

Universidade Federal da Paraíba – UFPB  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

**ABORDAGEM ESTATÍSTICA E EXPERIMENTAL PARA A  
DETERMINAÇÃO DO DANO EM CONCRETO SOB ALTAS  
TEMPERATURAS**

LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA

Orientador: Prof. Dr. Givanildo Alves de Azerêdo

Coorientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Deane de Mesquita Roehl

João Pessoa – PB

Março, 2020

Universidade Federal da Paraíba – UFPB  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

**ABORDAGEM ESTATÍSTICA E EXPERIMENTAL PARA A  
DETERMINAÇÃO DO DANO EM CONCRETO SOB ALTAS  
TEMPERATURAS**

Tese apresentada por Leovegildo Douglas Pereira de Souza ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECAM) da Universidade Federal da Paraíba (UFPB) como atividade final para obtenção do Título de Doutor conforme legislação vigente.

João Pessoa – PB  
Março, 2020

**Catálogo na publicação**  
**Seção de Catalogação e Classificação**

S729a Souza, Leovegildo Douglas Pereira de.  
Abordagem Estatística e Experimental para a  
Determinação do Dano em Concreto sob Altas Temperaturas  
/ Leovegildo Douglas Pereira de Souza. - João Pessoa,  
2020.

125 f. : il.

Orientação: Givanildo Alves de Azerêdo, Deane de  
Mesquita Roehl.

Tese (Doutorado) - UFPB/CT.

1. Dano térmico. 2. aquecimento. 3. plasticidade. 4.  
deformação do concreto. 5. relação constitutiva. I.  
Azerêdo, Givanildo Alves de. II. Roehl, Deane de  
Mesquita. III. Título.

UFPB/BC

PARECER DA COMISSÃO EXAMINADORA DE DEFESA DE TESE DE  
DOUTORADO ACADÊMICO DE:

LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA

**ABORDAGEM ESTATÍSTICA E EXPERIMENTAL PARA A DETERMINAÇÃO DO  
DANO EM CONCRETO SOB ALTAS TEMPERATURAS**

Área de Concentração: Estruturas e Materiais

Tese do candidato LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA  
**APROVADA** em 28 de fevereiro de 2020 pela comissão examinadora composta  
pelos membros abaixo relacionados como requisito para obtenção do título de  
DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL do Centro de Tecnologia da  
Universidade Federal da Paraíba conforme a legislação vigente.

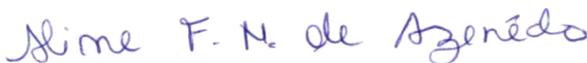
Registre-se e publique-se.



Prof. Dr. Givanildo Alves de Azerêdo  
(Orientador – UFPB)



Prof.ª Dr.ª. Deane de Mesquita Roehl  
(Coorientadora – PUC Rio)



Prof.ª. Dr.ª. Aline Figueiredo Nóbrega de Azerêdo  
(Membro Interno – UFCG)



Prof. Dr. Roberto Leal Pimentel  
(Membro Interno – UFPB)



Prof.ª. Dr.ª Ana Cecília Vieira da Nóbrega  
(Membro Externo – UFPE)



Prof.ª. Dr.ª. Giuliana Furtado Franca Bono  
(Membro Externo – UFPE)



Prof.ª. Dr.ª. Michèle Cristina Resende Farage  
(Membro Externo – UFJF)

*Ao Brasil e ao povo “brasiliano” que espera  
por dias melhores.*

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho contempla em si uma etapa relevante da minha vida. 13 anos no ensino regular, 5 anos em graduação, 2 anos no mestrado, 4 anos no doutorado. Foram 24 anos ininterruptos como aluno regular em instituições de ensino... Mas, em verdade, a jornada do conhecimento nunca terá fim.

Agradeço à Deus, Grande Arquiteto do Universo, nosso Pai Celestial, pela oportunidade de evolução espiritual e intelectual e todas as bênçãos alcançadas até aqui. Sem Seu auxílio divino nada disso seria possível.

Aos meus pais, Jucilene e Neciano pelo incentivo, pelas muitas dificuldades que enfrentaram para que eu pudesse chegar até aqui e, principalmente, por tudo aquilo que me ensinaram. Sem seu apoio e formação moral que recebi desde cedo no seio de minha casa nada mais me seria possível.

À minha irmã, minha “princesinha parabólica” Vitória, tudo que mais amo nessa vida e minha certeza de que nunca estarei sozinho. À minha avó Maria e a minha tia Fátima por todo carinho durante todos os anos de minha vida.

Ao Professor Givanildo Azerêdo, que antes de orientador se fez amigo, colocando-se ao lado no desenvolvimento e dificuldades que esta pesquisa impôs. A este meu respeito e gratidão por seu grande exemplo profissional. À Professora Deane Roehl por seu apoio técnico, receptividade e por toda sua contribuição para a consecução desta etapa.

À Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), minha casa como aluno de graduação e hoje meu local de trabalho, por proporcionar que esta fase fosse desenvolvida e pela alegria de trabalhar em uma instituição pela qual tenho imenso apreço afetivo. À Universidade Federal Rural do Semiárido (UFERSA) pela experiência vivida em seus auspícios que, mesmo breve, tem imensa representatividade em minha vida profissional. Neste ensejo meu agradecimento aos colegas de trabalho que tão bem me acolheram nestes locais e com os quais criam-se laços fraternos de respeito, em especial a Larissa Santana, Fernanda Karolline, André Sobral, Rogério de Jesus e Joel Medeiros.

Meu sincero e especial agradecimento a todos aqueles que foram meus alunos que compartilharam comigo parte da sua vida de aprendizado técnico seja na

UFCG, UFERSA ou IFPB ao longo desses anos. É por vós que anseio tão breve retornar à docência.

Aos amigos, irmãos e companheiros do Rotaract Club João Pessoa Bancários, de todo o Distrito 4500, da família de RDR's 2020/2021, da A. .B. .L. .S. . Regeneração Campinense Nº 02, do EJC da Paróquia Jesus Ressuscitado e da Rede Feminina de Combate ao Câncer meu mais sincero obrigado pela oportunidade de compartilhar com vocês tantos ensinamentos me fortalecendo para as lutas diárias.

Aos colegas de jornada acadêmica que compartilharam momentos importantes ao longo do doutorado e que se tornaram amigos sinceros em especial a Lucas Araújo, Paloma Alcântara, Eduardo Morais, Eliamin Rosendo, Aline Figueiredo e João Jarllys.

Aos amigos de longas datas e parcerias eternas Thiago Batista, Natália Fernandes, Thaís Bandeira, Iuri Werneck, Vitória Maria, Camylla Rayanne, Robson Kel, Thaise Mangueira e Valéria Vieira meu mais carinhoso obrigado pela amizade sincera e tantas boas e importantes conversas durante esta etapa.

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a conclusão exitosa desta jornada.

*“Toda manhã na África um antílope acorda e levanta. Ele sabe que deve correr mais rápido que o leão ou será morto. Toda manhã na África um leão acorda e levanta. Ele sabe que deve correr mais rápido que o antílope ou será morto. Então, não importa se você é antílope ou leão. Amanheceu, corra.” (Provérbio Africano)*

*“Chora a nossa pátria, mãe gentil [...]  
Mas sei que uma dor assim pungente  
Não há de ser inutilmente,  
a esperança dança na corda bamba de sombrinha  
E em cada passo dessa linha pode se machucar  
Azar, a esperança equilibrista  
Sabe que o show de todo artista tem que continuar”  
(João Bosco)*

## RESUMO

O concreto possui largo uso em várias aplicações ao redor do mundo ao longo dos tempos. O equacionamento de como se comporta, especialmente a relação entre tensões e deformações, é deveras importante para o desenvolvimento e aperfeiçoamento do uso do material. Quando submetido a altas temperaturas, o concreto, por sua vez, apresenta um comportamento complexo, tendo alteradas suas propriedades mecânicas, relação constitutiva, fases cristalográficas, estrutura química, etc. Existem na literatura diversos modelos constitutivos para o concreto submetido aos mais diferentes tipos de ações mecânicas, modelos para o concreto submetido a altas temperaturas e poucos modelos que tentam avaliar conjuntamente as ações mecânicas e térmicas. Este trabalho parte de uma formulação da mecânica do dano contínuo com plasticidade e, utilizando dados experimentais de ensaios de compressão simples e com cargas cíclicas em corpos de prova cilíndricos 50 x 100 mm, promove a formulação matemática do desenvolvimento do parâmetro de dano ( $D$ ), representando a variação de  $[C]$ , em função das variáveis de temperatura ( $T$ ) e deformação máxima experimentada ( $\kappa$ ). Em termos metodológicos, trata-se de obter curvas  $\sigma \times \varepsilon$  para o concreto submetidos a diferentes temperaturas, aferir propriedades mecânicas e montar um banco de dados. Por conseguinte, utilizando métodos de regressão estatística, o modelo matemático encontrado descreve a relação constitutiva de  $\sigma(\varepsilon, T)$  com coeficiente de determinação estatística de 96,81%. Foram realizados ainda ensaios de termogravimetria e ataque ácido a fim de elucidar as alterações químicas e microestruturais que refletem alterações mecânicas sensíveis nos ensaios de compressão e, assim, compor um espectro de causa e efeito entre as variáveis envolvidas. Ao final, o modelo estatístico é comparado de forma adaptada com outros modelos existentes na literatura.

**Palavras-chave:** Dano térmico; aquecimento; plasticidade; deformação do concreto; relação constitutiva

## ABSTRACT

Concrete is widely used in various applications around the world. The equation of how it behaves, especially the relationship between stresses and strains, is very important for the development and improvement of the use of the material. When subjected to high temperatures, concrete, presents a complex behavior, with altered mechanical properties, constitutive relationship, crystallographic phases, chemical structure, etc. There are in the literature several constitutive models for concrete subjected to the most different types of mechanical actions, models for concrete subjected to high temperatures and few models that try to evaluate the mechanical and thermal actions together. This work starts of a formulation of the mechanics continuous damage with plasticity and, using experimental data from simple compression tests and with cyclic loads in cylindrical specimens 50 x 100 mm, promotes the mathematical formulation of the development of the damage parameter ( $D$ ), representing the variation of  $[C]$ , as a function of the variables of temperature ( $T$ ) and maximum deformation experienced ( $\kappa$ ). In methodological terms, it involves obtaining  $\sigma \times \varepsilon$  curves for concrete subjected to different temperatures, checking mechanical properties and set up a database. Therefore, using statistical regression methods, the mathematical model found describes the constitutive relationship of  $\sigma(\varepsilon, T)$  with a coefficient of statistical determination of 96.81%. Thermogravimetry and acid attack tests were also carried out in order to elucidate the chemical and microstructural changes that reflect sensitive mechanical changes in the compression tests and thus compose a spectrum of cause and effect among the variables involved. In the end, the statistical model is compared in an adapted way with other models in the literature.

**Keywords:** Thermal damage; heating; plasticity; deformation of concrete; constitutive model.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Comportamento do concreto para carregamentos uniaxiais.....	7
Figura 2 - Representação das formulações elástica não-linear secante e tangente – Compressão .....	8
Figura 3 – Representação do comportamento do concreto sob tração uniaxial. ....	9
Figura 4 – Carregamento cíclico com deformação plástica.....	10
Figura 5 – Carregamentos cíclico e monotônico de tração para concreto.....	10
Figura 6 – Conceito de área danificada.....	13
Figura 7 – Domínio das deformações x Domínio das tensões. ....	15
Figura 8 – Modelo de falha do dano progressivo da elasto-plasticidade. ....	20
Figura 9 – Definição dos Módulos de elasticidade Secante e Tangente.....	22
Figura 10 - Fatores que interferem no Módulo de Elasticidade do Concreto.. ....	22
Figura 11 - Pontos na seção transversal analisados.....	25
Figura 12 - Corpo de prova de concreto em ensaio de resposta acústica.....	26
Figura 13 - Análise de TG e DTG para amostras previamente aquecidas.....	30
Figura 14 - DTA para amostras de superfície e à uma profundidade de 50 mm para corpos de prova de concreto. ....	30
Figura 15 – Desenvolvimento de pressões internas nos poros do concreto.....	32
Figura 16 – Parcelas elástica e plasticidade/dano da energia do sistema.....	32
Figura 17 – Curvas tensão x deformação para concreto sob diferentes níveis de temperatura. ....	33
Figura 18 – Evolução do dano e da resistência máxima para concretos C45 (a) e C25 (b)..	34
Figura 19 - Resultados obtidos para deformações de origem térmica (a) e variação da resistência (b).....	35
Figura 20 - Porosidade do concreto para diferentes níveis de temperatura por diferentes abordagens de ondas ultrassônicas.....	36
Figura 21 – Imagens de tomografia computadorizada representando descontinuidades numa amostra de concreto para diferentes níveis de temperatura.....	37
Figura 22 – Resultados de variação de condutibilidade térmica e resistência para diferentes níveis de temperatura e gradientes térmicos aplicados.....	38
Figura 23 – Modelo proposto por Fan et. al. (2019) em comparação com dados experimentais. ....	39
Figura 24 – DTGs para diferentes níveis de pré-aquecimento. ....	40
Figura 25 – Processo de avaliação do dano com acoplamento. ....	41
Figura 26 – Curva Granulométrica: Agregado miúdo (areia).....	44
Figura 27 – Curva Granulométrica: Agregado graúdo (brita cascalhinho).....	44
Figura 28 - Empacotamento dos agregados. ....	45
Figura 29 - Corpo de Prova 50 x 100 mm em ensaio de compressão.....	48
Figura 30 - Resumo dos ensaios mecânicos. ....	50
Figura 31 - Mufla utilizada em aquecimento dos corpos de prova. (a) estrutura interna (b) dispositivo de controle. ....	51
Figura 32 – Comportamento esquemático esperado sob carga cíclica. ....	53
Figura 33 – Amostras submetidas ao ataque ácido. ....	57
Figura 34 - Organograma de corpos de prova utilizados no trabalho.....	57
Figura 35 - Ensaio com carregamento estático. ....	58

