



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE**  
**PRÓ-REITORIA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E ENGENHARIA DE MATERIAIS**

**DÉBORA DE ALMEIDA NUNES**

**EFEITO DA DEGRADAÇÃO DE CONCRETO A DIFERENTES TEMPERATURAS NAS  
PROPRIEDADES MECÂNICAS E TENACIDADE À FRATURA**

**SÃO CRISTÓVÃO, SE – BRASIL**

**ABRIL DE 2022**

DÉBORA DE ALMEIDA NUNES

EFEITO DA DEGRADAÇÃO DE CONCRETO A DIFERENTES TEMPERATURAS  
NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E TENACIDADE À FRATURA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais da Universidade Federal de Sergipe, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais

ORIENTADOR: PROF. DR. SANDRO GRIZA

SÃO CRISTÓVÃO, SE – BRASIL

ABRIL DE 2022

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE

N972e Nunes, Débora de Almeida.  
Efeito da degradação de concreto a diferentes temperaturas nas propriedades mecânicas e tenacidade a fratura / Débora de Almeida Nunes; orientador Sandro Griza. – São Cristóvão, SE, 2022.  
72 f.; il.

Dissertação (mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais)  
– Universidade Federal de Sergipe, 2022.

1. Concreto - Efeito da temperatura. 2. Incêndios. 3. Concreto - Fratura. I. Griza, Sandro, orient. II. Título.

CDU 624.012.4

“EFEITO DA DEGRADAÇÃO DE CONCRETO A DIFERENTES  
TEMPERATURAS NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E  
TENACIDADE A FRATURA”

Débora de Almeida Nunes

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE  
PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E ENGENHARIA DE MATERIAIS DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA E  
ENGENHARIA DE MATERIAIS.

Aprovada por:



---

Prof. Dr. Sandro Griza



---

Prof. Dr. Luiz Carlos Pereira



---

Profª. Drª. Sandra Andreia Stewart de Araujo Souza

SÃO CRISTÓVÃO, SE – BRASIL

Abril/2022

## DEDICATÓRIA

*Dedico esta dissertação a minha irmã, aos meus pais e meus avôs. Eles são os meus grandes exemplos de vida.*

## AGRADECIMENTOS

Inicialmente, agradeço a Deus por tudo em minha vida. Foi necessária muita fé e força para superar esses últimos anos de pós-graduação, principalmente, frente a pandemia de Covid-19.

Aos meus pais, Joselice e José Antônio. A todo o incentivo e compressão durante toda a vida. Obrigada pelo apoio, especialmente minha mãe, que assumiu parte desta responsabilidade comigo.

À minha irmã, Lívia, que é uma das pessoas mais especiais em minha vida, com a qual compartilho muito mais que a fraternidade. Te amo e admiro muito!

Aos meus avós paternos (*in memoriam*), Antônio e Fausta, que apesar de não se encontrarem mais aqui ainda são amados e lembrados. Aos meus avós maternos, José Honório e Maria Clotilde, os quais sempre me enchem de carinho e palavras de incentivo. Vovó Maria, a senhora foi muito importante nesta etapa de minha vida, obrigada pelo zelo!

Aos meus familiares que me apoiaram durante esta jornada. Aos meus tios e tias, em especial a tia Lene, tio Eduardo, tio Luciano, tia Adenilma, tia Nega, tio Deilson, tia Luciene e tio Otacílio. Aos meus primos, em especial Ricardo, é uma grata surpresa conviver com você!

Aos meus amigos Luiz Alberto de Jesus, Thalyson Brito, Larissa Honorato, Letícia Conceição e Alysson Alves, pelos momentos de descontração e desabafos!

A Dr. Antônio Vasconcelos Santos, o qual foi um grande incentivador do meu mestrado, antes mesmo deste se tornar uma realidade. Foram muitos obstáculos vencidos com o seu auxílio. Lhe sou imensamente grata!

Ao meu orientador Dr. Sandro Griza, pela oportunidade concedida, pelo apoio em todos os momentos e pela dedicação e conhecimento compartilhado.

A Euler Wagner Freitas Santos, pelo apoio durante toda a pesquisa. Foram muitas etapas a serem alcançadas e muitos obstáculos a serem contornados. Acredito que formamos uma boa equipe de trabalho.

Aos professores, técnicos e equipe administrativa do P2CEM, em especial ao professor Dr. Carlos Otávio Damas Martins pela contribuição neste trabalho.

Aos colegas pós-graduandos, por toda a ajuda e apoio durante as disciplinas e etapas do processo, em especial Jonh Yago E. Santos, Michelline Nei B. S. Freitas e Júlio César Valeriano.

Aos membros da banca examinadora, pelas sugestões e considerações feitas neste trabalho.

A Joana S. B. Batista, pelo suporte durante a concretagem e ensaios de ultrassom. A Kelliany Medeiros, pelo auxílio na fabricação dos corpos de prova. A Lucas fontes pelo auxílio técnico no MEV.

Aos colegas do NUPEG, professora Dr<sup>a</sup>. Eliana Midori Sussuchi, Michael Douglas S. Monteiro e ao Dr. Cochiran P. dos Santos, pela operação do MEV.

Ao Instituto Federal de Sergipe (IFS) pela liberação do uso dos laboratórios para realização dos ensaios mecânicos, assim como agradeço aos técnicos que auxiliaram nos ensaios, em especial ao técnico Danilo Viana.

Ao setor de marcenaria da UFS, pela confecção das formas prismáticas de madeira. Ao SENAI-SE pela utilização de suas dependências para realização de ensaios mecânicos.

A Supermix Concreto S.A localizada em Nossa Sra. Do Socorro-SE, pela doação dos insumos para produção dos concretos.

A Beton Engenharia Ltda. localizada em São Cristóvão-SE, pelo empréstimo dos moldes cilíndricos para concretagem.

A cerâmica BlocoBom localizada em Itabaiana-SE, por permitir o uso do forno para aquecimento dos corpos de prova. Agradeço a Caio M. Santos e a equipe de funcionários que nos assistiu em todo o processo de queima.

A CAPES e CNPq pelo incentivo financeiro com a concessão da bolsa de mestrado.

Enfim, gostaria de agradecer a todos que contribuíram de alguma forma para este trabalho.

*“Creio firmemente em uma lei de compensação. As verdadeiras recompensas são sempre proporcionais ao esforço e aos sacrifícios feitos.”*

**Nikola Tesla**

Resumo da dissertação apresentada ao P2CEM/UFS como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais (M.Sc.).

## EFEITO DA DEGRADAÇÃO DE CONCRETO A DIFERENTES TEMPERATURAS NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E TENACIDADE A FRATURA

Débora de Almeida Nunes

Abril/2022

Orientador: Dr. Sandro Griza

Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais

A probabilidade de ocorrência de um incêndio em construções é pequena; contudo, caso ocorra, seu impacto na estrutura pode ser alto. Sendo assim o estudo de estruturas de concreto pós-incêndio é uma área que ainda requer muitos avanços em pesquisa. Com base nisso, é crucial o conhecimento do desempenho do concreto após exposição a elevadas temperaturas, inclusive rastreando-se mudanças nas características e propriedades do material. Este trabalho buscou investigar a influência de altas temperaturas na tenacidade à fratura ( $K_{IC}$ ), resistência à compressão e na velocidade de pulso ultrassônico (VPU) em concreto; como também, averiguar as possíveis mudanças na microestrutura do material. Para tanto foram dosados e moldados corpos de prova de concreto com duas classes de resistência, 25 MPa e 40 MPa, comumente utilizadas em estruturas de concreto. As temperaturas escolhidas para simulação de condições de incêndio foram 400 °C e 800 °C, pois nesses níveis são previstas degradações mais acentuadas desse material e diminuição de suas propriedades mecânicas. Os corpos de prova foram moldados em duas geometrias: cilíndrica, para ensaio de resistência à compressão; e prismática para o ensaio de ultrassom e posterior ensaio de flexão em três pontos para obtenção de  $K_{IC}$ . Os ensaios foram realizados para duas idades de teste: 100 e 720 dias. Dessa forma, observou-se uma redução significativa dos valores de resistência à compressão e VPU com o aumento da temperatura, e apenas uma tendência de queda para os valores de  $K_{IC}$ . Isto possivelmente é devido a degradação dos constituintes do concreto.

Palavras-chaves: Tenacidade à fratura, concreto, incêndio.

Abstract of Master dissertation presented to P2CEM/UFS as a partial fulfillment of the requirements for the master degree in Materials Science and Engineering (M.Sc.).

## EFFECT OF CONCRETE DEGRADATION AT DIFFERENT TEMPERATURES ON MECHANICAL PROPERTIES AND FRACTURE TOUGHNESS

Débora de Almeida Nunes

April/2022

Advisor: Dr. Sandro Griza

Department: Materials Science and Engineering

The probability of a fire occurring in buildings is small; however, if it does occur, its impact on the structure can be high. Therefore, the study of post-fire concrete structures is an area that still requires many advances in research. Based on this, it is crucial to know the performance of concrete after exposure to high temperatures, including tracking changes in the characteristics and properties of the material. This work sought to investigate the influence of high temperatures on fracture toughness ( $K_{IC}$ ), compressive strength and ultrasonic pulse velocity (UPV) in concrete; as well as to investigate possible changes in the microstructure of the material. For this purpose, concrete specimens with two strength classes, 25 MPa and 40 MPa, commonly used in concrete structures, were dosed and molded. The temperatures chosen for simulating fire conditions were 400 °C and 800 °C, because at these levels more pronounced degradation of this material and decrease of its mechanical properties are expected. The specimens were molded into two geometries: cylindrical, for compressive strength testing; and prismatic for the ultrasound test and subsequent bending test in three points to obtain  $K_{IC}$ . Assays were performed for two test ages: 100 and 720 days. Thus, there was a significant reduction in the values of compressive strength and UPV with increasing temperature, and only a downward trend for  $K_{IC}$  values. This is possibly due to degradation of concrete constituents.

Keywords: Fracture toughness, concrete, fire.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Demonstração das curvas de temperatura x tempo para situação de incêndio. a) Curva característica de um incêndio real; b) Curva-padrão de evolução de temperatura; c) e esquematização simplificada das fases de um incêndio (MARCELLI, 2007). .....	23
Figura 2: Curvas-padrão (MORENO JUNIOR e MOLINA, 2012). .....	26
Figura 3: Representação esquemática da microestrutura da zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento hidratada (adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 2008). .....	30
Figura 4: Os três modos básicos de deslocamento de superfícies de ruptura .....	35
Figura 5: Zona de processo de fratura (ZPF) (CAYRO, 2016). .....	36
Figura 6: Alguns mecanismos tenacificadores na ZPF. a) blindagem de microfissuras; b) deflexão da trinca; c) ligação das faces por partícula de agregado; d) oclusão por rugosidade das superfícies; e) arredondamento da ponta por vazios; f) ramificação da trinca (adaptado de SHAH <i>et al.</i> , 1995). .....	37
Figura 7: Regiões de comportamento distinto à ponta da trinca .....	38
Figura 8: Viga entalhada submetida a flexão em três pontos (FERREIRA <i>et al.</i> , 2003). .....	40
Figura 9: Resumo das etapas da pesquisa. ....	44
Figura 10: Resumo dos ensaios da pesquisa. ....	44
Figura 11: Molde de madeira para moldagem dos espécimes prismáticos. Os entalhes no centro e acima do molde servem para inserir a lâmina para concretar o CP contendo o entalhe para mecânica da fratura. ....	46
Figura 12: Corpos de prova prismáticos sendo moldados. A lâmina que reproduzirá a pré-trinca está inclinada em diversos CPs, aguardando apenas o seu adequado encaixe antes da cura do concreto. ....	47
Figura 13: Corpos de prova em tanque para cura úmida. Observam-se os CPs prismáticos contendo entalhe e os CPs cilíndricos para compressão. ....	48
Figura 14: Corpos de prova prismáticos sendo inseridos no forno para aquecimento. ....	49
Figura 15: Procedimento de calibragem do equipamento de ultrassom. ....	50
Figura 16: Realização do ensaio de ultrassom por transmissão direta. ....	50
Figura 17: Ensaio de flexão em três pontos em corpo de prova prismático. ....	51

Figura 18: Amostra de concreto no porta amostra do equipamento de microscopia eletrônica.....	52
Figura 19: Gráficos de Resistência à Compressão x Temperatura. As barras de erro indicam o desvio padrão. a) Idade de teste de 100 dias; b) Idade de teste de 720 dias. ....	55
Figura 20: Gráfico da Velocidade do pulso ultrassônico x Temperatura. As barras de erro indicam o desvio padrão. a) Idade de teste de 100 dias; b) Idade de teste de 720 dias.....	56
Figura 21: Tenacidade à Fratura x Temperatura. As barras de erro indicam o desvio padrão. a) Idade de teste de 100 dias; b) Idade de teste de 720 dias.....	58
Figura 22: Imagens da microscopia eletrônica de varredura das amostras de Concreto: amostra de referência para classe C25 (superior); amostra a 800 °C da C25 (inferior). ....	60
Figura 23: Imagens da microscopia eletrônica de varredura das amostras de Concreto: amostra de referência para classe C40 (superior); amostra a 400 °C para C40 (inferior). Legenda: A - agregado, T – trincas, E – etringita, CH – hidróxido de cálcio, CSH – silicato de cálcio hidratado.....	61
Figura 24: Imagens da microscopia eletrônica de varredura das amostras de Concreto: amostra de referência para classe C40 (superior); amostra a 400 °C para C40 (inferior). Legenda: A - agregado, T – trincas, P – vazios, E – etringita, CH – hidróxido de cálcio, CSH – silicato cálcio hidratado.....	63
Figura 25: Imagens da microscopia eletrônica de varredura das amostras de Concreto: amostra de referência para classe C40 (superior); amostra a 400 °C para C40 (inferior). Legenda: A - agregado, T – trincas, P – vazios, E – etringita, CH – hidróxido de cálcio, CSH – silicato cálcio hidratado, c – cristais de óxido de cálcio. ....	64

**LISTA DE TABELAS**

Tabela 1: Coeficientes para a função adimensional de dependência, $f(\alpha)$ .....	42
Tabela 2: Propriedade do cimento utilizado. ....	45
Tabela 3: Valores da massa específica real dos insumos.....	46
Tabela 4: Determinação dos coeficientes adimensionais da $f(\alpha)$ para $S/W = 4$ . ....	52
Tabela 5: Resumo com os valores das características mecânicas. ....	54

**LISTAS DE SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CP	Corpo de Prova
CMOD	Deslocamento de abertura da entrada da trinca
CTOD	Deslocamento de abertura da ponta da trinca
CTOD <sub>c</sub>	Deslocamento crítico de abertura da trinca
LVDT	Transdutor de deslocamento linear
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
MFLE	Mecânica da fratura linear elástica
MFEP	Mecânica da Fratura Elasto-Plástica
RILEM	International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures.
VPU	Velocidade do pulso ultrassônico
ZPF	Zona de processo de fratura

**LISTA DE SÍMBOLOS**

a	Tamanho da trinca ou entalhe
B	Largura da viga
°C	Grau Celsius
CH	Hidróxido de cálcio
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
d	Distância entre os transdutores
E	Módulo de elasticidade
f ( $\alpha$ )	Função adimensional de dependência
K	Fator de intensidade de tensão
K <sub>I</sub>	Fator de intensidade de tensão no modo I de ruptura
K <sub>Ic</sub>	Fator crítico de intensidade de tensões para o estado plano de deformações ou tenacidade à fratura
P	Carga concentrada central
S	Vão livre
T	Tempo de propagação de onda fornecido pelo equipamento
V	Velocidade de propagação de onda em cada ponto
W	Altura da viga
$\sigma$	tensão nominal

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>17</b>
<b>2. OBJETIVOS</b> .....	<b>20</b>
2.1. OBJETIVO GERAL .....	20
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	20
<b>3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>21</b>
3.1. CONCRETO.....	21
3.2. INCÊNDIO.....	22
3.3. CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	24
3.4. CONCRETO SUBMETIDO À SIMULAÇÃO DE INCÊNDIO.....	26
3.5. ENSAIO DE ULTRASSOM EM CONCRETO.....	27
3.6. MICROESTRUTURA DO CONCRETO ANTES E PÓS-AQUECIMENTO .....	29
3.7. MECÂNICA DA FRATURA .....	32
3.8. MECÂNICA DA FRATURA EM CONCRETO.....	36
3.9. MODELOS PARA DETERMINAÇÃO DO $K_{IC}$ EM CONCRETO.....	40
<b>4. MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>44</b>
4.1. MATERIAIS.....	45
4.2. DIMENSÕES DOS CORPOS DE PROVA.....	46
4.3. PRODUÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	47
4.4. AQUECIMENTO DOS CORPOS DE PROVAS .....	48
4.5. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA .....	49
4.6. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL .....	52
<b>5. RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>54</b>
5.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	54
5.2. VELOCIDADE DO PULSO ULTRASSÔNICO .....	56
5.3. TENACIDADE À FRATURA.....	58
5.4. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL .....	60

<b>6. CONCLUSÕES.....</b>	<b>66</b>
<b>7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>67</b>
<b>8. REFERÊNCIAS .....</b>	<b>68</b>

## 1. INTRODUÇÃO

O concreto de cimento Portland mostra-se como o mais vantajoso e adequado dentre os materiais de construção empregados em obras civis. Este fato advém das diversas vantagens que esse material oferece, dentre as quais destacam-se: custo relativamente baixo, simplicidade na moldagem em diversos tamanhos e formas dos elementos estruturais, boa resistência à ação da água (MEHTA e MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997), e a boa resistência à ação do fogo (BAUER E BAUER, 2000; MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A probabilidade de ocorrência de um incêndio em construções é pequena; contudo, caso ocorra, seu impacto na estrutura pode ser alto (ANNEREL e TAERWE, 2009). Ao longo da história têm sido registrados grandes incêndios, porém a preocupação com as normas e práticas para segurança contra incêndio são mais recentes (SILVA, 2012). Mesmo com a baixa chance do acontecimento de um sinistro, existe a preocupação com as perdas de vida e os prejuízos materiais que este pode causar (MARCELLI, 2007; JUSTINO *et al.*, 2016; ZAGO *et al.*, 2015).

