partir do ensaio de compressão diametral. No entanto, de acordo com Shafieifar, Farzad e Azizinamini (2017), tal método superestima a resistência à tração do concreto com fibras, pois essas permitem que a amostra absorva cargas adicionais, mesmo após a falha já ter ocorrido. Com relação ao aço, foram empregadas armaduras com 13 mm de diâmetro com tensão de escoamento de 436 MPa, tensão e deformação última de 696 MPa e 0,122, respectivamente.

6.1 Propriedades dos materiais e condições de contorno

As propriedades do concreto convencional já estão bem estabelecidas na literatura e nos códigos normativos. Portanto, há alguns modelos complexos e simplificados que caracterizam o seu comportamento à tração e à compressão de maneira eficiente. Dentre

esses, optou-se pela formulação sugerida por Hordijk (1992) para definição da curva tensão \times abertura de fissuras, conforme descreve a Equações 6.1.

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (6.1)$$

Onde: σ_t é a tensão de tração; f_t é a resistência máxima à tração; w é a abertura de fissuras; w_c é a abertura máxima de fissura que pode ser calculada a partir da energia de fratura; c_1 e c_2 são constantes de ajuste, definidas nos valores de 3,0 e 6,93, respectivamente.

Para a compressão, foi utilizada a formulação do modelo constitutivo de Yu *et al.* (2017). Em seu trabalho, eles consideraram os efeitos acoplados provocados pela elevação de temperatura e pela alta taxa de deformação no concreto. O modelo foi validado pelos autores, inclusive para condições ambientes. A curva do comportamento uniaxial foi então descrita a partir de três estágios:

(1) O estágio elástico não fissurado ($\varepsilon \leq 0,21\varepsilon_p$):

$$y = 2,2x - 1,4x^2 + 0,2x^3 \quad x \leq 0,21 \quad (6.2)$$

(2) O estágio de enrijecimento com dano plástico ($0,21\varepsilon_p < \varepsilon \leq \varepsilon_p$):

$$y = 2,2x - 1,4x^2 + 0,2x^3 \quad 0,21 < x \leq 1 \quad (6.3)$$

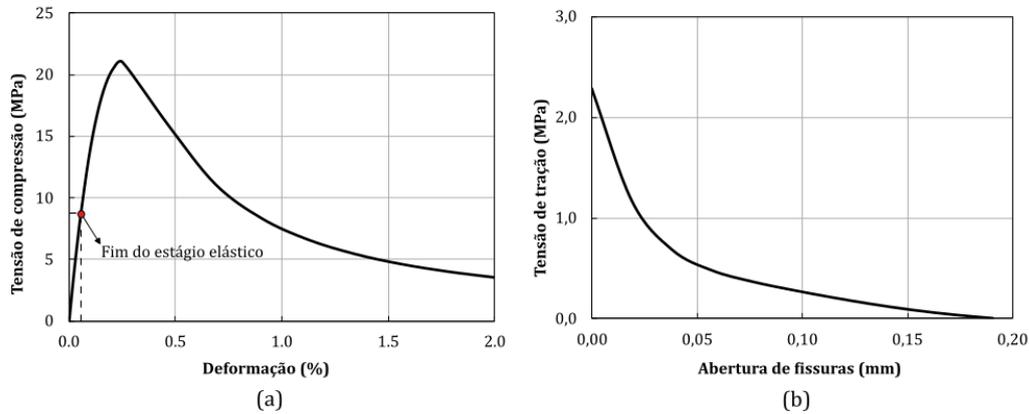
(3) O estágio plástico descendente ($\varepsilon > \varepsilon_p$):

$$y = \frac{x}{0,8(x-1)^2 + x} \quad x > 1 \quad (6.4)$$

Onde: ε_p é a deformação de pico; $x = \varepsilon/\varepsilon_p$ e $y = \sigma_c/f_c$.

Os gráficos uniaxiais de tensão empregados para representação do concreto das vigas N4-0 e N5-0 podem ser observados a partir da Figura 47. Conforme a recomendação de Yu *et al.* (2017), optou-se pela consideração do estágio elástico limitado à 40% da resistência à compressão.

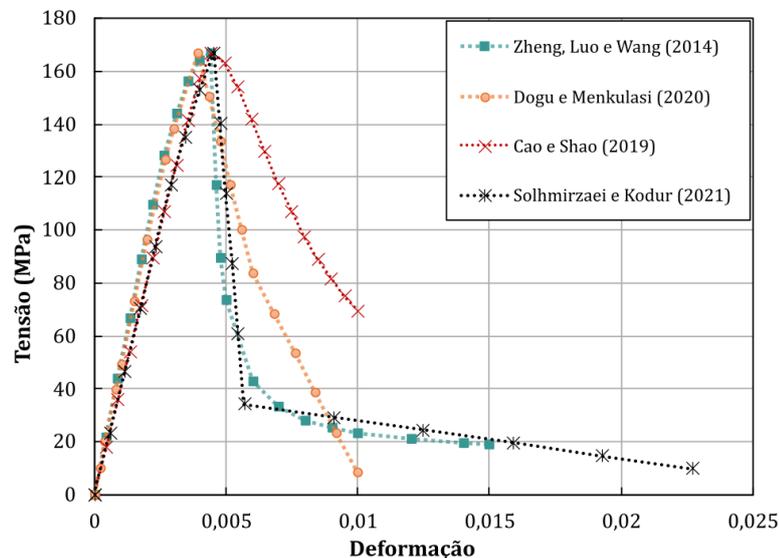
Figura 47 – Comportamento uniaxial do CRN (a) à compressão de acordo com Yu *et al.* (2017) ; (b) à tração de acordo com Hordijk (1992)



Fonte: Autor.

Para representar o comportamento uniaxial à compressão do UHPC, foram elencadas algumas formulações da literatura. Desse modo, foi possível observar qual/quais apresentava maior impacto no ajuste da curva força \times deslocamento. Zheng, Wang e Wang (2014) sugeriram curvas para as faixas de temperatura de 20, 200, 400, 600 e 800 °C. Já Cao e Shao (2019), Solhmirzaei e Kodur (2021) e Dogu e Menkulasi (2020) trouxeram recomendações derivadas de ensaios experimentais apenas para temperatura ambiente. Conforme observa-se a partir da Figura 48, todos os diagramas apresentam certa similaridade no trecho ascendente, porém há variações mais significativas nas curvas do pós-pico. Tal fato pode ser justificado pela contribuição das fibras de aço nesses trechos. Não houve alterações significativas com relação ao modelo de compressão, sendo definida a curva de Zheng, Wang e Wang (2014) para todas as análises com UHPC/RPC.

Figura 48 – Diagramas de compressão uniaxial para o UHPC



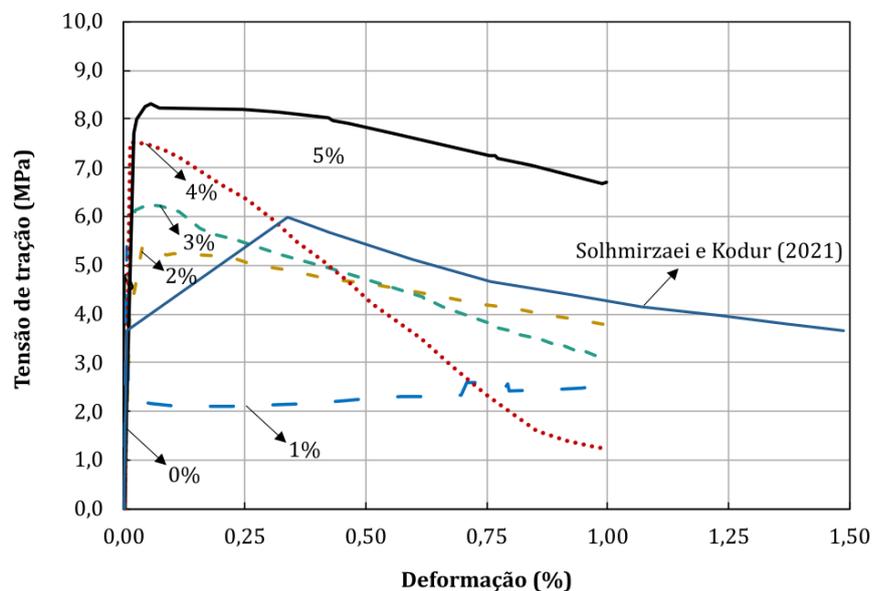
Fonte: Autor.

O tipo, a quantidade e orientação das fibras de aço empregadas no UHPC afetam efetivamente a sua performance, alterando a resistência e as deformações pós-ruptura. Nesse sentido, a descrição do comportamento à tração é a principal dificuldade em se modelar um elemento de UHPC, sem que haja ensaios prévios acerca das propriedades do material utilizado.

A Figura 49 evidencia o impacto da utilização das fibras de aço de acordo com a porcentagem (em volume) inserida na mistura. As curvas representam ensaios experimentais de tração uniaxial realizados por Hu *et al.* (2018), em que foram utilizadas fibras curtas de 7 mm de comprimento e 0,18 mm de diâmetro. Observa-se que para as porcentagens de 0 e 1,0% há um ruptura brusca. Com a inserção de fibras, mesmo com a quantidade mínima, surge um pequeno patamar de escoamento.

Para as análises das vigas U-B3 e U-B5, foi utilizado o diagrama de tração sugerido por Solhmirzaei e Kodur (2021). A partir da Figura 49, é possível notar que esse diagrama se assemelha às curvas com 2 e 3% de fibras de aço e apresenta um acréscimo de resistência após a abertura de fissuras. Portanto, diferentemente do CRN, a curva de tração inserida no ABAQUS inicia com um trecho ascendente.

Figura 49 – Diagramas de tração uniaxial do UHPC conforme a quantidade de fibras de aço



Fonte: Adaptado de Hu *et al.* (2018).

A restrição dos deslocamentos foi feita aplicando um contato do tipo *surface-to-surface* entre a viga e uma placa rígida posicionada no apoio. Para isso, foi criada uma propriedade de contato, considerando o comportamento normal do tipo *hard* e o tangencial definido a partir da formulação de atrito do tipo penalidade com coeficiente de 0,30. Após uma análise de sensibilidade, foi observado que esse coeficiente não altera o resultado.

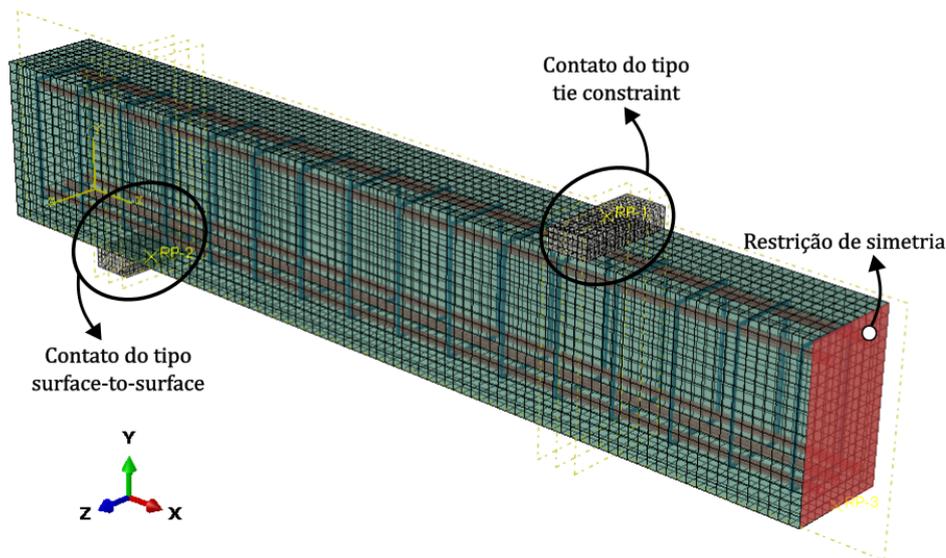
As três translações da placa foram restringidas por um ponto de referência na superfície inferior. De modo a reduzir o custo computacional, e considerando a configuração do ensaio, o modelo foi tido como simétrico. Assim, os deslocamentos longitudinais da viga foram restringidos na face evidenciada na Figura 50.

A simulação do ensaio foi feita por meio da aplicação de um deslocamento prescrito na placa rígida de carregamento. Nesse caso, foi aplicado um contato do tipo *tie constraint* entre a placa e a viga. Para a interação entre a viga e as armaduras, o modelo clássico de *embedded reinforcement* foi empregado com todos os valores de tolerância pré-definidos pelo ABAQUS.

6.2 Procedimentos de análise

Nas análises realizadas, os elementos estruturais foram idealizados como sendo corpos contínuos tridimensionais, os quais foram divididos em elementos menores do tipo *brick* com 8 nós e integração reduzida (C3D8R), gerando a malha do domínio. As armaduras foram discretizadas como elementos lineares com dois nós (T3D2). Foi definida uma malha com tamanho aproximado de 12,5 mm para as placas rígidas de 25,0 mm para a viga e armaduras.

Figura 50 – Configurações de contato e restrição do modelo de viga N4-0



Fonte: Autor.

O ABAQUS/Standard utiliza o método padrão para a busca da solução de equilíbrio de Newton-Raphson. Nesse e em outros métodos de solução de análises não-lineares é realizado um processo de incrementação, onde a força residual em cada nó é comparada à uma tolerância de 0,5% de uma força média na estrutura, calculada para cada incremento de tempo. Além disso, também é verificada a última correção de deslocamento em relação

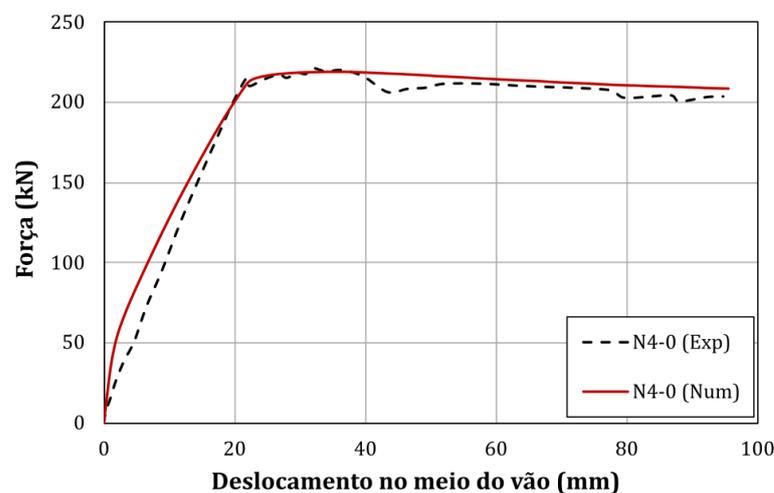
ao deslocamento do incremental total. Caso seja maior que 1%, o ABAQUS executa outra iteração. Esses valores são padrões do *software*. (ABAQUS, 2014).

Para a incrementação estática foram atribuídos um número máximo de 10^5 incrementos, tamanho do incremento inicial de 10^{-2} , tamanho mínimo e máximo permitido de 10^{-15} e 10^{-1} , respectivamente. Com relação ao CDP, foram empregados os mesmos parâmetros para o CRN e para o UHPC, com valores recomendados por Solhmirzaei e Kodur (2021): ângulo de dilatação de 30° , excentricidade de 0,1, relação entre tensão biaxial e uniaxial de 1,05, $K_c = 2/3$ e viscosidade de 10^{-4} .

6.3 Validação do comportamento mecânico

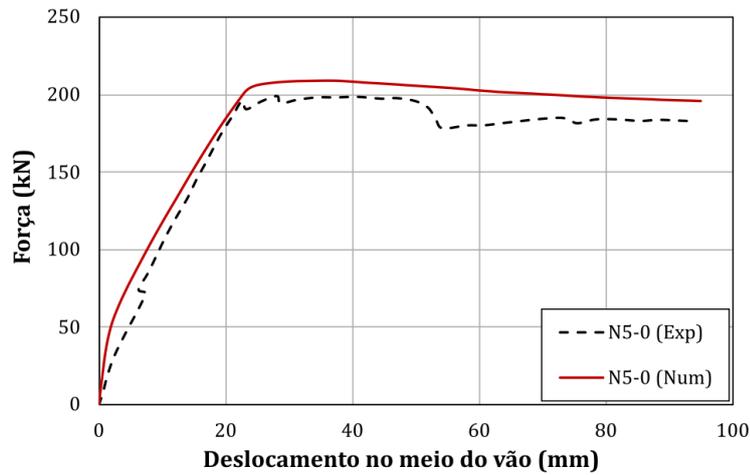
Para comparação dos resultados do modelo numérico com os dados experimentais, foram gerados gráficos que relacionam a força (kN) com o deslocamento no meio do vão (mm). Para as vigas N4-0 e N5-0, fabricadas com CRN, os erros de força máxima foram de 0,84 e 5,00 %, respectivamente. As Figuras 51 e 52 mostram que o comportamento do modelo foi semelhante ao obtido por Choi, Shin e Kim (2013), apresentando curvas ligeiramente mais rígidas. Para as vigas U-B3 e U-B5, as curvas força x deslocamento resultaram num ajuste satisfatório, conforme evidenciam as Figuras 53 e 54. Para a viga UB-3 o erro da força máxima foi de apenas 0,61 %, enquanto que para a viga UB-5, esse valor alcançou 9,62 %.