Figura 36 - Variação da resistência com a temperatura. ....	62
Figura 37 - Variação do módulo de elasticidade com a temperatura. ....	63
Figura 38 - Formação de laços de histerese. ....	64
Figura 39 - Processo de evolução do dano no carregamento. ....	64
Figura 40 - Análise visual do dano térmico gerado nos corpos de prova. ....	65
Figura 41 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova de referência (T=20 °C). ....	66
Figura 42 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova aquecidos a 300 °C. ....	67
Figura 43 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova aquecidos a 450 °C. ....	67
Figura 44 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova aquecidos a 600 °C. ....	68
Figura 45 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova aquecidos a 750 °C. ....	68
Figura 46 – Sobreposição de curvas de carregamento cíclico com diferentes níveis de dano térmico. ....	69
Figura 47 - Gráficos de evolução de dano das amostras. ....	76
Figura 48 - Superfície de ajuste para equação de regressão ignorando efeitos. ....	78
Figura 49 - Curvas de nível para equação de ajuste ignorando efeitos. ....	78
Figura 50 - Diagrama de Pareto para equação ignorando efeitos. ....	79
Figura 51 – Superfície de resposta para $\sigma_{\varepsilon, T}$ – Valores experimentais. ....	81
Figura 52 - Superfície de resposta para $\sigma_{\varepsilon, T}$ – Modelo Proposto. ....	82
Figura 53 - Superfície de contorno para $\sigma_{\varepsilon, T}$ – Valores experimentais. ....	82
Figura 54 - Superfície de contorno para $\sigma_{\varepsilon, T}$ – Modelo Proposto. ....	83
Figura 55 – Valores de $\sigma_{\varepsilon, T}$ observados em experimento e comparados com o modelo proposto. ....	83
Figura 56 – Termogravimetria (TG) das amostras. ....	84
Figura 57 – Diferencial da termogravimetria (DTG) das amostras. ....	85
Figura 58 – Comparação dos valores obtidos pelo modelo proposto por Zhai, Deng, Li e Xu (2014) com coeficientes ajustados com os valores experimentais. ....	92
Figura 59 – Comparação entre o modelo proposto, dados experimentais e modelo comprado com Zhai, Deng, Li e Xu (2014) com coeficientes ajustados. ....	93

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades físicas dos agregados .....	45
Tabela 2 - FRX do CP-V-ARI .....	46
Tabela 3 – Tensões máximas para corpos de prova – processo de dosagem experimental	47
Tabela 4 - Ensaio de compressão simples (carregamento estático).....	59
Tabela 5 - Módulos de elasticidade tangente inicial aferidos conforme NBR 8522.....	59
Tabela 6 - Resultados para o Módulo de Elasticidade Dinâmico ( $E_{c,d}$ ) .....	60
Tabela 7 - Estimativas para o Módulo de Elasticidade Estático ( $E_{c,s}$ ) pelo Dinâmico ( $E_{c,d}$ )	60
Tabela 8 - Resumo dos ensaios com carregamento cíclico .....	61
Tabela 9 - Variação percentual da resistência com a temperatura.....	62
Tabela 10 - Resumo de dados para o carregamento cíclico - Amostras de referência.....	71
Tabela 11 - Resumo de dados para o carregamento cíclicos - Amostras aquecidas a 300°	72
Tabela 12 - Resumo de dados para o carregamento cíclicos - Amostras aquecidas a 450°	73
Tabela 13 - Resumo de dados para o carregamento cíclicos - Amostras aquecidas a 600°	74
Tabela 14 - Resumo de dados para o carregamento cíclicos - Amostras aquecidas a 750°	75
Tabela 15 - Tabela de análise de variância DCCR para abordagem com única equação ....	77
Tabela 16 - Tabela de análise de variância para DCCR ignorando efeitos .....	79
Tabela 17 - Tabela de análise de variância para a regressão da tensão.....	81
Tabela 18 – FRX das amostras antes do ataque ácido.....	88
Tabela 19 – Massa residual das amostras após ataque ácido .....	88
Tabela 20 - FRX das amostras após o ataque ácido .....	89
Tabela 21 - FRX das amostras de pastas, cimento e areia antes do ataque ácido .....	89
Tabela 22 - Massa residual das amostras de pasta, cimento e areia após ataque ácido .....	89
Tabela 23 - FRX das amostras de pasta, cimento e areia após o ataque ácido.....	90

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

### Siglas:

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- CEB – Comité Euro-International du Béton
- C-S-H – Silicato de Cálcio Hidratado, Tobermorita
- CP-V-ARI – Cimento Portland Tipo V de Alta Resistência Inicial
- DRX – Difração de Raios-X
- DTG – Diferencial da Termogravimetria
- EDX - Fluorescência de Raios-X por Energia Dispersiva
- IFPB – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba
- MEV – Microscopia Eletrônica por Varredura
- NBR (NM) – Norma Brasileira Regulamentadora (Norma Mercosul)
- TG – Termogravimetria
- UFCG – Universidade Federal de Campina Grande
- UFPB – Universidade Federal da Paraíba

### Símbolos:

- $C$  – Tensor Constitutivo
- $\gamma$  – Massa Específica
- $D$  – Parâmetro de Dano
- $\delta_{ij}$  – Delta de Kronecker
- $E$  – Módulo de Elasticidade
- $\varepsilon$  – Deformação
- $f_{ck}$  – Resistência Característica do Concreto
- $\phi(\varepsilon); \Psi(\varepsilon)$  – Função Potencial
- $\sigma$  – Tensão
- $\kappa$  – Máxima Deformação Histórica
- $\dot{\lambda}$  – Taxa de Plastificação
- $\mu$  – Massa Unitária
- $T$  – Temperatura
- $w$  – Abertura de Fissura

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO:	1
1.1. Justificativa:	1
1.2. Objetivos:	3
1.2.1. Objetivo Geral:	3
1.2.2. Objetivos Específicos:	3
1.3. Escopo da Tese:	3
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA:	5
2.1. Modelos Constitutivos:	5
2.2. Comportamento do Concreto:	6
2.3. Modelos Elásticos:	7
2.4. Modelo Plástico:	9
2.5. Mecânica do Dano Contínuo:	12
2.6. Mecânica do Dano Contínuo com Plasticidade:	19
2.7. Módulo de Elasticidade do Concreto:	21
2.7.1. Fatores Influentes no Módulo de Elasticidade:	22
2.7.1.1. Modelos e Expressões para o Módulo de Elasticidade:	23
2.7.1.2. Verificação Experimental do Módulo de Elasticidade:	24
2.8. Modelo para o Concreto sob Altas Temperaturas:	27
2.8.1. Comportamento do Concreto sob Altas Temperaturas:	27
2.9. Estado da Arte:	31
2.9.1. Modelos Constitutivos para Concreto sob Altas Temperaturas:	31
2.10. Acoplamento de Efeitos:	40
3. MATERIAIS E MÉTODOS:	42
3.1. Modelagem Estatística:	42
3.2. Programa Experimental:	43
3.2.1. Dosagem do Concreto e Determinação das Propriedades Físicas:	43
3.2.1.1. Dosagem do Concreto:	43
3.2.1.1.1. Agregados:	44
3.2.1.1.2. Cimento:	46
3.2.1.1.3. Aditivos:	46
3.2.1.1.4. Dosagem Final:	46
3.2.1.2. Geometria do Corpo de Prova:	47
3.2.1.3. Determinação das Propriedades Físicas do Concreto:	48
3.2.1.3.1. Ensaio de Carregamento Estático:	49
3.2.1.3.2. Ensaio de Carregamento Cíclico:	49
3.2.2. Modelagem de Interações Temperatura e Deformações:	50
3.2.3. Analogia para Tensões e Deformações Analisadas por Controle de Cargas e Deslocamentos:	54
3.2.3.1. Metodologia Utilizada neste Trabalho:	54
3.2.4. Avaliação Termoquímica do Dano:	55
3.2.5. Corpos de Prova:	57

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES: .....	58
4.1. Resultados dos Ensaios com Cargas Estáticas: .....	58
4.2. Resultados dos Ensaios com Cargas Cíclicas: .....	60
4.2.1. Avaliação da Compressão em Carregamento Cíclico: .....	65
4.2.2. Avaliação do Dano em Carregamento Cíclico: .....	69
4.2.3. Análise Estatística do Desenvolvimento do Dano:.....	76
4.2.3.1. Equacionamento do Modelo Constitutivo: .....	80
4.2.4. Correlação entre Desenvolvimento do Dano e Degradação Química da Matriz: 84	
4.2.4.1. Ensaios de Termogravimetria .....	84
4.2.4.2. Ensaios de FRX e Ataque Ácido: .....	87
4.3. Comparando o Modelo:.....	90
4.3.1. Avaliação Teórica: .....	90
4.3.1.1. Comparação – Modelo Proposto por ZHAI, DENG, LI e XU (2014): 90	
5. CONCLUSÕES: .....	94
5.1. Sugestões para trabalhos futuros: .....	95
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS: .....	96
ANEXOS .....	109

## 1. INTRODUÇÃO:

### 1.1. Justificativa:

O concreto, em virtude da sua heterogeneidade, apresenta relação tensão x deformação complexa. Mesmo não havendo um modelo único que descreva essa relação, muitas equações constitutivas de aplicabilidade restrita foram desenvolvidas.

Entre as abordagens mais conhecidas, podem-se citar as formulações supondo o comportamento elástico linear do concreto, o comportamento plástico, a mecânica do dano contínuo, bem como modelos mais elaborados como com fissuras distribuídas (*smearred crack model*).

Por outro lado, tem-se também que, em várias situações práticas, o concreto submetido a altas temperaturas necessita ter seu comportamento descrito. Em concretos refratários, por exemplo, são utilizados cimento com alto teor de alumina, assim como em poços de petróleo cuja hidratação ocorre em temperaturas elevadas; concretos massa com alto despendimento de calor por sua vez sofrem efeito da formação de etringita tardia; efeitos esses que, por sua vez, influem no comportamento mecânico / macroestrutural do concreto. No caso de concretos convencionais, pode-se citar o caso de estruturas que passem por situação de incêndio nas quais a elevação da temperatura gera fissuração e

Nestas situações, o efeito da temperatura faz com que as deformações e, conseqüentemente, o modelo matemático tensão x deformação sejam alterados com relação ao concreto não aquecido.

São comuns na literatura modelos constitutivos de dano mecânico, que descrevem a evolução do processo de degradação do concreto em função das deformações. De outro lado, mesmo que menos comuns, existem estudos relacionando o desenvolvimento do dano térmico conforme evolução da temperatura.

Modelos que avaliem os dois efeitos paralela e conjuntamente são raros, não havendo até então verificação se há interação entre os processos de degradação. Essa lacuna importante ocorre, provavelmente, pela complexidade da captação simultânea de dados térmicos e mecânicos no processo de evolução do dano.

Dessa forma, torna-se interessante a elaboração de um modelo que possa descrever o comportamento constitutivo do concreto sob altas temperaturas unindo os efeitos térmicos e mecânicos.

Partindo da premissa de que o dano de origem térmica e o dano de origem mecânica ocorrem simultaneamente, este trabalho busca investigar se, matematicamente, eles são acoplados. Ou seja, as parcelas de dano de ambas as origens podem ser tratadas separadamente ou há uma parcela de interação significativa?

Neste contexto, um modelo que alie um comportamento com os devidos ajustes de coeficientes estatísticos a partir de calibração experimental aparece como ferramenta viável para determinação de uma relação constitutiva.

O modelo aqui proposto aproxima-se de um contexto para situações de incêndio. Trabalhando com concretos de resistência normal (30MPa) e com temperaturas entre 300 °C e 900 °C. Assim, a determinação do dano de maneira experimental para o concreto serve como conhecimento para a avaliação de todo comportamento mecânico do material nestas situações e pode fornecer parâmetros para futura implementação normativa a respeito de estruturas de concreto armado sob altas temperaturas.

Neste contexto, a pesquisa a respeito do comportamento do concreto enquadra-se na linha de “Modelagem Numérica-Experimental de Estruturas” do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba e no escopo do Programa de Cooperação Acadêmica em “Durabilidade de Estruturas – Experimentação e Modelagem” em parceria com a Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio) e Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF).

É importante citar que este trabalho tenta simular uma situação de dano para o concreto ainda sob altas temperaturas; entretanto, as cargas térmicas e mecânicas são aplicadas separadamente não configurando, porém, uma situação residual (pós-resfriamento).

O modelo desenvolvido é calibrado com dados experimentais para diferentes faixas de temperatura e abrangendo um espectro contínuo do espaço das deformações uniaxiais e se propõe a ser uma importante base de consulta a respeito do comportamento do dano nestas situações e auxiliar na compreensão do comportamento mecânico do concreto ainda sob altas temperaturas.

## **1.2. Objetivos:**

### 1.2.1. Objetivo Geral:

- Determinar uma equação constitutiva que descreva o comportamento do concreto sujeito a danos térmicos e mecânicos calibrado com dados experimentais;

### 1.2.2. Objetivos Específicos:

- Verificar, experimentalmente, os fenômenos de ordem térmica e mecânica relevantes no processo de desenvolvimento do dano no concreto;
- Propor um modelo que incorpore as etapas relevantes e retrate o desenvolvimento do dano no concreto mediante as solicitações térmicas e mecânicas;
- Verificar a existência de acoplamento matemático dos danos térmico e mecânico no concreto;
- Correlacionar os efeitos de dano térmico com as alterações químicas e microestruturais do concreto;

## **1.3. Escopo da Tese:**

O presente trabalho de tese é apresentado em 6 capítulos e volume único contendo todas as informações necessárias para seu entendimento e referências externas que nortearam.

O primeiro capítulo faz uma introdução ao trabalho, apresentando a motivação e importância do estudo, seus objetivos e este preâmbulo de exibição e delineamento.

O segundo capítulo traz uma fundamentação teórica a respeito do estado-da-arte até o momento da publicação no que diz respeito ao objeto de estudo deste trabalho de tese. Dividido em subitens, esta revisão bibliográfica apresenta sucintamente os principais estudos desenvolvidos na área e apresenta conceitos importantes para o entendimento e fluidez na leitura.

O terceiro capítulo apresenta os materiais e metodologias utilizadas no trabalho, seu processamento, referências técnicas e normativas além de especificações e propriedades dos materiais objetos de estudo. Neste capítulo podem ser consultados todos os procedimentos que podem servir como base para repetição e adequação dos processos em ocasião futura.