Na maioria dos casos, as estruturas de concreto se comportam bem sob a ação do fogo (ANNEREL e TAERWE, 2009). A estrutura pode ser danificada em sua integridade estrutural após a exposição. Sendo assim, é cada vez maior o interesse em entender as estruturas submetidas à altas temperaturas (JUSTINO *et al.*, 2016). Uma vez que, dependendo do grau de severidade do incidente, é possível reparar a estrutura pós-incêndio, e esta ação pode contribuir economicamente, visto que os custos com demolição e reconstrução são eliminados, e o edifício pode voltar a ser reutilizado mais rapidamente (ANNEREL e TAERWE, 2009).

As estruturas de concreto sinistradas precisam ser avaliadas após ocorrido o incêndio para determinação da sua integridade estrutural (JUSTINO *et al.*, 2016; SETHUPALANI *et al.*, 2016). Para avaliar a resistência do concreto pós-incêndio, são necessárias informações tais como as temperaturas atingidas pela estrutura. Um dos métodos de avaliação é a retirada de exemplares da estrutura e a realização de ensaios de resistência à compressão, como também a análise microscópica. Ainda é possível fazer uma relação entre a resistência e a temperatura, assim, conhecendo-se um fator é possível obter o outro (ANNEREL e TAERWE, 2009). Além da abordagem mais tradicional de retirada de corpos de prova para a determinação da

resistência residual, também é possível utilizar métodos de ensaios não destrutivos, como o ensaio de ultrassom. Com este ensaio, o parâmetro de avaliação mais abordado é a velocidade do pulso ultrassônico.

Ao avaliar a resistência de uma estrutura de concreto incendiada, é importante considerar o perfil de aquecimento do elemento em questão, a face exposta ao fogo apresentará maior perda mecânica. A resistência resultante não é, portanto, representativa para todo o elemento. As perdas em propriedades mecânicas são resultado das mudanças microscópicas que ocorrem com os constituintes do concreto. Certas fases do concreto serão transformadas em novas fases, que poderão alterar a cor do concreto, a composição mineralógica (original) da pasta de cimento e sua porosidade. Assim, a microscopia provou ser uma ferramenta útil para rastrear a maioria das alterações. A extensão das alterações depende na maioria dos casos do tipo e geometria da estrutura, a temperatura máxima atingida durante a exposição, a duração do aquecimento naquela temperatura e as taxas de aquecimento e resfriamento do elemento (LARBI e NIJLAND, 2001).

Como já mencionado, as propriedades dos materiais variam conforme muda-se a temperatura, como também pela localização do foco do incêndio (CUOGUI, 2006). Essas variações são possíveis devido à degradação de componentes microestruturais presentes no concreto. Além disso, o aparecimento de microtrincas se intensifica durante esses processos de desintegração (MEHTA e MONTEIRO, 2008). As mudanças microestruturais que o aquecimento provoca no material podem levar ao decréscimo nas propriedades do concreto, incluindo a resistência à compressão, velocidade do pulso ultrassônico e também alterações de características como a tenacidade à fratura.

Embora exista um certo avanço na área de segurança contra incêndio com novos procedimentos de combate, desenvolvimento de materiais mais resistentes ao fogo e investimentos em novas metodologias de projeto, ainda há poucos estudos na área de integridade de estruturas incendiadas (MARCELLI, 2007). O alto grau de dano que este tipo de sinistro pode causar e a escassez de pesquisa na área torna importante compreender as estruturas de concreto pós-incêndio (JUSTINO *et al.*, 2016).

Este tipo de material tem como uma desvantagem, para uso estrutural, o fato de seu regime de ruptura ser denominado por certos autores de quase frágil, situação em que antes da ocorrência do rompimento da estrutura não ocorre deformação expressiva dessa, a qual colapsará sem aviso prévio (FERREIRA e HANAI, 2017). Assim, a possibilidade de acrescentar o estudo da tenacidade à fratura aos conceitos de perda de resistência, já usados, para analisar estruturas incendiadas torna-se interessante.

Portanto, o presente estudo objetiva analisar a microestrutura dos concretos propostos pré e pós-incêndio, assim como verificar o comportamento da resistência à compressão, velocidade do pulso ultrassônico e a tenacidade à fratura de concreto simples depois de ocorrida uma simulação de incêndio, com o intuito de identificar o comportamento destas características e propriedades do concreto.

## 2. OBJETIVOS

### 2.1. OBJETIVO GERAL

Estudar as alterações microestruturais e seus efeitos na mudança da tenacidade à fratura ( $K_{Ic}$ ), resistência à compressão e velocidade do pulso ultrassônico (VPU) de concretos submetidos à simulação de incêndio.

### 2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir os valores de  $K_{Ic}$  das duas classes de concretos com e sem exposição a temperaturas selecionadas, em diferentes idades de teste;
- Determinar as resistências à compressão para os concretos nas situações acima abordadas;
- Medir a velocidade do pulso ultrassônico (VPU) nos concretos conforme as circunstâncias descritas;
- Analisar a microestrutura da superfície de fratura por microscopia eletrônica de varredura (MEV).

### 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1. CONCRETO

O concreto é um material constituído por mistura de um aglomerante (cimento) com materiais inertes (agregados graúdo e miúdo) e água. Pode-se ainda adicionar algum aditivo para melhorar suas propriedades (PETRUCCI, 2005).

É o compósito mais utilizado na construção civil, possuindo diversas vantagens em relação aos demais materiais de construção. Dentre estas se têm a boa resistência à água, o preço relativamente baixo de produção e a facilidade de moldagem em diferentes formas e tamanhos para os elementos estruturais (MEHTA e MONTEIRO, 2008), além de o concreto ser bem resistente a ação do fogo (BAUER e BAUER, 2000).

O concreto para ser considerado adequado ao uso deve possuir boa resistência e durabilidade, precisa ser econômico, e ainda apresentar um bom acabamento superficial, livre de excessos de porosidade e trincas. Ao perder alguma dessas características é preciso estudar o problema, para possível tratamento (NEVILLE, 1997).

Os elementos estruturais de concreto podem sofrer diversos tipos de esforços (flexão, cisalhamento, torção e compressão). O tipo depende das características de atuação desses na peça. Os fatores que mais influenciam na resistência são: tensões aplicadas; relação água/cimento; materiais integrados; condições de cura e grau de compactação. Esses aspectos afetam a porosidade dos diferentes componentes estruturais do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

As trincas em componentes estruturais de concreto sempre inspiram cuidados na análise das causas e nas possíveis soluções. Visto isso, algumas podem ser desprezadas e outras devem receber atenção especial para resolver o problema adequadamente. Existem diversas fontes geradoras de trincas. As principais são: a retração hidráulica; a variação do teor de umidade; a variação da temperatura; os vários tipos de esforços nas estruturas. Além desses critérios, atividades tais como execução das formas, lançamento, cura, colocação da armadura e a desforma dos elementos podem causar trincamento, se não executados de forma adequada (MARCELLI, 2007).

### 3.2. INCÊNDIO

O fogo pode ser descrito como um fenômeno físico-químico, no qual acontece uma reação de oxidação com emissão de calor e luz. Para tanto, deve existir quatro componentes: combustível; comburente (oxigênio); fonte de calor; e reação em cadeia. A área específica é um fator importante para determinar sua razão de queima na unidade de tempo. Por exemplo, para um mesmo material com igual massa, mas diferentes áreas, o que possuir menor área demorará mais tempo para queimar e atingirá menor temperatura, embora ambos liberem a mesma quantidade de calor (MARCELLI, 2007).

A evolução do incêndio dependerá das condições locais, tais como a temperatura, ventilação, umidade do ar, quantidade do material combustível e geometria do compartimento incendiado, as quais podem favorecer ou não o desenvolvimento do sinistro (MARCELLI, 2007; ZAGO *et al.*, 2015). Um exemplo disso acontece em ambiente com boa ventilação, onde a combustão será alimentada por mais tempo, isso permite um maior desenvolvimento do fogo e dificulta o combate e a contenção do incêndio. Já em locais com má ventilação, nos quais o fogo tende a se extinguir rápido, esse causa poucos danos locais (MARCELLI, 2007).

O incêndio, normalmente, possui três fases: inicial, inflamação generalizada e extinção, essas mostradas na Figura 1(a). A Figura 1(c) traz uma esquematização simples delas. O flashover é o instante em que as chamas dominam todo o local, e o fogo não pode ser mais controlado; é considerado o ponto mais crítico do sinistro (ZAGO *et al.*, 2015). No entanto, para o estudo e ensaios de materiais em um incêndio-padrão é mais comum utilizar a curva padronizada de temperatura versus tempo. Isso se deve ao fato de cada incêndio apresentar a sua curva típica. O que justifica a necessidade de utilizar uma curva mais simplificada, como mostrado na Figura 1(b) (MARCELLI, 2007; ZAGO *et al.*, 2015).

Sabendo-se que cada evento é uma situação única, deve-se atentar que os ensaios apresentarão aspecto limitado da precisão do comportamento e do desempenho dos materiais numa situação real. Dessa forma, os resultados dos experimentos dependem do grau de interação entre o material e a fonte de calor, os quais refletem a dinâmica do incêndio (MARCELLI, 2007).

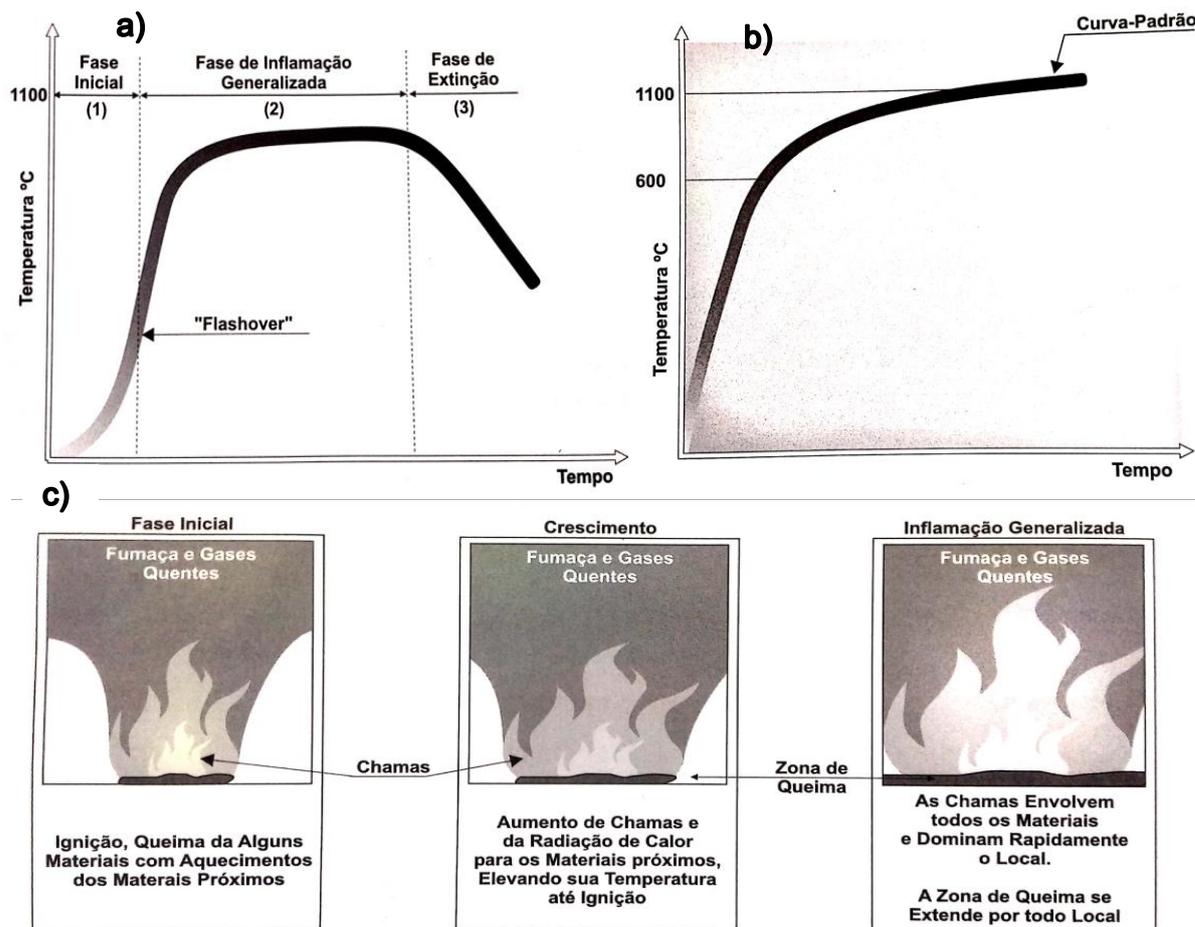


Figura 1: Demonstração das curvas de temperatura x tempo para situação de incêndio. a) Curva característica de um incêndio real; b) Curva-padrão de evolução de temperatura; c) e esquematização simplificada das fases de um incêndio (MARCELLI, 2007).

A propagação do fogo nos materiais pode ocorrer de três maneiras: transversal; superficial; e pós-combustão. A primeira ocorre no sentido da profundidade, onde a taxa de queima é inversamente proporcional à espessura do material. A propagação da chama na modalidade superficial se dá na superfície do material e é uma das causas do grande desenvolvimento do fogo em edifícios. A pós-combustão reflete processos complexos que ocorrem no interior dos materiais após cessar as chamas, e corresponde a uma reação interna do oxigênio com o combustível sem manifestação exterior na fase inicial (MARCELLI, 2007).

Como descrito, vários processos ocorrem durante um incêndio. Assim, entende-se que para elementos de construção, submetidos às altas temperaturas padronizadas (incêndio-padrão), o tempo durante o qual estes mantêm sua estabilidade é chamado de resistência ao fogo (MARCELLI, 2007; SILVA, 2012).

### 3.3. CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

No século XIX o concreto começou a ser usado como revestimento para estruturas de aço. Deste modo, não possuía função estrutural e sim de proteção contra corrosão e fogo. Como não é um isolante ideal, as espessuras das camadas de concreto costumavam ser grandes. Com o tempo o concreto passou a assumir função estrutural, em conjunto com o aço começou a resistir aos esforços. No início foi aplicado como piso, posteriormente em vigas e pilares de estruturas mistas de concreto e aço. Mais tarde, iniciaram-se as construções de estruturas de concreto armado (SILVA, 2012).

Para avaliar uma estrutura sobre possíveis danos provocados por um incêndio, deve-se realizar um levantamento detalhado das deformações e trincas ocasionadas pelo evento, com o cuidado de tentar separar os defeitos prévios dos gerados no sinistro (MARCELLI, 2007). Ao dimensionar as consequências do fogo no concreto é imprescindível conhecer a temperatura máxima a que foi submetido e por quanto tempo. Estes valores são difíceis de quantificar (MARCELLI, 2007; BAUER e BAUER, 2000).

Atualmente, é bem reconhecido que a capacidade resistente do concreto e de vários outros materiais é reduzida em situação de incêndio, em vista da diminuição da área resistente ou degeneração das propriedades mecânicas (FERNANDES *et al.*, 2017; KIRCHHOF *et al.*, 2011; SILVA, 2012). A perda de área deve-se ao spalling, lascamento da superfície do elemento de concreto submetido a um incêndio. Para concretos convencionais o fenômeno decorre da diferença comportamental dos materiais constituintes a altas temperaturas e da pressão interna da água ao evaporar. A sua ocorrência é de caráter aleatório (KIRCHHOF *et al.*, 2011; SILVA, 2012).

No que se refere às estruturas, a causa fundamental de danos em situação de incêndio deve-se ao fato de que, com a exposição ao calor, ocorrem alterações físicas e químicas no concreto. Essas mudanças causam nos elementos estruturais uma deterioração da rigidez e da resistência. Ocorre ainda o aparecimento de esforços solicitantes adicionais devido às deformações térmicas e trincas (FERNANDES *et al.*, 2017; JUSTINO *et al.*, 2016).

Ao tratar de estruturas de concreto submetidas a altas temperaturas, as principais propriedades físicas e mecânicas afetadas são: a resistência ao

escoamento; a resistência à compressão; módulo de elasticidade; condutividade térmica; alongamento; calor específico; e densidade (SILVA, 2012).

O aumento da temperatura proporciona um decréscimo na resistência à compressão do concreto (BAUER e BAUER, 2000; MARCELLI, 2007; MEHTA e MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997; SILVA, 2012). Assim, é comum encontrar na literatura a nomenclatura de resistência residual para se referir ao valor de resistência à compressão do concreto pós-incêndio (ANNEREL e TAERWE, 2009).

A resistência à tração é geralmente desprezada, tanto em temperaturas elevadas como ambiente, visto que é uma propriedade que não costuma ser adotada como critério no dimensionamento de estruturas usuais de concreto. Contudo, em casos em que se deve levar em consideração esta, admite-se que ela não sofre redução até 100 °C (MARCELLI, 2007; SILVA, 2012).

Na situação de incêndio o comportamento do agregado influencia bastante no que acontece com o concreto. Para temperaturas de até 300 °C os agregados se comportam bem; acima disso, eles passam a ter dilatação excessiva, gerando fissuramento (MARCELLI, 2007).

Concretos com agregados silicosos apresentam pior comportamento ao fogo que os a base de calcário (SILVA, 2012). Agregados do tipo calcário são menos afetados pelo fogo por possuírem coeficiente de dilatação menor que os de granito, tendo ainda reações endotérmicas quando aquecidos. No entanto, ao alcançar 900 °C, o calcário pode se decompor e liberar gás carbônico (CO<sub>2</sub>), cal (CaO) e óxido de magnésio (MgO) (MARCELLI, 2007 e NEVILLE, 1997).

Para os tipos granito e gnaisse a fissuração ocorre acima de 500 °C, devido à mudança no quartzo pelo calor. O basalto não apresenta alteração com o calor. Concretos que possuem alto teor de agregado/cimento comportam-se bem melhor em incêndio que os de baixos teores (MARCELLI, 2007).