Figura 51 – Curvas de força (kN) × deslocamento no meio do vão (mm) para a viga N4-0



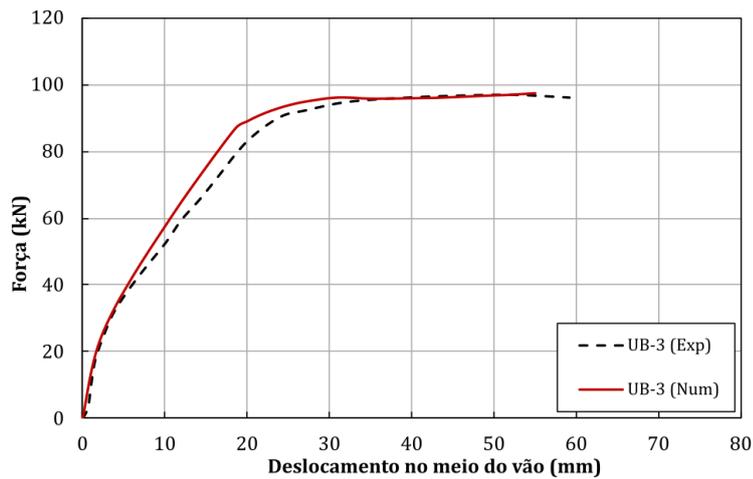
Fonte: Autor.

Figura 52 – Curvas de força (kN) × deslocamento no meio do vão (mm) para a viga N5-0



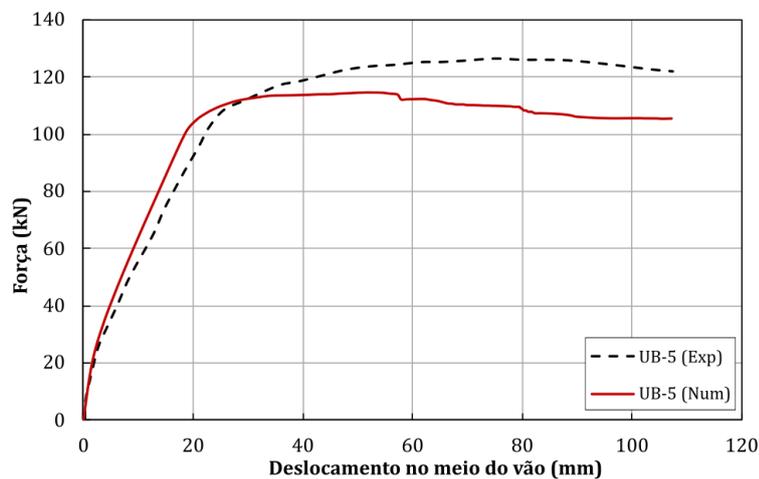
Fonte: Autor.

Figura 53 – Curvas de força (kN) × deslocamento no meio do vão (mm) para a viga UB-3



Fonte: Autor.

Figura 54 – Curvas de força (kN) × deslocamento no meio do vão (mm) para a viga UB-5



Fonte: Autor.

7 MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOB SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Neste capítulo são apresentados alguns modelos de validação e comparação referentes a elementos de concreto estrutural submetidos à situação de incêndio. A primeira seção abrange exclusivamente os resultados das simulações térmicas. Nessa etapa, o objetivo inicial era verificar a viabilidade da utilização do ABAQUS nesse tipo de análise, visto que os resultados obtidos são inseridos nas análises subsequentes. Outro importante objetivo é o estudo das diversas propriedades térmicas disponíveis, para que posteriormente sejam definidas as mais adequadas conforme o material empregado.

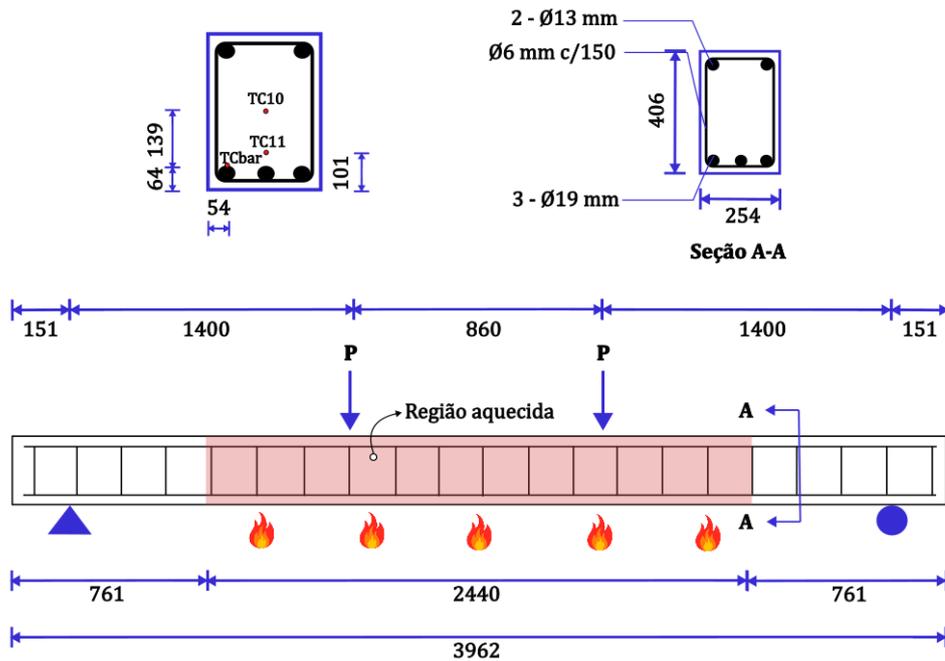
Na segunda seção são apresentadas validações quanto ao comportamento termomecânico dos mesmos elementos. Essa etapa é de suma importância no que tange as variações das propriedades mecânicas, os danos e as deformações provocadas pelo acréscimo de temperatura. Em ambas etapas foram utilizados resultados experimentais da literatura para comparação da variação de temperatura no interior do concreto e dos deslocamentos resultantes de ensaios termomecânicos.

Inicialmente foi modelada a viga B1, simplesmente apoiada, fabricada com CRN e ensaiada por Dwaikat e Kodur (2009). Trata-se de um elemento com comprimento total de 3.960 mm, seção transversal retangular de 254×406 mm e reforçada com 3 barras longitudinais ($3\varnothing 19$ mm) na região inferior, 2 barras longitudinais ($2\varnothing 13$ mm) na região superior e armadura transversal de $\varnothing 6$ mm espaçadas a cada 150 mm. Durante o ensaio, a viga foi exposta à curva padrão de incêndio ASTM E119 (Figura 25), a medida que recebia um carregamento pré-aplicado de 50 kN em dois pontos do vão. O aquecimento se deu em apenas 3 das 4 faces e numa extensão de 2440 mm do vão, conforme evidencia a Figura 55.

Por se tratar de um elemento fabricado com o concreto convencional, a viga B1 apresentou uma reduzida extensão de lascamento superficial, o que reduz a possibilidade de divergências entre o modelo numérico e o ensaio. Além disso, verificou-se que ela possuía aproximadamente 3% de umidade relativa no dia do ensaio. Para aferir a evolução da temperatura em seu interior, foram instalados pares termoelétricos nas posições descritas na Figura 55.

No dia do ensaio, a média da resistência à compressão do concreto foi de 58,2 MPa, considerando corpos de prova cilíndricos. Nos reforços longitudinais e transversais foram empregados aços com tensão de escoamento de 420 e 280 MPa, respectivamente. As cargas de 50 kN representavam 55% da capacidade resistente do elemento e foram aplicadas 30 minutos antes do aquecimento. Ao final, a viga B1 resistiu 180 minutos de ensaio.

Figura 55 – Geometria e configurações do ensaio termomecânico da viga B1.



Fonte: Adaptado de Dwaikat e Kodur (2009).

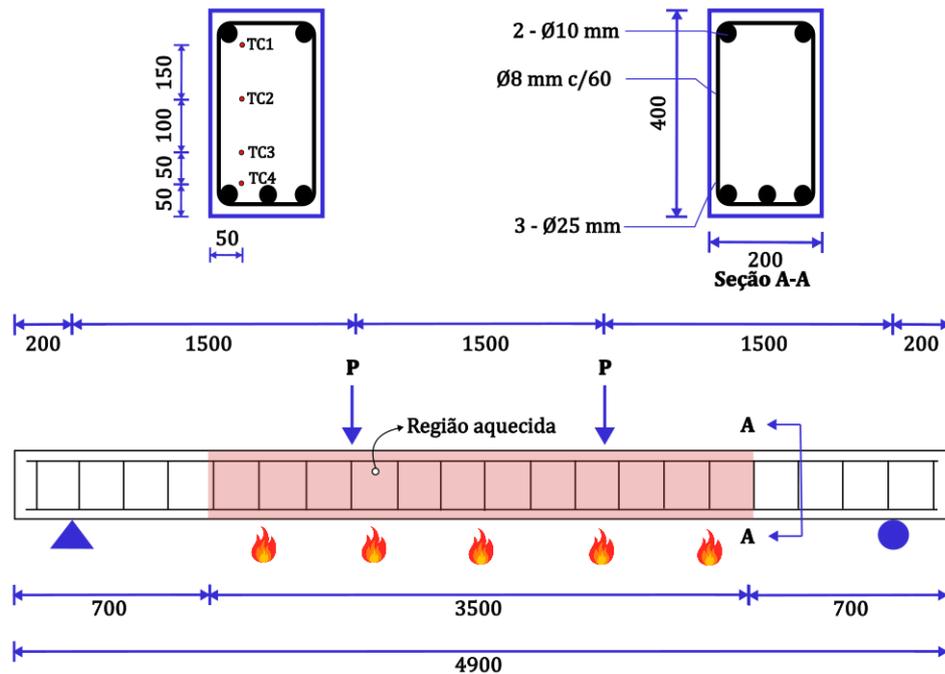
O segundo exemplo de validação diz respeito aos elementos de concreto armado ensaiados por Hou *et al.* (2019). Em seu programa experimental, eles fabricaram 4 tipos de vigas simplesmente apoiadas, fabricadas em RPC e nomeadas por RPCL-1 à RPCL-4. Apesar da utilização da sigla RPC, considerou-se neste trabalho que o material trata-se também de um UHPC, visto que há semelhanças na composição e em suas propriedades. Nas vigas foram variados a espessura do cobrimento e o nível de carregamento. A tabela Tabela 2 resume alguns dos parâmetros do ensaio. No que diz respeito ao material, a composição de todas foi a mesma: cimento Portland, sílica ativa, escória de alto forno, agregados graúdos e miúdos de quartzo, aditivo superplastificante, 2% vol. de fibras de aço com diâmetro de 0,22 mm e comprimento de 13 mm e 0,2% vol. de fibras de PP de 45 μm de diâmetro e 18-20 mm de comprimento.

A Figura 56 mostra um esquema das vigas de UHPC. Elas tinham 4900 mm de comprimento, com vão livre de 4500 mm, dos quais 3500 mm estava exposto ao aquecimento. A seção transversal era de 200 x 400 mm com 3 barras de reforço ($3\varnothing 25$ mm) na região inferior e 2 barras ($2\varnothing 10$ mm) na região superior, todas do tipo HRB400 com tensão de escoamento de 463,3 MPa. Ao longo do comprimento, foram distribuídos uniformemente estribos do tipo HPB300 com tensão de escoamento de 415,2 MPa, diâmetro de 8 mm e espaçados a cada 60 mm.

O ensaio de Hou *et al.* (2019) consistia em aquecer as vigas em três das quatro faces após aplicado um carregamento constante em dois pontos do comprimento. O aquecimento seguiu a curva de incêndio padrão ISO 834 e se deu até a falha do elemento. Uma das

respostas do ensaio foi obtida a partir de 4 termopares instalados nos pontos TC1 a TC4, gerando curvas temperatura \times tempo. A validação das análises se deu pela comparação de tais curvas (modelo \times ensaio). Por conta de erros de ensaio, não foi possível realizar a validação com a viga RPCL-4

Figura 56 – Geometria e configurações do ensaio termomecânico das vigas RPCL-1 à RPCL-4.



Fonte: Adaptado de Hou *et al.* (2019).

Tabela 2 – Características e propriedades das vigas modelas

Viga	Tipo de concreto	Fibras	Exposição ao fogo	Carga aplicada (kN), (% da capacidade)
B1	CRN	Sem fibras	ASTM E119	50 (55%)
RPCL-1 ^a	RPC	Fibras de aço (2,0% vol.) + fibras de PP (0,20 % vol.)	ISO 834	50,9 (30%)
RPCL-2 ^b	RPC	Fibras de aço (2,0% vol.) + fibras de PP (0,20 % vol.)	ISO 834	49,6 (30%)
RPCL-3 ^a	RPC	Fibras de aço (2,0% vol.) + fibras de PP (0,20 % vol.)	ISO 834	84,9 (50%)

a = 25 mm de cobrimento; b = 35 mm de cobrimento

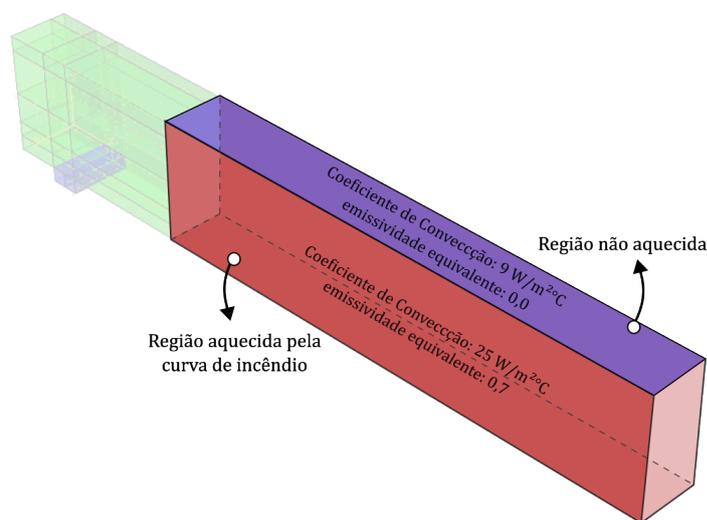
7.1 Validação do comportamento térmico

As análises térmicas foram realizadas considerando os modelos tridimensionais, visto que o campo térmico gerado serviria de base para as análises mecânicas. Além disso, o custo computacional dessa primeira parte costuma ser pequeno em comparação à última. Desse modo, foram utilizados os elementos do tipo DC3D8 de transferência de calor com 20 mm de lado. As armaduras foram tomadas como elementos lineares com dois nós do

tipo DC1D2. Para a incrementação do aquecimento, foram definidos um número máximo de 10^5 , tamanho inicial de 10^{-1} , tamanho mínimo de 10^{-5} e tamanho máximo igual ao tempo total da análise.

A resposta térmica da análise foi definida como transiente, adotando-se uma temperatura inicial (ambiente) de $20\text{ }^\circ\text{C}$. Conforme o estabelecido pela EN 1992-1-2, foi considerado um coeficiente de convecção de $25\text{ W/m}^2\text{ }^\circ\text{C}$ para as regiões da viga em contato com o aquecimento (faces laterais e inferior) e de $9\text{ W/m}^2\text{ }^\circ\text{C}$ para a face que possuía algum tipo de isolamento térmico (face superior). Quanto à emissividade equivalente entre o incêndio e a superfície foi adotado um valor de 0,7. Um exemplo da aplicação do aquecimento é mostrado na Figura 57, considerando a viga RPCL-1.

Figura 57 – Esquema de aplicação do aquecimento na viga RPCL-1

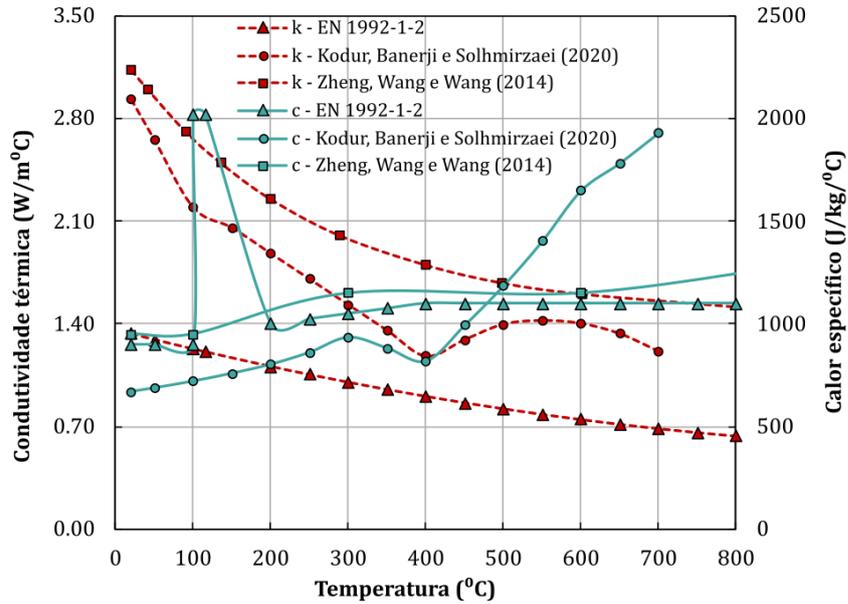


Fonte: Autor.

A composição do concreto influencia em suas propriedades térmicas, portanto o acoplamento das diversas propriedades disponíveis na literatura, sejam elas normativas ou não, ao tipo de material da análise é importante para se obter resultados satisfatórios. Neste trabalho não foram considerados diretamente as características da microscopia do concreto, zona de transição ou até mesmo a inserção de fibras.