O quarto capítulo, por sua vez, consiste no núcleo principal do trabalho com os resultados obtidos, seu processamento numérico estatístico e parâmetros qualitativos colhidos durante os ensaios. Apresenta-se também a discussão dos resultados obtidos e suas implicações científicas com comentários e pareceres técnicos do autor.

O quinto capítulo traz as conclusões inferidas após a discussão dos resultados além de sugestões para continuação do estudo.

No sexto e último capítulo são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento deste estudo.

Ao fim, é apresentado como anexo o caminho para acesso ao dados brutos desta pesquisa.

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA:

### 2.1. Modelos Constitutivos:

Modelos constitutivos, por vezes chamados de leis constitutivas, são expressões que relacionam matematicamente as tensões desenvolvidas em um material e suas respectivas deformações.

Matematicamente, um modelo constitutivo assume a forma da equação (1):

$$\sigma = f(\varepsilon) \quad (1)$$

onde  $\sigma$  representa o estado de tensões correspondente a um estado  $\varepsilon$  de deformações e  $f$  é uma função (operador), geralmente admitido contínuo no domínio de  $\varepsilon$ .

Logicamente, a complexidade e ordem dos tensores de estado  $\sigma$  e  $\varepsilon$  dependem da dimensão requerida e estado de carregamento adotado.

Assim sendo, cada material com seu comportamento peculiar requer um modelo constitutivo próprio adequado às suas propriedades mecânicas fundamentais e distintos processos de sollicitação.

Ao longo do tempo vários modelos constitutivos foram surgindo para diferentes materiais, em especial aqueles aplicáveis ao concreto.

Devido à heterogeneidade da microestrutura, inexistência de simetria e seu particular comportamento mecânico, a formulação de um modelo constitutivo único para o concreto é extremamente complexa e distante da realidade de processamento (ANANIEV; OZBOLT, 2007).

Em linhas gerais, podem-se classificar os modelos constitutivos a partir da sua abordagem acerca do material como: modelos contínuos, como os modelos clássicos da elasticidade linear que, por sua vez, tiveram adaptações para modelos não-lineares como os modelos hipo- e hiperelásticos como nos trabalhos de Romano e Barreta (2011) e Bruggi (2016); modelos de plasticidade e suas variações; modelos de danos contínuos, como os de Chaboche (1988), Grassl e Jirásek (2006) e Xue e Yang (2014); modelos contínuos com descontinuidade, como os modelos de mecânica da fratura como desenvolvidos por Erdogan (1972), Griffith

(1920), Hillerborg, Modéer e Petersson (1976) e Kurumatani et. al. (2016); e modelos discretos que, em verdade, promovem uma discretização do material por meio de métodos numéricos como os modelos de partícula e modelos de rede como o Jirásek (2007).

O que existe de fato são vários modelos distintos, cada um aplicável a situações específicas para cada concreto, tipo de solicitação, restrições de deformações, etc.

Cada uma das proposições, por sua vez, está fundamentada numa teoria mais abrangente que é utilizada com adaptações e composições.

A seguir, algumas explicações gerais sobre tais formulações.

## **2.2. Comportamento do Concreto:**

O concreto apresenta um comportamento mecânico particular com 3 (três) fases bem distintas que se refletem de propriedades micro- e macroestruturais.

A primeira fase é a elástica-linear, onde as tensões são diretamente proporcionais às deformações e estas por sua vez são pequenas e reversíveis, retornando ao estado de nulidade quando sem carregamento. Nesta etapa a microestrutura do concreto não sofre danos perceptíveis e o material é dito como íntegro.

Numa fase seguinte, quando atingido um limite de linearidade, o concreto apresenta fissuras em sua microestrutura que reduzem a rigidez do material, caracterizando um efeito conhecido na literatura como *softening* (ORTIZ, 1985).

Por fim, quando as fissuras microestruturais se propagam atingindo níveis macroestruturais, a perda de rigidez aumenta até a ruptura completa do material.

A identificação de tais etapas, entretanto, não é imediata e os vários modelos existentes têm zonas limitadas de aplicabilidade, ou seja, correspondem a um domínio específico e restrito de tensões ou deformações.

Ainda, sabe-se que o concreto apresenta comportamento diferente quando submetido à tração ou à compressão ou em estados múltiplos de tensão, dificultando assim a formulação de um modelo único que possa representar o comportamento generalizado do material (JASON *et al.*, 2006).

A Figura 1, exibe o comportamento do concreto para cargas uniaxiais, apresentando as distintas fases de comportamento supracitadas.

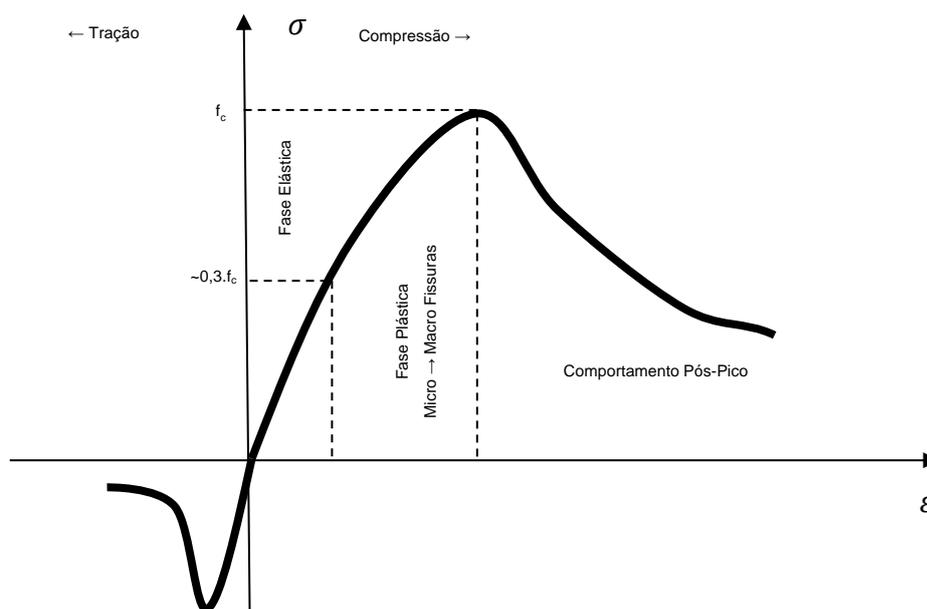


Figura 1 – Comportamento do concreto para carregamentos uniaxiais. (Fonte: O Autor, 2020).

Sabe-se ainda que o concreto apresenta comportamento anisotrópico, ou seja, propriedades diferentes quando consideradas diferentes direções. Tal fato implica grande complexidade na formatação de modelos constitutivos. Porém, numa gama de simplificações, várias modelagens são feitas em situações restritas em que o concreto é considerado como isotrópico ou ortotrópico (AGULLÓ *et al.*, 2009), (TAO; PHILLIPS, 2005), (BAZANT, 1983).

A seguir são apresentados alguns modelos conhecidos na literatura numa sequência de complexidade.

### 2.3. Modelos Elásticos:

Os modelos elásticos são baseados na teoria da elasticidade, que propõe que as deformações que se desenvolvem em um material sob um dado estado de tensões são instantâneas e reversíveis com esse estado tensional.

O modelo elástico linear parte da proposta de que essa proporcionalidade entre tensões e deformações é direta, gerando uma relação linear no modelo constitutivo, conforme equação (2). Tal modelo é extremamente útil para uma gama de materiais, chamados elásticos.

$$\sigma = [C].[\varepsilon] \quad (2)$$

onde  $[C]$  é chamado de tensor das constantes elásticas do material.

O concreto em seus estágios iniciais de comportamento pode ser representado por esse modelo. Porém, a partir de um dado limite de proporcionalidade, a elasticidade linear não mais corresponde à situação real.

A proporcionalidade entre tensão e deformação, por sua vez, pode assumir a forma não-linear dando origem a outros modelos. O modelo hiperelástico parte de uma formulação geral de equação constitutiva apresentada na equação (1), na qual  $f = f(\sigma)$  assume agora forma não-linear dependente apenas do estado tensional atual e de uma função potencial  $\phi(\varepsilon)$  tal que  $\sigma = \frac{\partial \phi}{\partial \varepsilon}$ .

Para o concreto, a proposta mais conhecida é a formulação parábola-retângulo cuja função depende apenas da resistência do concreto.

O modelo hipoeelástico, conhecido como formulação tangente incremental, propõe que o incremento de tensões,  $\Delta\sigma$ , em um material depende do histórico de deformações (ROMANO; BARRETTA, 2011).

A Figura 2 exibe uma representação gráfica de um carregamento uniaxial analisando um ponto  $(\sigma, \varepsilon)$  genérico. Observe-se que a formulação tangente atualiza a inclinação da reta (rigidez) para o ponto de análise enquanto a formulação secante parte da origem do sistema.

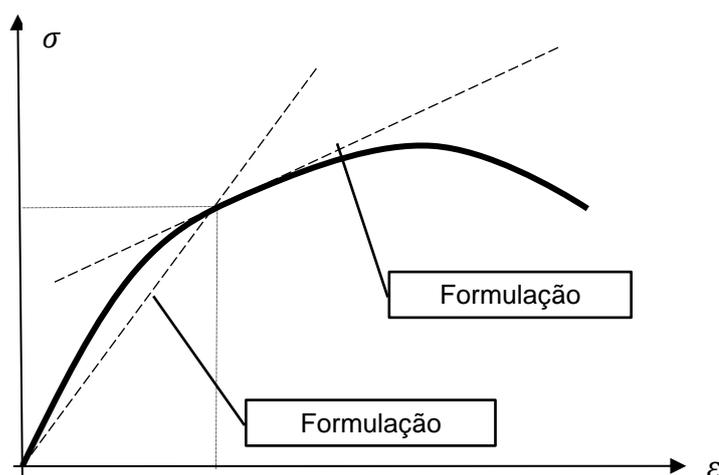


Figura 2 - Representação das formulações elástica não-linear secante e tangente – Compressão.  
(Fonte: O Autor, 2020).

Quando, entretanto, o concreto é submetido a tensões uniaxiais de tração, as deformações limites são menores e a ruptura ocorre com uma tensão menor do que a tensão máxima na compressão. Tal comportamento é esquematizado na Figura 3.

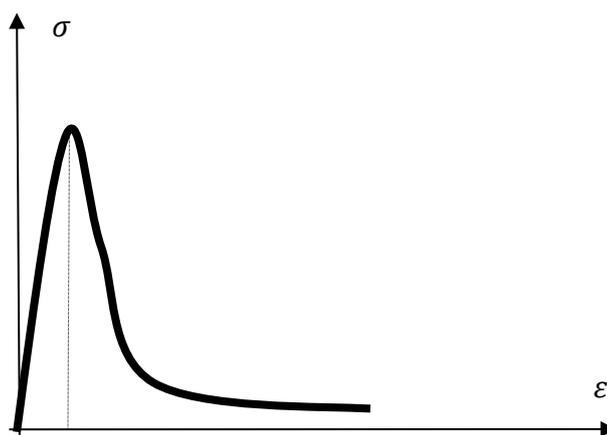


Figura 3 – Representação do comportamento do concreto sob tração uniaxial. (Fonte: O Autor, 2020).

## 2.4. Modelo Plástico:

O modelo plástico, por sua vez, propõe que a deformação total é constituída de uma parte elástica que é, portanto, reversível e atrelado ao carregamento, e outra parte plástica irreversível e que depende do histórico de carregamento (LUBLINER, 1974) conforme exibido na equação (3).

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{elástica} + \varepsilon_{plástica} \quad (3)$$

Em geral, a fase plástica dos materiais se apresenta após um dado limite de elasticidade. Quando as deformações excedem esse limite ocorre uma plastificação, um fenômeno que gera aumento de deformações sem incremento de tensões. Essa deformação adicional é irreversível e corresponde à parcela plástica da deformação.

Dessa forma, a relação tensorial assume a forma da equação (4):

$$[\sigma] = [C][\varepsilon_e] \quad (4)$$

onde  $[C]$  continua sendo o tensor constitutivo do material e  $\varepsilon_e$  a parcela que corresponde à deformação elástica. Observe-se que as tensões dependem apenas desta parcela elástica.

Tal separação e existência de uma parcela de deformação irreversível foram observadas em diferentes estados de carregamento a partir de níveis elevados de tensão, sejam planos, como nos trabalhos de Lan e Guo (1999) e Chen, Xu e Bu (2017), ou triaxiais, como em Lokuge, Sanjayan e Setunge (2004).

Como exemplo de fácil visualização, pode-se tomar o caso de carregamentos uniaxiais cíclicos extraídos dos trabalhos de Lokuge, Sanjayan e Setunge (2004) na Figura 4 e Chen, Xu e Bu (2017) na Figura 5. Em ambos, o uso de carregamentos cíclicos permite a verificação da ocorrência de deformações plásticas.