Ao ser resfriado, o concreto normalmente não recupera a resistência inicial. O valor da resistência depois do resfriamento está sujeito à temperatura alcançada pela estrutura durante o incêndio e à velocidade de resfriamento, quanto mais rápido o processo mais prejudicial para a resistência do concreto (NEVILLE, 1997; SILVA, 2012). O resfriamento brusco causado pela água de combate às chamas produz um

choque térmico, que em alguns casos, é responsável pelos danos no concreto, pois a água reidrata o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) o que causa o inchamento do concreto e o surgimento de trincas (MARCELLI, 2007).

### 3.4. CONCRETO SUBMETIDO À SIMULAÇÃO DE INCÊNDIO

Ao mencionar segurança contra incêndios a análise experimental é vista como uma importante ferramenta na busca por respostas do comportamento de elementos estruturais. Esta pode definir a resistência ao fogo do material. Este parâmetro é caracterizado como a capacidade de um componente estrutural continuar a exercer, durante um tempo determinado, as funções para as quais foi projetado, sob a ação de incêndio. Logo, um experimento laboratorial para a simulação deste tipo de sinistro é um modo de aferir se esse item satisfaz valores limites de comportamento (MORENO JUNIOR e MOLINA, 2012).

Com esta premissa foi criada a padronização da evolução da temperatura com tempo, durante um incêndio. As curvas-padrão mais conhecidas internacionalmente são a ASTM E119 e a ISO 834, representadas na Figura 2. Esta última é a mais utilizada mundialmente e é a adotada pela NBR 5628 no Brasil. As duas curvas padronizadas são para materiais celulósicos (COSTA e SILVA, 2006; MORENO JUNIOR e MOLINA, 2012).

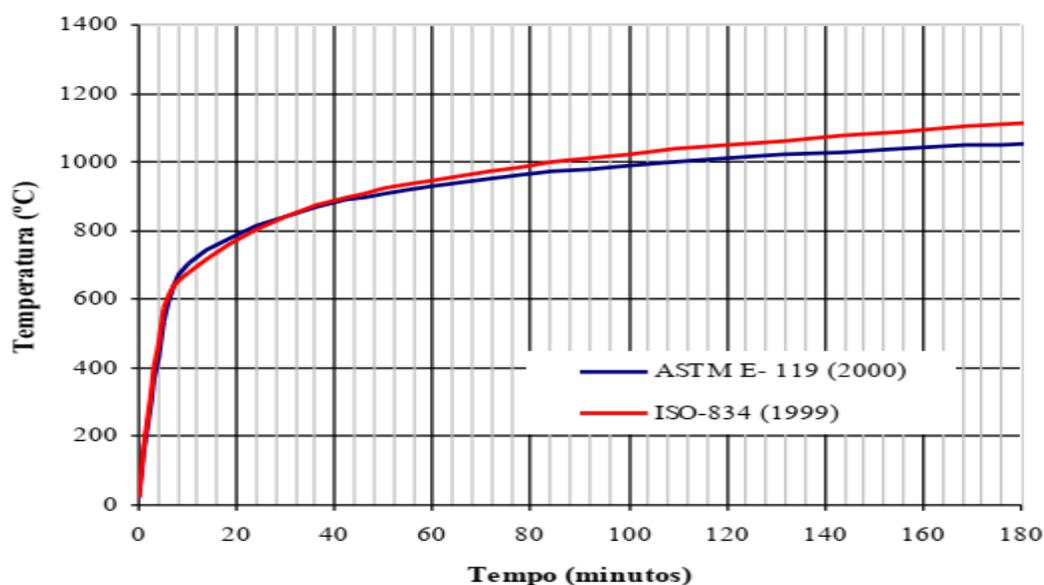


Figura 2: Curvas-padrão (MORENO JUNIOR e MOLINA, 2012).

Apesar das curvas padronizadas não representarem um incêndio real, atualmente elas são utilizadas em ensaios para determinação da resistência ao fogo dos elementos de construção civil. A adoção destas ocorre por uma questão prática de execução de ensaios e permite uma análise comparativa de resistência ao fogo entre elementos similares. Esta prática serve como indicadora qualitativa de resistência em função da severidade do aquecimento do elemento (COSTA e SILVA, 2006).

Moreno Junior e Molina (2012) compararam os parâmetros das metodologias constantes em normas nacionais e internacionais para elementos estruturais submetidos ao fogo. Os autores avaliaram, em laboratório, vigas e pilares em escala natural sob carregamento e submetidos à situação de incêndio. O objetivo do trabalho foi sugerir novos procedimentos a serem adotados pela NBR 5628, em vista dos parâmetros adotados internacionalmente. Como conclusão, relatam a necessidade de atualização da norma nacional.

No trabalho de Fernandes *et al.* (2018) dois pilares com misturas de concreto diferentes em tamanho real foram submetidos ao fogo seguindo a curva padrão ISO 834, por um tempo de 4 horas. Um dos objetivos do estudo era determinar até qual temperatura cada uma das profundidades determinadas alcançariam. Ao total 6 profundidades diferentes foram analisadas (2,5; 5; 10; 15; 20; 25 cm). Os autores relatam que no pilar 1, até a profundidade de 10 cm, o concreto alcançou a temperatura de 550 °C. Já para o pilar 2, esta temperatura foi alcançada até 5 cm. Esta temperatura foi utilizada como parâmetro, já que segundo os autores a partir deste valor de temperatura o concreto perde quase por totalidade sua resistência, tornando-se inútil como material estrutural.

### 3.5. ENSAIO DE ULTRASSOM EM CONCRETO

Na atualidade há vários tipos de testes não destrutivos com o potencial de detectar diferentes aspectos do concreto (AGGELIS *et al.*, 2010; ALFREDO-CRUZ *et al.*, 2015). Nesse sentido, o ultrassom é uma ferramenta alternativa para a inspeção de estruturas de concreto armado, já que uma das suas principais vantagens é a simplicidade de execução do ensaio e é mais confiável do que apenas a inspeção visual (AGGELIS *et al.*, 2010; PANDEY e MALVIYA, 2019; ROCHA e PÓVOAS, 2019).

O ensaio de ultrassom baseia-se na propagação de ondas ultrassônicas no material inspecionado entre dois transdutores, emissor e receptor, em que a velocidade de propagação fornece informações sobre algumas propriedades do concreto, como módulo de elasticidade e massa específica (CÁNOVAS, 1988). Não obstante, como as ondas ultrassônicas também são influenciadas pela existência de danos no material, o ensaio é usado para detectar anomalias no concreto e para caracterizá-las (AGGELIS *et al.*, 2010).

Velocidade do pulso ultrassônico consiste em enviar um feixe de ondas ultrassônicas dentro de um material e avaliar o tempo necessário para percorrê-lo. A velocidade de propagação da onda é determinada pela relação entre a distância percorrida e o tempo registrado. O tempo de propagação da onda e, portanto, a VPU são afetados pelo tipo e qualidade do concreto, ocorrência de trincas e vazios, presença de armadura, umidade, frequência do pulso, entre outros (ALFREDO-CRUZ *et al.*, 2015). Assim a velocidade de propagação de onda pode ser calculada conforme a Equação 1.

$$V = \frac{d}{T} \quad (1)$$

Onde: V = velocidade de propagação de onda em cada ponto (m/s);

d = distância entre os transdutores (m);

T = tempo de propagação de onda fornecido pelo equipamento (s).

Os ensaios não-destrutivos, como no caso do ensaio de ultrassom, são úteis para determinar a homogeneidade de um material. De tal modo, é possível utilizar os valores de velocidade do pulso ultrassônico para avaliar propriedades do concreto em estruturas, como por exemplo a resistência à compressão (PANDEY e MALVIYA, 2019). Assim, a resistência pode ser estimada por meio de uma correlação, única para cada estudo, pré-estabelecida entre estes dois parâmetros.

Pandey e Malviya (2019) realizaram um estudo de revisão sobre ensaios não-destrutivos utilizados *in-situ* para avaliar estruturas de concreto. Dentre as técnicas de ensaios abordadas no estudo, os autores mencionam que a maioria dos pesquisadores do assunto selecionam o teste de velocidade do pulso ultrassônico

como uma das técnicas para determinar a resistência e a condição das estruturas de concreto. Para tanto, alguns destes pesquisadores realizaram estudos para determinar uma correlação entre a VPU e a resistência a compressão.

Forigo *et al.* (2021) conduziram um estudo para determinar a resistência à compressão do concreto exposto a altas temperaturas pelo método de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas. Os autores mencionam que a extração de corpos de prova de uma estrutura danificada pelo fogo, pode ser ainda mais prejudicial para esta. Assim, estes abordam a utilização de um método não destrutivo para a determinação da resistência do concreto, retirando informações por meio da correlação dos resultados do método da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas com os resultados de ensaios do rompimento de corpos de prova de concreto em prensa hidráulica. Para tanto, foram expostas amostras de concretos de diferentes classes (20, 30 e 50 MPa), com idades de 7, 21 e 28 dias, a diversos patamares de temperatura (150°C, 300°C, 450°C, 600°C, 750°C e 900°C), resfriados lentamente e bruscamente (submersos em água), para ensaio da velocidade de propagação das ondas ultrassônicas, com posterior ensaio destrutivo à compressão. Os resultados obtidos demonstram que o método de ensaio não destrutivo é adequado para a obtenção de correlações de resistência à compressão do concreto e de velocidade do som, permitindo sua utilização em situações de análise de resistência residual em concretos expostos a situações de incêndio.

### 3.6. MICROESTRUTURA DO CONCRETO ANTES E PÓS-AQUECIMENTO

O concreto é um material compósito com matriz multifásica. Os constituintes do compósito influenciam diretamente nas propriedades do material. Estes são: agregados de diversos tamanhos (tendo pelo menos brita e areia) e pasta de cimento hidratada. Existindo uma zona de transição entre os dois. A Figura 3 traz uma representação da microestrutura do concreto contendo a zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento, demonstrando ainda, a forma dos principais cristais presentes na matriz do compósito.

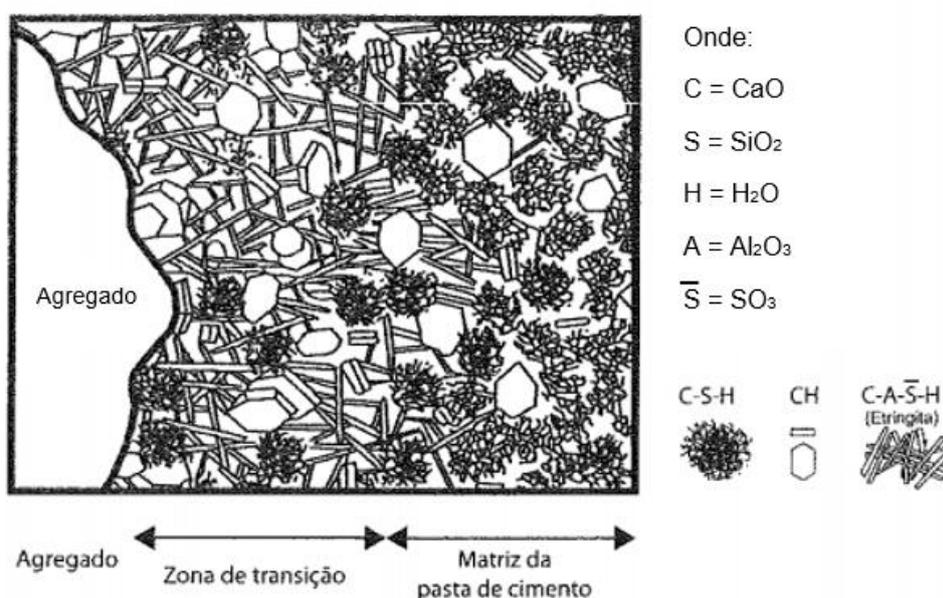


Figura 3: Representação esquemática da microestrutura da zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento hidratada (adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A composição da pasta de cimento hidratada é formada por cristais originários da hidratação do cimento Portland e por vazios. Os mais comuns desses sólidos são: silicato de cálcio hidratado (C-S-H), responsáveis por maior parte da durabilidade e resistência da pasta; hidróxido de cálcio (CH), também conhecido como portlandita; e alguns tipos de sulfoaluminatos de cálcio, como a etringita (C-A- $\bar{S}$ -H) (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Na pasta de cimento hidratada, os vazios estão diretamente relacionados aos problemas de retração, fluência e podem, ainda, afetar a resistência mecânica. Os espaços vazios são oriundos do espaço interlamelar no C-S-H, vazios capilares e ar incorporado, este último é o que possui maior capacidade de afetar a resistência devido ao maior volume que ocupa (CUOGUI, 2006; MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A zona de transição, também denominada interface pasta-agregado, é a região da microestrutura mais frágil do concreto e apresenta rigidez e resistência típica (CUOGUI, 2006). É uma camada delgada, com tamanho entre 10 a 50  $\mu\text{m}$ , que se situa próximo ao agregado grão (MEHTA e MONTEIRO, 2008). A possibilidade de desenvolvimento de microfissuras e vazios nela pode causar concentração de tensões, primeiramente, em nível microestrutural (CUOGUI, 2006).

A composição química do concreto é um dos principais fatores a ser considerado quando ocorre exposição do material a altas temperaturas. Tanto a pasta de cimento quanto o agregado são constituídos por componentes que se alteram e se decompõem, em menor ou maior grau, quando submetidos ao calor. Outros fatores relevantes para a análise da decomposição são a umidade inicial, o tamanho da peça e a taxa de crescimento da temperatura, uma vez que estes determinam as pressões internas dos produtos gasosos de decomposição (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Existe na composição da pasta de cimento uma razoável quantidade de águas livre e capilar, além da água absorvida. Quando exposto ao fogo, a temperatura do concreto só se elevará após toda a água evaporável ter sido eliminada (MEHTA e MONTEIRO, 2008). As águas livres e capilares começam a evaporação a temperatura de 100 °C, processo que retarda o aquecimento do concreto. A completa evaporação da água capilar acontece entre 200 °C e 300 °C. Neste patamar as mudanças na microestrutura do cimento hidratado ainda não são significativas. A desidratação do gel do C-S-H começa em 100 °C, se intensifica aos 300 °C e termina próximo dos 400 °C. Neste período acontece uma diminuição progressiva da água de gel, com formação de silicatos anidros e cal. Este processo resulta na redução de resistência e aparecimento de fissuras (CÁNOVAS, 1988).

Em relação aos agregados o processo de transformações microestruturais dependerá da origem petrográfica destes. No caso de agregados silicosos contendo quartzo, com aumento da temperatura até próximo dos 573 °C, pode ocorrer uma expansão súbita e, conseqüentemente, isto pode causar fissuramento da matriz cimentícia. Este fato ocorre devido à mudança da estrutura cristalina do quartzo da forma  $\alpha$  para  $\beta$  (CÁNOVAS, 1988).

Em matrizes cimentícias a temperatura de cerca de 350 °C já proporciona o desaparecimento da etringita. A degradação desta começa em temperaturas acima de 70 °C (LARBI e NIJLAND, 2001). No caso da portlandita, a degradação ocorrerá para temperaturas acima de 450 °C. Na temperatura de 550 °C, apenas alguns remanescentes de CH permanecerão (FERNANDES *et al.*, 2018; KHOURY *et al.*, 2007).

A aderência da pasta de cimento com o agregado gráudo pode sofrer grandes alterações em altas temperaturas, já que se gera nessa região deformações diferenciadas e tensões internas que causam o aparecimento de vazios e fissuras (CÁNOVAS, 1988).

Lim e Mondal (2014) estudaram pasta de cimento exposta até 1000 °C. A análise das imagens obtidas no MEV demonstrou a degradação de C-S-H e CH a partir de 300 °C, juntamente com a aparição de partículas de cimento desidratadas. A partir de temperaturas acima de 500 °C, as propagações de microtrincas começaram na interface dessas partículas, crescendo a porosidade da pasta. Nesta mesma faixa de temperatura a portlandita também começou a se degradar. Os autores afirmam que, embora haja a realização de muitas investigações experimentais no concreto exposto à altas temperaturas, a evolução das mudanças microestruturais para mudanças macroscópicas não é totalmente explicada.

Fernandes *et al.* (2018) realizaram um estudo em pilares de concreto, com dimensões reais, para analisar a morfologia por MEV apresentada por amostras de concreto retiradas em diferentes profundidades da seção da coluna. Foram observadas mudanças na cor do concreto quando exposto as altas temperaturas. Ocorreu variação na morfologia à medida que se variava o local de retirada da amostra, também se identificou a presença de fissuras e vazios. Com as análises de DRX foi possível detectar uma diminuição da portlandita com o aumento da profundidade. Foi observado que a perda de resistência mecânica do concreto ocorreu devido à desidratação de CH e C-S-H. Os pesquisadores afirmam que as alterações microestruturais são mais significativas em temperaturas acima de 420 °C, uma vez que é quando começa a decomposição da portlandita. Já a decomposição do C-S-H é acima dos 700 °C. A degradação do CH pode ser usada como o principal indicador de danos térmicos ao concreto.

### 3.7. MECÂNICA DA FRATURA

Na elaboração de componentes estruturais um fator importante é a identificação dos prováveis modos de falha e a aplicação do critério de falha adequado (ERDOGAN, 2000). A mecânica da fratura é utilizada para estudar o comportamento e estimar a vida útil de peças com fissuras (ERDOGAN, 2000; MANESCHY e MIRANDA, 2014).

A fratura pode ser caracterizada como a formação de novas superfícies no material, devido ação de cargas externas, no limite da separação do corpo. Portanto, sob a ótica da mecânica da fratura frágil, a trinca propaga até um limite de crescimento

subcrítico, a partir do qual o fator de intensidade de tensões crítico é atingido na ponta dela, que passa a propagar de forma crítica, instável, sem controle, até formar então a fratura. A nível microscópico a trinca é caracterizada pelo processo de quebra de ligações interatômicas no sólido. Do ponto de vista macroscópico, no entanto, a fratura pode ser vista como a separação ou fragmentação do componente em duas ou mais partes, devido à propagação de trincas (ERDOGAN, 2000).