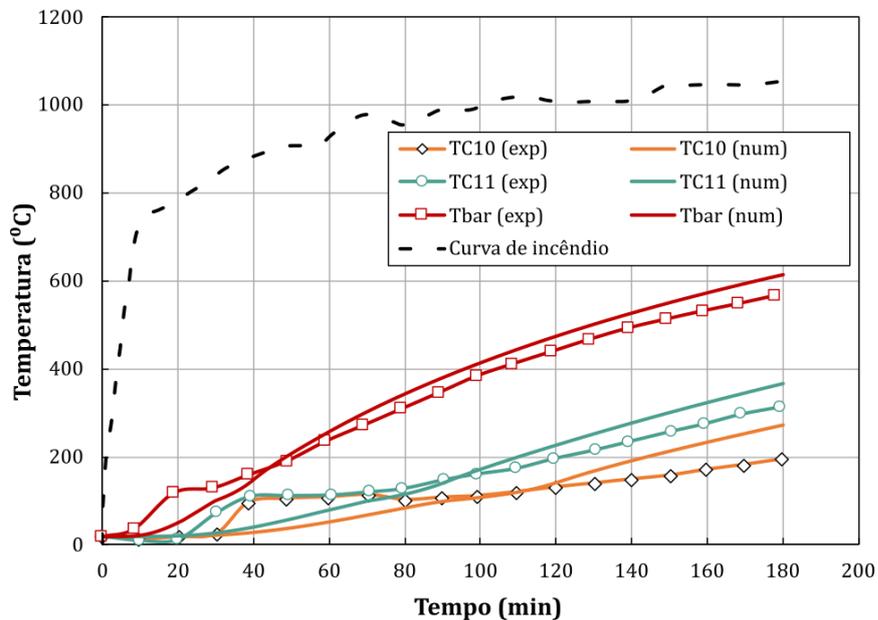
Visto que a viga B1 foi fabricada em CRN, foram inseridas as propriedades disponíveis na EN 1992-1-2 (ver Figura 58), considerando o limite inferior para a condutividade térmica e uma umidade de 3% para o calor específico. Na Figura 59, há uma comparação entre a evolução de temperatura do ensaio (exp) e do modelo numérico (num). A partir das curvas, nota-se que há um ajuste adequado nos pontos Tbar, TC10 e TC11, sobretudo no ponto da armadura. Uma maior discrepância entre as curvas é observada em torno de $100\text{ }^\circ\text{C}$, o que acontece por conta do ponto de evaporação da água livre. À medida que se aprofunda no concreto, o modelo numérico estimou temperaturas superiores às do ensaio, resultando numa diferença de $77,6\text{ }^\circ\text{C}$ após 180 minutos de aquecimento.

Figura 58 – Propriedades térmicas utilizadas nas modelagens das vigas B1 e RPCL-1.



Fonte: Autor.

Figura 59 – Medição (exp) e previsão (num) da evolução de temperatura nos pontos internos da viga B1.

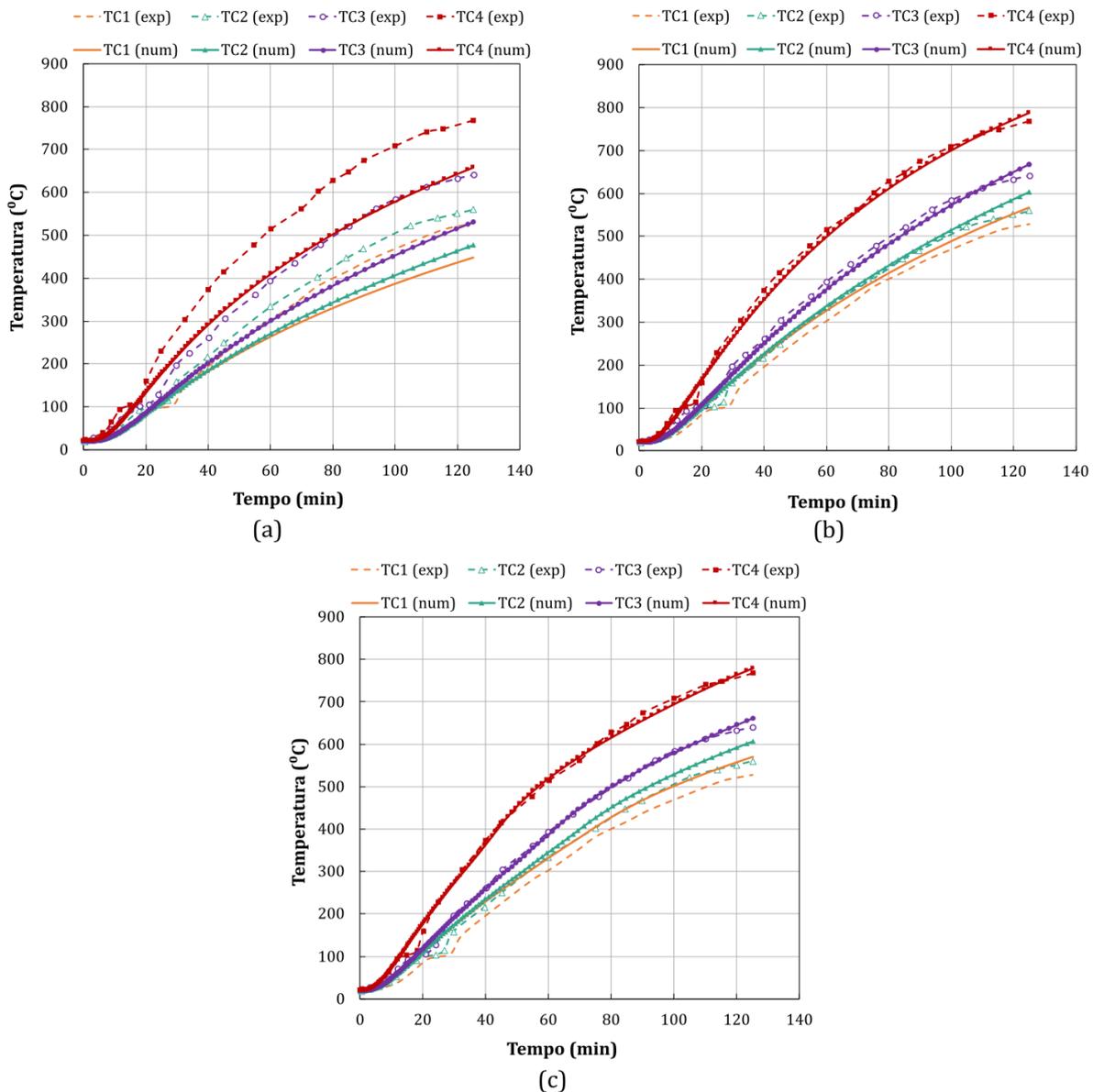


Fonte: Autor.

A partir da Figura 60a, pode-se observar que as propriedades recomendadas pela EN 1992-1-2 não são aplicáveis para o RPC, utilizado na viga RPCL-1. Mesmo inserindo a curva da condutividade superior, o modelo subestimou em mais de 100 °C a temperatura no ponto TC-4. Foram então inseridas propriedades sugeridas por Zheng, Wang e Wang (2014) e Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020) (ver Figura 58)), relativas a ensaios com o

RPC e UHPC, respectivamente. Em ambos os casos, o modelo numérico conseguiu um ótimo ajuste, conforme mostram as Figuras 60b e 60c. As propriedades sugeridas por Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020) implicaram numa estimativa mais precisa tanto da temperatura quanto do comportamento das curvas em relação aos pontos inferiores (TC4 e TC3). Para os pontos TC1 e TC2, as propriedades sugeridas por Zheng, Wang e Wang (2014) resultaram em curvas um pouco mais próximas às do ensaios.

Figura 60 – Medição (exp) e previsão (num) da evolução de temperatura nos pontos internos da viga RPCL-1 empregando as propriedades térmicas sugeridas por: (a) EN 1992-1-2; (b) Zheng, Wang e Wang (2014); (c) Kodur, Banerji e Solhmirzaei (2020)



Fonte: Autor.

7.2 Validação do comportamento termomecânico

Para a validação do comportamento termomecânico das vigas B1, RPCL-1, RPCL-2 e RPCL-3 em situação de incêndio, foram conduzidas análises mecânicas não-lineares que importavam o campo térmico das análises anteriores e assumiam que o concreto e as armaduras possuem uma ligação perfeita (sem aderência) e que os dois materiais têm um comportamento isotrópico e homogêneo. A degradação das propriedades do CRN e do RPC foram incorporadas de fontes distintas, visto que esses concretos apresentam comportamentos não tão similares sob elevadas temperaturas. Neste trabalho não foi feita uma distinção entre os termos UHPC e RPC, sendo respeitada a nomenclatura do trabalho de origem.

A degradação dos materiais é inserida no ABAQUS a partir da redução das resistências à compressão (f_c) e à tração (f_t) e do módulo de elasticidade inicial (E_0). Quanto ao CRN, foram consideradas as recomendações da EN 1992-1-2, conforme evidenciam as curvas presentes na Figura 61. Quanto ao RPC, foram utilizadas as sugestões propostas por Zheng, Luo e Wang (2013) para a variação da resistência à tração, Zheng, Luo e Wang (2015) para a variação da resistência à compressão e Banerji e Kodur (2022) para a redução do módulo, seguindo as equações 7.1, 7.2 e 7.3, respectivamente. Para os dois concretos, foram consideradas faixas de temperatura de 20 à 800 °C.

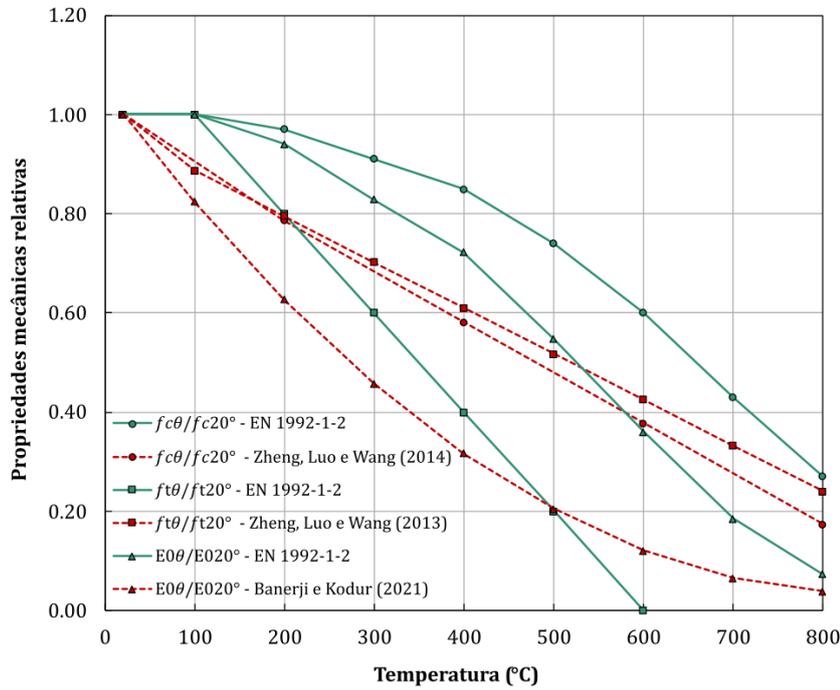
A partir da Figura 61, observa-se que o RPC mantém menores parcelas de resistência à compressão até os 600 °C. Após essa faixa, o CRN passa a apresentar menores valores. Considerando o efeito de carregamento prévio nas vigas, seria importante utilizar valores de tensão provenientes de ensaios com tensão pré-aplicada nos corpos de prova. No entanto, tão consideração foi inviável pela falta de ensaios desse tipo com o UHPC. O trabalho utilizado de Zheng, Luo e Wang (2015) realizou ensaios com corpos de prova de RPC ainda aquecidos e sem carga inicial, o que implica em resultados mais coerentes em comparação aos ensaios de resistência residual.

$$\frac{f_{tT}}{f_t} = 0,98 - 0,925 \left(\frac{T}{1000} \right); \quad 20^\circ \leq T \leq 800^\circ \quad (7.1)$$

$$\frac{f_{cT}}{f_c} = 0,99 - 1,02 \left(\frac{T}{1000} \right); \quad 20^\circ \leq T \leq 800^\circ \quad (7.2)$$

$$\frac{E_{cT}}{E_c} = 1,42 \times 10^{-6} \times T^3 - 2,40 \times 10^{-3} \times T + 1,05; \quad 20^\circ \leq T \leq 750^\circ \quad (7.3)$$

Figura 61 – Variações das propriedades mecânicas com a temperatura utilizadas nas análises termomecânicas do CRN e do RPC.



Fonte: Autor.

No que diz respeito ao comportamento à compressão uniaxial, é necessário que seja incluída a parcela de deformação por fluência transiente do concreto. Para o CRN, as formulações sugeridas pela EN 1992-1-2 já trazem essa deformação de forma implícita, resultando em diagramas tensão \times deformação \times temperatura com alta não-linearidade. Os trechos descendentes das curvas foram obtidos a partir da Equação 7.4, sugerida por Yu *et al.* (2017). Para o RPC, foram consideradas as formulações sugeridas por Zheng, Luo e Wang (2015), descritas na Equação 7.5 e validadas especificamente para o RPC com fibras de aço variando de 1 à 3% em volume. Os diagramas resultantes para os concretos com $f_c = 58,2$ MPa e 127,0 MPa são mostrados nas Figuras 62 e 63, respectivamente.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cT}} = \frac{x}{0,8(x-1)^2 + x} x; \quad x > 1 \quad (7.4)$$

Onde: x é relação entre a deformação (ε_c) e a deformação de pico na temperatura definida (ε_p).

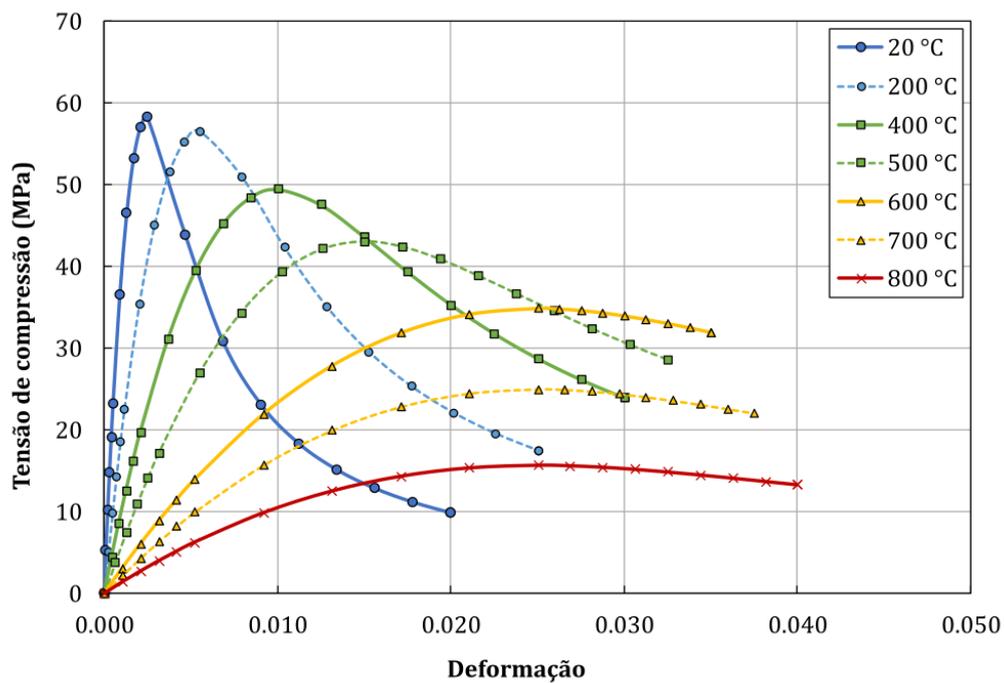
$$\frac{\sigma_c}{f_{cT}} = \begin{cases} mx + (3 - 2m)x^2 + (m - 2)x^3; & x \leq 1 \\ \frac{x}{n(x-1) + x}; & x > 1 \end{cases} \quad (7.5)$$

Os parâmetros m e n são valores independentes que controlam a forma das curvas ascendentes e descendentes, respectivamente. Esses parâmetros são apresentados na Tabela

3.

Tabela 3 – Parâmetros m e n para descrever as curvas de compressão do RPC a diferentes temperaturas

Temperatura	20 °C	200 °C	400 °C	600 °C	800 °C
Parâmetro					
m	1,25	1,24	1,26	1,42	2,18
n	11	4,5	3,6	8,0	9,0

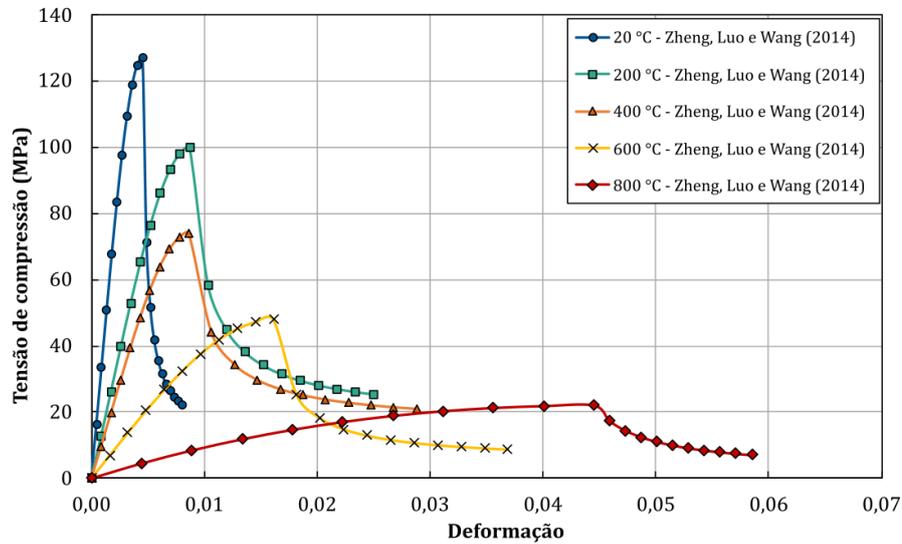
Figura 62 – Diagramas de tensão de compressão (MPa) × deformação × temperatura para o CRN com $f_c = 58,2$ MPa.