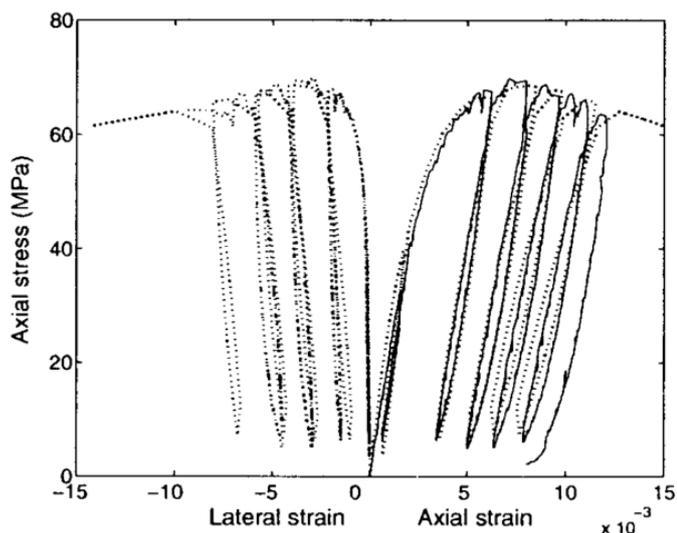


Figura 4 – Carregamento cíclico com deformação plástica. (Fonte: Lokuge; Sanjayan; Setunge, 2004)

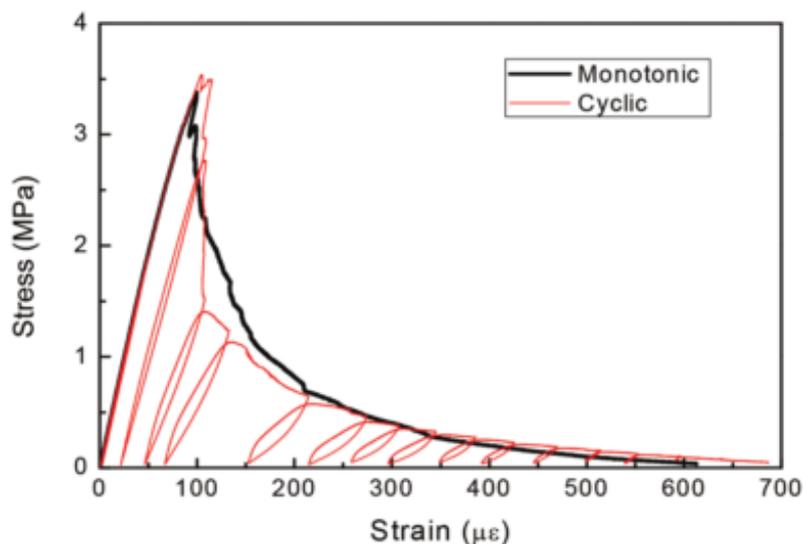


Figura 5 – Carregamentos cíclico e monotônico de tração para concreto. (Fonte: Chen e Bu, 2016)

Para a completa formulação matemática do modelo, faz-se necessário ainda definir critérios para a ocorrência da plastificação (LUBLINER, 1991).

O primeiro critério é a condição de escoamento referenciada como *yield condition*, expressa na forma da equação (5):

$$f(\sigma, q) \leq 0 \quad (5)$$

onde  $f$  é uma função contínua no domínio de  $\sigma$  e  $q$  é definida como uma grandeza que representa a variação da rigidez do material, também chamada de parâmetro de encruamento. Tal critério define que, se  $f < 0$ , o material está no domínio elástico, caso contrário,  $f = 0$  e o material está no estado plástico (PHILLIPS; SIERAKOWSKI, 1964).

O segundo critério é justamente uma lei de endurecimento que representa a mudança na rigidez do material, definindo a variável  $q$  supracitada tal qual expressa na equação (6).

$$\dot{q} = \dot{\lambda} \cdot \kappa(\sigma, \kappa) \quad (6)$$

onde  $\kappa = \max_t \varepsilon(t)$

Definindo, a variável  $\kappa$  expressa a máxima deformação histórica já experimentada pelo material.

Observe-se que essa condição define que a variação da rigidez depende do estado anterior de deformação, ou seja, do histórico de deformações do corpo.

Ainda, o parâmetro  $\lambda$  que representa a taxa de plastificação se desenvolve de modo que  $\dot{\lambda} \geq 0$  uma vez que a deformação plástica é irreversível.

O terceiro critério é a lei de fluência (*flow rule*), definida como condição de Kuhn Tucker e trata-se de uma relação entre tensão e deformação total exibida na equação (7).

$$\dot{\lambda} \cdot f(\sigma, q) = 0 \quad (7)$$

Observe-se que para a lei de escoamento, quando no estado plástico,  $f(\sigma, q) = 0$ . Da mesma forma, quando no estado elástico a taxa de plastificação não varia, logo  $\dot{\lambda} = 0$ , fazendo com que a condição seja respeitada em ambas as situações.

Partindo dessa premissa, vários outros modelos surgiram por meio de uma releitura do modelo plástico.

Na situação específica de um material isotrópico, a relação tensão x deformação independe das direções; nestas condições, pode-se definir os chamados invariantes de tensão, sendo:

$$\begin{cases} J_1 = \sum \sigma_{kk} \\ J_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_s \cdot \sigma_s \\ J_3 = \det|\sigma| \end{cases} \quad (8)$$

Assim, definem-se critérios como uma função  $f(J_1, J_2, J_3)$  onde  $f$  é um operador contínuo. São exemplos de modelos assim definidos os critérios de Tresca, Saint-Venant e Von Mises.

## 2.5. Mecânica do Dano Contínuo:

A mecânica do dano contínuo é uma teoria que busca descrever a perda de rigidez do material em virtude do surgimento e propagação de microfissuras e falhas na microestrutura (CHABOCHE, 1988).

Em outras palavras, a mecânica do dano contínuo analisa as respostas macroestruturais decorrentes da propagação de falhas distribuídas no material antes que estas possam ser analisadas como discretas. Definido um limite  $w_c$  de abertura de fissuras para qual o material perde totalmente a rigidez, há equacionamento para distribuição homogênea das fissuras  $w < w_c$  (GONÇALVES, 2003).

Tal conceito ainda prevê que o efeito é contínuo e a rigidez do material é atualizada para cada estado de dano detectado. Esse efeito, entretanto, deve ser ajustado ao modelo cuja complexidade depende das considerações a respeito da anisotropia do material.

A formulação matemática do processo, por sua vez, introduz o conceito de área e tensão efetivas.

Seja  $A$  a área de uma dada seção onde atua uma tensão  $\sigma$ . Define-se a variável (escalar)  $0 \leq D \leq 1$  que representa o dano na seção.

Genericamente, observe-se um dado elemento volumétrico grande o suficiente para conter danos microestruturais e pequeno o suficiente para que possa ser considerado um ponto material na formulação. A Figura 6 exhibe as regiões da

área original definida pela normal  $\vec{n}$  e contorno  $S$  e da parcela onde o dano se propaga.

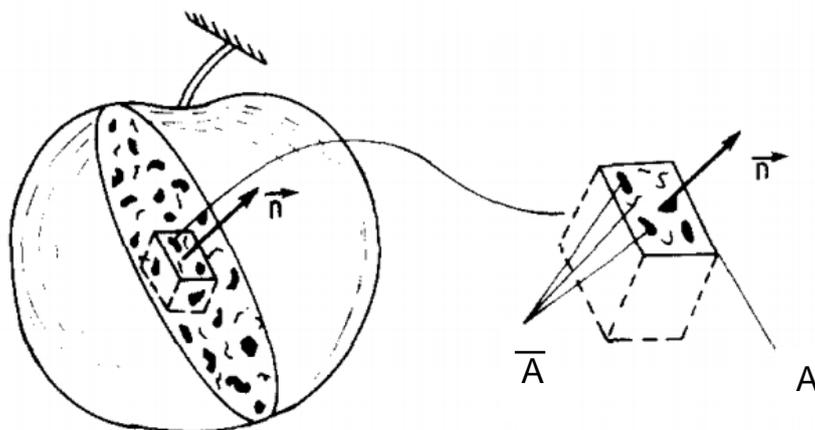


Figura 6 – Conceito de área danificada. (Fonte: Lemaitre, 1984)

Ou seja, a seção  $A$  possui uma parcela  $A_D = D.A$  danificada, que não resiste à tensão. Logo, a área efetiva que de fato pode resistir à tensão é dada pela equação (9).

$$\bar{A} = A. (1 - D) \quad (9)$$

Com maior rigor matemático e na notação diferencial, pode-se apresentar  $D$  como o limite na equação (10):

$$D = \lim_{A \rightarrow 0} \frac{dA - d\bar{A}}{dA} \quad (10)$$

Observe-se que a variável  $D$  no intervalo  $[0; 1]$  implica na representação desde uma seção não danificada ( $\bar{A} = A$ ) a uma seção totalmente danificada ( $\bar{A} = 0$ ).

Com os conceitos de dano e área efetiva apresentados pode-se exibir o conceito de tensão efetiva no material na equação (11):

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - D} \quad (11)$$

De maneira geral, o modelo de mecânica do dano introduz na relação constitutiva uma variável escalar contínua que representa a deterioração do material antes mesmo do surgimento da macro fissuração (LEMAITRE, 1984).

Com isso, por exemplo, a lei constitutiva para o caso uniaxial passa a ser definida em termos da tensão efetiva conforme apresentada na equação (12):

$$\bar{\sigma} = f(\varepsilon) \Rightarrow \sigma = (1 - D) \cdot f(\varepsilon) \quad (12)$$

Ainda, o parâmetro de dano  $D$  fica definido em função da deformação expressa na equação (13):

$$D = D(\varepsilon) \quad (13)$$

Em geral assume-se uma distribuição homogênea de fissuras na seção, o que permite inferir o comportamento isotrópico no equacionamento da mecânica do dano.

Ainda em termos de abordagem matemática, é possível definir o processo de dano em espaços distintos, no domínio das deformações ou no domínio das tensões. Tais modelagens são apresentadas no trabalho de Simo e Ju (1987).

A abordagem no domínio das deformações apresenta o conceito de tensão equivalente através do invariante  $J_2$  enquanto energia associada ao tensor de deformações; ainda na modelagem do domínio das deformações, o dano é apresentado com a noção de tensão efetiva e a hipótese da deformação equivalente e plasticidade é inserida como uma decomposição no tensor de tensões (SIMO; JU, 1987). Ou seja, na prática, o valor teórico das tensões é mantido e o dano se representa com o cálculo de uma deformação equivalente definida por uma hipótese matemática preliminar.

Já na abordagem do domínio das tensões, na qual a deformação equivalente é definida como uma energia associada ao tensor de tensões, o dano é apresentado com a noção de deformação efetiva e a hipótese da tensão equivalente e plasticidade é inserida como uma decomposição do tensor de deformações (SIMO; JU, 1987). Assim, pode-se dizer que o valor teórico das deformações é mantido e é gerado um tensor de tensões equivalentes.

A Figura 7 apresenta esquematicamente a diferença entre as abordagens no domínio das deformações e no domínio das tensões. Nela, aparecem ainda as definições para espaço físico (variáveis reais do problema com  $\sigma$  e  $\varepsilon$  reais) e espaço efetivo (com umas das variáveis corrigidas numericamente, seja no domínio das deformações ou no domínio das tensões).

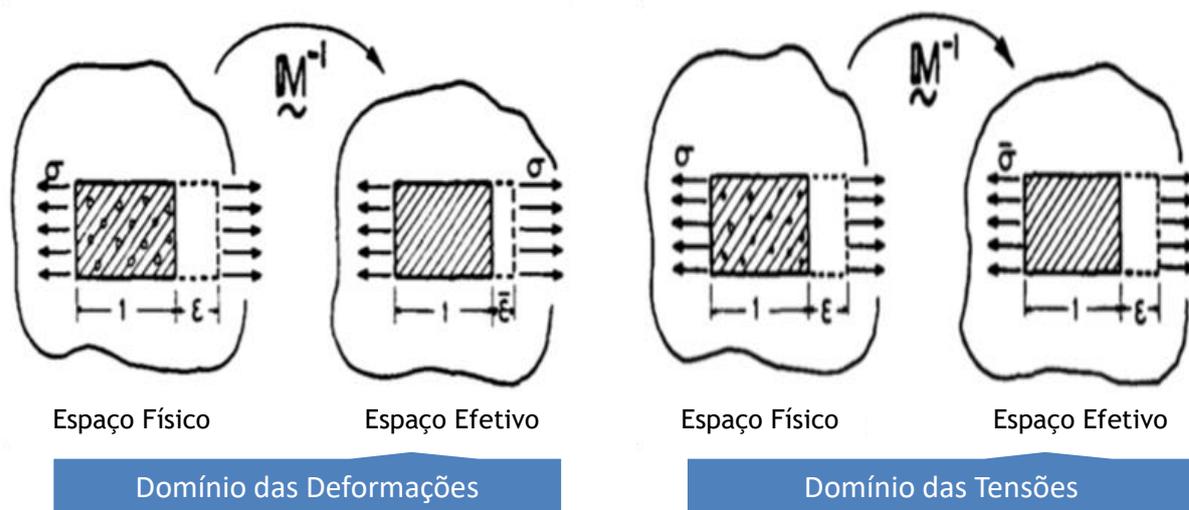


Figura 7 – Domínio das deformações x Domínio das tensões. (Fonte: Adaptado de Simo e Ju, 1987)

Em formulações mais complexas, envolvendo a anisotropia do material, a evolução da rigidez passa a ser representada por uma família de vetores ou tensores de ordem maior como nos modelos de Di Prisco et. al. (2000) e Armero e Oller (2000a).

Observe-se, entretanto, que nos casos em que há carregamento cíclico ou variável o dano em um material é suscetível ao histórico de deformações (considerando que o dano é um processo irreversível), logo o parâmetro  $D$  é dado em função da máxima deformação já experimentada pelo material, chamada de  $\kappa$  conforme apresentado anteriormente na equação (6). Assim sendo,  $D$  é exibido na forma da equação (14):

$$D = D(\kappa) \tag{14}$$

No modelamento multiaxial considerando o material isotrópico, o parâmetro de dano  $D$  pode ser utilizado de maneira análoga como multiplicador da matriz constitutiva  $[C]$  conforme apresentado na equação (15).

$$[\sigma] = (1 - D) \cdot [C] \cdot [\varepsilon] \quad (15)$$

Em analogia ao modelo elástico, pode-se dizer que a matriz  $[C]$  é equivalente à formulação tangente e a utilização do fator multiplicativo  $(1 - D)$  é uma atualização para a formulação secante da equação (16).

$$[C_{secante}] = (1 - D) \cdot [C_{tangente}] \quad (16)$$

Analogamente, também se faz necessária a definição de uma função de carregamento  $\rho$  e consequente definição de evolução do dano conforme equação (17).

$$\rho(\kappa, \varepsilon) = \tilde{\varepsilon}(\varepsilon) - \kappa \quad (17)$$

onde  $\tilde{\varepsilon}(\varepsilon)$  é um escalar que representa uma deformação equivalente.

O critério para adoção do  $\tilde{\varepsilon}(\varepsilon)$ , entretanto, pode variar. Uma formulação comum é utilizar a norma euclidiana do vetor de deformações apresentada na equação (18):

$$\tilde{\varepsilon}(\varepsilon) = \sqrt{\sum [\varepsilon] \cdot [\varepsilon]} \quad (18)$$

Outro método é utilizar a norma energética definida pela equação (19):

$$\tilde{\varepsilon}(\varepsilon) = \sqrt{\frac{[\varepsilon] \cdot [C] \cdot [\varepsilon]^T}{E}} \quad (19)$$

Ambas as formulações podem ser aplicadas e têm melhor ajuste de acordo com o material e suas propriedades.