Na engenharia, geralmente, considera-se uma abordagem macroscópica da fratura, na qual se assume que o material contém algumas falhas que podem atuar como núcleos de fratura. Também se adota que o meio é um contínuo homogêneo no sentido de que o tamanho de uma falha dominante é maior que a dimensão microestrutural característica do material. Com isso, tornou-se necessário estudar a influência das cargas aplicadas, a geometria da falha, a geometria ou forma da estrutura, as condições ambientais e o comportamento dos materiais no processo de fratura no sólido. A essa linha de estudo deu-se o nome de mecânica da fratura (ERDOGAN, 2000; MANESCHY e MIRANDA, 2014).

A depender da quantidade de deformação plástica ocorrida antes do fraturamento, pode-se dividir a fratura dos materiais em dois tipos: frágil e tenaz. Na primeira o processo ocorre com maior parte do elemento submetido a deformações elásticas, o que caracteriza uma ruptura brusca e sem aviso prévio. Assim, após a fratura este apresenta pequenas deformações e uma superfície de fratura plana. Esse modo de falha, normalmente, ocorre nos materiais de alta resistência e baixa ductilidade. Já para o segundo tipo, uma considerável deformação plástica e absorção de energia ocorrem antes da ruptura, situação que contribui pra uma propagação estável de trincas (MANESCHY e MIRANDA, 2014).

Quando um componente possui trinca as atuações das deformações e dos deslocamentos serão maiores na região desta, o que provoca uma maior concentração de tensões na sua ponta. Isto leva as deformações locais superiores às globais. Logo, a capacidade de suportar cargas será diminuída. Com isso pode ocorrer desempenho inadequado da peça e a redução do tempo de vida útil da estrutura (ANDERSON, 2005; MANESCHY e MIRANDA, 2014).

Griffith foi o responsável pela primeira análise do comportamento à fratura de materiais que apresentam descontinuidades pontiagudas. Esta é baseada na hipótese de que a fratura de um material só ocorrerá se a quantidade de energia fornecida

durante o aumento do comprimento da trinca for maior ou igual à energia existente no material a frente desta (GRIFFITH, 1920 apud MANESCHY e MIRANDA, 2014).

Após os primeiros estudos realizados por Griffith, várias pesquisas na área da mecânica da fratura foram realizadas para os mais diversos tipos de materiais. Assim, alguns trabalhos sobre integridade de estruturas adotam os conceitos da mecânica da fratura para avaliar estruturas. Por exemplo, Radu *et al.* (2018) realizaram um estudo de caso no qual houve a necessidade de avaliar a vida útil de uma edificação de aço após ela ter sofrido incêndio, já que após o sinistro pode ser necessário alguma medida de intervenção na estrutura, substituição ou reforço de elementos. Assim, utilizaram a mecânica da fratura como critério de análise da integridade estrutural e para determinação da segurança em serviço da edificação. Concluíram que essa abordagem pode ser usada com êxito para a avaliação dos danos.

### 3.7.1. Mecânica da Fratura Linear Elástica (MFLE)

A mecânica da fratura linear elástica analisa a relação existente entre a magnitude e a distribuição do campo de tensões nas proximidades da extremidade da ponta da trinca com a tensão nominal aplicada ao elemento estrutural, o tamanho, a forma e a direção da trinca, além das propriedades do material (BARSOM e ROLFE, 1987).

O ponto principal deste estudo é o campo de tensões e deslocamentos de uma trinca em um material isotrópico, de comportamento mecânico linear e elástico, caracterizado em termos do parâmetro  $K$ , denominado fator de intensidade de tensão. Este fator pode ser relacionado com a tensão nominal ( $\sigma$ ), aplicada ao elemento e ao tamanho da trinca ( $a$ ) (IRWIN, 1957 apud MANESCHY e MIRANDA, 2014).

O movimento relativo entre duas superfícies de propagação de fissuras pode ocorrer de três formas básicas, designadas modos I, II e III de ruptura, como podem ser vistos na Figura 4. Esses tipos representam, respectivamente, a abertura da trinca, o deslizamento ou cisalhamento dos planos, e o rasgamento. A maior parte dos problemas de mecânica da fratura pode ser resolvida com o modo I (MANESCHY e MIRANDA, 2014).

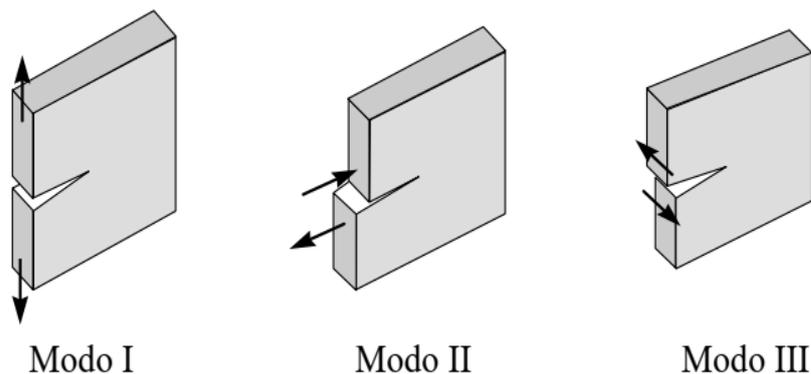


Figura 4: Os três modos básicos de deslocamento de superfícies de ruptura  
(Adaptado de MANESCHY e MIRANDA, 2014).

Nessa situação, as equações desenvolvidas por Irwin mostram que a distribuição dos campos de tensões elásticas e os campos de deformação na vizinhança da ponta da trinca são iguais para todos os elementos quando estes são submetidos ao mesmo modo de ruptura. Assim, torna-se possível relacionar o campo de tensões e o tamanho da fissura através do fator de intensidade de tensão ( $K_I$ ), correspondente ao modo I de ruptura. Com isso, obtém-se a Equação 2:

$$K_I = \sigma\sqrt{\pi a} \quad (2)$$

Onde:  $\sigma$  é a tensão nominal aplicada;  
 $a$  é o tamanho da trinca.

Assim a MFLE estabelece que a falha frágil ocorra quando  $K_I$  aplicado se igualar ao parâmetro  $K_{Ic}$ , o fator crítico de intensidade de tensões para o estado plano de deformações, o qual também é conhecido como tenacidade à fratura do material (MANESCHY e MIRANDA, 2014; SALES, 2014).

A Equação 2 é válida para situações em que as medidas da peça são muito grandes em relação ao tamanho da trinca. Para o caso em que as dimensões não podem ser tomadas como infinitas, um fator de forma adequado torna-se multiplicador do segundo termo da equação.

### 3.7.2. Mecânica da Fratura Elasto-Plástica (MFEP)

A mecânica da fratura elasto-plástica é usada quando a zona plástica possui dimensões significativas comparadas ao tamanho da parte não fissurada, e quando apresenta comportamento elasto-plástico. É desenvolvida como uma extensão da MFLE. Pode ser aplicada através de três opções de estudo: Integral-J; deslocamento de abertura da ponta da trinca (CTOD); e análise de Curvas-R (ANDERSON, 2005; MANESCHY e MIRANDA, 2014).

## 3.8. MECÂNICA DA FRATURA EM CONCRETO

As investigações experimentais em mecânica da fratura de materiais à base de cimento conduzidas até a década de 1970 indicaram que a abordagem clássica da mecânica da fratura elástica linear (MFLE) não era mais apropriada para materiais quase-frágeis, como o concreto. Essa inaplicabilidade do MFLE deveu-se à existência de uma zona inelástica relativamente grande na frente e ao redor da ponta das trincas do concreto. Esta chamada zona de processo de fratura (ZPF), a qual pode ser vista na Figura 5, foi ignorada pela MFLE (SOUSA e BITTENCOURT, 2001). Contudo para o caso de corpos de prova grandes, com entalhes ou trincas, o uso da MFLE é uma aproximação válida (ELICES e PLANAS, 1996).

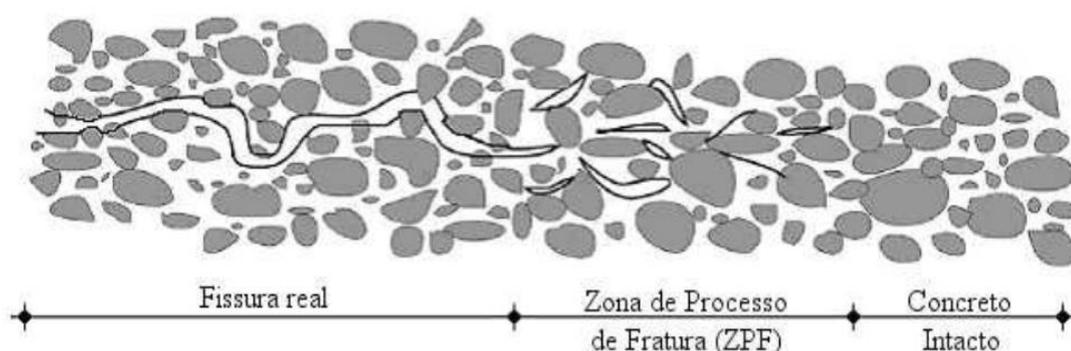


Figura 5: Zona de processo de fratura (ZPF) (CAYRO, 2016).

O estado da arte da mecânica da fratura aplicada ao concreto indica uma grande variedade de modelos para simular o comportamento desse material. Estes

modelos requerem que parâmetros sejam obtidos a partir de amostras de concreto para caracterizar, basicamente, a resistência à propagação de trinca (PETERSSON, 1981; SOUSA e BITTENCOURT, 2001).

A análise de fissuração em estruturas de concreto usa modelos genericamente chamados de mecânica da fratura não linear. Esses introduzem algumas adaptações à MFLE que refletem, aproximadamente, a não linearidade do comportamento das fraturas (PETERSSON, 1981). Os principais métodos são: o da trinca fictícia ou trinca coesiva; o da trinca efetiva elástica, e o da curva de resistência à fratura, Curva-R (SALES, 2014; SOUSA e BITTENCOURT, 2001). Ao contrário da MFLE, em que um único parâmetro de fratura é utilizado, como o  $K_{IC}$ , esses modelos precisam de pelo menos dois parâmetros para caracterizar a fratura em estruturas de concreto (SOUSA e BITTENCOURT, 2001).

As elevadas tensões, durante a fratura, próximas à ponta da trinca causam microfissuras, fato que origina o fenômeno denominado de blindagem de microfissuras, o qual absorve parte da energia produzida pela aplicação da carga. Esse é um dos vários mecanismos tenacificadores presentes na ZPF, como demonstrado na Figura 6. Devido à complexidade desses, seus efeitos são considerados em conjunto na mecânica da fratura (SHAH *et al.*, 1995).

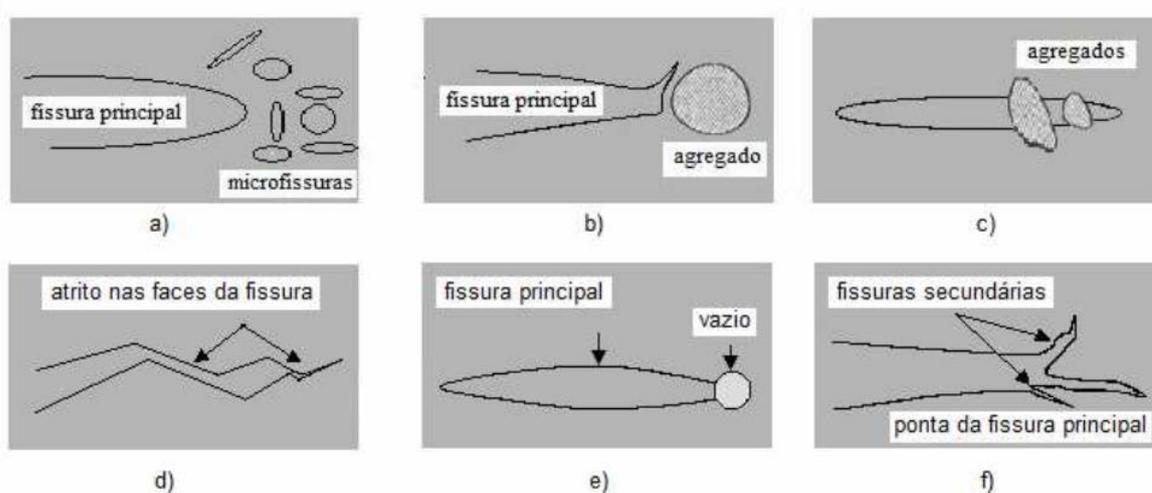


Figura 6: Alguns mecanismos tenacificadores na ZPF. a) blindagem de microfissuras; b) deflexão da trinca; c) ligação das faces por partícula de agregado; d) oclusão por rugosidade das superfícies; e) arredondamento da ponta por vazio; f) ramificação da trinca (adaptado de SHAH *et al.*, 1995).

A Figura 7 representa as zonas onde ocorre o processo de fratura do concreto, o qual possui um comportamento quase-frágil não linear. Essas são denominadas de zona elástica (L), zona de fratura (F) e zona de plastificação (N). Se as deformações plásticas forem limitadas a uma pequena região à frente da trinca, L será a principal responsável pelo comportamento da fissura. Mas se a área onde ocorrem os fenômenos inelásticos (N + F) for significativa em comparação a L, a soma daquelas afetará o processo de fraturamento, inviabilizando o uso da MFLE. Por se tratar de um material de microestrutura heterogêneo, ocorre efeito de transmissão de esforços ao longo de F. Com a crescente abertura da trinca, essa transmissão desaparece, e conclui-se que cada material possui um tamanho máximo característico. Observa-se que o efeito da plastificação ou microfissuração, N, é desprezível (BAZANT, 1992; PETERSSON, 1981).

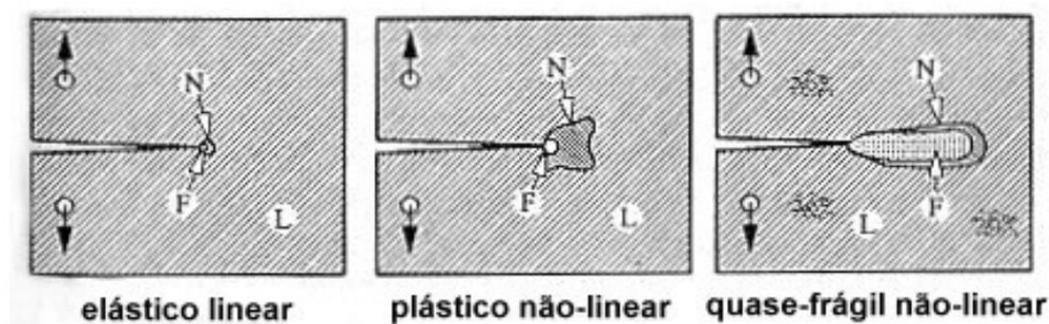


Figura 7: Regiões de comportamento distinto à ponta da trinca  
(adaptado de BAZANT, 1992).

A razão para desvios do comportamento do concreto da MFLE é o desenvolvimento de uma ZPF relativamente grande que sofre progressivos danos de amolecimento devido à microfissuras, fato que causa a diminuição da energia liberada na ponta da trinca, e ao mesmo tempo pode ocorrer o aumento da área trincada e assim aumentar a capacidade de absorção de energia na zona de fratura (PETERSSON, 1981; SOUSA e BITTENCOURT, 2001).

Na fratura por tração do concreto, inicialmente o material se comporta de maneira quase elástica linear, mas quando a tensão aumenta, a curva torna-se não linear devido às microfissuras, que se disseminam ao longo de todo o elemento (BAZANT, 1992; PETERSSON, 1981).

O concreto é um material com agregados heterogêneos, o qual exibe um desgaste gradual devido ao microfissuramento e contém parte dos agregados com tamanhos que não são necessariamente pequenos em comparação com as dimensões das estruturas. As propriedades da fratura do material são caracterizadas por três parâmetros: energia de fratura; limite da força uniaxial; e largura da ponta de trinca na ZPF (BAZANT e OH, 1983 apud SOUSA e BITTENCOURT, 2001).

Ayyad e Alawneh (2017) estudaram a energia de fratura e o modo de falha em vigas de concreto. Para isso utilizou-se o teste de flexão de três pontos com vigas com entalhe. Levou-se em consideração a relação entre carga aplicada e deslocamento da abertura da trinca. Obteve-se que a energia de fraturamento aumenta quando se aumenta a relação profundidade do entalhe e comprimento da viga, que reflete no aumento da resistência do concreto. Também se notou esse comportamento quando se aumentava a profundidade do entalhe e/ou o tamanho do agregado. Concluiu-se que dos modelos utilizados neste estudo, o modelo de trinca coesiva, o qual modela o desenvolvimento da zona de processo de fratura (ZPF), foi o mais eficiente.

Yu *et al.* (2014) utilizaram o modelo de fratura duplo-G, onde G é taxa de liberação de energia, para análise do fraturamento em concreto pós-fogo. As temperaturas investigadas foram de 65 °C a 600 °C. Assim determinaram-se os parâmetros do duplo-G e do duplo-K. Os parâmetros G detêm uma tendência de aumento-diminuição com o aumento da temperatura, o que significa que a propriedade da fratura residual mantém o comportamento. Ao comparar os tipos de parâmetros os autores validaram que o método do duplo-G foi mais eficiente para determinação da energia residual que o duplo-K. No entanto, admitem que seja preciso mais estudos para confirmar os dados.

Yu *et al.* (2016) pesquisaram as propriedades de fratura dos concretos de alto desempenho expostos a elevadas temperaturas (200 °C a 800 °C) ensaiados em flexão a três pontos. Com o uso do método digital de correlação de imagem e curva Carga-CMOD (abertura da ponta da trinca) concluíram que essa é uma boa ferramenta para determinar a carga de ruptura. E ainda analisaram que as resistências à tração e compressão, o módulo de elasticidade e a energia de fraturamento diminuem com o aumento da temperatura, sendo que a resistência à tração foi mais afetada que a resistência à compressão.