Fonte: Autor.

De acordo com Buchanan e Abu (2017), embora a tração do concreto possa ser desprezada em análises sob condições ambientes, há cenários em que ela torna-se importante, como é o caso da situação de incêndio. Em análises por elementos finitos, a tensão de tração promove melhores previsões por conta das grandes deflexões que ocorrem nos elementos. No entanto, pouca atenção é dada essa propriedade, sobretudo no que tange os ensaios com o UHPC. Para o CRN, as formulações de Hordijk (1992) foram ampliadas para elevadas temperaturas, conforme é mostrado na Figura 64. Nesse caso, a energia de fratura e a abertura máxima de fissura foram calculadas para as faixas de 20 °C, 200 °C, 300 °C, 400 °C e 500 °C.

Quanto à tração do RCP, poucos estudos contemplam a performance das fibras em situação de elevadas temperaturas. Há, no entanto, alguns resultados obtidos a partir de ensaios que mostram a variação da tensão de abertura de fissuras (f_{ct}) e da tensão última

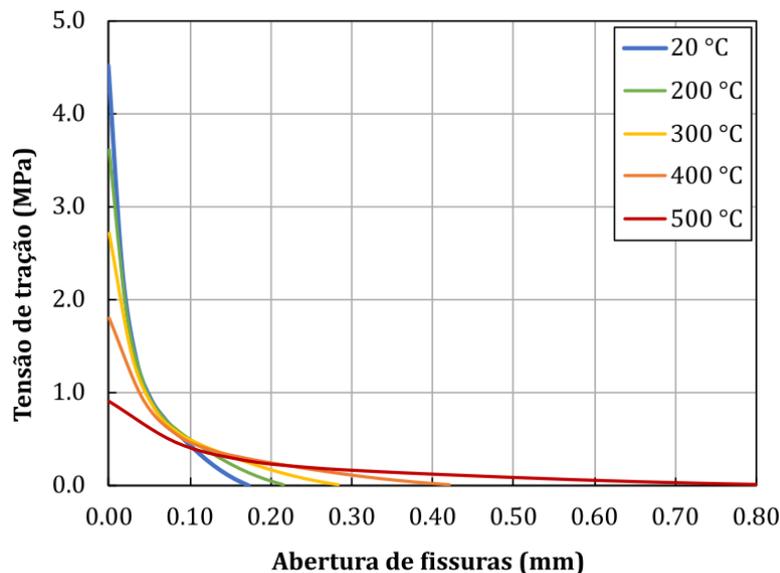
Figura 63 – Diagramas de tensão de compressão (MPa) × deformação × temperatura para o RPC com $f_c = 127$ MPa.



Fonte: Autor.

(f_{ch}). Para a modelagem das vigas RPCL-1 à RPCL-3, foram utilizados dois modelos constitutivos: as curvas normalizadas sugeridas por Banerji e Kodur (2023) que relacionam a tensão de tração com a deformação para faixas de temperatura de 20 °C, 200 °C, 400 °C, 600 °C e 750 °C; e a relação uniaxial descrita na Equação 7.6 e sugerida por Tong *et al.* (2022). Para o último, a deformação de pico (ε_{ch}) foi modificada conforme a Equação 7.7 de Banerji e Kodur (2022) para cada faixa de temperatura.

Figura 64 – Diagramas de tensão de tração (MPa) × abertura de fissuras (mm) × temperatura (°C) para o CRN com $f_t = 4,51$ MPa.



Fonte: Autor.

$$\sigma_t = \begin{cases} \frac{f_{ct}}{\varepsilon_{ct}} \varepsilon & 0 < \varepsilon < \varepsilon_{ct} \\ f_{ct} + \left(\frac{f_{ch} - f_{ct}}{\varepsilon_{ch} - \varepsilon_{ct}} \right) (\varepsilon - \varepsilon_{ct}) & \varepsilon_{ct} < \varepsilon < \varepsilon_{ch} \\ f_{ch} \frac{1}{\left(1 + \frac{\omega}{\omega_p} \right)^p} & 0 < \omega \end{cases} \quad (7.6)$$

$$\frac{\varepsilon_{ch} T}{\varepsilon_{ch}} = 2,7 \times 10^{-8} \times T^3 - 2 \times 10^{-5} \times T^2 + 8,1 \times 10^{-3} \times T + 0,85 \quad (7.7)$$

Onde: ε_{ct} e ε_{ch} são as deformações de abertura de fissura e de pico, respectivamente; ω é o tamanho da fissura; ω_p e p são valores de ajuste linear, definidos como 0,358 e 0,962.

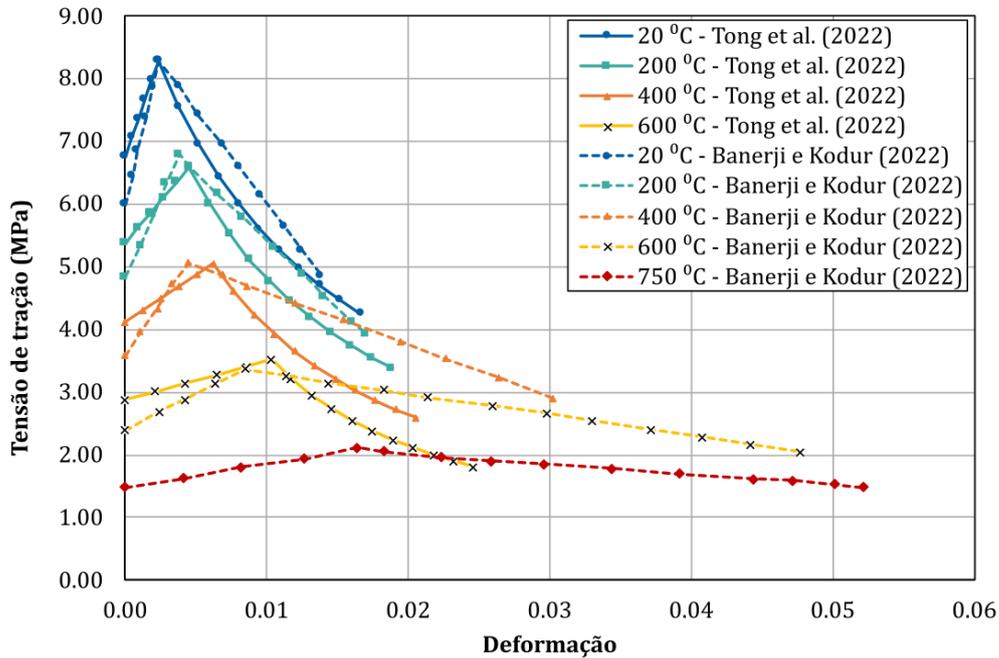
Na definição da resistência à tração, foram utilizados os trabalhos de Danha, Khalil e Al-Hassani (2013) e Al-Hassani, Khalil e Danha (2015), os quais investigaram experimentalmente o comportamento do UHPC com fibras de aço e relacionam a resistência à tração com a resistência à compressão e com a quantidade de fibras de aço adicionada. Empregando as Equações 7.8 e 7.9, foram estimados valores de 6,76 MPa para a tensão de abertura de fissuras e de 8,28 MPa para a tensão máxima resistente. As curvas resultantes de tração podem ser observadas na Figura 65.

$$f_{ch} = 0,024f_c + 2,614V_f \quad (7.8)$$

$$f_{ct} = 0,0509f_{ch} + 1,273V_f \quad (7.9)$$

Onde V_f é a quantidade de fibras de aço em volume, nesse caso de 2%.

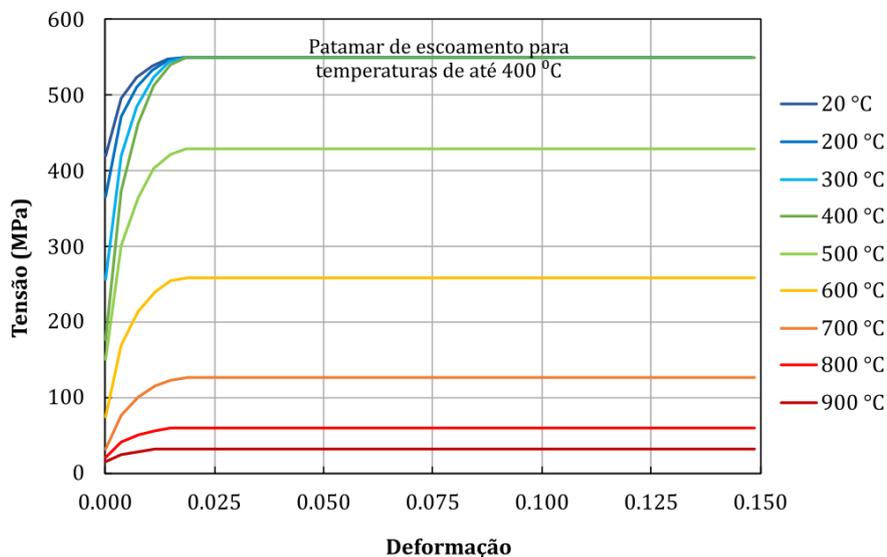
Figura 65 – Diagramas de tensão de tração (MPa) × deformação × temperatura (°C) para o RPC com $f_{ch} = 8,28$ MPa.



Fonte: Autor.

O comportamento plástico das armaduras, considerando faixas de temperatura de até 900 °C, foi definido conforme as sugestões da EN 1993-1-2, que dispõe as variações de resistência e da rigidez e os diagramas de tensão × deformação, considerando um estágio de encruamento. A Figura 66 mostra essa propriedade para o aço da viga B1 com 420 MPa de tensão de escoamento.

Figura 66 – Diagramas de tensão (MPa) × deformação × temperatura (°C) para o aço com $f_y = 420$ MPa.



Fonte: Autor.

Para encontrar a solução, foi utilizada a análise do tipo *Sequentially coupled thermal-stress*, na qual o ABAQUS/Standard realiza um passo inicial aplicando o carregamento e, na sequência, transfere o resultado térmico como um campo predefinido. Desse modo, as tensões são desenvolvidas a partir da degradação das propriedades mecânicas e pela inserção da expansão térmica dos materiais. O coeficiente de expansão térmica foi definido igual a $1,0 \times 10^{-5}$ para o concreto e de $1,2 \times 10^{-5}$ para o aço. As condições de apoio, restrições de deslocamentos, os parâmetros do CDP e o refinamento de malha, utilizados nas análises mecânicas do capítulo anterior, foram mantidos.

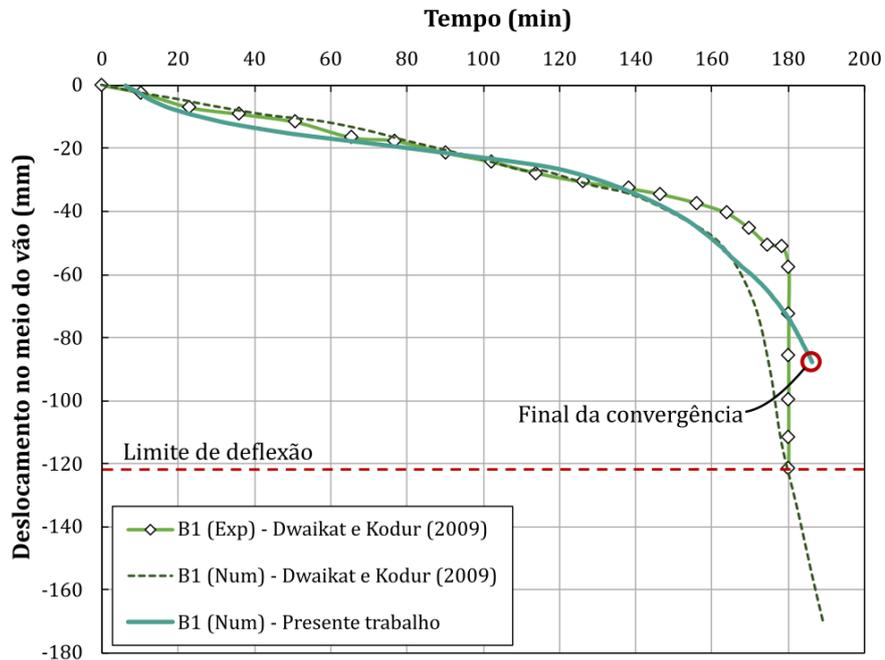
Na Figura 67, há uma comparação entre curvas de deslocamento no meio do vão (mm) \times tempo de aquecimento (minutos) para a viga B1. Foram utilizados os resultados do ensaio de Dwaikat e Kodur (2009), o resultado numérico do mesmo artigo e o resultado do modelo proposto neste trabalho. É possível notar uma boa concordância dos deslocamentos e do tempo de resistência. Ao final da curva, nota-se que o modelo estimou um tempo de resistência ao incêndio (TRI) de 186,25 minutos, ultrapassando em apenas 6,25 minutos o verificado pelo ensaio. O limite de deflexão de 122 mm não foi alcançado pelo modelo, pois os grandes deslocamentos provocaram erros de convergência.

Para as vigas RPCL-1 à RPCL-3, as curvas de deslocamento (mm) \times tempo de aquecimento (minutos) são mostradas nas Figuras 68, 69 e 70. O comportamento de todos os modelos deste trabalho se assemelharam ao medido experimentalmente, desenvolvendo perdas de rigidez conforme o acréscimo de temperatura. Como teste inicial, a viga RPCL-1 foi modelada considerando os modelos de tração de Banerji e Kodur (2023) (num1) e de Tong *et al.* (2022) (num2). Conforme observado na Figura 68, o melhor resultado foi obtido a partir do num2, visto que houve praticamente uma sobreposição à curva numérica do trabalho de Hou *et al.* (2019). Portanto, o num1 foi descartado nas demais análises.

Tanto os deslocamentos no meio do vão, quanto o tempo máximo resistido pelas vigas resultaram em estimativas bem próximas aos ensaios. Para a RPCL-1, o tempo de resistência ao incêndio previsto foi de 126,5 minutos, superando em apenas 1,5 minuto o resultado experimental. Para as vigas RPCL-2 e RPCL-3, os TRI foram de 160 e 111 minutos. Esses resultados mostram que o acréscimo do cobrimento beneficia a resistência das vigas, visto que o concreto desacelera o aquecimento das armaduras longitudinais. Apesar do desvio na análise da RPCL-2, as validações demonstram-se coerentes e, portanto, as propriedades dos materiais são consideradas representativas para as análises subsequentes.

Para a análise da viga B1, Dwaikat e Kodur (2009) desenvolveram um modelo próprio de elementos finitos que incluía a distribuição da poropressão na previsão do *spalling*. Além disso, foram atribuídas aos materiais as propriedades sugeridas pelo manual do ASCE. Essas diferenças entre o modelo desenvolvido e o modelo deste trabalho justificam as diferenças obtidas entre os deslocamentos após 170 minutos de aquecimento. No entanto, tais diferenças foram mínimas e as curvas apresentaram resultados próximos.

Figura 67 – Resultados experimentais (exp) e numéricos (num) para as curvas de deslocamento no meio do vão (mm) \times tempo de aquecimento (minutos) da viga B1.

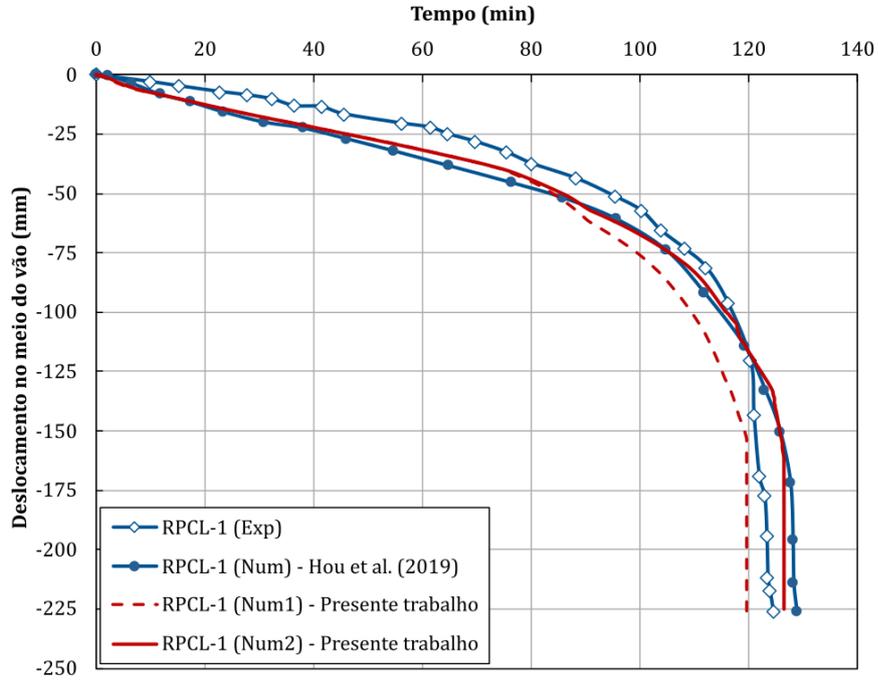


Fonte: Autor.