Entretanto, em materiais como o concreto, que possuem diferentes propriedades quando submetidos a diferentes carregamentos (resistência e propriedades diferentes à tração e à compressão), a formulação da deformação equivalente pode ser ajustada.

A formulação mais conhecida é dada por Mazars que introduz o operador de parte positiva na definição da deformação equivalente (MAZARS; BERTHAUD; RAMTANI, 1990).

O operador é indicado na equação (20):

$$\langle \varepsilon_i \rangle = \begin{cases} \varepsilon_i, & \text{se } \varepsilon_i > 0 \\ 0, & \text{se } \varepsilon_i \leq 0 \end{cases} \quad (20)$$

Tal indicação reflete o fato de que, no concreto, as deformações causadas por efeitos de tração (positivas) influenciam de maneira mais importante o desenvolvimento do dano do que as deformações causadas por compressão (negativas). Com isso, a definição de deformação equivalente pode ser reescrita com o operador euclidiano da equação (18).

O critério de Mazars, entretanto, conduz a funções de dano que não correspondem ao comportamento real do concreto e com propriedades ( $f_c, f_t$  e  $\nu$ ) distantes da realidade (GRASSL; JIRÁSEK, 2006).

Dado que todos os variados modelos apresentados conduzem a falhas na determinação das propriedades do concreto quando sob estados multiaxiais de tensão, logo, faz-se necessária uma formulação que leve em consideração que os danos causados sob tração e compressão são distintos e ocorrem por processos independentes.

Uma formulação assim concebida e aceita na literatura técnica é uma proposta do trabalho de Ramtani, Berthaud e Mazars (1992). Em seu estudo, eles propõem que a evolução do dano  $D$  seja uma combinação linear de duas parcelas, uma que corresponde ao dano devido à compressão e outra ao dano devido à tração como mostrado na equação (21).

$$D(\varepsilon) = \alpha_t D_t(\varepsilon) + \alpha_c D_c(\varepsilon) \quad (21)$$

onde parâmetros  $\alpha_t$  e  $\alpha_c$  são coeficientes multiplicadores que assumem os valores das equações (22) e (23):

$$\alpha_t = \left( \sum_{i=1}^3 \frac{\varepsilon_{t_i} \langle \varepsilon_i \rangle}{\tilde{\varepsilon}^2} \right)^\beta \quad (22)$$

e

$$\alpha_c = \left( 1 - \sum_{i=1}^3 \frac{\varepsilon_{c_i} \langle \varepsilon_i \rangle}{\tilde{\varepsilon}^2} \right)^\beta \quad (23)$$

com  $\tilde{\varepsilon} = \tilde{\varepsilon}(\varepsilon) = \sqrt{\sum \varepsilon_{ij} \cdot \varepsilon_{ij}}$  e  $\beta = 1,06$

Fica claro observar nesta situação que, para o caso em que todas as tensões principais são positivas,  $\alpha_t = 1$  e  $\alpha_c = 0$  (estado de tração pura) e o inverso acontece para o estado de compressão pura. Para casos intermediários  $\{\alpha_t \text{ e } \alpha_c \in (0,1)\}$ .

No mesmo trabalho, os autores caracterizam as funções de evolução do dano conforme as equações (24) e (25):

$$D_t(\kappa) = \begin{cases} 0 & , \text{ se } \kappa \leq \varepsilon_0 \\ 1 - (1 - A_t) \cdot \frac{\varepsilon_0}{\kappa} - A_t \cdot e^{-B_t \cdot (\kappa - \varepsilon_0)} & , \text{ se } \kappa \geq \varepsilon_0 \end{cases} \quad (24)$$

$$D_c(\kappa) = \begin{cases} 0 & , \text{ se } \kappa \leq \varepsilon_0 \\ 1 - (1 - A_c) \cdot \frac{\varepsilon_0}{\kappa} - A_c \cdot e^{-B_c \cdot (\kappa - \varepsilon_0)} & , \text{ se } \kappa \geq \varepsilon_0 \end{cases} \quad (25)$$

onde  $\varepsilon_0$  é a deformação equivalente de início da não-linearidade e os coeficientes  $A_t$ ,  $B_t$ ,  $A_c$  e  $B_c$  são parâmetros do material obtidos nos ensaios de tração e compressão uniaxiais.

Para garantir a continuidade das funções, é necessário ainda que a condição  $A_c \cdot B_c \cdot \varepsilon_0 = A_c - 1$  seja atendida.

A proposição acima apresenta boa aproximação para relações na vizinhança do pico de tensões. Para valores mais afastados do pico ela tende a convergir para valores irrealis (RAMTANI; BERTHAUD; MAZARS, 1992).

Tais problemas, entretanto, podem ser remediados controlando numericamente a evolução dos valores  $D_t$  e  $D_c$ .

Um aspecto importante da propagação de danos no concreto é que, na grande maioria das vezes o efeito da microfissuração é unidirecional. Ou seja, quando um elemento é tracionado e tem sua rigidez reduzida pelo efeito do dano, essa redução não é perceptível quando o mesmo elemento é submetido à compressão. Isso pode ser explicado pelo fato de que as fissuras se constituem

como deslocamentos entre seções adjacentes que, quando comprimidas voltam a ter contato físico e podem transferir esforços de compressão. Tal efeito, entretanto, não significa que o material é integralmente recuperado após a inversão do esforço. Esse efeito é chamado como aspecto unilateral do dano.

Logicamente, tal efeito deve ser considerado na formulação de um modelo constitutivo para um concreto submetido a carregamentos reversíveis.

Existem ainda outras formulações, consideração de outros efeitos e operadores específicos dentro da mecânica do dano contínuo que não são utilizadas ou abordadas aqui. O trabalho de Mazars, Pyaydier-Cabot (1989), por exemplo, faz um levantamento geral sobre os modelos de dano contínuo aplicado ao concreto.

## 2.6. Mecânica do Dano Contínuo com Plasticidade:

Os modelos plásticos conseguem representar bem o problema da existência de deformações permanentes, em especial no caso de carregamentos cíclicos. Porém, matematicamente, não geram alterações na matriz constitutiva e conseqüentemente não há variação da rigidez do material durante o processo de deformação.

Os modelos com dano contínuo, por sua vez, em sua formulação, preveem que, mesmo com a rigidez alterada, após o descarregamento, o corpo tende a apresentar deformação nula, não apresentando assim deformações permanentes.

Assim sendo, uma das formas de enriquecer o modelo de dano contínuo é proporcionando que ele apresente deformações permanentes e isso é possível acoplado-o com o modelo plástico (RAMTANI; BERTHAUD; MAZARS, 1992).

No modelo de dano contínuo é proposta a evolução da matriz de rigidez por um parâmetro de dano, enquanto a plasticidade propõe uma deformação decomposta em duas parcelas.

Assim, é preciso ainda retornar à definição de tensão efetiva e aplicar as condições de plasticidade com esta tensão efetiva no lugar da tensão nominal.

Unindo as duas proposituras [equações (3) e (15)] na equação (26).

$$\begin{cases} \varepsilon_{total} = \varepsilon_{elástica} + \varepsilon_{plástica} \\ [\sigma] = (1 - D)[C][\varepsilon_{elástica}] \end{cases} \quad (26)$$

A Figura 8 exibe uma imagem explicativa da evolução do dano como a perda de rigidez elástica conforme as deformações plásticas vão se desenvolvendo. A figura faz a comparação da rigidez do material como um conjunto de molas de constante elástica conhecida e associadas em paralelo; conforme o dano vai se desenvolvendo algumas das molas se rompem e, assim, o valor do coeficiente de elasticidade da associação vai diminuindo.

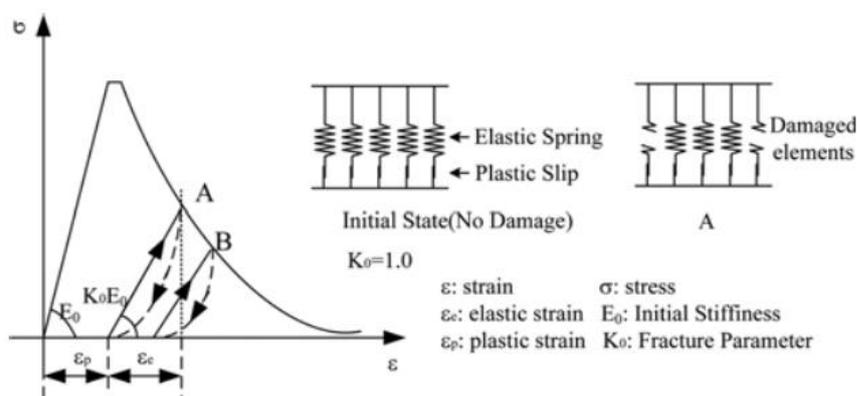


Figura 8 – Modelo de falha do dano progressivo da elasto-plasticidade. (Fonte: Chen e Bu, 2016).

De maneira geral, a ideia principal do modelo é que o dano é ligado diretamente ao histórico de deformações máximas sejam elas elásticas ou plásticas (QIAO; SUN; JIANG, 2015).

A formulação termodinâmica ajuda a verificar a importância das deformações elásticas no processo de dano e propagação de deformações plásticas.

Conforme apresentado por Lemaitre (1984), seja  $\psi$  a energia livre do sistema que pode ser decomposta em suas parcelas de deformação elástica e plástica na equação (27).

$$\psi = \psi_{elástica}(\varepsilon_{elástico}, T^1, D) + \psi_{plástico}(T, \kappa) \quad (27)$$

Por definição da termodinâmica, a tensão  $\sigma$  é dada em termos da diferencial da energia pela deformação elástica conforme equação (28):

$$\sigma = \kappa \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon_{elástico}} \quad (28)$$

<sup>1</sup> A temperatura é adicionada como uma variável no processo termodinâmico como um conceito generalizado da mecânica de deformações.

Analogamente ao que foi feito na teoria da plasticidade, é necessário, entretanto, definir parâmetros para o desenvolvimento da plastificação.

Logo, nesta configuração também são válidas as expressões da condição de escoamento, endurecimento e fluência previamente definidas no item 2.4 nas equações (5), (6) e (7):

$$\begin{cases} f(\sigma, q) \leq 0 \\ \dot{\lambda} = 0 \\ \dot{\lambda} \cdot f(\sigma, q) = 0 \end{cases}$$

que matematicamente equivalem à segunda lei da termodinâmica exigindo que a taxa de dissipação de energia seja sempre maior ou igual a zero.

Ainda é necessário compatibilizar o desenvolvimento da plastificação com o desenvolvimento do dano. Isso pode ser descrito matematicamente expressando que os parâmetros de ambos evoluem de maneira igual como apresentado na equação (29):

$$\dot{\kappa} = \dot{\lambda} \quad (29)$$

Tais formulações e desenvolvimento dos tensores constitutivos são apresentados no trabalho de Simo e Ju (1987).

Na literatura técnica é possível ainda encontrar diferentes abordagens para modelos de dano com plasticidade das quais se pode citar com destaque os trabalhos de Ananiev e Ozbolt (2007), Armero e Oller (2000b), Grassl e Jirásek (2006) e Jason et. al. (2006).

## 2.7. Módulo de Elasticidade do Concreto:

Dado que o dano aqui estudado, enquanto variação da rigidez, no caso unidirecional está diretamente vinculado ao módulo de elasticidade, cabe então uma avaliação geral a respeito desta propriedade.

Por definição, o módulo de elasticidade é uma propriedade mecânica do material que representa a relação entre tensões aplicadas e deformações deferidas.

Dado o comportamento não linear do concreto é importante definir algumas nomenclaturas para o módulo de elasticidade.

A Figura 9 exibe graficamente as definições de módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{c,i}$ ) e módulo de elasticidade secante ( $E_{c,s}$ ) que doravante serão utilizados no texto.

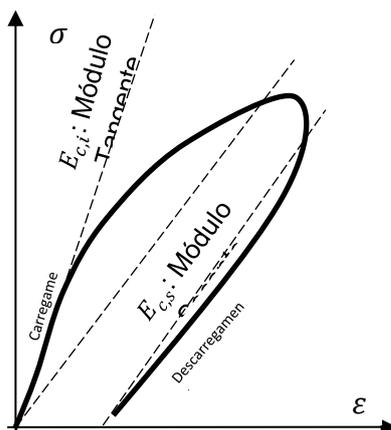


Figura 9 – Definição dos Módulos de elasticidade Secante e Tangente. (Fonte: O Autor, 2020)

### 2.7.1. Fatores Influentes no Módulo de Elasticidade:

O módulo de elasticidade do concreto é influenciado por diversos fatores, sejam eles da microestrutura do concreto, sejam nas condições ambientais e de ensaio do material. Mehta e Monteiro (2008) descrevem um organograma dos principais fatores atrelados ao módulo de elasticidade que é reproduzido na Figura 10:

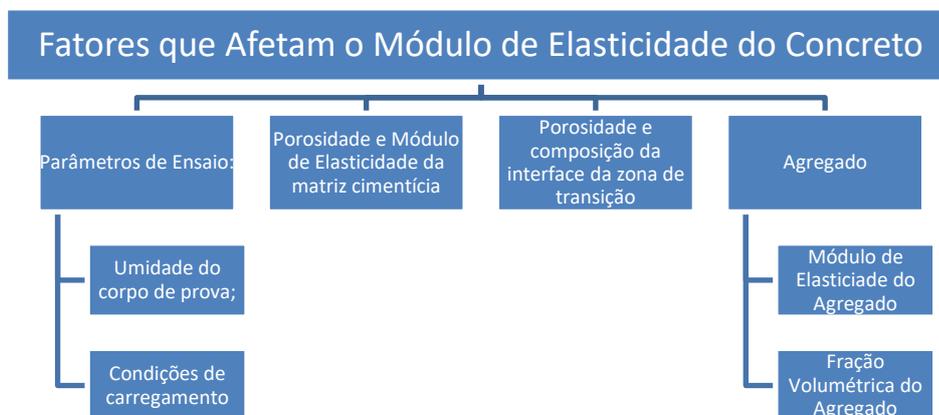


Figura 10 - Fatores que interferem no Módulo de Elasticidade do Concreto. (Fonte: Mehta e Monteiro, 2008).