Guan *et al.* (2019) pesquisaram sobre a relação entre o comportamento do material, a resistência à tração e  $K_{IC}$ , e o desempenho estrutural, visto que essas são

duas importantes propriedades do material e devem ser independentes do tamanho, geometria ou tipo do corpo de prova. Determinaram que a forma de distribuições de tensão (retangulares, trapezoidais e triangulares) no crescimento da trinca têm efeitos mínimos para determinação dos valores de  $K_{IC}$  e resistência à tração.

Assim a tenacidade à fratura do concreto aumenta com o aumento do volume, da dimensão máxima e da textura áspera do agregado. Esta diminui com o aumento da relação água /cimento e do teor de ar, no concreto fresco. Contudo, o valor de  $K_{IC}$  não se mostrou uma propriedade do material, e sim influenciado pelo tamanho do corpo de prova (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Ora, é de se destacar, porém, que há um tamanho mínimo necessário do corpo de prova para que se atinja o estado plano de deformações necessário para validar a MFLE.

### 3.9. MODELOS PARA DETERMINAÇÃO DO $K_{IC}$ EM CONCRETO

Neste tópico a abordagem será voltada para a tenacidade à fratura linear elástica, ou fator de intensidade de tensões crítico ( $K_{IC}$ ), um dos parâmetros obtidos com estudo da mecânica da fratura.

Os fatores de intensidade de tensão dependem da extensão da trinca, das dimensões do sólido fissurado e das condições de contorno do problema (BROEK, 1986). Já revelam que o tipo de geometria do corpo de prova mais comum é o prismático, e o tipo de ensaio realizado mais corriqueiro é a flexão a três pontos, com uma carga concentrada aplicada centralmente (FERREIRA e HANAI, 2017), estas condições são mostradas na Figura 8.

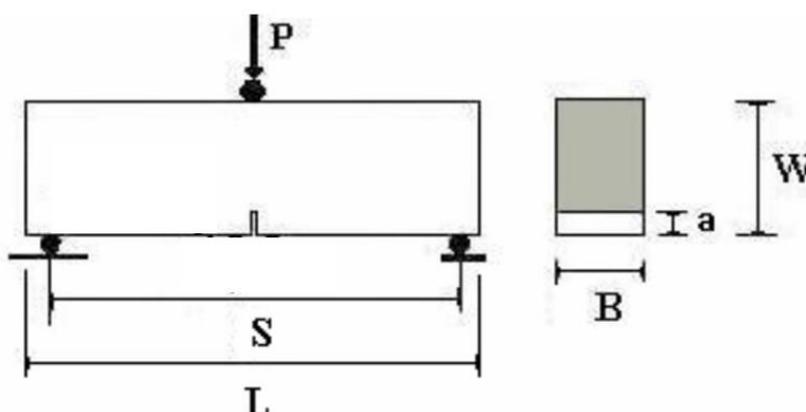


Figura 8: Viga entalhada submetida a flexão em três pontos (FERREIRA *et al.*, 2003).

Considerando o exposto acima e a solicitação de fratura no modo I, a partir de ajustes na Equação 2 obtém-se a Equação 3.

$$K_{IC} = \frac{3}{2} \frac{PS}{BW^2} \sqrt{\pi a} f(\alpha) \quad (3)$$

Onde: P é a carga concentrada central que provoca a ruptura do corpo de prova;

S é o vão livre;

B é a largura da viga

W é a altura da viga;

a é o tamanho da trinca;

$\alpha = a/W$ .

A função adimensional de dependência  $f(\alpha)$  precisa ser calculada para a relação S/W particularmente considerada, uma vez que  $K_I$  é uma grandeza que depende da geometria (WAWRZYNEK e INGRAFFEA, 1987). O tipo da função dependerá do método de ensaio adotado. A relação S/W = 4 é a mais utilizada neste tipo de ensaio (FERREIRA e HANAI, 2017).

Em um elemento previamente trincado, a elevação no nível da solicitação externa ao fraturamento no modo I faz o  $K_I$  crescer proporcionalmente. Num material de resposta linear-elástica à fratura, o crescimento de  $K_I$  acontecerá até que se atinja um nível crítico, a partir do qual a trinca passa a propagar de maneira instável, isto é, sem a necessidade de aumento da carga externa. Nesse caso, tem-se que  $K_I = K_{IC}$  (FERREIRA e HANAI, 2017).

Ao longo dos anos diversos modelos foram criados para calcular os parâmetros de tenacidade, com o objetivo de representar as não linearidades de maneira adequada durante o processo de fraturamento de concretos. Os tipos mais comuns de curvas obtidos nos ensaios propostos pelos modelos são carga x deslocamento ( $\delta$ ) e carga x deslocamento de abertura da entrada do entalhe (CMOD-crack mouth opening displacement) (FERREIRA *et al.*, 2003).

Um dos métodos mais conhecidos para obtenção da tenacidade à fratura é o modelo de dois parâmetros (JENQ e SHAH, 1985). É a partir deste método que o RILEM 89-FMT (1990) baseou as recomendações de ensaio. A proposta deste é medir os parâmetros de fratura  $K_{IC}$  e deslocamento crítico de abertura da trinca

(CTOD<sub>c</sub>). Este ensaio visa à obtenção da curva PxCMOD. Estes devem ser registrados continuamente durante o experimento; para tanto, deve-se utilizar equipamento com circuito fechado. Aconselha-se o uso de clip gauge ou, na falta deste, um transdutor de deslocamento linear (LVDT) para registro do CMOD.

Para a determinação dos dois parâmetros de fraturamento devem-se ocorrer pelo menos dois ciclos de carregamento-descarregamento. Vantadori *et al.* (2016) relatam que é comum os corpos de prova romperem quando alcançam a carga máxima impossibilitando o descarregamento e posterior recarregamento, fato que pode dificultar a obtenção dos critérios. Nesta pesquisa os autores abordam um novo método de cálculo para K<sub>IC</sub> para concretos reforçados com fibras. Para tanto se basearam nas recomendações do método de dois parâmetros.

Ferreira *et al.* (2008) calibraram o modelo de dois parâmetros por meio do método de elementos finitos para determinação da função f(α). Este procedimento facilita o cálculo do K<sub>IC</sub>, pois elimina a necessidade de muitas etapas prévias de cálculo antes de determinar o valor do parâmetro. Sendo assim f(α) é definida como:

$$f(\alpha) = A + B\alpha + C\alpha^2 + D\alpha^3 + E\alpha^4 + F\alpha^5 \quad (4)$$

Em que os coeficientes adimensionais são apresentados na Tabela 1, e seus valores são válidos para o intervalo de  $0,05 \leq \alpha \leq 0,65$ .

Tabela 1: Coeficientes para a função adimensional de dependência, f(α).

S/W	A	B	C	D	E	F
3	1,0444201	-1,2557771	4,022022	1,305691	-11,1404	15,600755
6	1,0771384	-1,0921176	3,503292	2,52305	-12,8731	16,63588

(Adaptada de FERREIRA *et al.*, 2008)

O cálculo para a função intermediária de S/W = 4, pode ser feito por meio de interpolações lineares entre os dois valores (S/W = 3 e 6).

Outro método de cálculo de K<sub>IC</sub> é o método da fissura efetiva. Este considera que em posições distantes da ponta da trinca o comportamento do concreto é

aproximadamente elástico linear. Assim, é razoável considerar que o comportamento segue os conceitos da MFLE (KARIHALOO e NALATHAMBI, 1989). A metodologia desenvolvida neste modelo baseia-se em conceitos de flexibilidade e determinação da extensão efetiva da trinca ( $a_0$ ) para carga de instabilidade. Os parâmetros requeridos neste ensaio são carga x deslocamento, e para o cálculo do  $K_{IC}$  é necessário conhecer a carga de pico e módulos secantes iniciais. As constantes envolvidas neste método são as mesmas do método de dois parâmetros.

Chen e Lu (2014) estudaram a influência das temperaturas de 20 °C a 600 °C nos valores de tenacidade à fratura em corpos de prova de concreto com entalhe. Os resultados alcançados mostram que a tenacidade à fratura cresce com o aumento do comprimento da trinca ( $a$ ) e as curvas de resistência à fratura (KR) diminuem com o aumento das temperaturas. Também observaram que até 120 °C não se detectou muitos danos térmicos, já para a faixa de 200 °C a 600 °C esses foram notados. A curva KR para 600 °C apresentou um comportamento quase linear.

Zhang *et al.* (2014) realizaram um estudo para determinação do  $K_{IC}$  em concretos de alto desempenho expostos a baixas e altas temperaturas, até 450 °C, utilizando ensaios de flexão em três pontos. Obtiveram que  $K_{IC}$  para temperaturas elevadas apresentam uma diminuição, com queda repentina a 105 °C. Também se observou que a energia de fratura apresentou o dobro do valor da tenacidade à fratura. Relataram que os valores de  $K_{IC}$  para altas temperaturas foram sempre menores que para as temperaturas à frio, com exceção de  $T \geq 400$  °C.

Sethupalani *et al.* (2016) investigaram a variação do  $K_{IC}$  do concreto simples submetido a altas temperaturas (300 °C, 600 °C e 900 °C). Os corpos de prova entalhados foram ensaiados em flexão a três pontos e a quatro pontos. Eles concluíram que as temperaturas elevadas têm efeitos significativos no desempenho da fratura do concreto e que os valores de  $K_{IC}$  apresentaram uma tendência de aumento-diminuição com o aumento da temperatura, ou seja, maior para 300 °C e decresce depois para as demais temperaturas.

#### 4. MATERIAIS E MÉTODOS

Para facilitar o entendimento da ordem de realização das etapas necessárias para realizar este trabalho, o esquema da Figura 9 foi confeccionado.

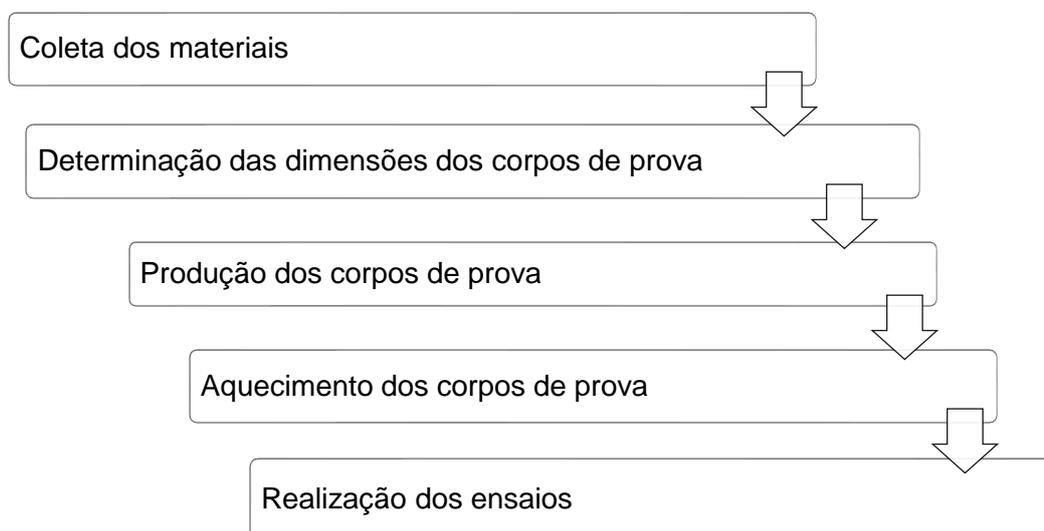


Figura 9: Resumo das etapas da pesquisa.

A Figura 10 concebe um esquema geral dos ensaios que foram realizados durante a pesquisa.

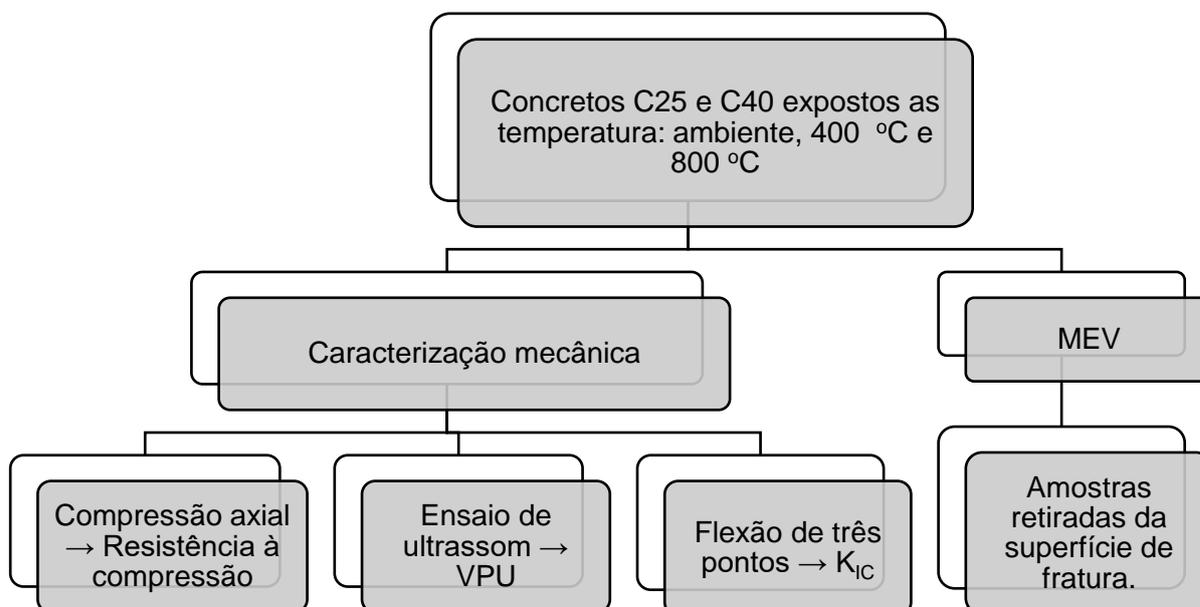


Figura 10: Resumo dos ensaios da pesquisa.

OBS: As idades de realização dos ensaios foram de 100 e 720 dias. Os CPs à temperatura ambiente são os de referência.

#### 4.1. MATERIAIS

Os concretos foram moldados utilizando os seguintes materiais:

- Cimento Portland do tipo CII F 40 para obras estruturais;
- Agregados miúdos, areia natural e areia artificial (pó de brita);
- Agregado graúdo (brita 0);
- Aditivos do tipo polifuncional e para estabilização da hidratação;
- Água.

Os concretos foram produzidos a partir de insumos coletados na empresa de concretagem Supermix Concreto S.A do estado de Sergipe, de forma a reproduzir os concretos utilizados em estruturas reais, caso estas sofram um incêndio.

Os valores para caracterização do cimento CP II-F 40, seguindo os requisitos propostos pela NBR 16697 (ABNT, 2018), são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Propriedade do cimento utilizado.

Índice analisado	Valor
Tempo de início de pega	1h15min
Índice de finura	6,3%
Expansibilidade a quente	0,3mm

Quanto aos resultados da brita, pela granulometria foi encontrado o diâmetro máximo de 12,5 mm, classificando-a como brita 0, com módulo de finura igual a 0,2815 e absorção de 0,495 %.

Já para a areia natural não foi possível determinar o coeficiente de inchamento médio e a umidade crítica, visto que a curva obtida do ensaio não apresentou pontos correspondentes a saturação da areia. A massa unitária da areia foi de 1,930 kg/dm<sup>3</sup>. Para as massas específicas reais da brita e das areias encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3: Valores da massa específica real dos insumos.

Insumo	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )
Brita	2,643
Areia natural	2,605
Areia artificial (pó de brita)	2,667

#### 4.2. DIMENSÕES DOS CORPOS DE PROVA

Os corpos de provas foram moldados em duas geometrias. Para o ensaio de compressão axial foi utilizado o formato cilíndrico, com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm. Para o ensaio de tenacidade à fratura em flexão a três pontos foi na forma prismática; com dimensões de 80 mm x 80 mm x 370 mm, medidas que representam largura, altura e comprimento, respectivamente. Esses corpos de prova prismáticos possuíam um entalhe de 30 mm no sentido da altura, localizado no meio do corpo de prova. A Figura 11 demonstra a forma de madeira utilizada para moldagem dos corpos de prova prismáticos.



Figura 11: Molde de madeira para moldagem dos espécimes prismáticos. Os entalhes no centro e acima do molde servem para inserir a lâmina para concretar o CP contendo o entalhe para mecânica da fratura.

#### 4.3. PRODUÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

As classes de resistência utilizadas foram C25 e C40, o que corresponde a concretos dosados para apresentar resistência mínima à compressão de 25 e 40 MPa, respectivamente, aos 28 dias de idade segundo consta na NBR 8953 (ABNT, 2015a), que correspondem aos limites mínimo e máximo de resistências usuais no estado de Sergipe.

Os traços adotados foram fornecidos pela empresa de concretagem (seguindo o protocolo interno da empresa, e informado em documento oficial), até mesmo a relação água/cimento, que foi de 0,65 e 0,53, para os concretos das classes C25 e C40, respectivamente. O uso destes traços foi visando manter as características dos concretos mais comercializados no estado de Sergipe. A mistura dos concretos seguiu o procedimento estabelecido na NBR 12655 (ABNT, 2015b).

Após a mistura, foram moldados os corpos de prova nas duas geometrias descritas anteriormente. A Figura 12 mostra corpos de prova prismáticos moldados; contudo, faltando a correta inserção da lâmina para fabricação da trinca e finalização da superfície.



Figura 12: Corpos de prova prismáticos sendo moldados. A lâmina que reproduzirá a pré-trinca está inclinada em diversos CPs, aguardando apenas o seu adequado encaixe antes da cura do concreto.

Decorridos 24 horas para os corpos de prova cilíndricos e 48 horas para os prismáticos, eles foram desmoldados e levados para cura úmida por imersão durante 28 dias, como mostra a Figura 13. As etapas de moldagem e cura seguiram as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2016a). Depois da cura úmida os exemplares foram deixados para secagem ao ambiente até a idade de realização dos testes.



Figura 13: Corpos de prova em tanque para cura úmida. Observam-se os CPs prismáticos contendo entalhe e os CPs cilíndricos para compressão.