A partir da Figura 68, é possível notar a influência do diagrama de tração do UHPC no comportamento final das curvas deslocamento \times tempo de aquecimento. Após 80 minutos, há um maior acréscimo dos deslocamentos na curva referente ao modelo numérico 1. Essa influência pode justificar o encaixe não-perfeito entre os modelos numéricos de Hou *et al.* (2019) e o modelo deste trabalho. Apesar de ambos utilizarem o ABAQUS nas análises termomecânicas, não foram inseridos os mesmos diagramas de tração, tampouco os mesmos parâmetros de CDP, visto que os autores não os informaram.

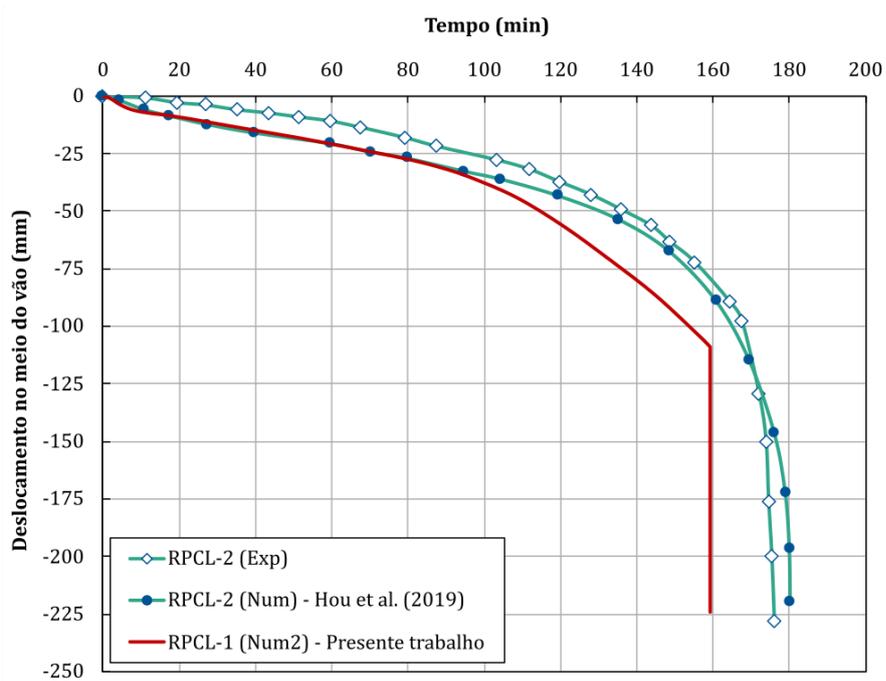
Conforme observa-se a partir da Figura 71, as deformações térmicas introduzem um panorama de tensões diferente do comportamento mecânico para uma viga carregada. As tensões principais mostradas na figura referem-se ao modelo da viga RPCL-2, após um tempo de análise superior a 10 minutos. Enquanto o centro da viga sofre tração, as laterais aquecidas ficam sujeitas à tensão de compressão, sobretudo na região superior. Esse resultado está em conformidade ao descrito pela Figura 12 e indica as possíveis regiões que sofreriam *spalling*.

Figura 68 – Resultados experimentais (exp) e numéricos (num) para as curvas de deslocamento no meio do vão (mm) \times tempo de aquecimento (minutos) da viga RPCL-1.



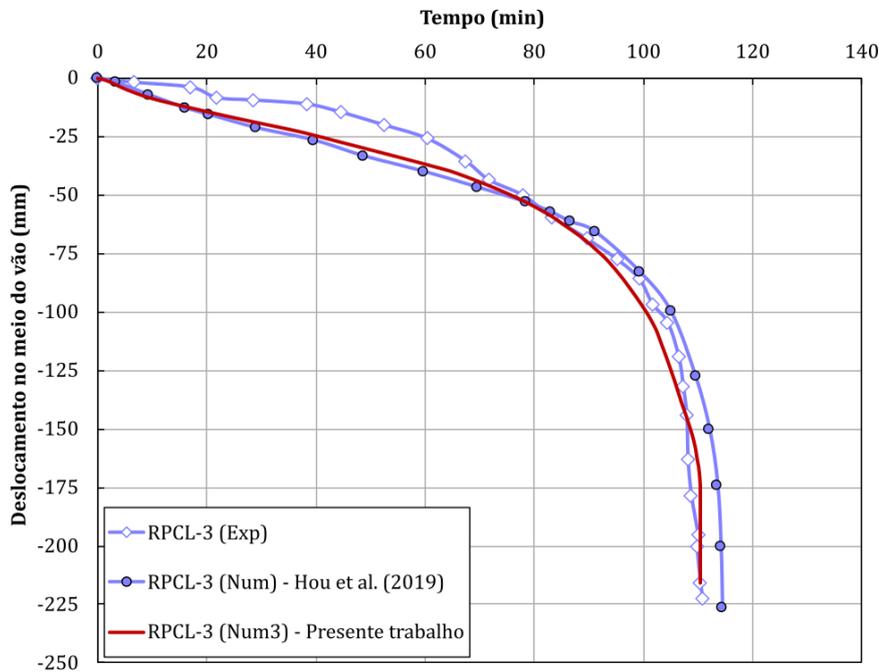
Fonte: Autor.

Figura 69 – Resultados experimentais (exp) e numéricos (num) para as curvas de deslocamento no meio do vão (mm) \times tempo de aquecimento (minutos) da viga RPCL-2.



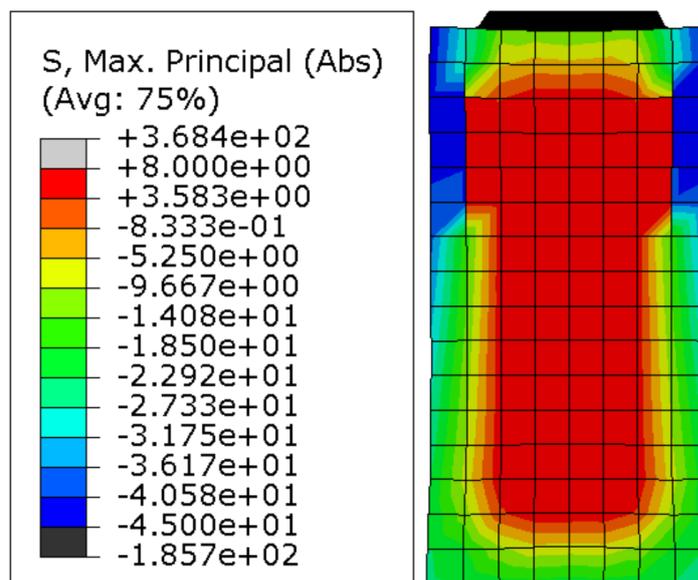
Fonte: Autor.

Figura 70 – Resultados experimentais (exp) e numéricos (num) para as curvas de deslocamento no meio do vão (mm) \times tempo de aquecimento (minutos) da viga RPCL-3.



Fonte: Autor.

Figura 71 – Resultados das tensões principais (MPa) para a análise termomecânica da viga RPCL-2 após 10 minutos de aquecimento.



Fonte: Autor.

8 COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO TERMOMECÂNICO DE VIGAS FABRICADAS EM CRN E UHPC

O presente capítulo sumariza os objetivos deste trabalho ao trazer uma comparação entre o comportamento termomecânico de vigas de concreto armado fabricadas em CRN e UHPC sob situação de incêndio. Tal comportamento foi obtido a partir de análises termomecânicas, nas quais as propriedades inseridas foram validadas no capítulo anterior. As análises representaram dois passos de carregamento. O primeiro consiste na aplicação de duas cargas concentradas e é seguido por um aquecimento gradual, conforme uma curva padrão de incêndio. Como base de comparação, foram pré-estabelecidos alguns pontos no interior da seção transversal das vigas para capturar a evolução da temperatura. Além disso, foram analisados os deslocamentos resultantes no meio do vão, considerando a degradação das propriedades mecânicas.

Foram elaborados três cenários de comparação. No primeiro, as vigas foram dimensionadas com seções transversais distintas, fazendo-se uso da elevada capacidade resistente do UHPC. O objetivo desse cenário era obter uma redução de concreto sob vias de otimização de recursos. No segundo, a seção foi mantida para os dois materiais e uma maior taxa de armadura foi utilizada na viga de CRN. Nesses dois casos, o dimensionamento foi feito de forma analítica para que os elementos demonstrassem uma capacidade resistente aproximada. O terceiro cenário considerou as vigas com mesma seção e mesma taxa de armaduras, sendo comparadas as resistências dos modelos sob aspecto de equivalência. De modo a avaliar o impacto de alguns parâmetros no comportamento das vigas de UHPC, também foram realizadas análises paramétricas neste capítulo, abrangendo o cobrimento das armaduras, a resistência à compressão e a taxa de carregamento aplicado.

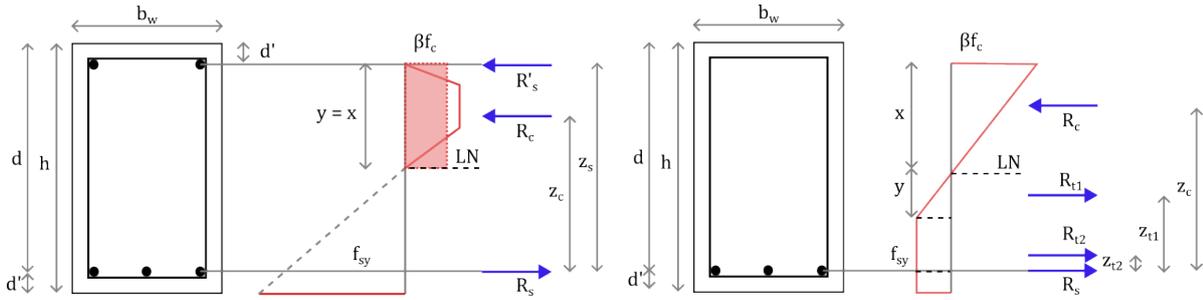
Visto que não foram aplicadas considerações sobre o lascamento do concreto, os modelos de UHPC foram elaborados utilizando o UHPFRC com fibras híbridas de aço (2,0% vol.) e de PP (0,2% vol.). Esses valores foram verificados experimentalmente por Hou *et al.* (2019) e considerados suficientes para evitar o *spalling*. Para o CRN, a resistência à compressão estabelecida foi de 30 MPa e para o UHPC de 150 MPa. Conforme as Equações 7.8 e 7.9, a resistência de tração do UHPC para o surgimento de fissuras foi de 7,04 MPa e máxima de 8,83 MPa.

8.1 Dimensionamento à flexão de vigas de concreto armado

Para encontrar o momento resistente das vigas, foi utilizada a abordagem sugerida por Buttignol (2022). Em seu trabalho, ele descreveu métodos analíticos para o dimensionamento de vigas de concreto armado, definidos por meio das equações de equilíbrio da seção transversal. A partir da Figura 72, é possível notar que a falha ocorre de maneira

distinta de acordo com o tipo de concreto. Para o CRN, é estabelecida uma aproximação para a tensão de compressão, enquanto ignora-se a contribuição da tensão de tração. Para o UHPC, é proposto um diagrama triangular para a compressão e trapezoidal para a tração.

Figura 72 – Esquema para o dimensionamento analítico de vigas de concreto armado. CRN à esquerda e UHPC à direita.



Fonte: Adaptado de Buttignol (2022).

As equações de equilíbrio, das forças resistentes e dos braços de alavanca para as vigas de CRN e de UHPC são definidas a seguir.

$$\text{Equações de equilíbrio para o CRN : } \begin{cases} R_c + R'_s + R_s = 0 \\ M_u = R_c \cdot z_c + R'_s \cdot z_s \end{cases} \quad (8.1)$$

$$\text{Equações de equilíbrio para o UHPC : } \begin{cases} R_c + R_{t1} + R_{t2} + R_s = 0 \\ M_u = R_c \cdot z_c + R_{t1} \cdot z_{t1} + R_{t2} \cdot z_{t2} \end{cases} \quad (8.2)$$

Onde:

$$R_c = \begin{cases} f_c \cdot b_w \cdot y & (\text{CRN}) \\ f_c \cdot b_w \cdot x/2 & (\text{UHPC}) \end{cases} \quad (8.3)$$

$$R_s = f_{sy} \cdot A_s \quad (8.4)$$

$$R'_s = f'_{sy} \cdot A'_s \quad (8.5)$$

$$z_c = \begin{cases} d - y/2 & (\text{CRN}) \\ d - x/3 & (\text{UHPC}) \end{cases} \quad (8.6)$$

$$z_s = d - d' \quad (8.7)$$

$$z_{t1} = d - x - \frac{2}{3}y \quad (8.8)$$

$$z_{t2} = \frac{h - x - y}{2} - d' \quad (8.9)$$

Foi realizada uma comparação entre os momentos últimos resistentes obtidos a partir de ensaios mecânicos e das equações analíticas descritas anteriormente, considerando as vigas N4-0 de Choi, Shin e Kim (2013), U-B3 e U-B5 de Kodur *et al.* (2018). Como resposta, foram obtidos erros de 3,53%, 8,67% e 2,78%, respectivamente. Considera-se então, que essa é uma abordagem válida para prever a capacidade resistente das vigas sob situação ambiente.

Para as vigas modeladas neste capítulo foi atribuída a nomenclatura de B, sendo utilizados o pré-fixo U para indicar o UHPC e N para o CRN. A Tabela 4 e a Figura 73 resumem os modelos de comparação. Todas as vigas possuem comprimento longitudinal de 4000 mm, vão livre de 3700 mm e armadura transversal ($\phi 8$ mm) uniformemente distribuída a cada 150 mm. Além disso, foi utilizado um cobrimento de 25 mm para as armaduras e um aquecimento seguindo a curva ISO 834, aplicado na região central do elemento (em três das quatro faces).

Na Figura 73, há a localização dos pontos térmicos para capturar a evolução da temperatura no interior do material. Foram definidos 3 pontos: TP-S, localizado na região da armadura inferior do canto; TP-C1, localizado no meio da largura e à 50 mm da face inferior; e TP-C2, localizado no centro geométrico das vigas.

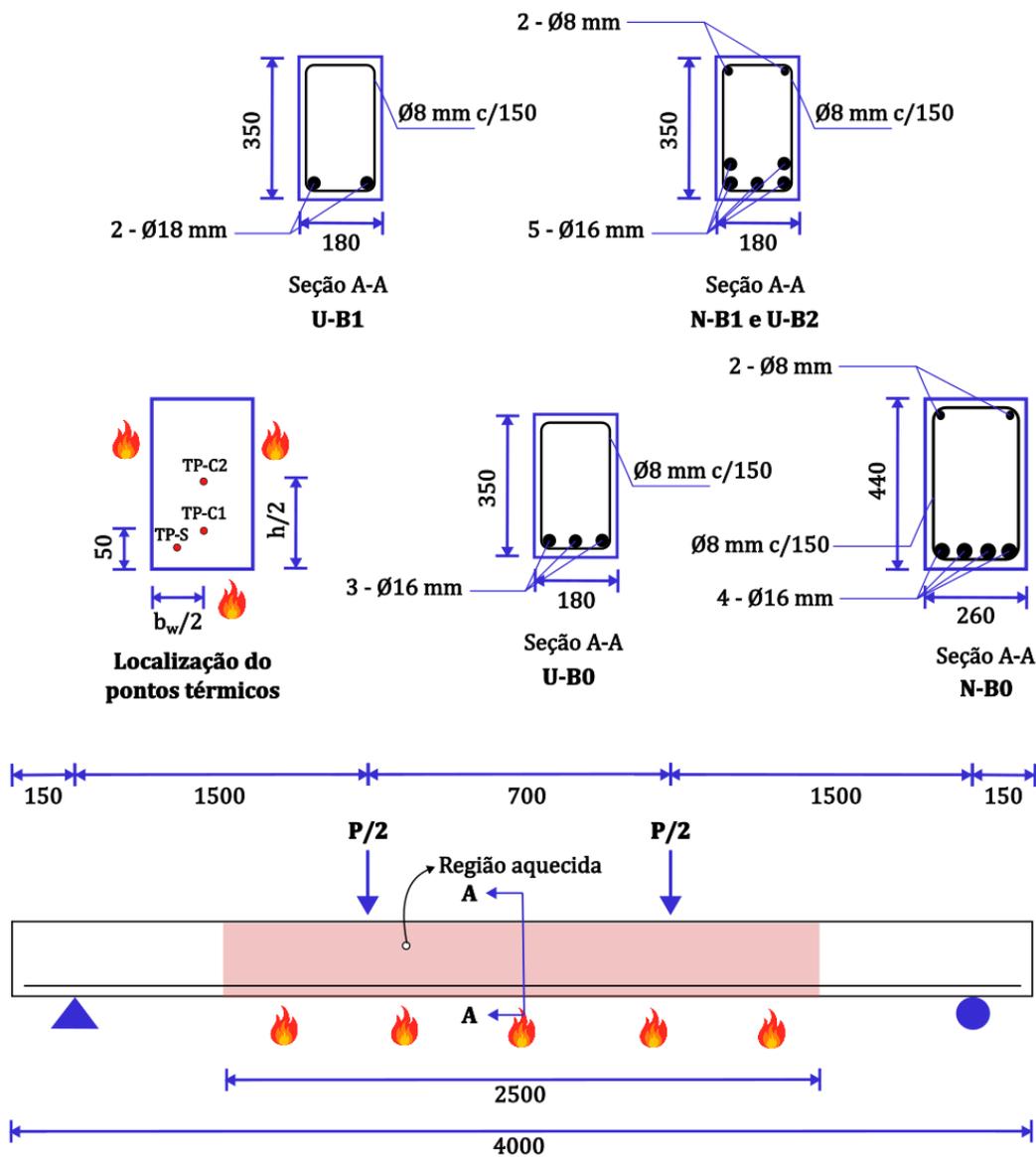
Para o cenário 1, foram dimensionadas duas vigas com as configurações mostradas na Figura 73 (U-B0 e N-B0). A viga U-B0 possui seção transversal de 180×350 mm e 3 barras longitudinais na região de tração ($3\phi 16$ mm). A viga N-B0 possui dimensões de 260×440 mm, 4 barras longitudinais na região de tração ($4\phi 16$ mm) e 2 na região de compressão ($2\phi 8$ mm). De acordo com o dimensionamento, a viga U-B0 apresentou um momento último resistente (M_u) de 14857,1 kNcm, enquanto a viga N-B0 apresentou $M_u = 15184,2$ kNcm. O carregamento ($P/2$) foi aplicado então à uma distância de 1500 mm do apoio, considerando uma parcela de 30% do carregamento último (aproximadamente 30 kN).