### 2.7.1.1. Modelos e Expressões para o Módulo de Elasticidade:

Dadas as muitas variáveis envolvidas no módulo de elasticidade do concreto, não se tem uma expressão geral que sirva para estimar essa propriedade de maneira ampla e absoluta.

Em virtude disso, podem ser encontrados inúmeros trabalhos modelando numérica ou experimentalmente os valores estimados de módulo de elasticidade para diferentes situações. Dentre os modelos numéricos podem ser citadas pesquisas como o de Mohammadi e Ashour (2016) que desenvolvem um modelo de previsão acessando uma base de dados de pesquisas ao redor do mundo; os autores aplicam modelo numérico de redes neurais para determinação do módulo de elasticidade de concretos com agregados de resíduos da construção civil (RCC); e o de Li et. al. (1999) que desenvolvem um modelo de sobreposição de camadas e estimativa do módulo de elasticidade proporcional aos módulos e dimensões de cada camada de elementos constituintes. No âmbito dos modelos experimentais pode-se citar os estudos de Nunes et. al. (2009) que verificam o módulo de elasticidade para concretos com adição de escória de aciaria; de Bayazidi et. al. (2014) que desenvolvem uma otimização partindo de curvas de módulo de elasticidade inicial e tangente; e o de Zhou et. al. (1995) que analisam experimentalmente a influência do agregado graúdo no módulo de elasticidade de concretos de alto desempenho.

Neste ensejo, cabe citar aqui as metodologias normativas para previsão do módulo de elasticidade.

No Brasil, a ABNT NBR 6118/2014: Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimento (ABNT, 2014) estima o módulo de elasticidade do concreto em função da sua resistência característica ( $f_{ck}$ ) e origem do agregado graúdo para as situações tangente inicial ( $E_{c,i}$ )<sup>2</sup> e secante ( $E_{c,s}$ ) (como exibidos na Figura 9) conforme equações (30) e (31).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (30)$$

$$e \quad E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}\right) \cdot E_{ci} \quad (31)$$

<sup>2</sup> O fator  $\alpha_E$  depende unicamente da origem do agregado graúdo

Normas internacionais como a Eurocode 2 (European Committee for Standardization, 2004), FIB Model Code (International Federation for Structural Concrete, 2010) e ACI 318-14 (American Concrete Institute, 2014) utilizam metodologias semelhantes que apresentam variação nas fórmulas no que diz respeito aos parâmetros de agregados, massa específica, resistência e idade do concreto.

#### 2.7.1.2. Verificação Experimental do Módulo de Elasticidade:

As metodologias experimentais para a determinação do módulo de elasticidade por sua vez envolvem basicamente a captação das deformações também por estimativa em um volume de controle. No Brasil a NBR 8522/2017 (ABNT, 20017) utiliza como referência a deformação no terço médio de corpo de prova cilíndrico de 100 x 200 mm. As metodologias para essa determinação ainda podem envolver o uso de *strain gauges* para a captação de deformações em uma região específica, uso de outras geometrias ou mesmo mecanismos distintos de captação de deformações como extensômetros, *strain gauges* de resistência ou indução, etc. (PACHECO *et al.*, 2014)

É importante analisar que, devido à grande quantidade de variáveis condicionantes envolvidas, estudos anteriores detectaram que ensaios estáticos apresentam grande variabilidade em virtude de uma série de erros experimentais atrelados, apresentando grande variabilidade estatística (KLINK, 1978).

Cita-se neste ensejo o trabalho de Montija (2007) que verifica a variabilidade em ensaios de módulo de elasticidade e deformação do concreto em virtude das metodologias e ferramentas disponíveis e que não são consensuais na literatura técnica, chegando a um desvio padrão de 3,5 GPa, considerado alto em termos de aplicabilidade prática em projetos de estrutura.

Tais erros e variações são decorrentes da não uniformidade de deformações no interior de um corpo de prova de concreto. Assim sendo, o uso de volumes de controle e *strain gauges* não garantem a atribuição exata da deformação em um ponto.

Na literatura técnica podem ser encontrados trabalhos que discutem essa variação. Klink (1975), por exemplo, verificou com uso de *strain gauges* para diferentes dimensões de corpos de provas cilíndricos que as deformações variam

em uma mesma seção transversal sendo maiores nas proximidades das faces e homogeneizando-se na porção central a partir de distâncias de seis vezes a dimensão do agregado graúdo da mistura; resultados análogos para a variação do módulo de elasticidade são também exibidos. A Figura 11 é extraída do supracitado trabalho e exhibe os pontos de uma seção transversal cujas deformações foram analisadas por *strain gauges*.

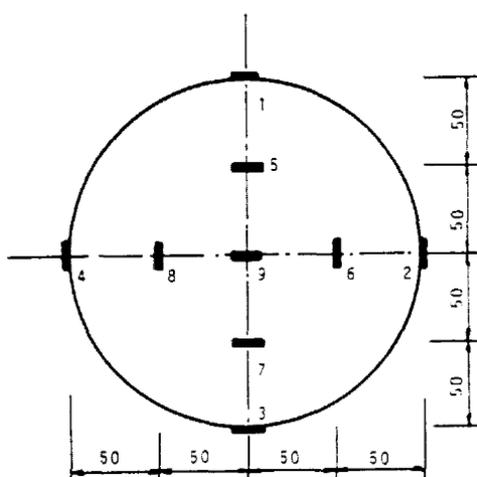


Figura 11 - Pontos na seção transversal analisados. (Fonte: Klink, 1975)

Em outro trabalho, o mesmo autor Klink (1978), de maneira análoga, expõe a variação axial do módulo de elasticidade, observando resultados semelhantes de deformações maiores nas porções periféricas e homogeneização na região central para profundidades a partir da metade do diâmetro do corpo de prova ou também seis vezes a dimensão do agregado graúdo.

Em contraponto aos resultados de Klink, Torrenti, Boulay e Puch (1994) exibem resultados com ensaios realizados de maneira análoga e concluem que a consideração de seções planas após o carregamento pode ser mantida e que as formas de ensaio com *strain gauges* ou extensômetros podem sim ser utilizadas sem erros associados ao processo. Vê-se assim, pois, que não há um consenso técnico na literatura quanto à metodologia para verificação do módulo de elasticidade do concreto.

Outra forma de determinação do módulo de elasticidade do concreto que vem ganhando difusão no meio científico é o módulo dinâmico por resposta acústica ( $E_{c,d}$ ) dado ser um ensaio não destrutivo que apresenta resultados coerentes.

No Brasil ainda não há uma normatização específica para tal ensaio, sendo ainda a principal referência a ASTM E1876-09 Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration (ASTM STANDARD, 2009). O ensaio consiste basicamente na estimulação da vibração do concreto por meio do impacto de um pulsador padronizado e respectiva resposta acústica. A Figura 12 exibe um corpo de prova de concreto posicionado para o ensaio de resposta acústica.



Figura 12 - Corpo de prova de concreto em ensaio de resposta acústica. (Fonte: O Autor, 2020)

Com a leitura da frequência da resposta acústica à vibração, o módulo de elasticidade pode ser estimado pela fórmula dada pela equação (32) conforme indicação da ASTM E1876:

$$E = 16. m. f^2. \left( \frac{L}{\pi. D^2. \left( 1 - \frac{\pi^2. \mu^2. D^2}{8. L^2} \right)} \right) \quad (32)$$

onde

*m*: massa do corpo de prova (g);

*f*: frequência de ressonância longitudinal (Hz);

*L*: comprimento do corpo de prova (mm);

*D*: diâmetro do corpo de prova (mm);

*μ*: coeficiente de Poisson do material.

Faz-se necessária então a verificação da correlação entre os ensaios dinâmicos ( $E_{c,d}$ ) e estático ( $E_{c,i}$ ,  $E_{c,s}$ ).



adição de pozolana ou escória de alto forno ajudam na redução da fissuração e dissipação da água livre, enquanto cimentos com adição de filler favorecem falhas explosivas (POON *et al.*, 2001), (SIDDIQUE; NOUMOWE, 2010).

No que diz respeito à influência do agregado, por exemplo, a mineralogia e sensibilidade à expansão térmica refletem na maior ou menor fissuração da zona de transição durante o aquecimento gerando perda de aderência ou mesmo o surgimento de trincas no próprio agregado. (SCHNEIDER, 1988).

Ainda, a direta dilatação volumétrica da matriz de cimento pode gerar fissuração além do efeito de cura térmica ou reidratação.

Numa primeira etapa a água que ainda não tenha reagido na mistura se aquece e aumenta a pressão interna nos poros da matriz e, a depender da porosidade, pode causar fissurações durante a evaporação. Em alguns casos essa saída de água provoca explosões superficiais conhecidas como *spalling* (SILVA, 2007).

Por conseguinte, em aproximadamente 130 °C, a etringita existente na matriz se desagrega causando perda de resistência, especialmente na zona de transição entre matriz e agregado.

A partir de 200 °C as moléculas começam a sofrer redução das forças de Van der Waals. Aos 300 °C a água interlamelar do gel de C-S-H também inicia processo de evaporação, processo este que se encerra em aproximadamente 900 °C (NEVILLE, 2016).

Enquanto isso, outras estruturas importantes da matriz iniciam seu processo de degradação. A portlandita (hidróxido de cálcio) sofre desidratação a aproximadamente 450 °C e a calcita sofre transformação e libera dióxido de carbono com temperaturas próximas de 700 °C.

Teor de água, taxa de aquecimento/resfriamento, idade e grau de saturação também influenciam diretamente no processo de dano ao concreto durante o aquecimento (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Em um resumo geral, o efeito da temperatura no concreto pode ser descrito em etapas, desde a perda de água livre e quebra da etringita até a quebra total da cadeia de C-S-H (BAMONTE; GAMBAROVA, 2014).

O Quadro 1 exibe um resumo dos efeitos da temperatura na microestrutura do concreto.

Temperatura	Evento
~ 100 °C	Evaporação da água livre
~ 130 °C	Quebra da etringita (Al, Fe, S, C.)
~ 200 °C	Redução das forças de Van der Waals
~ 300 °C	Retração - saída da água interlamelar do C-S-H
~ 450 °C	Quebra da Portlandita
~ 700 °C	Quebra da Calcita
~ 900 °C	Fim: Saída da água interlamelar do C-S-H

Quadro 1 – Processos de alteração na microestrutura do concreto sob altas temperaturas. (Fonte: Souza, 2016)

Pode-se citar ainda os danos ocorridos no quartzo (presente nos agregados) com influência direta na fissuração da matriz. Aos 575 °C o quartzo transforma sua estrutura cristalina de alfa para beta ocorrendo expansão e aos 870 °C a forma beta muda para tridimita aumentando a expansão volumétrica (MORALES et. al., 2011).

A fim de detectar tais efeitos na matriz, alguns procedimentos experimentais se mostram interessantes. Técnicas termoanalíticas como termogravimetria (TG) e sua diferencial (DTG), por exemplo, permitem observar a perda de massa que uma amostra sofre durante o processo de aquecimento.

Diversos trabalhos na literatura técnica relatam análises do processo de degradação da matriz cimentícia por meio de técnicas termoanalíticas como os de Khoury (2000), Castellote et. al. (2004), Handoo, Agarwal Agarwal (2002) e Anjos et. al. (2013).

Neste ensejo, uma referência ao trabalho de Souza, Azerêdo e Silva (2018) que desenvolvem análise por meio de TG e DTG detectando quais estruturas foram danificadas durante um processo de aquecimento anterior ao teste mecânico (situação residual). Neste trabalho, corpos de prova submetidos à diferentes temperaturas e testados à compressão simples tiveram amostras retiradas da superfície e do interior. Comparando os resultados entre si e com amostras de referência, os autores podem correlacionar os resultados mecânicos com os dados da TG-DTG e, conseqüentemente, atribuir os processos a perdas de resistência às fases identificadas. A Figura 13 exibe os ensaios de TG (a) e DTG (b) do trabalho supracitado.

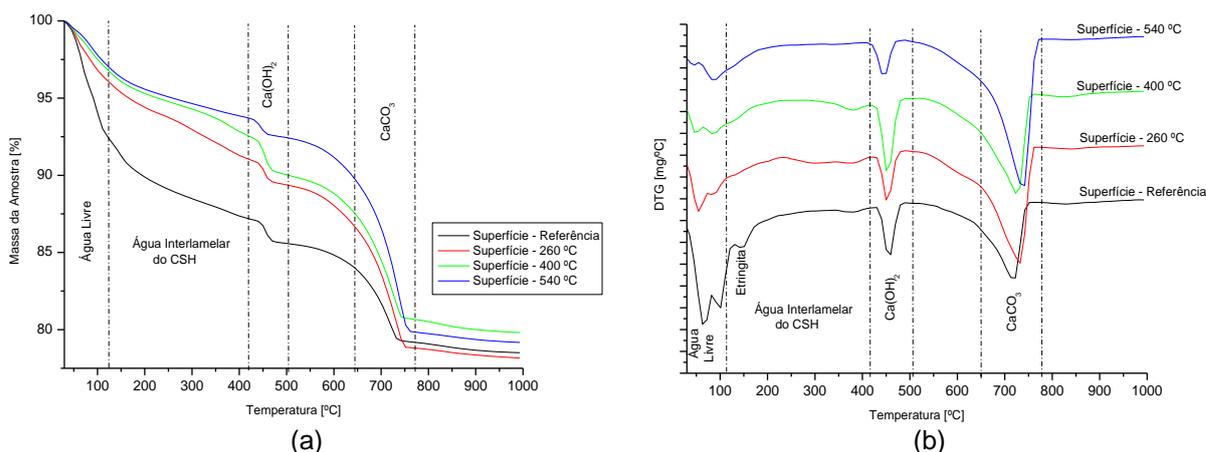


Figura 13 - Análise de TG e DTG para amostras previamente aquecidas. (Fonte: Souza; Azerêdo; Silva, 2018)

Ainda sobre utilização de ensaios de termogravimetria na análise de processos de origem térmica no cimento, cita-se aqui o trabalho de Handoo, Agarwal Agarwal (2002) que analisa a variação de temperatura em corpos de concreto na superfície e a uma profundidade de 50 mm. No trabalho, os autores utilizam técnicas de TG-DTG-DTA para o monitoramento das temperaturas e acompanhamento do decréscimo das estruturas da portlandita e da calcita. O resultado obtido é exibido na Figura 14.