A quantidade de exemplares produzidos foi 48 para cada idade de teste (100 e 720 dias), totalizando um total de 96 exemplares. Foram confeccionados 60 corpos de prova prismáticos, considerando 5 exemplares para cada classe/temperatura/idade de estudo. Já para os cilíndricos, foram confeccionados 36 corpos de prova, 3 exemplares para cada situação.

#### 4.4. AQUECIMENTO DOS CORPOS DE PROVAS

Os concretos foram aquecidos por aproximadamente 90 min em fornos da indústria de cerâmica vermelha BlocoBom, onde eles foram acondicionados no interior destes e foi acompanhado o aumento da temperatura com o auxílio de um termômetro

infravermelho (pirômetro). Ao alcançar a temperatura desejada os corpos de prova foram retirados do forno e deixados resfriar lentamente. A Figura 14 demonstra o acondicionamento de alguns corpos de prova prismáticos no interior do referido forno.



Figura 14: Corpos de prova prismáticos sendo inseridos no forno para aquecimento.

A escolha das temperaturas de 400 °C e 800 °C baseou-se no fato de que, segundo descrito na literatura, nestas faixas de temperatura ocorrem diversas mudanças microestruturais no material, traduzidas pela degradação dos componentes microestruturais do concreto, refletindo na resposta mecânica do material. A idade para realização dos testes foi determinada a partir do recomendado pelo RILEM, que recomenda a realização de ensaios em concreto submetidos a altas temperaturas após a idade de 90 dias da moldagem (RILEM, 2007).

#### 4.5. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Os ensaios de ultrassom foram realizados nos corpos de prova prismáticos antes da ruptura. O ensaio seguiu as recomendações da NBR 8802 (ABNT, 2019). O equipamento utilizado para o ensaio foi PUNDIT da marca PROCEQ. O equipamento foi calibrado sempre antes da realização das medições, como mostra a Figura 15.



Figura 15: Procedimento de calibragem do equipamento de ultrassom.

As medições foram feitas antes e após o aquecimento dos exemplares. O ensaio foi realizado via transmissão direta, como mostra a Figura 16, de acordo com o procedimento estabelecido na NBR 8802 (ABNT, 2019). Foi utilizado acoplante celulósico para melhor acoplamento dos transdutores ao concreto. Foram feitas dez leituras em cada posição do concreto, adotando duas posições por exemplar. Os valores de VPU foram obtidos com o auxílio do programa Punditlink.



Figura 16: Realização do ensaio de ultrassom por transmissão direta.

Os concretos foram submetidos a ensaios mecânicos para obtenção da resistência a compressão e tenacidade à fratura, seguindo os procedimentos de ensaio prescritos pela NBR 5739 (ABNT, 2016b) e por Ferreira (FERREIRA *et al.*, 2008), respectivamente.

Os ensaios mecânicos foram realizados em máquina de ensaios do tipo prensa hidráulica modelo MUE-100.

Para a obtenção dos valores de  $K_{IC}$ , os corpos de prova foram ensaiados à flexão em três pontos, como demonstrado na Figura 17, com o intuito de obter a carga máxima necessária para que o tamanho da trinca inicial, representada pelo entalhe, propague-se até atingir a fratura.



Figura 17: Ensaio de flexão em três pontos em corpo de prova prismático.

Foi adotada a calibração realizada por Ferreira do modelo de dois parâmetros, já que esta facilitou a execução do ensaio (FERREIRA *et al.*, 2008). Considerando o modo I de ruptura, e a forma de carregamento na flexão a três pontos, obteve-se a carga máxima e utilizando-se da Equação 4, foi calculado o  $K_{IC}$  com auxílio do programa EXCEL®

A função adimensional de dependência  $f(\alpha)$  foi calculada a partir da Equação 4, considerando-se a relação  $S/W = 4$ , uma vez que  $K_I$  é uma grandeza que depende da geometria (WAWRZYNEK e INGRAFFEA, 1987). Para tanto, foi utilizado os

coeficientes apresentados na Tabela 4, os quais foram determinados a partir de interpolação linear dos valores constantes na Tabela 1.

Tabela 4: Determinação dos coeficientes adimensionais da  $f(\alpha)$  para  $S/W = 4$ .

S/W	A	B	C	D	E	F
4	1,0553262	-1,2012239	3,849112	1,711477	-11,7179	15,945797

A comparação estatística dos resultados quantitativos do estudo foi realizada através do teste de análise de variância (ANOVA: fator duplo com repetição), considerando 95 % de confiança. Utilizou-se este método porque na comparação dos resultados existem duas variáveis de interesse: a temperatura e a classe de resistência.

#### 4.6. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL

A caracterização microestrutural foi realizada em amostras de concretos extraídas da superfície de fratura dos corpos de prova prismáticos ensaiados em flexão a três pontos. A aresta máxima das amostras foi de 20 mm, valor condicionado por questões técnicas do microscópio, a Figura 18 mostra como as amostras ficam dispostas no porta amostra do equipamento.



Figura 18: Amostra de concreto no porta amostra do equipamento de microscopia eletrônica.

Após extração, as amostras foram mantidas em dessecador com sílica em gel, sob vácuo, visando sua armazenagem até a realização do ensaio de microscopia. As amostras foram levadas em estufa para garantir a secagem, o que se deu no período de 24 horas antes da realização das análises numa temperatura de 60 °C. Estes procedimentos foram adotados para as duas idades de ensaios.

Para realização das análises em MEV na idade de 100 dias, as amostras precisaram ser metalizadas. A metalização ocorreu na metalizadora DENTON VACUUM (Desk V), com alvo de ouro. Posteriormente a metalização, as microestruturas foram observadas em microscópio eletrônico de varredura (MEV) modelo JEOL (JSM-5700), com aceleração de voltagem de 15 kV. Ao total foram examinadas 4 amostras. Para a classe C25 foram analisadas uma amostra de referência e uma da temperatura de 800 °C. Já para a classe C40 foram estudadas uma amostra de referência e uma da temperatura de 400 °C.

Procedimento similar foi realizado nas amostras de idade de 720 dias. Neste caso, a metalização aconteceu na metalizadora Kurt J. Lesker company 108, foi utilizado alvo de ouro. Em seguida a metalização, as microestruturas foram observadas em microscópio eletrônico de varredura (MEV) modelo JEOL (JSM-6510LV), com aceleração de voltagem de 20 kV. Foram escolhidas para análise uma amostra para cada classe e faixa de temperatura, com exceção da amostra de referência.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados serão exibidos na sequência a qual foram realizados os ensaios. Nesta ordenação, serão apresentados primeiramente os resultados da caracterização mecânica: resistência à compressão, velocidade do pulso ultrassônico e tenacidade à fratura, e logo depois os resultados de caracterização microestrutural. A Tabela 5 apresenta os valores médios e os desvios padrões destas características das classes e idades de teste dos concretos analisados.

Tabela 5: Resumo com os valores das características mecânicas.

Idade de teste/Classe	100 dias	Temperatura							
		Ambiente		400°C		800°C			
		Média	Desv. Pad.	Média	Desv. Pad.	Média	Desv. Pad.		
C25	Resistência à compressão (Mpa)	33	3	20	6	11	2		
	VPU (m/s)	4500	55	3610	1073	3606	848		
	K <sub>IC</sub> (MPa.m <sup>1/2</sup> )	2,34	0,23	2,25	0,22	2,19	0,04		
C40	Resistência à compressão (Mpa)	59	3	41	6	36	8		
	VPU (m/s)	4811	51	4250	280	3460	1243		
	K <sub>IC</sub> (MPa.m <sup>1/2</sup> )	2,36	0,20	1,97	0,25	1,93	0,17		
Idade de teste/Classe	720 dias								
		C25	Resistência à compressão (Mpa)	34	1	27	4	18	1
			VPU (m/s)	5769	80	3913	102	3030	437
K <sub>IC</sub> (MPa.m <sup>1/2</sup> )	3,62		0,07	3,54	0,55	3,44	0,22		
C40	Resistência à compressão (Mpa)	54	0	46	8	27	20		
	VPU (m/s)	5984	52	3989	76	3345	183		
	K <sub>IC</sub> (MPa.m <sup>1/2</sup> )	3,87	0,33	3,72	0,09	3,46	0,19		

### 5.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A Figura 19 a) e b) traz o gráfico com os valores médios das resistências à compressão para as duas classes de concreto investigadas de acordo com a variação da temperatura para as idades de 100 e 720 dias, respectivamente.

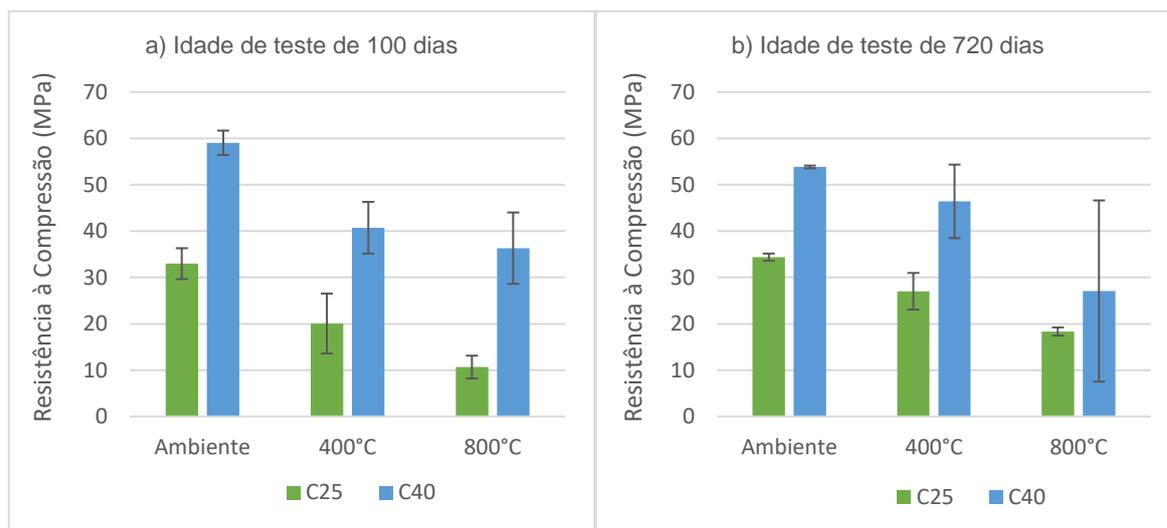


Figura 19: Gráficos de Resistência à Compressão x Temperatura. As barras de erro indicam o desvio padrão. a) Idade de teste de 100 dias; b) Idade de teste de 720 dias.

O comportamento do concreto, quanto à resistência a compressão, com o aumento da temperatura foi similar para as duas classes de resistência e idades de teste, ou seja, os valores decrescem à medida que se aumenta a temperatura.

Para a idade de teste de 100 dias as reduções nos valores de resistência para faixa de temperatura de 400 °C, em relação aos valores da temperatura ambiente, foram de 39% para a classe C25 e 31% para a classe C40. Já para a temperatura de 800 °C as diminuições nos valores foram de 68% e 38%, respectivamente. Pode-se verificar que os concretos dosados para classe C40 apresentaram menores valores de redução em comparação ao que aconteceu com os da classe C25, sendo este comportamento mais acentuado para a temperatura de 800 °C. Utilizou-se o tratamento estatístico da ANOVA - fator duplo com repetição, considerando 95 % de confiança, e observou que para as classes C25 e C40 há diferença significativa estatisticamente para as três temperaturas.

Na idade de teste de 720 dias as reduções nos valores de resistência para faixa de temperatura de 400 °C, em relação aos valores da temperatura ambiente, foram de 21% para a classe C25 e 14% para a classe C40. Já para a temperatura de 800 °C as diminuições nos valores foram de 47% e 50%, respectivamente. Nota-se que para a temperatura de 800 °C a classe C40 perdeu mais resistência que C25, comportamento atípico, visto que a temperatura de 400 °C seguiu o mesmo

comportamento que na idade de 100 dias. Também se observou que há diferença significativa estatisticamente para C25 e C40 e as três temperaturas.

Esse mesmo efeito de redução foi observado por Ehrenbring e colaboradores (2017) e Forigo et al (2021). É possível observar que a temperatura influenciou diretamente na resposta da resistência, e quanto maior foi a temperatura a qual o concreto foi submetido, menor foi sua resistência. O mesmo comportamento foi observado nos estudos de Silva *et al.* (2018) e Amin et al (2020).

Com o aumento da temperatura ocorre degradação dos componentes do concreto. A mudança na microestrutura influencia na resistência do concreto (MEHTA e MONTERO, 2008), ou seja, a partir de uma faixa de temperatura, quanto maior a temperatura de exposição ao fogo, maior a perda de resistência.

## 5.2. VELOCIDADE DO PULSO ULTRASSÔNICO

A Figura 20 a) e b) traz o gráfico com os valores médios das velocidades do pulso ultrassônico das duas classes de concreto investigadas de acordo com a variação da temperatura para as idades de 100 e 720 dias, respectivamente.

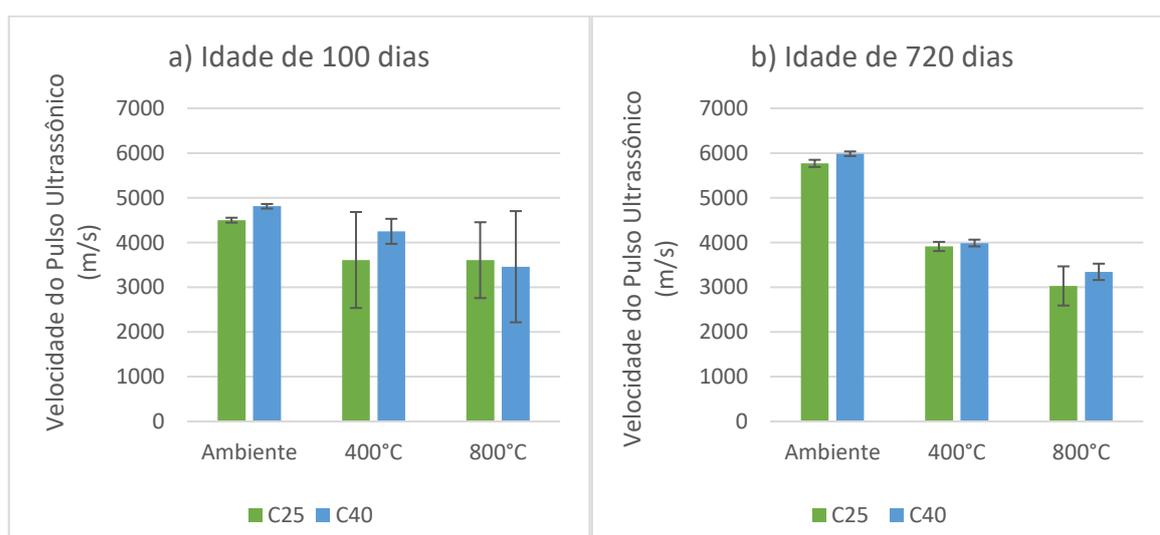


Figura 20: Gráfico da Velocidade do pulso ultrassônico x Temperatura. As barras de erro indicam o desvio padrão. a) Idade de teste de 100 dias; b) Idade de teste de 720 dias.

Assim como observado para a resistência à compressão é possível notar a diminuição da VPU com o aumento da temperatura. Esse decréscimo é ainda mais visível para idade de teste de 720 dias.

Para a idade de teste de 100 dias as reduções nos valores de VPU para a temperatura de 400 °C, em relação aos valores de referência, foram de 20% para a classe C25 e 12% para a classe C40. Já para a temperatura de 800 °C as diminuições nos valores foram de 20% e 28%, respectivamente. Pode-se verificar que a temperatura de 800°C para a classe C40 apresentou maior redução que a C25. Utilizou-se o tratamento estatístico da ANOVA - fator duplo com repetição, considerando 95 % de confiança, e observou que para as classes C25 e C40 há diferença significativa estatisticamente para as três temperaturas.

Na idade de teste de 720 dias as reduções nos valores da VPU para a temperatura de 400 °C, em relação aos valores da temperatura ambiente, foram de 32% para a classe C25 e 33% para a classe C40. Já para a temperatura de 800 °C as diminuições nos valores foram de 47% e 44%, respectivamente. Embora os desvios padrões sejam altos, é possível perceber a tendência de redução de velocidade em função da temperatura, especialmente para o C40. Também se observou que há diferença significativa estatisticamente para C25 e C40 e as três temperaturas.

Pela observação do gráfico de idade de 720 dias fica mais nítida a diferença significativa para temperatura. Outro resultado importante é que a velocidade não variou significativamente em função da classe, as VPUs de C25 e C40 foram iguais estatisticamente. Uma tendência verificada é que a idade do concreto deixou mais nítida a diferença de velocidade com a temperatura.

Sadrmomtzi et al (2020) e Forigo et al (2021) relataram resultados de redução da VPU com o aumento da temperatura. De fato, os autores comentam que o aumento da temperatura influi na perda de água presente na matriz cimentícia, acarretando um aumento da porosidade, estes vazios dificultam a onda ultrassônica de percorrer o material, gerando uma diminuição da velocidade de propagação.

### 5.3. TENACIDADE À FRATURA

A Figura 21 a) e b) traz o gráfico com os valores médios de tenacidade à fratura para as duas classes de concreto investigadas de acordo com a variação da temperatura para as idades de 100 e 720 dias, respectivamente.