Tratando-se do cenário 2, as análises utilizaram a mesma seção transversal da viga U-B0 para os dois tipos de concreto (180×350 mm). Essa abordagem serviu para avaliar a degradação das propriedades mecânicas desses materiais sob caráter de equivalência geométrica e de desempenho mecânico. Desse modo, foram dimensionadas as vigas N-B1 com 5 barras longitudinais na região de tração ($5\phi 16$ mm) e 2 na região de compressão ($2\phi 8$ mm) e a viga U-B1 com 2 barras longitudinais na região de tração ($2\phi 18$ mm). A viga

U-B1 apresentou um momento último resistente (M_u) de 13592,3 kNcm, enquanto a viga N-B1 apresentou $M_u = 13598,8$ kNcm. O carregamento foi aplicado no valor de 27 kN.

No que tange o cenário 3, foi elaborada a viga U-B2 com as mesmas dimensões e mesmo reforço da viga N-B1. Nesse caso, a degradação das propriedades dos dois materiais foram comparadas, considerando que o elemento de UHPC possui um momento último 48% maior que a N-B1, sob condições ambientes. A taxa de carregamento de 30% foi mantida, resultando em $P/2 = 40$ kN.

Figura 73 – Geometria e configurações dos modelos das vigas N-B0, U-B0, N-B1, U-B1 e U-B2.



Fonte: Autor.

Também foram feitas análises mecânicas para obter a força última resistente das vigas dimensionadas. Para isso, foram utilizados os mesmos parâmetros do CDP aplicados nos modelos de validação descritos no capítulo anterior. Conforme observa-se a partir

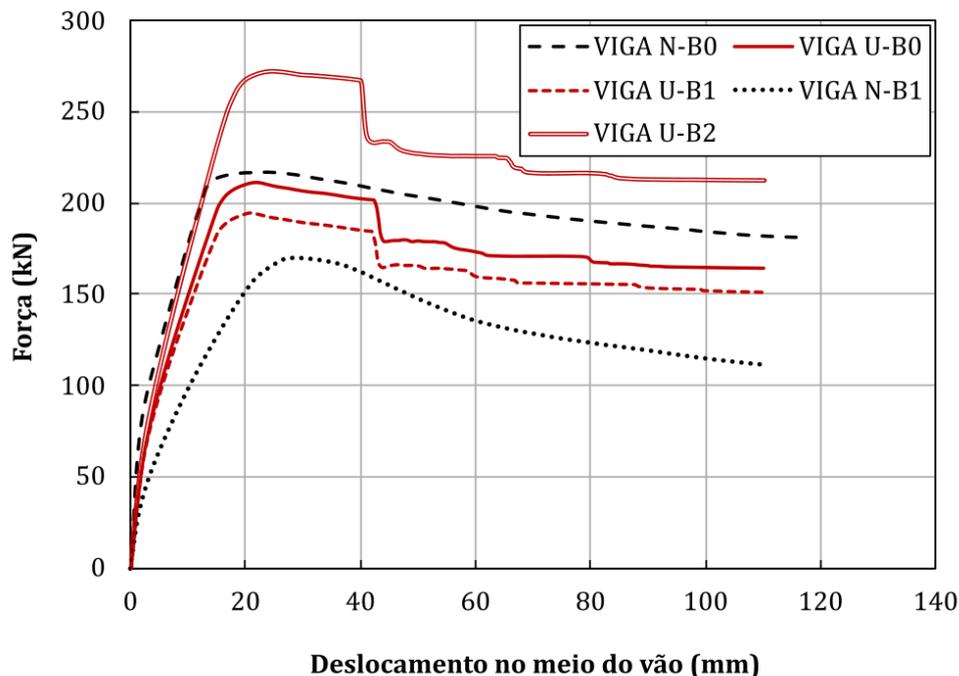
da Figura 74, as curvas força (kN) \times deslocamento (mm) para as vigas U-B0 e N-B0 ficaram próximas entre si, resultando em resistências últimas de 217,22 kN para a N-B0 e de 211,24 kN para a U-B0. Os valores apresentaram uma diferença percentual entre a resposta analítica de 7,8 e 6,6%, respectivamente.

As curvas de força (kN) \times deslocamento (mm) das vigas N-B1 e U-B1 também foram plotadas na Figura 74. Conforme pode-se observar, a viga de UHPC apresentou uma rigidez superior à N-B1, atingindo uma força máxima resistente de 194,42 kN. Isso representou uma diferença de 7,3% em comparação à resposta analítica. Para a viga de CRN, a previsão subestimou em 6,2% a carga máxima, atingindo o valor de 170,16 kN. Com relação à viga U-B2, a força máxima obtida pelo modelo foi de 268,50 kN, 1,55% de divergência. Um problema de convergência ocorreu para as vigas de UHPC. No entanto, como trata-se da região de pós-pico, a brusca redução das curvas foi desprezada.

Tabela 4 – Informações adicionais dos modelos das vigas N-B0, U-B0, N-B1, U-B1 e U-B2.

Viga	Largura (mm)	Altura (mm)	Armadura inferior	Armadura superior	P/2 (kN)	Mu_{calc} (kNcm)	TRI (minutos)
N-B0	260	440	4 - ϕ 16	2 - ϕ 8	30	15184,2	171
N-B1	180	350	5 - ϕ 16	2 - ϕ 8	27	13598,8	134
U-B0	180	350	3 - ϕ 16	-	30	14857,1	100
U-B1	180	350	2 - ϕ 18	-	27	13592,3	97
U-B2	180	350	5 - ϕ 16	2 - ϕ 8	40	20137,8	105

Figura 74 – Comparação numérica entre as curvas de força (kN) \times deslocamento (mm) das vigas N-B0, U-B0, N-B1 e U-B1.



Fonte: Autor.

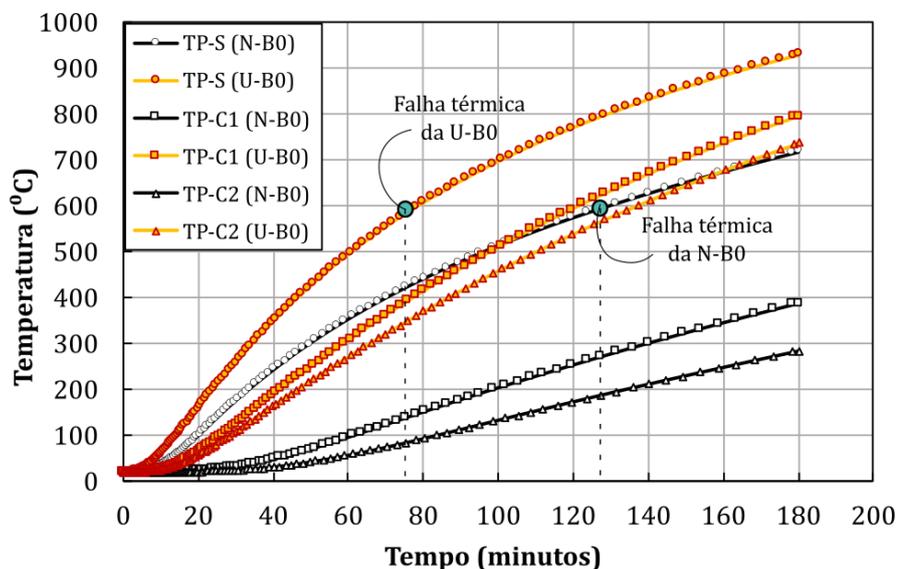
8.2 Comparação entre o comportamento térmico

Para as simulações térmicas, foram adotados os mesmos parâmetros de emissividade e convecção utilizados no capítulo anterior, ambos recomendados pela EN 1992-1-2. As propriedades térmicas para o CRN e para o UHPC foram obtidas a partir da EN 1992-1-2 e do trabalho de Zheng, Wang e Wang (2014), respectivamente. Para o CRN, foram consideradas a condutividade térmica inferior e um teor de umidade de 0%, ou seja, sem pico de calor específico. O tempo de aquecimento foi definido como sendo de 180 minutos e modificado nas análises termomecânicas, conforme a duração da resistência dos modelos.

No gráfico da Figura 75, há 6 curvas que mostram a evolução da temperatura nos pontos TP-S, TP-C1 e TP-C2. Conforme observado, a viga U-B0 aquece muito mais rápido em comparação à viga N-B0. Considerando as dimensões reduzidas da viga de UHPC, tal comportamento é previsível. Entretanto, o ponto da armadura (TP-S) possui as mesmas coordenadas para ambas as vigas e, ainda assim, a U-B0 apresentou 150 °C a mais após 60 minutos de aquecimento. Na Figura 76 há a representação gráfica do gradiente térmico após o tempo total, mostrando que a variação de temperatura no UHPC acontece mais rapidamente, por conta da superior condutividade térmica.

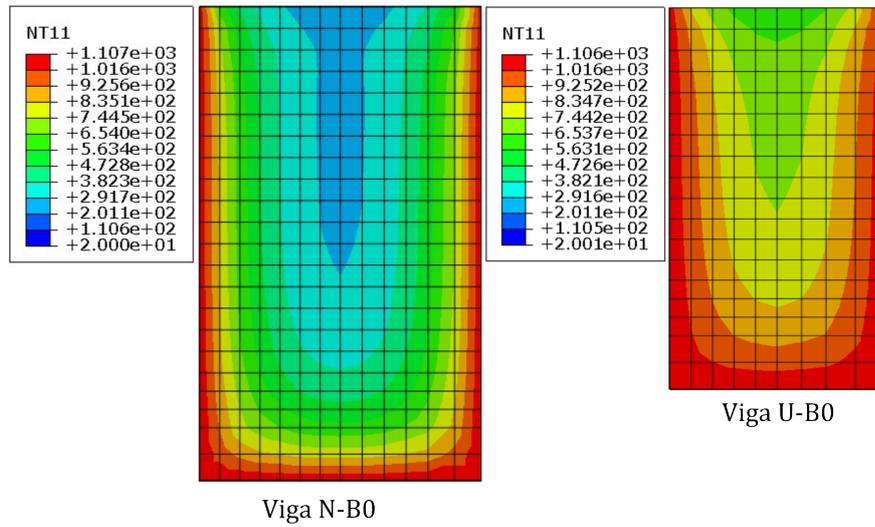
No que diz respeito ao centro das vigas (Ponto TP-C2), foi observado que a N-B0 demorou 85 minutos para aquecer essa região em 100 °C, enquanto que para a viga U-B0, esse tempo foi de apenas 29 minutos. Considerando a falha térmica recomendada pela ASTM E119, foram previstos tempos máximos de 127 e 77 minutos, referentes às vigas N-B0 e U-B0, respectivamente.

Figura 75 – Evolução da temperatura conforme o tempo de aquecimento nos pontos TP-S, TP-C1 e TP-C2 para as vigas N-B0 e U-B0.



Fonte: Autor.

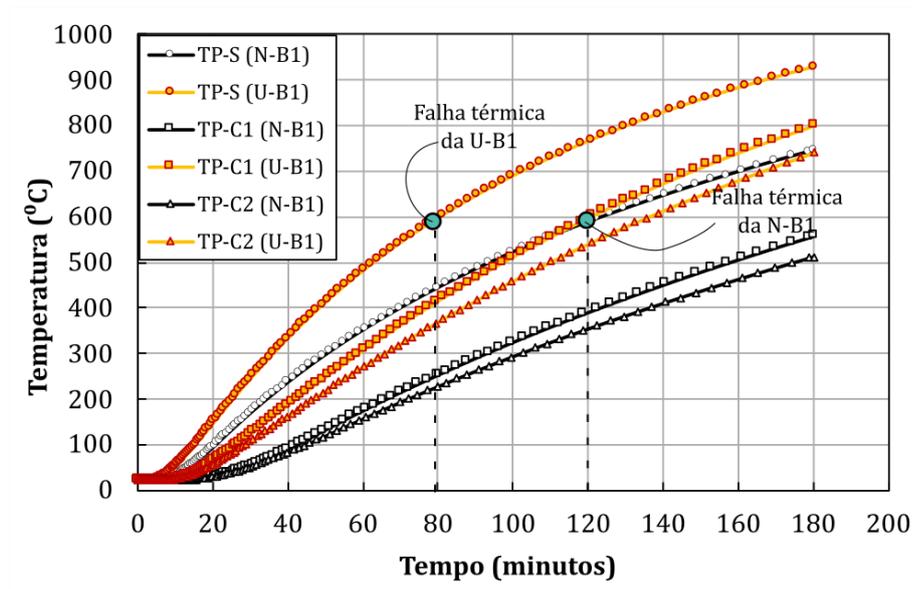
Figura 76 – Gradientes térmicos obtidos após o tempo de aquecimento de 180 minutos para as vigas N-B0 e U-B0.



Fonte: Autor.

Considerando o cenário 2, a comparação entre os pontos térmicos das vigas U-B1 e N-B1 é mostrada na Figura 77. Observou-se inicialmente que o UHPC de fato aquece muito mais rápido em relação ao CRN, pois houve uma diferença de cerca de 182 °C no ponto TP-C1 após 180 minutos de aquecimento. Com relação à falha térmica, o ponto da primeira camada da armadura inferior (TP-S) da viga U-B1 levou 79 minutos para aquecer em 593 °C, enquanto a mesma temperatura foi obtida após cerca de 120 minutos para a viga N-B1.

Figura 77 – Evolução da temperatura conforme o tempo de aquecimento nos pontos TP-S, TP-C1 e TP-C2 para as vigas N-B1 e U-B1.



Fonte: Autor.

8.3 Comparação entre o comportamento termomecânico

Os deslocamentos no meio do vão em função do tempo de aquecimento são mostrados na Figura 78 para as vigas modeladas. Nota-se inicialmente que todos os elementos de UHPC apresentaram resultados próximos, mesmo considerando uma maior taxa de armaduras. Os modelos das vigas U-B0 e N-B0, com a mesma capacidade resistente e seções transversais distintas, resultaram em respostas ao incêndio bem diferentes. Enquanto o elemento de CRN apresentou um tempo de resistência ao incêndio (TRI) de 171 minutos e um deslocamento máximo de 77 mm, a viga U-B0 falhou após 100 minutos e manteve um deslocamento plástico excessivo, o que concorda com os resultados de Hou *et al.* (2019). Esse primeiro cenário mostra que a redução de seção ao se utilizar um concreto mais resistente deve ser alvo de atenção para que os elementos não sofram uma ruptura precoce.

Na comparação entre as vigas U-B1 e N-B1, nota-se inicialmente um comportamento similar até aproximadamente 30 minutos de aquecimento, visto que elas possuem as mesmas dimensões de seção transversal. A partir desse tempo, a maior degradação das propriedades mecânicas do UHPC, associada ao rápido acréscimo de temperatura, impõe uma progressão dos deslocamentos, levando a viga à sua ruptura após 100 minutos. No caso da viga N-B1, foram observados menores deslocamentos e um TRI superior (134 minutos).

Quanto à comparação dos elementos com mesma seção e mesma taxa de armadura (U-B2 e N-B1), os resultados mostraram que a viga de UHPC resistiu a 105 minutos, ou seja, 29 minutos a menos que a viga N-B1. Isso indica que, apesar da elevada resistência do UHPC, esse material sofre maiores danos térmicos e aquece as armaduras de reforço de forma mais acelerada. O acréscimo de armaduras não proporcionou nenhuma resistência significativa para as vigas, visto que as curvas da U-B0, U-B1 e U-B2 são praticamente coincidentes.