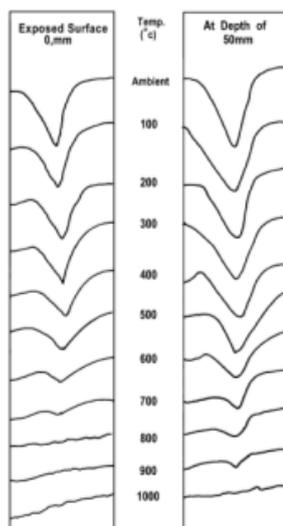


Figura 14 - DTA para amostras de superfície e à uma profundidade de 50 mm para corpos de prova de concreto. (Fonte: Handoo; Agarwal; Agarwal, 2002)

Outros ensaios como difração de raios-x (DRX) e microscopia eletrônica por varredura (MEV) são amplamente utilizados para a análise de degradação térmica das matrizes de cimento.

Com o DRX, por exemplo, é possível verificar e quantificar as proporções de estruturas cristalinas que tenham sido desagregadas termicamente (KIM; LEE; ANN, 2011) enquanto o MEV permite a visualização direta das estruturas existentes na matriz.

## **2.9. Estado da Arte:**

Neste item, apresenta-se brevemente alguns estudos acerca do comportamento do concreto sob altas temperaturas e modelos constitutivos desenvolvidos em situações análogas existentes até o instante do desenvolvimento deste trabalho.

Sejam eles analíticos/numéricos ou experimentais, são apresentados conforme seu desenvolvimento e conjunto de condições específicas de aplicabilidade.

### **2.9.1. Modelos Constitutivos para Concreto sob Altas Temperaturas:**

Ju e Zhang (1998) apresentam um modelo constitutivo para pavimentos de concreto de pistas de pouso de aeronaves submetido a altas temperaturas. Neste modelo o concreto é considerado com uma distribuição uniforme de poros saturados com água e, com a equação diferencial da condução de calor, é possível calcular a pressão interna desenvolvida pela saída de água nos poros; por conseguinte, o fator (constitutivo) de desenvolvimento da fratura é relacionado com a tensão gerada pela água. A Figura 15 exibe alguns resultados obtidos da simulação numérica para o desenvolvimento de pressões internas nos poros do concreto, que acarretarão o aparecimento de fissuras em função do tempo de exposição à fonte de aquecimento com fluxo de calor fixo. Na figura é possível observar (e quantificar) que, no primeiro centímetro de profundidade a exposição à fonte de calor gera um aumento da poropressão até 4 (quatro) vezes maior que nos centímetros seguintes de profundidade evidenciando assim, a eminência de spalling e como a partir do segundo centímetro de profundidade a poropressão (e consequentemente a temperatura) tende a uniformizar-se.

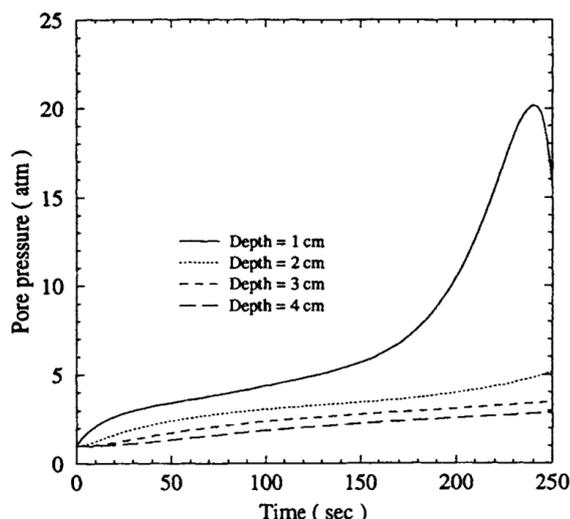


Figura 15 – Desenvolvimento de pressões internas nos poros do concreto. (Fonte: Ju e Zhang, 1998)

Li e Liu (2012) partem das leis de conservação de massa e energia e dos princípios termodinâmicos para determinar as relações de deformação e pressão interna e relaciona essas grandezas às alterações nas propriedades mecânicas do concreto. Matematicamente o modelo busca verificar a conservação de energia calculando a quantidade dissipada pelo dano e plasticidade além de adicionar as parcelas térmicas e conservação de massa. De maneira muito semelhante, Cramer, Ostermann e Dinkler (2010) desenvolvem um modelo a partir do equilíbrio energético entre o desenvolvimento de deformações e fluxo de calor. A Figura 16, extraída do trabalho de Li e Liu (2012), exibe um princípio inicial adotado em ambas as abordagens da diferenciação entre as parcelas elástica e plástica/dano da energia total do sistema observando que a área do gráfico representa a energia dispendida na deformação do material.

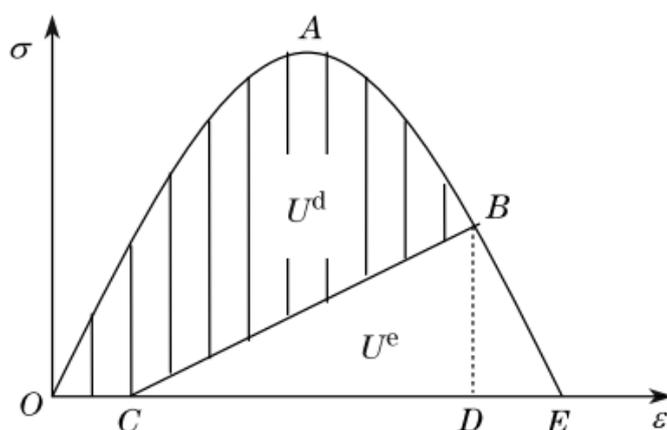


Figura 16 – Parcelas elástica e plasticidade/dano da energia do sistema. (Fonte: Li e Liu, 2012)

Nechnech, Meftah e Reynouard (2002) seguem uma modelagem interessante ao descrever separadamente a evolução do dano mecânico e do dano térmico com equações que regem a variação do módulo de elasticidade. Por fim discutem a evolução da fluência transiente (*transient creep*) e aplicam um modelo em elementos finitos para o acoplamento do dano termomecânico.

Lo Monte e Gambarova (2014) apresentam modelos conjuntos de dano térmico partindo tão somente da modelagem termodinâmica e utilizam valores experimentais para calibração e validação dos modelos. Luccioni, Figueroa e Danesi (2003), por sua vez, em estudo semelhante analisam o comportamento para cargas cíclicas e evolução das propriedades mecânicas. A Figura 17 exhibe curvas de tensão x deformação obtidas por estes para diferentes níveis de temperatura.

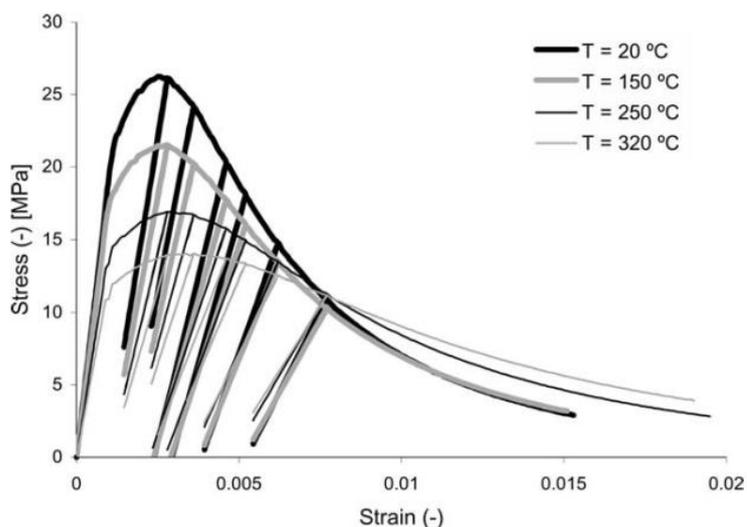


Figura 17 – Curvas tensão x deformação para concreto sob diferentes níveis de temperatura. Fonte: Luccioni; Figueroa e Danesi, 2003).

Zhai et. al. (2014) apresentam um interessante estudo para a variação do módulo de elasticidade máximo do concreto tomando apenas o dano térmico. Em seu estudo, eles avaliam que existe um limiar  $T_0$  a partir do qual os danos térmicos se tornam perceptíveis e um limite  $T_{m\acute{a}x}$  para o qual a resistência residual é nula. Ainda, para diferentes faixas de temperatura os autores encontram justificativa no processo químico microestrutural corroborando com o processo apresentado no Quadro 1. Neste trabalho os autores descrevem também que, após o aquecimento, a forma de ruptura de corpos de prova de concreto muda fazendo com que, quanto maior a temperatura, maior a formação de fissuras em bloco. Esta referência é

utilizada como parâmetro de comparação ao final deste trabalho e todos os parâmetros de equacionamento são exibidos no item 4.3.

Outro estudo interessante que merece citação é o trabalho de Wenting, Wei e Jinyang (2011). Nele, um estudo do acoplamento de efeitos térmicos e mecânicos é feito para os casos de temperaturas muito baixas (variando de 20 °C a -15 °C) e tensões oriundas de flexão em carregamento cíclico. Neste estudo é criada uma equação de avaliação separada dos danos que representa o nível de acoplamento entre as variáveis, ou seja, o quanto interferem uma na outra. O estudo mostrou que o nível de acoplamento e conseqüentemente a influência proporcional da temperatura no processo reduz conforme as temperaturas vão aumentando.

Benin et. al. (2017) por sua vez estudam concretos em diferentes níveis de temperatura trabalhando a identificação das propriedades e parâmetros para modelos elastoplásticos e de dano com plasticidade. Avaliando especificamente a evolução do dano na temperatura, desenvolvem curvas exponenciais para o desenvolvimento do dano e da tensão máxima para duas classes de concreto (C25 e C45) em função da temperatura máxima obtida, conforme exibido na Figura 18.

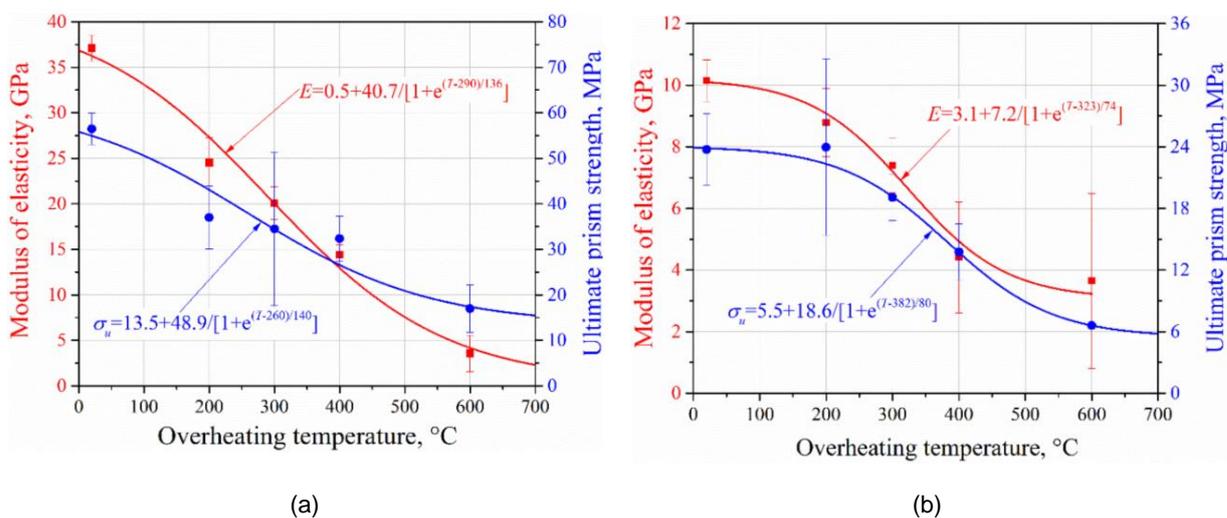


Figura 18 – Evolução do dano e da resistência máxima para concretos C45 (a) e C25 (b). (Fonte: Benin et. al., 2017)

Yao e Wang (2017) apresentam um modelo de dano elastoplástico para o concreto sob altas temperaturas predizendo o efeito do aumento da poropressão. Neste estudo é interessante observar a formulação que uma variável de deformação com uma parcela  $\varepsilon_{th}$  que depende exclusivamente da deformação térmica. O modelo encontrado envolve variáveis da permeabilidade do concreto e deformação

volumétrica e obtém resultados próximos de valores reais com o intuito de prever os casos de *spalling*. Na mesma linha de abordagem de deformação por temperatura, Tang e Tang (2015) desenvolvem modelo de elementos finitos com uma lei de propagação de dano a fim de prever a propagação de fissuras num meio frágil submetidos a diferentes níveis de temperaturas.

Buttignol (2020), apresenta um modelo que analisa a tensão induzida por carga térmica (do original *load induced termal strain*, LITS), conceito esse introduzido nos anos 80 definido como a diferença entre a deformação total medida num corpo de prova aquecido e carregado e a deformação medida no corpo de prova aquecido e sem carregamento. Neste trabalho, o autor desenvolve um modelo exponencial com introdução de parâmetros  $\beta$  que descrevem a influência de das variáveis percentual de agregado graúdo e idade do concreto na deformação térmica de um concreto aquecido comparando o modelo com vários modelos descritos na literatura técnica. O modelo separa processos de origem termomecânicos (microfissuração e degradação do agregado) e de origem termoquímica (perda de água livre e desidratação de fases).

A Figura 19 apresenta alguns dos resultados obtidos pelo autor. Na imagem (a) são exibidas as deformações térmicas obtidas para diferentes tempos de exposição à diferentes temperaturas (200 e 400 °C) para diferentes resistências de concreto. A imagem (b), por sua vez, mostra a variação experimental da resistência máxima com a evolução da temperatura.