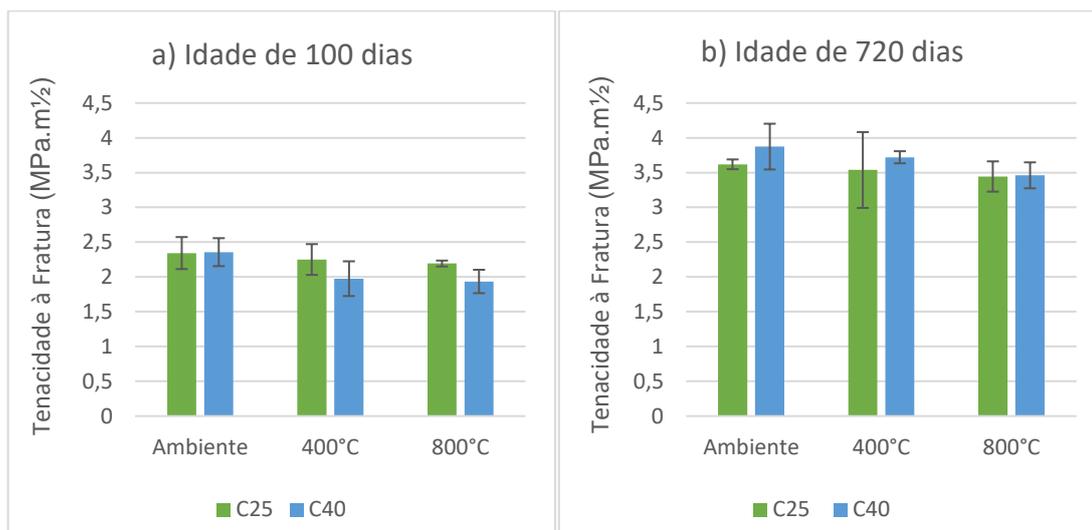


Figura 21: Tenacidade à Fratura x Temperatura. As barras de erro indicam o desvio padrão. a) Idade de teste de 100 dias; b) Idade de teste de 720 dias.

Ao analisar a Figura 21 é possível notar que o concreto, quanto a tenacidade à fratura apresenta um incremento nos valores com o aumento da idade de teste. Contudo, é perceptível que o  $K_{Ic}$  não apresentou variação considerável com o aumento da temperatura, somente uma sutil diminuição.

Para a idade de teste de 100 dias as reduções nos valores de  $K_{Ic}$  a temperatura de 400 °C, em relação aos valores da temperatura ambiente, foram de 4% para a classe C25 e 16% para a classe C40. Já para a temperatura de 800 °C as diminuições nos valores foram de 6% e 18%, respectivamente. Pode-se verificar que os concretos dosados para classe C40 apresentaram maiores valores de redução em comparação ao que aconteceu com os da classe C25, sendo este comportamento mais acentuado para a temperatura de 800 °C. Utilizou-se o tratamento estatístico da ANOVA - fator duplo com repetição, considerando 95 % de confiança, e observou que para as classes C25 e C40 há diferença significativa estatisticamente para as três temperaturas.

Na idade de teste de 720 dias as reduções nos valores de tenacidade para a temperatura de 400 °C, em relação aos valores da temperatura ambiente, foram de 2% para a classe C25 e 4% para a classe C40. Já para a temperatura de 800 °C as diminuições nos valores foram de 5% e 11%, respectivamente. Observou-se que não há diferença significativa estatisticamente para C25 e C40 e as três temperaturas.

Em seus trabalhos Petersson (1980) e Tang et al (1993) relatam que geralmente os parâmetros de fratura aumentam seus valores com o aumento da idade. Khalilpour *et al.* (2019) menciona que quanto menor a idade de cura, mais frágil é o concreto. Assim, com o aumento da idade, a tenacidade à fratura aumenta. Além disso, com o aumento da hidratação, o qual resulta do aumento da idade de cura, aumenta-se a tenacidade a fratura (LI *et al*, 2010; TANG *et al*, 1993).

Os estudos de Chen e Lu (2014), Yu e colaboradores (2016) verificaram a diminuição do  $K_{Ic}$  à medida que a temperatura aumenta. Esta diminuição nos valores é atribuída ao aumento de fissuras no material que ocorre com o aumento da temperatura.

Sethupalani e colaboradores (2016), assim como neste estudo, investigaram a variação do  $K_{Ic}$  em concreto simples utilizando ensaio de flexão a três pontos. E o comportamento relatado foi de diminuição do parâmetro com o aumento da temperatura, assim como nos demais estudos descritos.

O comportamento do concreto durante o incêndio depende bastante de uma ligação adequada entre a pasta de cimento e os agregados. A zona de transição agregado-cimento é geralmente mais fraca, por ser mais porosa, do que a maior parte da pasta de cimento. Em temperaturas mais altas, essa ligação falha, principalmente, devido a incompatibilidades térmicas e dissociação da matriz de cimento, geralmente associada a perda de CH; resultando em microtrincas no perímetro dos agregados e conseqüentemente levando a uma redução significativa da resistência (ANNEREL e TAERWE, 2009).

O aquecimento do concreto também causa trincas na matriz de cimento, que começam nos agregados finos e são geradas, provavelmente, devido à diferença na expansão térmica. Portanto, as trincas são a combinação do efeito da incompatibilidade térmica dos materiais usados para fazer o concreto e a degradação da matriz de cimento durante e após o aquecimento (ANNEREL e TAERWE, 2009).

#### 5.4. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL

A Figura 22 traz imagens da microscopia eletrônica de varredura das duas amostras de concreto analisadas para a classe de resistência C25 para a idade de teste de 100 dias, sob as diferentes condições de temperatura ambiente (referência) e 800°C.

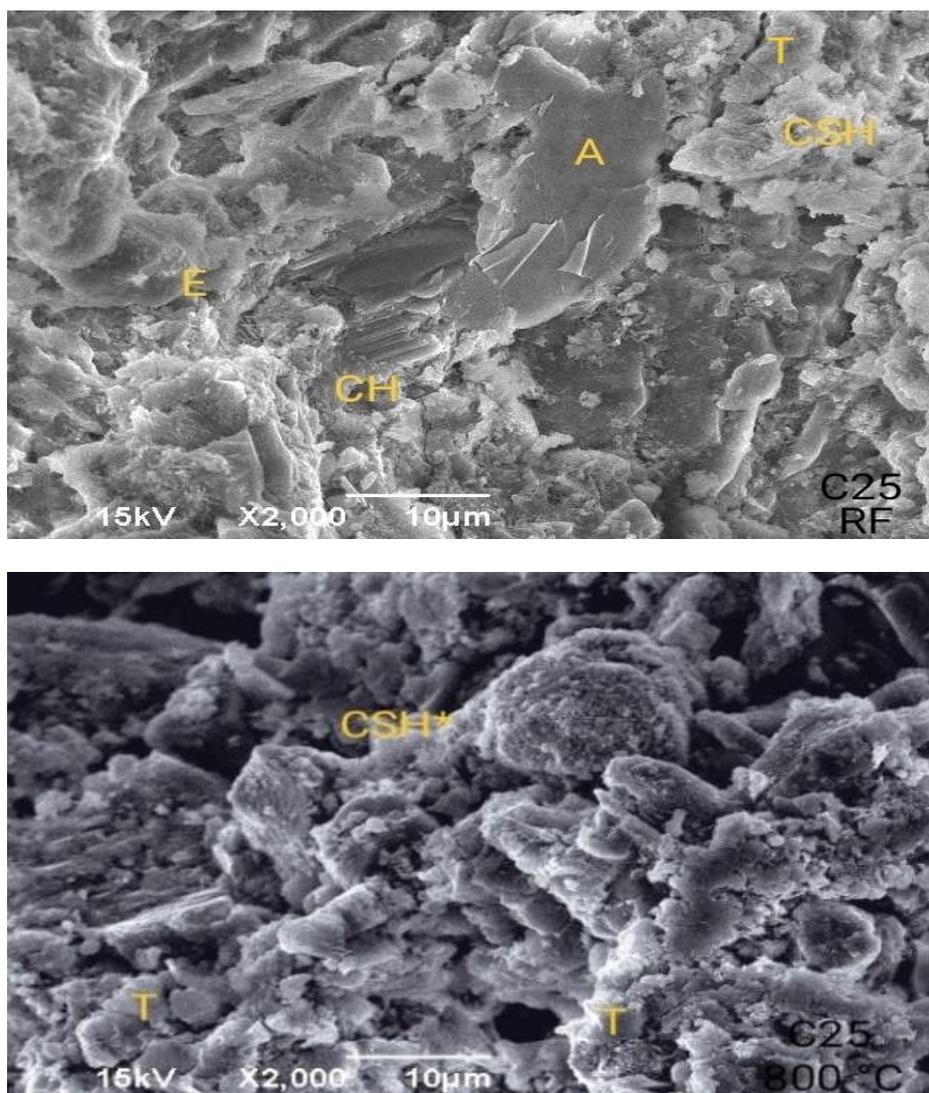


Figura 22: Imagens da microscopia eletrônica de varredura das amostras de Concreto: amostra de referência para classe C25 (superior); amostra a 800 °C da C25 (inferior).  
Legenda: A - agregado, T – trincas, E – etringita, CH – hidróxido de cálcio, CSH – silicato de cálcio hidratado.

A Figura 23 traz as imagens das duas amostras de concreto analisadas para a classe de resistência C40 para a idade de teste de 100 dias, sob as diferentes condições de temperatura ambiente (referência) e 400°C.

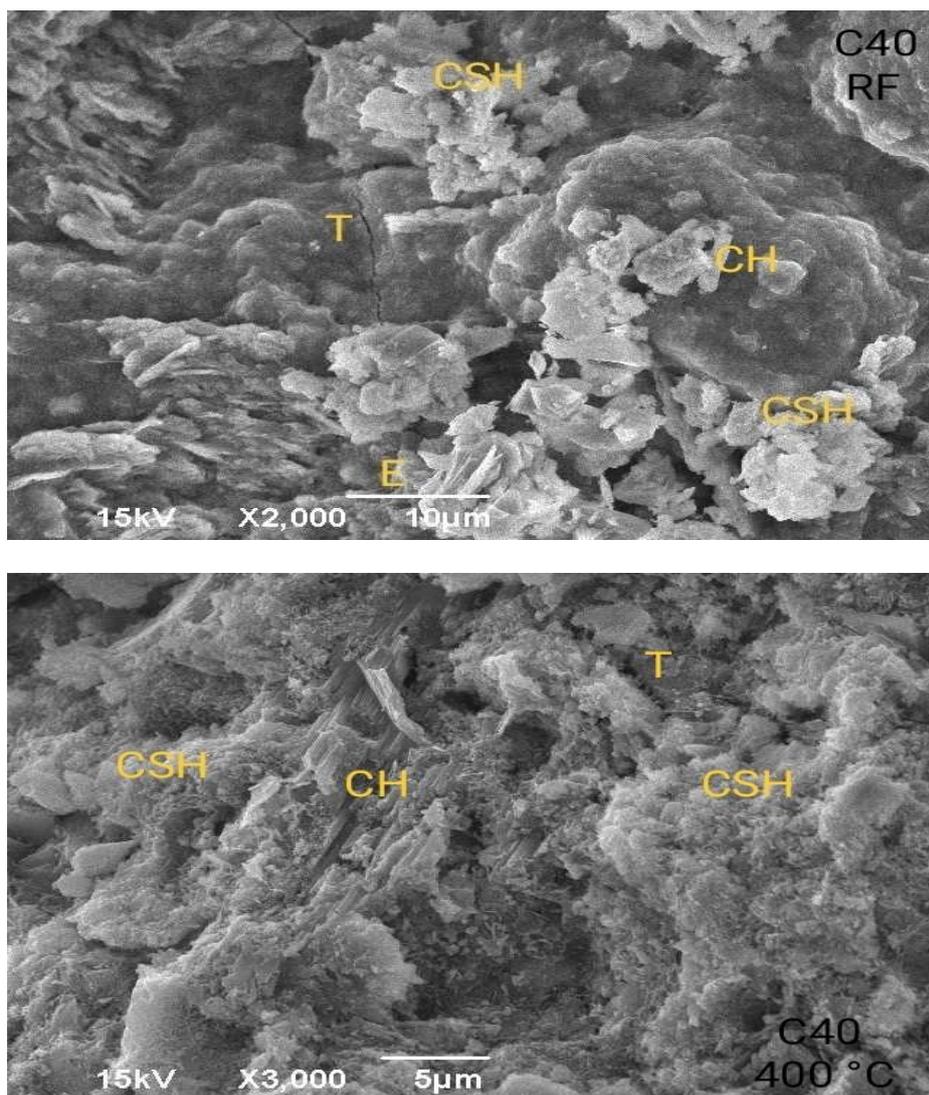


Figura 23: Imagens da microscopia eletrônica de varredura das amostras de Concreto: amostra de referência para classe C40 (superior); amostra a 400 °C para C40 (inferior).  
 Legenda: A - agregado, T – trincas, E – etringita, CH – hidróxido de cálcio, CSH – silicato de cálcio hidratado.

Em temperatura ambiente, para as duas classes na idade de 100 dias, é possível observar a presença dos principais constituintes do concreto, como a etringita, o CH (portlandita) e o CSH; o que indica que a matriz de cimento está intacta. Também é possível observar a presença de microtrincas. Para a amostra de C40 a 400 °C, nota-se o desaparecimento da etringita. A decomposição da etringita começa em torno da temperatura de 70 °C, e em torno de 350 °C já ocorreu o desaparecimento desse constituinte (LARBI e NIJLAND, 2001).

Na amostra de C40 a 400 °C, ainda é possível encontrar o CH, já que a degradação da portlandita só ocorre para temperaturas acima de 450 °C (FERNANDES *et al.*, 2018; KHOURY *et al.*, 2007), e o CSH. Na amostra de C25 a 800 °C, o CH foi decomposto, visto que já se atingiu sua temperatura de decomposição. Nota-se também decomposição de CSH, a decomposição deste se inicia acima de temperaturas de 700 °C (FERNANDES *et al.* 2018), e resulta numa matriz muito porosa. Então, com o aumento na porosidade da pasta à medida que se aumenta a temperatura, também ocorre maior aparecimento de trincas. Estas trincas podem ser distinguidas de duas formas: trincas ao redor do perímetro dos agregados grossos e trincas na matriz de cimento (ANNEREL e TAERWE, 2009).

A Figura 24 traz imagens das duas amostras de concreto analisadas para a classe de resistência C25 para a idade de teste de 720 dias, sob as diferentes condições de temperatura de 400 °C e 800 °C.

Através da Figura 24, nota-se que na amostra C25 a 400 °C não se encontra CH, mas o C-S-H está bem presente na matriz. Já para a amostra C25 a 800 °C, o C-S-H se encontra decomposto, e a matriz apresenta uma superfície bastante degradada.

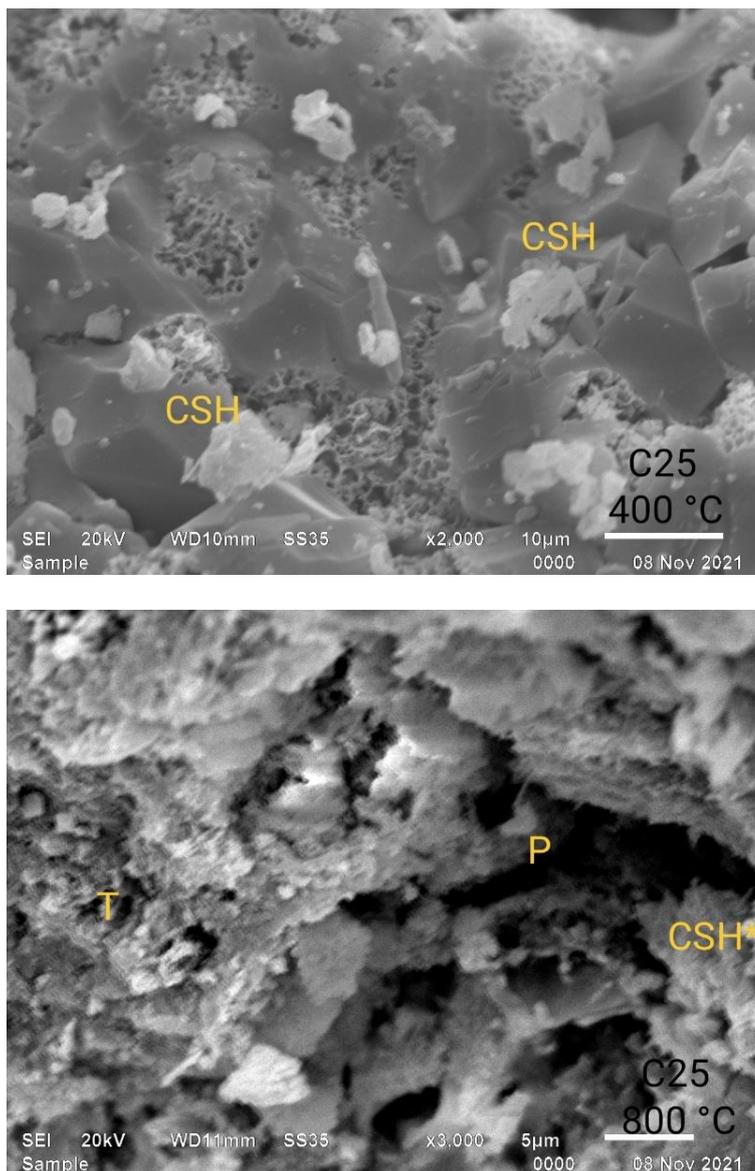


Figura 24: Imagens da microscopia eletrônica de varredura das amostras de Concreto: amostra de referência para classe C40 (superior); amostra a 400 °C para C40 (inferior).  
Legenda: A - agregado, T – trincas, P – vazios, E – etringita, CH – hidróxido de cálcio, CSH – silicato cálcio hidratado.

A Figura 25 traz imagens das duas amostras de concreto analisadas para a classe de resistência C40 para a idade de teste de 720 dias, sob as diferentes condições de temperatura de 400 °C e 800 °C.