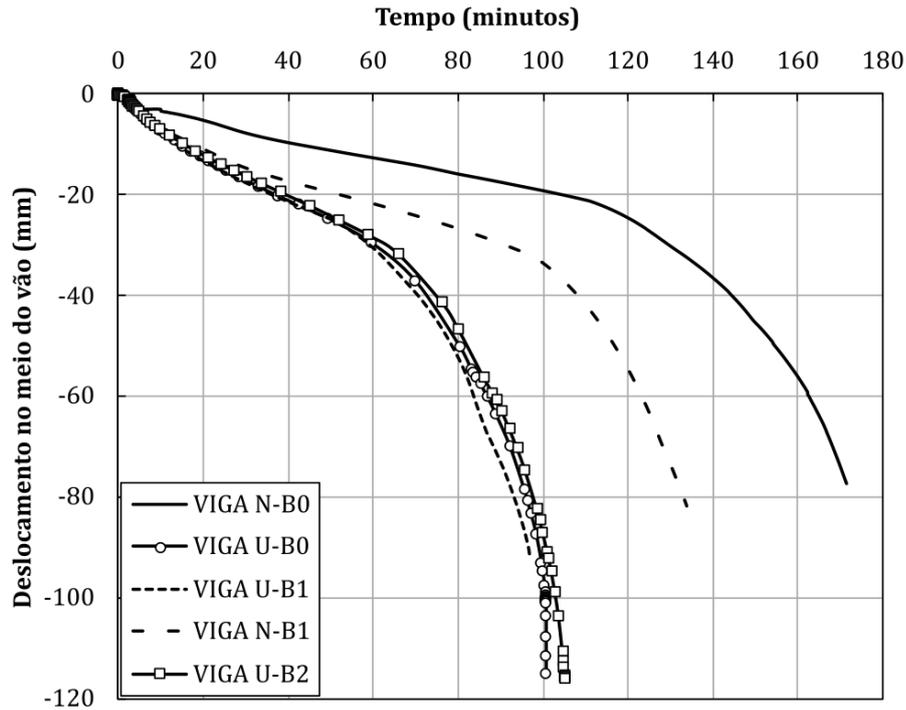
Observa-se ainda na Figura 78 que há um estágio de rápido crescimento dos deslocamentos. Esse estágio se inicia em cerca de 60 minutos para a U-B0 e de 100 minutos para as vigas N-B0 e N-B1. Isso pode ser atribuído à perda de resistência das armaduras longitudinais. De fato, nesses intervalos de tempo, os pontos TP-S atingem a temperatura de 500 °C, como pode ser visualizado nas Figuras 75 e 77. Vale ressaltar que, em muitas situações reais, a viga U-B0 comprometeria a segurança da edificação, pois não suportaria o tempo suficiente para a evacuação dos ocupantes ($TRI < TRRF$).

8.4 Análises paramétricas

Para avaliação do impacto de alguns parâmetros no comportamento termomecânico do UHPC, foram realizadas análises paramétricas com a variação da resistência à compressão, do cobrimento das armaduras longitudinais e da taxa de carregamento pré-aplicado. O modelo da viga U-B0 foi tomado como base comparativa para todas as análises e as

vigas derivadas são mostradas na Tabela 5. Quanto à nomenclatura, foram utilizados os sufixos R, C e T, para referência aos parâmetros de resistência, cobrimento e taxa de carregamento, respectivamente.

Figura 78 – Comparação entre o comportamento termomecânico das vigas N-B0, U-B0, N-B1, U-B1 e U-B2 a partir das curvas deslocamento no meio do vão (mm) × tempo de aquecimento (minutos).



Fonte: Autor.

Tabela 5 – Definição dos parâmetros das análises paramétricas.

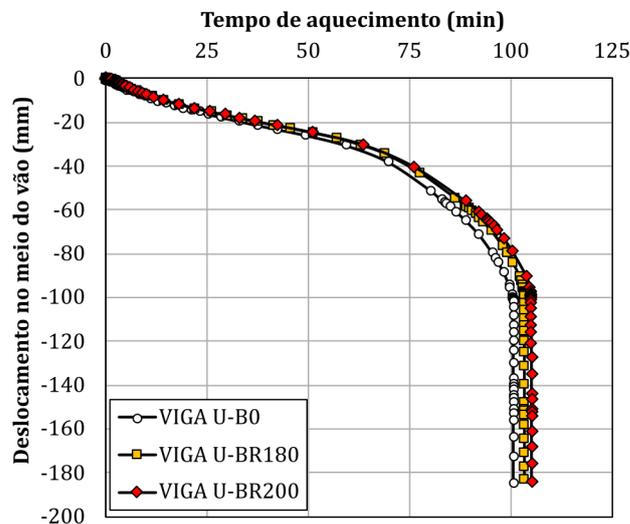
Viga	Resistência à Compressão (MPa)	Viga	Cobrimento (mm)	Viga	Taxa de carregamento (%)
U-B0	150	U-B0	25	U-B0	30
U-BR180	180	U-BC30	30	U-BT45	45
U-BR200	200	U-BC35	35	U-BT55	55

Os resultados obtidos são mostrados nas Figuras 79, 80 e 81. Conforme esperado, com o aumento da taxa de carregamento, há uma redução do TRI dos modelos. Considerando o acréscimo de 15% e de 25% da carga, em relação à viga U-B0, o tempo resistido pelas vigas U-BT45 e U-BT55 foi reduzido em 17,2% e 27,1%. Os menores efeitos foram observados com o acréscimo da resistência. De fato, ao serem utilizados UHPCs com classe C180 e C200, o tempo resistido pelas vigas aumentou em apenas 3% e 5%, respectivamente. É importante ressaltar que quanto mais resistente for o concreto, menor será a sua porosidade, e, por consequência, ele terá uma maior probabilidade de sofrer o

fenômeno do *spalling*. Como não foram avaliados os efeitos de poropressão, o acréscimo da resistência pode na verdade piorar o comportamento das vigas sob situação de incêndio.

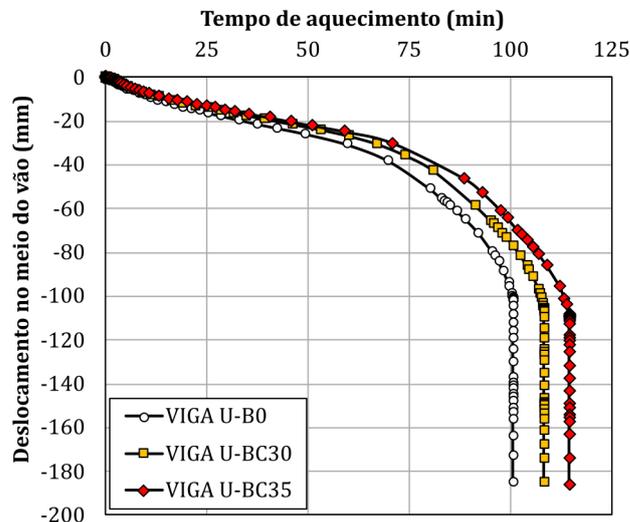
Com o objetivo de aumentar a resistência das vigas durante um incêndio, pode-se aumentar a barreira de proteção térmica das armaduras, ou seja, ampliar o seu cobrimento. Nesse contexto, foi verificado um acréscimo de 8 e 14 minutos para as vigas U-BC30 e U-BC35, respectivamente. Mesmo aumentando o cobrimento em 10 mm, a ruptura da viga aconteceu em menos de 2h de aquecimento. Assim, caso fosse estabelecido esse TRRF, deveria ser realizado um aumento de seção transversal e um re-dimensionamento da viga.

Figura 79 – Análises variando o parâmetro de resistência à compressão da viga U-B0.



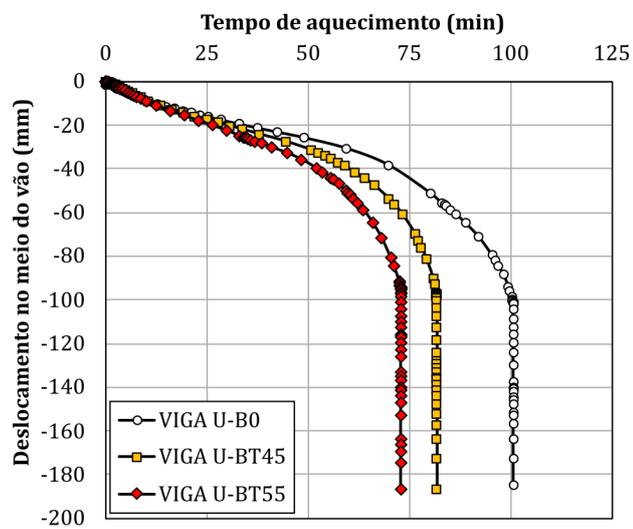
Fonte: Autor.

Figura 80 – Análises variando o parâmetro de cobrimento das armaduras da viga U-B0.



Fonte: Autor.

Figura 81 – Análises variando o parâmetro de taxa de carregamento pré-aplicado na viga U-B0.



Fonte: Autor.

9 CONCLUSÕES

A recente utilização de concretos com resistências superiores a 150 MPa traz incertezas quanto à performance desses materiais sob situação de elevadas temperaturas. Apesar da melhoria em termos de desempenho, os UHPCs demonstram-se mais frágeis e suscetíveis a efeitos explosivos quando são impostos aquecimentos não tão severos (acima de 1°/min). A utilização de fibras híbridas (aço + PP) tendem a melhorar esse comportamento, reduzindo ou evitando o lascamento superficial. Nesse contexto, este trabalho se propôs a realizar uma comparação entre o UHPC e o concreto convencional, avaliando tanto os deslocamentos quanto as temperaturas de vigas sob situação de incêndio.

A fundamentação teve como foco a revisão bibliográfica acerca das propriedades termomecânicas do concreto com foco principal no comportamento do UHPC. Essa base serviu para serem realizadas análises numéricas representativas que ampliassem a compreensão do comportamento termomecânico de vigas de concreto armado sob situação de incêndio. Os dados experimentais presentes na revisão apontaram que o UHPC possui uma maior condutividade térmica em relação ao CRN, uma vez que a maioria dos valores ficaram acima do limite superior recomendado para concretos convencionais pela EN 1992-1-2. De fato, a partir dos resultados de 10 ensaios, a condutividade média para o UHPC sob temperatura ambiente resultou em 2,66 W/m°C, enquanto o limite superior da EN 1992-1-2 sugere esse valor como sendo igual a 1,95 W/m°C. Além disso, verificou-se que essa propriedade não sofre tanta influência com a adição de fibras, visto que esses reforços são inseridos em baixa proporção. Para os dois materiais, as variações quanto ao calor específico, expansão térmica e redução de massa não apresentaram valores significativos. Sendo necessário, portanto, um maior número de resultados experimentais para tornar a padronização conclusiva.

A degradação da resistência mecânica do concreto possui uma alta variabilidade devido às diversas configurações de ensaios existentes. Para o CRN, há uma grande quantidade de dados que já foram absorvidos pelos códigos normativos. Entretanto, quanto ao UHPC, é necessário que mais ensaios sejam realizados para definição de uma curva apropriada. A principal dificuldade dessa definição consiste na diversidade de adições minerais, quantidade e tipo de fibras e nas diferentes técnicas de cura e de dosagem empregados na fabricação do UHPC. Nas análises deste trabalho foram empregados valores de degradação relativos à ensaios com corpos de prova aquecidos. No capítulo 7, há validações termomecânicas que garantem uma boa previsão dos deslocamentos, das temperaturas e do tempo de resistência de vigas de UHPC submetidas à curva padrão ISO 834.

Ao serem utilizadas as propriedades térmicas dos ensaios de Zheng, Wang e Wang

(2014), as análises térmicas indicaram que o UHPC de fato aquece mais rapidamente em comparação aos concretos convencionais. Isso foi observado após a verificação da temperatura em pontos próximos à armadura longitudinal e no centro das vigas modeladas. Considerando a mesma seção transversal e a mesma taxa de armadura, o UHPC demorou 29 minutos para aquecer o centro do elemento em 100 °C, enquanto que CRN levou aproximadamente 45 minutos. Para temperaturas superiores a 500 °C, o aço sofre grandes perdas de resistência, resultando em deflexões excessivas que podem levar ao colapso do elemento. Em comparação ao CRN, esse valor foi alcançado em cerca de 30 minutos a menos para o UHPC.

Considerando as vigas aquecidas com a mesma capacidade resistente, mas com seções transversais diferentes (N-B0 fabricada com CRN e U-B0 com UHPC), foi observada uma progressão dos deslocamentos no meio do vão muito mais severa no elemento de UHPC. Além disso, a U-B0 falhou após 100 minutos de incêndio, 71 minutos a menos que a N-B0. Para as vigas com a mesma capacidade resistente, mesma seção transversal e taxas de armaduras diferentes, os resultados mostraram que, mesmo com uma seção transversal equivalente, o UHPC resistiu 34 minutos a menos que o CRN e apresentou deslocamentos mais expressivos. Quanto às vigas com a mesma seção e mesma taxa de armadura, a ruptura do elemento de UHPC ocorreu 29 minutos antes do elemento de CRN, apresentando deslocamentos maiores após 30 minutos de aquecimento. Esses resultados estão em conformidade com aqueles presentes no trabalho de Hou *et al.* (2019).

Os resultados das comparações termomecânicas mostraram que as barras de reforço, presentes nas vigas fabricadas em UHPC, aquecem mais rapidamente por conta da maior condutividade térmica desse material. Assim, a redução das propriedades mecânicas do aço são mais pronunciadas, o que leva ao acréscimo das deflexões. As maiores taxas de reforço nessas vigas não foram suficientes para aumentar a duração da resistência sob situação de incêndio.

As análises paramétricas com o UHPC indicaram um acréscimo de TRI insignificante com a elevação da capacidade resistente do concreto. Os deslocamentos resultantes das vigas U-BR180 e U-BR200 ficaram bem próximos aos da viga original, indicando que, para estágios de aquecimento, as armaduras governam o comportamento global do elemento. O acréscimo do cobrimento das barras aumentou medianamente a resistência do modelo, prolongando o TRI em até 14 minutos com 10 mm a mais de camada de concreto. No que diz respeito à taxa de carregamento, houve uma grande influência no TRI, alcançando uma redução de 27,1% com o acréscimo de 25% da carga.

O UHPC apresenta um grande potencial no que tange os aspectos de economia de concreto, redução de armaduras e durabilidades dos elementos. Porém, o seu comportamento sob elevadas temperaturas deve ser objeto de cautela durante a sua aplicação. A densa microestrutura desse material dificulta a liberação da água sob forma de vapor,

o que impõe tensões adicionais que podem provocar lascamentos severos nos elementos. Como forma de melhorar esse comportamento, são adicionadas fibras poliméricas que reduzem ou eliminam esse fenômeno. Mesmo com essa precaução, os resultados deste trabalho indicaram que o UHPC se deteriora e aquece mais rapidamente em comparação ao CRN, tendo como base resultados numéricos que utilizaram propriedades verificadas experimentalmente. Portanto, as considerações de projeto de segurança contra incêndios devem abranger o tipo de concreto empregado para que possam ser definidos parâmetros adequados para fuga dos ocupantes e extinção das chamas.

9.1 Sugestões para trabalhos futuros

Como investigação futura, sugere-se a avaliação experimental de vigas de UHPC em situação de incêndio, considerando a inserção de fibras de aço e polimérica e avaliando a ocorrência do *spalling*. Além disso, pode-se aprofundar os estudos experimentais das propriedades térmicas do UHPC em diferentes situações de dosagem.

Outro tópico interessante, diz respeito ao estudo de otimização de estruturas fabricadas com o UHPC, considerando como objetivo a economia dos insumos e aplicando as restrições de resistência contra incêndios. Por fim, sugere-se uma abordagem utilizando confiabilidade, de modo a fazer uma comparação com os modelos tabulares disponíveis nos códigos normativos.

REFERÊNCIAS

- ABDUL-RAHMAN, M. *et al.* Microstructure and structural analysis of polypropylene fibre reinforced reactive powder concrete beams exposed to elevated temperature. **Journal of Building Engineering**, Elsevier, v. 29, p. 101167, 2020.
- AFGC/SETRA. Documents scientifiques et techniques: Ultra high performance fibre-reinforced concretes. **Association Française de Génie Civil (AFGC)**, 2002.
- AGRAWAL, A.; KODUR, V. A novel experimental approach for evaluating residual capacity of fire damaged concrete members. **Fire Technology**, Springer, v. 56, n. 2, p. 715–735, 2020.
- AHMAD, S. *et al.* Mechanical properties of steel fiber-reinforced uhpc mixtures exposed to elevated temperature: Effects of exposure duration and fiber content. **Composites Part B: Engineering**, Elsevier, v. 168, p. 291–301, 2019.
- AL-HASSANI, H. M.; KHALIL, W. I.; DANHA, L. S. Proposed model for uniaxial tensile behavior of ultra high performance concrete. **Engineering and Technology Journal**, University of Technology, v. 33, n. 1, p. 61–77, 2015.
- ASCE. Structural fire protection, manual no. 78, asce committee on fire protection, structural division. *In*: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS NEW YORK. [*S.l.: s.n.*], 1992.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT NBR 15200). **NBR 15200. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.
- ASTM E119. **95a, Standard Test Method for Fire Tests of Building Construction and Materials**. [*S.l.*], 1995.
- BANERJI, S.; KODUR, V. Effect of temperature on mechanical properties of ultra-high performance concrete. **Fire and Materials**, Wiley Online Library, v. 46, n. 1, p. 287–301, 2022.
- BANERJI, S.; KODUR, V. Numerical model for tracing the response of ultra-high performance concrete beams exposed to fire. **Fire and Materials**, Wiley Online Library, v. 47, n. 3, p. 322–340, 2023.
- BANERJI, S.; KODUR, V.; SOLHMIRZAEI, R. Experimental behavior of ultra high performance fiber reinforced concrete beams under fire conditions. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 208, p. 110316, 2020.
- BANERJI, S.; SOLHMIRZAEI, R.; KODUR, V. Fire response of ultra high performance concrete beams. *In*: IOWA STATE UNIVERSITY DIGITAL PRESS. **International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete**. [*S.l.: s.n.*], 2019. v. 2, n. 1.
- BUCHANAN, A. H.; ABU, A. K. **Structural design for fire safety**. [*S.l.: s.n.*]: John Wiley & Sons, 2017.

BUTTIGNOL, T. E. T. A load induced thermal strain (lits) semi-empirical model for plain and steel fiber reinforced concrete subjected to uniaxial compressive load. **Cement and Concrete Research**, Elsevier, v. 127, p. 105896, 2020.

BUTTIGNOL, T. E. T. Analytical and numerical analyses of rc beams exposed to fire adopting a lits trilinear constitutive law for concrete. **Case Studies in Construction Materials**, Elsevier, v. 17, p. e01619, 2022.

CAO, J.; SHAO, X. Finite element analysis of headed studs embedded in thin uhpc. **Journal of Constructional Steel Research**, Elsevier, v. 161, p. 355–368, 2019.

CASTRO, A. d.; TIBA, P.; PANDOLFELLI, V. Fibras de polipropileno e sua influência no comportamento de concretos expostos a altas temperaturas: revisão. **Cerâmica**, v. 57, n. 341, p. 22–31, 2017.

CHAN, Y.; LUO, X.; SUN, W. Compressive strength and pore structure of high-performance concrete after exposure to high temperature up to 800 c. **Cement and Concrete Research**, Elsevier, v. 30, n. 2, p. 247–251, 2000.

CHEN, Y. *et al.* Experimental study on the thermal properties of a novel ultra-high performance concrete reinforced with multi-scale fibers at elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 366, p. 130229, 2023.

CHOE, G. *et al.* Evaluation of the mechanical properties of 200 mpa ultra-high-strength concrete at elevated temperatures and residual strength of column. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 86, p. 159–168, 2015.

CHOE, G. *et al.* Effect of moisture migration and water vapor pressure build-up with the heating rate on concrete spalling type. **Cement and Concrete Research**, Elsevier, v. 116, p. 1–10, 2019.

CHOI, E.; SHIN, Y. The structural behavior and simplified thermal analysis of normal-strength and high-strength concrete beams under fire. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 33, n. 4, p. 1123–1132, 2011.

CHOI, E. G.; SHIN, Y.-S.; KIM, H. S. Structural damage evaluation of reinforced concrete beams exposed to high temperatures. **Journal of Fire Protection Engineering**, SAGE Publications Sage UK: London, England, v. 23, n. 2, p. 135–151, 2013.

COSTA, C. N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. **São Paulo. Universidade de São Paulo**, 2008.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. métodos tabulares apresentados em normas internacionais. **V Simpósio Epusp sobre estruturas de concreto**, v. 5, p. 2003, 2003.

DANHA, L. S.; KHALIL, W. I.; AL-HASSANI, H. M. Mechanical properties of reactive powder concrete (rpc) with various steel fiber and silica fume contents. **Engineering and Technology Journal**, University of Technology, v. 31, n. 16, p. 3090–3108, 2013.

DOGU, M.; MENKULASI, F. A flexural design methodology for uhpc beams posttensioned with unbonded tendons. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 207, p. 110193, 2020.

DOUGILL, J. Some effects of thermal volume changes on the properties and behaviour of concrete. 1968.

DWAIKAT, M.; KODUR, V. Response of restrained concrete beams under design fire exposure. **Journal of structural engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 135, n. 11, p. 1408–1417, 2009.

EIDE, M. B.; HISDAL, J.-M. Ultra high performance fibre reinforced concrete (uhpfrc)—state of the art: Fa 2 competitive constructions: Sp 2.2 ductile high strength concrete. SINTEF Building and Infrastructure, 2012.

EL-TAWIL, S. **Ultra High Performance Concrete (UHPC)**. 2016. Disponivel em: <http://www-personal.umich.edu/~eltawil/uhpc.html>.

ELLINGWOOD, B.; LIN, T. Flexure and shear behavior of concrete beams during fires. **Journal of Structural Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 117, n. 2, p. 440–458, 1991.

European Committee for Standardization. **EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of concrete structures—Part 1-2: General rules—Structural fire design**. [S.l.], 2004.

FEHLING, E.; LEUTBECHER, T.; BUNJE, K. Design relevant properties of hardened ultra high performance concrete. *In: Int. Symp. on Ultra High Performance Concrete*. [S.l.: s.n.], 2004. v. 1, p. 327–338.

FEHLING, E.; SCHMIDT, M.; STÜRWARD, S. **Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany, March 05-07, 2008**. [S.l.: s.n.]: kassel university press GmbH, 2008.

FEHLING, E. *et al.* Ultra-high performance concrete uhpc. **Berlin: Ernst & Sohn**, Wiley Online Library, 2014.

FORD, R. **Fires in high-rise tower blocks fell in years before Grenfell disaster**. 2017. The Times Uk Disponivel em: <https://www.thetimes.co.uk/article/fires-in-high-rise-tower-blocks-fell-in-years-before-grenfell-disaster-hkgbm33px>.

GAO, W. *et al.* Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. **Engineering structures**, Elsevier, v. 52, p. 488–501, 2013.

GRAYBEAL, B. A. *et al.* **Material property characterization of ultra-high performance concrete**. [S.l.], 2006.

HABEL, K. **Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete**. [S.l.], 2004.

HAGER, I. Behaviour of cement concrete at high temperature. **Bulletin of the Polish Academy of Sciences. Technical Sciences**, v. 61, n. 1, p. 145–154, 2013.

HERTZ, K. Heat-induced explosion of dense concretes. **Technical University of Denmark, Institute of Building Design**, 1984.

HOBBS, D. The dependence of the bulk modulus, young's modulus, creep, shrinkage and thermal expansion of concrete upon aggregate volume concentration. **Matériaux et construction**, Springer, v. 4, n. 2, p. 107–114, 1971.

HORDIJK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. **Heron**, v. 37, n. 1, 1992.

HOU, X. *et al.* Comparative fire behavior of reinforced rpc and nsc simply supported beams. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 185, p. 122–140, 2019.

HU, A. *et al.* Tensile characteristics of ultra-high-performance concrete. **Magazine of Concrete Research**, Thomas Telford Ltd, v. 70, n. 6, p. 314–324, 2018.

HUANG, Z. The behaviour of reinforced concrete slabs in fire. **Fire Safety Journal**, Elsevier, v. 45, n. 5, p. 271–282, 2010.

INCROPERA, F. P.; DEWITT, D. P. **Fundamentals of heat and mass transfer**, 5. Aufl. Ausg. [*S.l.: s.n.*]: Wiley, 2001.

ISO 834. **Fire resistance tests-elements of building construction**. Geneva, Switzerland, 1999.

KHALIQ, W.; KODUR, V. Effect of high temperature on tensile strength of different types of high-strength concrete. **ACI Materials Journal**, v. 108, n. 4, 2011.

KHOURY, G. *et al.* Fib bulletin 38: fire design of concrete structures—materials, structures and modelling, state-of-the art report. **Federation internationale du beton, Lausanne, Switzerland**, 2007.

KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Progress in structural engineering and materials**, Wiley Online Library, v. 2, n. 4, p. 429–447, 2000.

KHOURY, G. A.; GRAINGER, B. N.; SULLIVAN, P. J. Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents. **Magazine of concrete research**, Thomas Telford Ltd, v. 37, n. 132, p. 131–144, 1985.

KIM, H.-K.; JEON, J.; LEE, H.-K. Workability, and mechanical, acoustic and thermal properties of lightweight aggregate concrete with a high volume of entrained air. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 29, p. 193–200, 2012.

KLINGSCH, E. W. Explosive spalling of concrete in fire. **IBK Bericht**, ETH Zurich, v. 356, 2014.

KODUR, V.; ALOGLA, S. Effect of high-temperature transient creep on response of reinforced concrete columns in fire. **Materials and Structures**, Springer, v. 50, n. 1, p. 1–17, 2017.

KODUR, V.; BANERJI, S. Comparative fire behavior of reinforced concrete beams made of different concrete strengths. The University of Queensland, 2020.

KODUR, V.; BANERJI, S. Modeling the fire-induced spalling in concrete structures incorporating hydro-thermo-mechanical stresses. **Cement and Concrete Composites**, Elsevier, v. 117, p. 103902, 2021.

- KODUR, V.; BANERJI, S.; SOLHMIRZAEI, R. Effect of temperature on thermal properties of ultrahigh-performance concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 32, n. 8, p. 04020210, 2020.
- KODUR, V.; KHALIQ, W. Effect of temperature on thermal properties of different types of high-strength concrete. **Journal of materials in civil engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 23, n. 6, p. 793–801, 2011.
- KODUR, V. *et al.* Analysis of flexural and shear resistance of ultra high performance fiber reinforced concrete beams without stirrups. **Engineering structures**, Elsevier, v. 174, p. 873–884, 2018.
- KODUR, V.; SULTAN, M. Thermal properties of high strength concrete at elevated temperatures. **ACI SPECIAL PUBLICATIONS**, AMERICAN TECHNICAL PUBLISHERS LTD, v. 179, p. 467–480, 1998.
- KODUR, V.; SULTAN, M. Effect of temperature on thermal properties of high-strength concrete. **Journal of materials in civil engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 15, n. 2, p. 101–107, 2003.
- LAKHANI, H. *et al.* Thermal analysis of reinforced concrete structural elements. **Journal of Structural Fire Engineering**, Emerald Group Publishing Limited, 2013.
- LE, Q. X.; TORERO, J. L.; DAO, V. T. Stress–strain–temperature relationship for concrete. **Fire Safety Journal**, Elsevier, v. 120, p. 103126, 2021.
- LENNON, T. **Structural fire engineering**. [*S.l.: s.n.*]: ICE Publishing, 2011.
- LI, L. Mechanical behavior and design method for reactive powder concrete beams. **Haerbin: Harbin Institute of Technology**, 2010.
- LI, Y.; TAN, K. H.; YANG, E.-H. Influence of aggregate size and inclusion of polypropylene and steel fibers on the hot permeability of ultra-high performance concrete (uhpc) at elevated temperature. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 169, p. 629–637, 2018.
- LI, Y.; ZHANG, D. Effect of lateral restraint and inclusion of polypropylene and steel fibers on spalling behavior, pore pressure, and thermal stress in ultra-high-performance concrete (uhpc) at elevated temperature. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 271, p. 121879, 2021.
- LIANG, X. *et al.* Development of ultra-high performance concrete with high fire resistance. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 179, p. 400–412, 2018.
- LIE, T. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced. **Journal of structural engineering**, v. 120, n. 5, p. 1489–1509, 1994.
- LIE, T.; KODUR, V. Thermal and mechanical properties of steel-fibre-reinforced concrete at elevated temperatures. **Canadian Journal of Civil Engineering**, NRC Research Press Ottawa, Canada, v. 23, n. 2, p. 511–517, 1996.
- LUO, B. Study on explosive spalling rules and mechanical properties of reactive powder concrete at elevated temperatures. **Harbin Institute of Technology: Harbin, China**, 2014.

LUO, X.; SUN, W.; CHAN, Y. Residual compressive strength and microstructure of high performance concrete after exposure to high temperature. **Materials and Structures**, Springer, v. 33, n. 5, p. 294–298, 2000.

MA, Q. *et al.* Mechanical properties of concrete at high temperature—a review. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 93, p. 371–383, 2015.

MAJORANA, C. E. *et al.* An approach for modelling concrete spalling in finite strains. **Mathematics and Computers in Simulation**, Elsevier, v. 80, n. 8, p. 1694–1712, 2010.

MALHOTRA, H. The effect of temperature on the compressive strength of concrete. **Magazine of concrete research**, Thomas Telford Ltd, v. 8, n. 23, p. 85–94, 1956.

MANUAL, A. U. Version 6.13-2. **Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, Rhode Island, USA**, 2013.

MARTÍNEZ, J. L. **Characterisation of the tensile behaviour of UHPFRC by means of four-point bending tests**. 2017. Tese (Doutorado) — Universitat Politècnica de València, 2017.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. [S.l.: s.n.]: Ibracon, 2008.

MELLO, A. B. de. Comportamento do concreto convencional exposto a altas temperaturas. **Revista Técnico-Científica**, n. 13, 2018.

MINDEGUIA, J.-C. *et al.* Temperature, pore pressure and mass variation of concrete subjected to high temperature—experimental and numerical discussion on spalling risk. **Cement and concrete research**, Elsevier, v. 40, n. 3, p. 477–487, 2010.

NASER, M.; UPPALA, V. Properties and material models for construction materials post exposure to elevated temperatures. **Mechanics of Materials**, Elsevier, v. 142, p. 103293, 2020.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto-5ª Edição**. [S.l.: s.n.]: Bookman Editora, 2015.

NI, S.; GERNAY, T. Considerations on computational modeling of concrete structures in fire. **Fire Safety Journal**, Elsevier, v. 120, p. 103065, 2021.

PARK, J.-J. *et al.* Benefits of synthetic fibers on the residual mechanical performance of uhpfrc after exposure to iso standard fire. **Cement and Concrete Composites**, Elsevier, v. 104, p. 103401, 2019.

PITUBA, J. J. d. C. **Estudo e aplicação de modelos constitutivos para o concreto fundamentados na mecânica do dano contínuo**. 1998. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, 1998.

REN, P. *et al.* Modeling the fire response of reactive powder concrete beams with due consideration to explosive spalling. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 301, p. 124094, 2021.

- ROKUGO, K. **Recommendations for design and construction of high performance fiber reinforced cement composites with multiple fine cracks (HPFRCC)**. [*S.l.: s.n.*]: Japan Society of Civil Engineers, Concrete Committee, 2008.
- SANCHAYAN, S.; FOSTER, S. J. High temperature behaviour of hybrid steel–pva fibre reinforced reactive powder concrete. **Materials and Structures**, Springer, v. 49, n. 3, p. 769–782, 2016.
- SCHEYDT, J. C.; MÜLLER, H. Microstructure of ultra high performance concrete (uhpc) and its impact on durability. *In: Proceedings of the 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel, Germany*. [*S.l.: s.n.*], 2012. p. 349–356.
- SCHMIDT, M.; FEHLING, E. Ultra-high-performance concrete: research, development and application in europe. **ACI Special publication**, v. 228, p. 51–78, 2005.
- SCHNEIDER, U. Concrete at high temperatures—a general review. **Fire safety journal**, Elsevier, v. 13, n. 1, p. 55–68, 1988.
- SHAFIEIFAR, M.; FARZAD, M.; AZIZINAMINI, A. Experimental and numerical study on mechanical properties of ultra high performance concrete (uhpc). **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 156, p. 402–411, 2017.
- SHEN, L. *et al.* Numerical study on crack thermal resistance effect on thermo-mechanical coupled behavior of concrete structure at room temperature. **International Journal of Solids and Structures**, Elsevier, v. 182, p. 141–155, 2020.
- SHEN, L. *et al.* Experimental and numerical study of effective thermal conductivity of cracked concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 153, p. 55–68, 2017.
- SHI, C. *et al.* A review on ultra high performance concrete: Part i. raw materials and mixture design. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 101, p. 741–751, 2015.
- SHIN, K.-Y. *et al.* Thermo-physical properties and transient heat transfer of concrete at elevated temperatures. **Nuclear Engineering and Design**, Elsevier, v. 212, n. 1-3, p. 233–241, 2002.
- SOLHMIRZAEI, R.; KODUR, V. A numerical model for tracing structural response of ultra-high performance concrete beams. **Modelling**, MDPI, v. 2, n. 4, p. 448–466, 2021.
- TERRO, M. J. **Numerical modelling thermal and structural response of reinforced concrete structures in fire**. 1991. Tese (Doutorado) — Imperial College London (University of London), 1991.
- TONG, L. *et al.* Experiment and finite element analysis of bending behavior of high strength steel-uhpc composite beams. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 266, p. 114594, 2022.
- XUE, C. *et al.* Experimental study on thermal performance of ultra-high performance concrete with coarse aggregates at high temperature. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 314, p. 125585, 2022.

YANG, I.-H.; PARK, J. Mechanical and thermal properties of uhpc exposed to high-temperature thermal cycling. **Advances in Materials Science and Engineering**, Hindawi, v. 2019, 2019.

YU, X. *et al.* A concrete constitutive model considering coupled effects of high temperature and high strain rate. **International Journal of Impact Engineering**, Elsevier, v. 101, p. 66–77, 2017.

ZHAI, Y. *et al.* Study on compressive mechanical capabilities of concrete after high temperature exposure and thermo-damage constitutive model. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 68, p. 777–782, 2014.

ZHENG, W.; LUO, B.; WANG, Y. Compressive and tensile properties of reactive powder concrete with steel fibres at elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 41, p. 844–851, 2013.

ZHENG, W.; LUO, B.; WANG, Y. Microstructure and mechanical properties of rpc containing pp fibres at elevated temperatures. **Magazine of Concrete Research**, Thomas Telford Ltd, v. 66, n. 8, p. 397–408, 2014.

ZHENG, W.; LUO, B.; WANG, Y. Stress–strain relationship of steel-fibre reinforced reactive powder concrete at elevated temperatures. **Materials and Structures**, Springer, v. 48, n. 7, p. 2299–2314, 2015.

ZHENG, W.; WANG, R.; WANG, Y. Experimental study on thermal parameter of reactive powder concrete. **Journal of Building Structures**, v. 35, n. 9, p. 107–114, 2014.