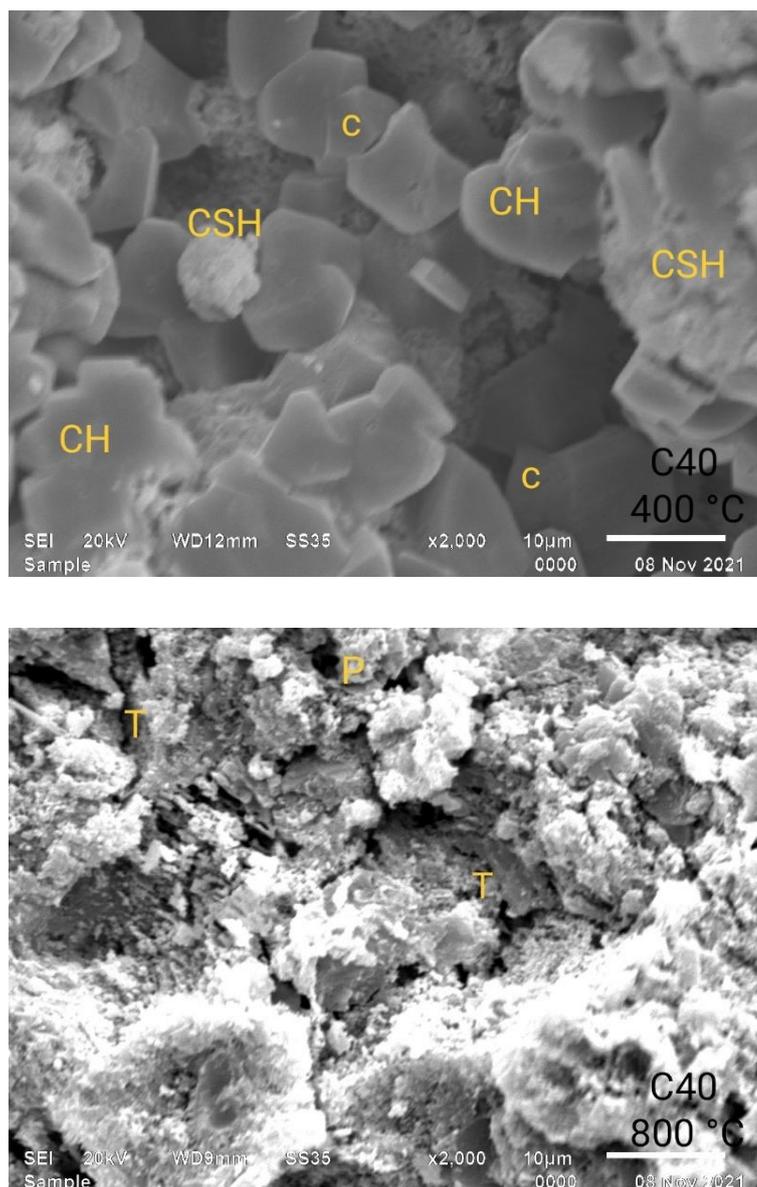


Figura 25: Imagens da microscopia eletrônica de varredura das amostras de Concreto: amostra de referência para classe C40 (superior); amostra a 400 °C para C40 (inferior).  
 Legenda: A - agregado, T – trincas, P – vazios, E – etringita, CH – hidróxido de cálcio, CSH – silicato cálcio hidratado, c – cristais de óxido de cálcio.

Ao analisar a Figura 25, encontra-se uma situação de presença dos constituintes do concreto similar com os da Figura 24. Contudo, na amostra C40 a 400°C foi verificada a presença de portlandita e de cristais de óxido de cálcio. Caetano et al (2019) demonstram no estudo que em temperaturas entre 500 °C e 800 °C, o CH e o C-S-H foram decompostos, produzindo vazios e trincas, fato que aumenta a porosidade do concreto. Estes também observaram cristais de óxido de cálcio, os quais são resultado da descarbonização do  $\text{CaCO}_3$ .

Em seus estudos, Annerel e Taerwe (2009) e Fernandes e colaboradores (2018), entre outros ensaios, observaram resultados semelhantes em relação às análises microestruturais, sugerindo que a diminuição da resistência mecânica do concreto pode ser atribuída a desidratação do CH e CSH. Fernandes e colaboradores (2018) ainda afirmam que as mudanças microestruturais mais significantes ocorrem para temperaturas acima de 420 °C, já que é a faixa de temperatura que se inicia a degradação da portlandita, e esta pode ser utilizada como principal indicador de dano térmico no concreto.

## 6. CONCLUSÕES

Neste estudo avaliou-se a tenacidade à fratura, a resistência à compressão e a velocidade do pulso ultrassônico em função de diferentes classes de resistência, diferentes períodos de cura e seus comportamentos frente a submissão a altas temperaturas.

As seguintes conclusões podem ser determinadas:

- A tenacidade a fratura não apresentou variação considerável com o aumento da temperatura, a qual o concreto foi exposto. Contudo, exibiu um aumento nos valores com o incremento da idade de teste;
- A resistência à compressão variou em função da temperatura. Assim, com o aumento dessa observou-se uma diminuição nos valores de resistência;
- A velocidade do pulso ultrassônico também apresentou diminuição dos valores com o aumento da temperatura. Este comportamento indica que esta pode ser uma técnica adequada para avaliar estruturas incendiadas.
- A degradação do concreto, avaliada pela degradação dos constituintes CH e CSH em função da temperatura, está associada as propriedades mecânicas analisadas acima. Visto que, a medida que estes constituintes se decompõem a matriz perde os elementos que lhe conferem rigidez e integridade, e ocorre aumento de trincas e porosidade.

## **7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

- Estudar a influência do tipo de agregado nos valores de tenacidade à fratura de concretos submetidos a simulação de incêndio;
- Avaliar a influência que a variação de volumes dos insumos pode gerar nos valores de tenacidade a fratura em concretos submetido a altas temperaturas;
- Analisar o comportamento da energia de fratura para concretos de diferentes classes e idades quando submetidos a tratamento térmico.

## 8. REFERÊNCIAS

AGGELIS, D.; KORDATOS, E.Z.; SOULIOTI, D.V.; MATIKAS, T.E. “Combined Use of Thermography and Ultrasound For the Characterization of Subsurface Cracks in Concrete.” **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 10, pp. 1888-1897, 2010.

ALFREDO-CRUZ, R. A.; QUINTERO-ORTIZ, L. A.; GALÁN-PINILLA, C. A.; ESPINOSA-GARCÍA, E. J. “Evaluación de Técnicas no Destructivas en Elementos de Concreto Para Puentes.” **Revista Facultad de Ingeniería**, v. 24, n. 40, pp. 83-96, 2015.

AMIN, M.; TAYEH, B. A.; AGWA, I. S. Investigating the mechanical and microstructure properties of fibre-reinforced lightweight concrete under elevated temperatures. **Case Studies in Construction Materials**. v 13, 2020.

ANDERSON, T. L. **Fracture Mechanics: Fundamentals and Applications**. 3 ed. Florida, Taylor e Francis Group, 2005.

ANNEREL, E.; TAERWE, L. Revealing the temperature history in concrete after fire exposure by microscopic analysis. **Cement and Concrete Research**, v 39, pp. 1239–1243, 2009.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação –Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16697**: Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

AYYAD, S.; ALAWNEH, M. “Effect of Concrete Parameters on Local Fracture Energy of Concrete”. **International Journal of Applied Engineering Research**, v. 12, n. 5 pp. 793-796, 2017.

BARSON, J. M. e ROLFE, S. T. **Fracture and Fatigue Control in Structures**. 2 ed. New Jersey, Prentice-Hall Inc., 1987.

BAUER, L. A. F.; BAUER, R. J. F. —Incêndio e Ensaio em Estruturas de Concreto. In: Bauer, L. A. F. (ed.), **Materiais de construção**, v 1, 5 ed., anexo. Rio de Janeiro, LTC, 2000.

BAZANT, Z. P. **Fracture Mechanics of Concrete Structures**, 1 ed. London, Taylor e Francis Group, 1992.

BROEK, D. **Elementary Engineering Fracture Mechanics**. 4 ed. Martinus Nijhoff Publishers, 1986.

CAETANO, H.; FERREIRA, G.; RODRIGUES, J. P. C.; PIMENTA, P. "Effect of the high temperatures on the microstructure and compressive strength of high strength fibre concretes." **Construction and Building Materials**, v 199, pp. 717–736, 2019.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo, PINI, 1988.

CAYRO, E. E. P. **Efeito de Escala no Crescimento de Trincas Por Fadiga em Materiais Quase-Frágeis**. Dissertação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, 2016.

CHEN, J.; LU, Z. "Crack Extension Resistance of Normal-Strength Concrete Subjected to Elevated Temperatures." **Advances in Materials Science and Engineering**, v.2014, pp.1-12, June 2014.

COSTA, C. N.; SILVA, V.P. "Revisão histórica das curvas padronizadas de Incêndio". In: **Seminário Internacional NUTAU, 2006: inovações tecnológicas e sustentabilidade**. São Paulo, outubro, 2006.

CUOGUI, R. S. - **Aspectos de análise de risco das estruturas de concreto em situação de incêndio**. Dissertação, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, 2006.

EHRENBRING, H. Z.; ORTOLAN, V.; BOLINA, F.; PACHECO, F.; Gil, A. M.; TUTIKIAN, B. F. " Avaliação da resistência residual de lajes alveolares em concreto armado em uma edificação industrial após incêndio." **Revista Matéria**, v.22, n. 3, pp. e11874, 2017.

ELICES, M.; PLANAS, J. "Fracture Mechanics Parameters of Concrete". **Advanced Cement Based Materials**. v. 4, pp. 116-127, Jul. 1996.

ERDOGAN, F. "Fracture mechanics". **International Journal of Solids and Structures**. v. 37, pp. 171-183, 2000.

FERNANDES, B.; GIL, A. M.; BOLINA, F.L.; TUTKIN, B. F. "Thermal damage evaluation of full scale concrete columns exposed to high temperatures using scanning electron microscopy and X-ray diffraction." **DYNA**. v 85(207), pp. 123-128, OOct/Dic. 2018.

FERREIRA, L. E. T.; BITTENCOURT, T. N.; GETTU, R.; SOUSA, J. L. A. de O. e. "Análise do colapso estrutural do concreto de alta resistência e do concreto reforçado com fibras de aço, através do uso das curvas de resistência ao fraturamento". In: **V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto**. pp. 1-14, São Paulo, junho, 2003.

FERREIRA, L. E. T.; HANAI, J. B. "Mecânica da Fratura e Fraturamento do Concreto". In: ISAIA, G. C. (ed.), **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**, v 1, 3 ed., São Paulo, IBRACON, 2017.

FERREIRA, L. E. T.; HANAI, J. B.; BITTENCOURT, T. N. "Computational evaluation of flexural toughness of FRC and fracture properties of plain concrete". **Materials and Structures**, v. 41, n. 2, p. 391-405, 2008.

FORIGO, C.; LOPES, Y.D.; VANALLI, L. "Determinação da resistência à compressão do concreto exposto a altas temperaturas pelo método de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas". **HOLOS**, v. 7, 2021.

JENQ, Y. S.; SHAH, S. P. "Two parameter fracture model for concrete". **Journal of Engineering Mechanics**, v 111, n. 10, pp. 1227-1241, 1985.

JUSTINO, L. G.; RIBEIRO, J. C. L.; ALVARENGA, R. de C. S. S.; PINTO, E. da S. "Avaliação do uso de revestimento contrafogo na face inferior de lajes mistas com fôrma de aço incorporada". In: **Congresso Latino-americano da Construção Metálica**, pp. 1-18, São Paulo, Set.set. 2016.

KARIHALOO, B. L.; NALATHAMBI, P. "An improved effective crack model for the determination of fracture toughness of concrete". **Cement and Concrete Research**, v. 19, n. 4, pp. 603-610, 1989.

KHALILPOUR, S.; BANIASAD, E.; DEHESTANI, M. "A review on concrete fracture energy and effective parameters". **Cement and concrete Research**, v. 120, pp. 294-321, 2019.

KHOURY, G.A.; ANDERBERG, Y.; BOTH, K.; FELLINGER, J.; HØJ, N.P.; MAJORANA, C. **Fib Bulletin 38: Fire Design of Concrete Structures — Materials, Structures and Modelling**. State-of-the art Report, International Federation for Structural Concrete (fib TG 4.3.1), Lausanne, 2007.

KIRCHHOF, L. D.; LIMA, R. C. A. de; ARGENTON, M. B.; SILVA FILHO, L. C. P. da. "Análise da influência do teor de umidade no fenômeno de spalling explosivo em amostras de concreto expostas a elevadas temperaturas". In: **Anais do 53º Congresso Brasileiro do Concreto**, pp. 1-12, Florianópolis, Nov.nov. 2011.

LARBI, J.; NIJLAND, T.G. "Using the temperature distribution in fire-damaged concrete by means of PFM microscopy: outline of the approach and review of potentially useful reactions". **Heron**, v 46 (4), pp. 253–264, 2001.

LI, Z.; Jin, X.; Lin, C. "Fracture toughness and microstructure of concrete at early-ages". The 50-year Teaching and Research Anniversary of Prof. Sun Wei on **Advances in Civil Engineering Materials**, pp. 139-149, 2010.

LIM, S.; MONDAL, P. "Micro - and nano-scale characterization to study the thermal degradation of cement-based materials". **Materials Characterization**, v 92, pp. 15-25, 2014.

MANESCHY, J. E.; MIRANDA, C. A. de J. **Mecânica da Fratura na Indústria Nuclear**. 1 ed. Rio de Janeiro, Lithos Edições de Arte, 2014.

MARCELLI, M. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras**. 1 ed. São Paulo, PINI, 2007.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 2 ed. São Paulo, PINI, 2008.

MORENO JUNIOR, A. L.; MOLINA, J. C. “Considerações de interesse sobre a avaliação em laboratório de elementos estruturais em situação de incêndio: contribuições à revisão da NBR 5628:2001”. **Ambiente Construído**, v. 12, n. 4, pp. 37-53, out./dez. 2012.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. 2 ed. São Paulo, PINI, 1997.

PANDEY, R.; MALVIYA, P. “In-Situ Testing of Concrete Structures – A Review”. **International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)**, v 06, pp. 7185-7188, 2019.

PETERSSON, P. “Fracture energy of concrete: practical performance and experimental results.” **Cement and Concrete Research**, v. 10, pp. 91–101, 1980.

PETERSSON, P. E. **Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials**. Report TVBM-1006/1-174, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, SWEDEN, 1981.

PETRUCCI, E. G. R. **Concreto de cimento Portland**. 14 ed. São Paulo, Globo, 2005.

RADU, D.; GALATANU, T.; SEDMAK, S. “Structural integrity of butt welded connection after fire exposure”. **Procedia structural integrity**, v 13, pp. 1082-1087, 2018.

RILEM TECHNICAL COMMITTEE 89-FMT. “Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods; Draft Recommendation. Determination of fracture parameters ( $K_{SIc}$  and  $CTOD_c$ ) of plain concrete using three-point bend tests”. **Materials and Structures**, v. 23, n. 138, pp. 457-460, 1990.

RILEM-Materials and Structures. **Parte 1-Introduction: "Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures—modelling and applications"**,. v. 40, pp.855–864, 2007.

ROCHA, J. H. A.; PÓVOAS, Y. V. “Detecção de corrosão em concreto armado com termografia infravermelha e ultrassom”. **Ambiente Construído**, v. 19, n. 3, pp. 53-68, 2019.

SADRMOMTZI, A.; GASHTI, S. H.; TAHMOURESI, B. “Residual strength and microstructure of fiber reinforced self-compacting concrete exposed to high temperatures”. **Construction and Building Materials**, v. 230, 2020.

SALES, A. T. C. **Retração, Fluência e Fratura em Compósitos Cimentícios Reforçados com Polpa de Bambu**. 1 ed. São Cristóvão, Editora UFS, 2014.

SETHUPALANI, A.; SAKTHIESWARAN, N.; BRINTHA, G. S.; BABU, O. G. "A Review - Effects of Temperature on Fracture Toughness of Concrete". **International Journal for Research in Applied Science e Engineering Technology**., v. 4, pp. 776-778, May 2016.

SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C. **Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics of Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials**. 1 ed. New York, John Wiley e Sons, 1995.

SILVA, K. K. dos S.; SILVA, F. A. N.; FILGUEIRA FILHO, A. da C.; ALVES, E. F. da S. Comportamiento del hormigón de alto desempeño sometido a altas temperaturas utilizando ensayos no destructivos y método de los elementos finitos. **6º conferenciaconferência sobre patologia e reabilitação de edifícios**, 2018.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012**. 1 ed. São Paulo, Blucher, 2012.

SOUSA, J. L. A. de O.; BITTENCOURT, T. N. "Experimental Analysis of Fracture Processes in Concrete". **Journal of the Brazilian Society Mechanical Science**,. v. 23, n. 4, pp. 545-550, 2001.

TANG, T.; ZOLLINGER, D.G.; YOO, R.H. "Fracture toughness of concrete at early ages". **Materials Journal**, v. 90, pp. 463–471, 1993.

VANTADORI, S.; CARPINTERI, A.; FORTESE, G.; RONCHEI, C.; SCORZA, D. "Mode I fracture toughness of fibre-reinforced concrete by means of a modified version of the two-parameter model." **Procedia Structural Integrity**, n 2, pp. 2889-2895, 2016.

WAWRZYNEK, P. A.; INGRAFFEA, A. R. "Interactive Finite Element Analysis of Fracture Processes". An Integrated Approach. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, n. 8, pp. 137-150, 1987.

YU, K.; YU, J.; LU, Z. "Determination of Residual Fracture Parameters of Post-Fire Normal Strength Concrete Up to 600 C Using an Energy Approach". **Construction and Building Materials**,. v. 73, pp. 610-617, Oct. 2014.

YU, K.; YU, J.; LU, Z.; CHEN, Q. "Fracture Properties of High-Strength/HighPerformance Concrete (HSC/HPC) Exposed to High Temperature". **Materials and Structures**,. v.49, n.11, pp.4517-4532, Jan.jan. 2016.

ZAGO, C. da S.; MORENO JUNIOR, A. L.; MARIN, M. C. "Considerações sobre o desempenho de estruturas de concreto pré-moldado em situação de incêndio". **Ambiente Construído**,. v. 15, n. 1, pp. 49-61, jan./mar. 2015.

ZHANG, B.; CULLEN, M.; KILPATRICK. "Fracture Toughness of High-Performance Concrete Subjected to Elevated Temperatures Part 1 The Effects of Heating Temperatures and Testing Conditions (Hot and Cold)". **Advances in Concrete Construction**,. v. 2, n. 2, pp. 145-162, Jun.jun. 2014.