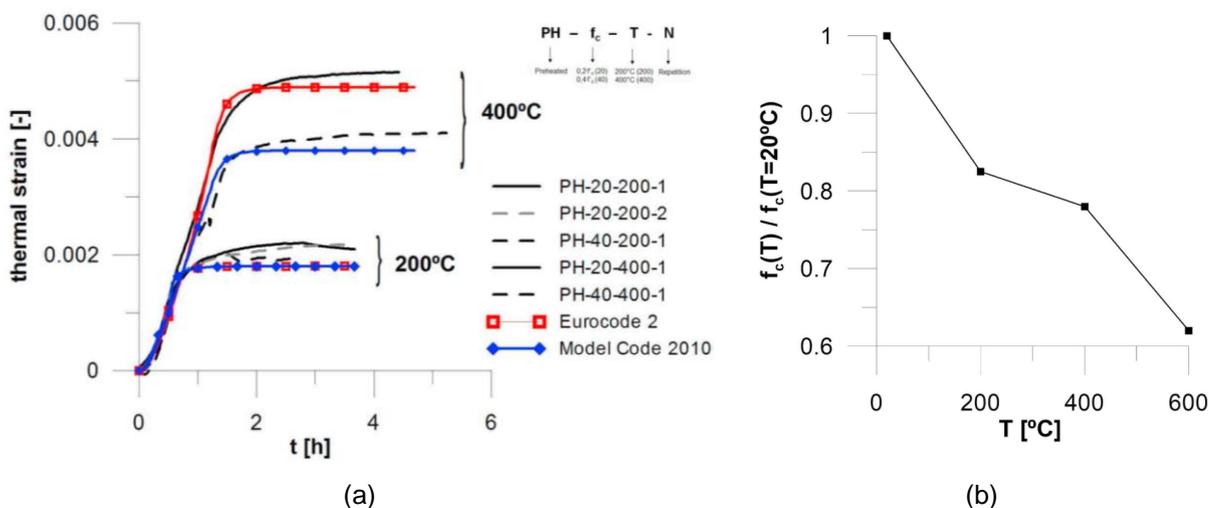


Figura 19 - Resultados obtidos para deformações de origem térmica (a) e variação da resistência (b) (Fonte: Buttignol, 2020)

Yang e Chen (2019), por sua vez, utilizam uma metodologia experimental de geração do segundo harmônico ultrassônico (do inglês *ultrasonic second harmonic generation*, SHG) para avaliar a propagação de micro- e microfissuras no concreto devido à danos de origem térmica. A metodologia envolve a inversão da velocidade de onda e uso de raio-x com tomografia computadorizada. Os autores promovem ainda uma avaliação comparativa com ensaios convencionais de pulsos ultrassônicos no concreto no que diz respeito a porosidade do material e concluem que o método apresentado no trabalho e se apresenta mais sensível à evolução do processo de dano.

A Figura 20, extraída do supracitado trabalho, apresenta tal comparação de maneira gráfica.

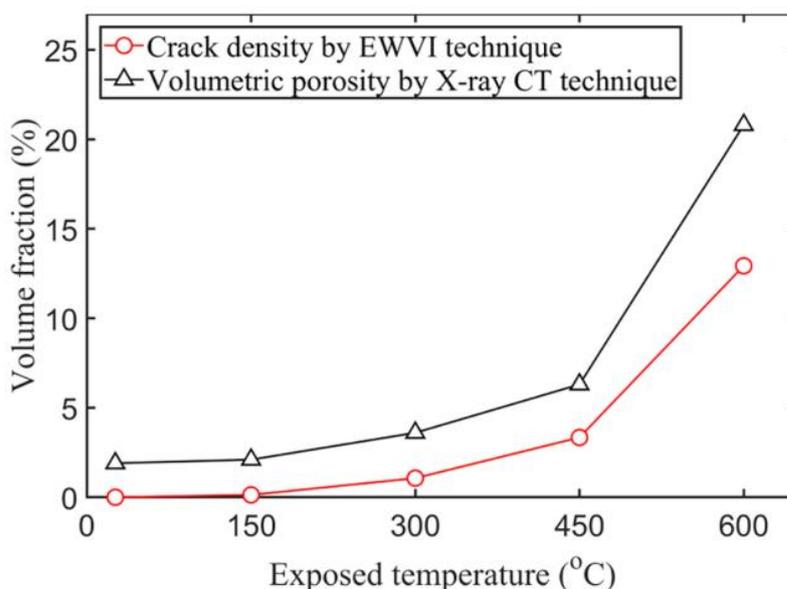


Figura 20 - Porosidade do concreto para diferentes níveis de temperatura por diferentes abordagens de ondas ultrassônicas. (Fonte: Yang e Chen, 2019)

O trabalho exhibe ainda imagens obtidas via tomografia computadorizada para amostras de concreto aquecidas a diferentes temperaturas. A Figura 21 apresenta tais imagens para 5 níveis de temperatura. O uso de cores indica as regiões com maiores discontinuidades. Observa-se que, conforme a temperatura aumenta, a quantidade de discontinuidades também aumenta.

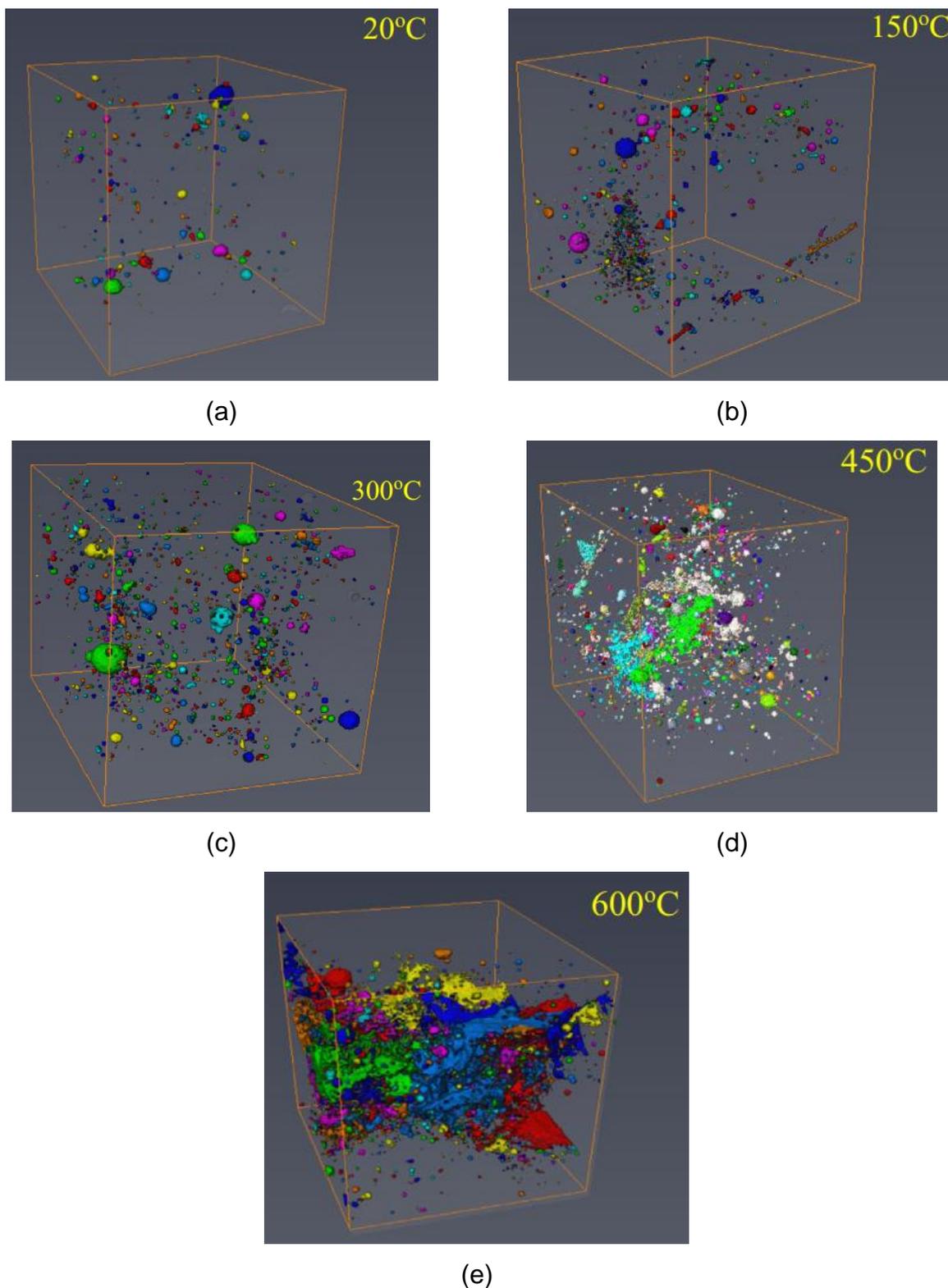


Figura 21 – Imagens de tomografia computadorizada representando descontinuidades numa amostra de concreto para diferentes níveis de temperatura (Fonte: Chenglong e Chen, 2019).

No trabalho de Shen et. al. (2020) é apresentado um modelo que analisa a variação da condutibilidade térmica no concreto entendendo que a formação de

fissuras interfere no processo de condução de calor. Neste trabalho os autores constataam que o processo de fissuração por origem térmica (e conseqüentemente o dano) evoluem vão alterando as propriedades de condução térmica e a distribuição do campo de temperatura. Indo mais além, os autores observam que as fissuras induzidas por origem térmica, por sua vez, alteram também a distribuição de tensões no corpo de concreto.

Em uma linha semelhante de raciocínio, Nguyen, Pham e Vu (2019) avaliam a variação na condutibilidade térmica do concreto e relacionam esse processo à evolução do dano. No mesmo trabalho os autores avaliam essa propagação do dano para amostras de concreto com e sem carregamento. A Figura 22 exibe resultados experimentais para as curvas de deformação x tensão e deformação x condutividade térmica para concretos submetidos à diferentes gradientes. O resultado exibe que, quanto maiores os níveis de temperatura maiores as reduções na condutividade térmica ao passo que gradientes de temperatura equivalentes, mesmo que para níveis de temperatura distintos, apresentam resultados semelhantes.

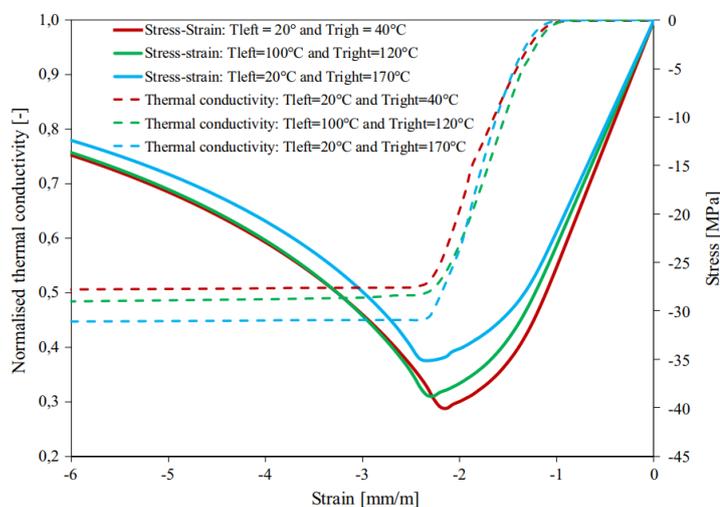


Figura 22 – Resultados de variação de condutibilidade térmica e resistência para diferentes níveis de temperatura e gradientes térmicos aplicados (Fonte: Nguyen, Pham e Vu, 2019).

Fan et. al. (2019), por sua vez, desenvolvem um modelo para o comportamento tensão x deformação do concreto com adição de cinzas volantes e submetido a altas temperaturas. O trabalho verifica que para temperaturas de até 900 °C, substituições de cimento por cinza volante em até 25% proporcionam menor diminuição na resistência à compressão e aumentam o trecho em que o concreto

possui comportamento elástico linear. Tal fato é explicado como devido às reações posteriores que ocorrem com a sílica presente na cinza volante com o hidróxido de cálcio sob desidratação térmica. Isto posto, os autores partem para proposição de um modelo constitutivo que leve em consideração os efeitos da temperatura na variação da curvatura.

Utilizando ensaios com aquecimento e aplicação de carga mecânica simultaneamente, os autores desenvolvem um modelo exponencial e cujos parâmetros dependem dos materiais envolvidos (inclusive percentual de substituição de cimento por cinza volante) e possui como uma das variáveis o nível de temperatura.

A Figura 23 extraída do supracitado trabalho apresenta a comparação do modelo proposto com dados experimentais.

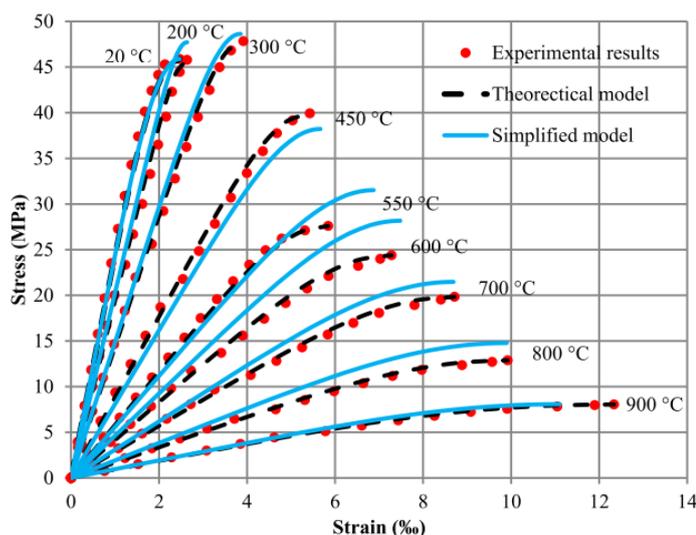


Figura 23 – Modelo proposto por Fan et. al. (2019) em comparação com dados experimentais. (Fonte: Fan et. al., 2019)

Meloni et. al. (2019) em seu trabalho, utilizam metodologia análoga a de Souza (2016) na avaliação de danos térmicos com uso de ensaios termoanalíticos fazendo comparação entre amostras pré-aquecidas e não pré-aquecidas. Neste trabalho, os autores utilizam técnicas como porosimetria por intrusão de mercúrio, microscopia eletrônica por varredura, difração de raios-x e termogravimetria. Meloni et. al. (2019) por sua vez utilizam tais técnicas para comparar os processos de recuperação da matriz cimentícia numa estrutura de concreto pós-situação de incêndio. A Figura 24 exibe uma das curvas de DTG desenvolvidas no trabalho para

diferentes níveis de pré-aquecimento aplicados. Avaliação análoga é utilizada no presente trabalho.

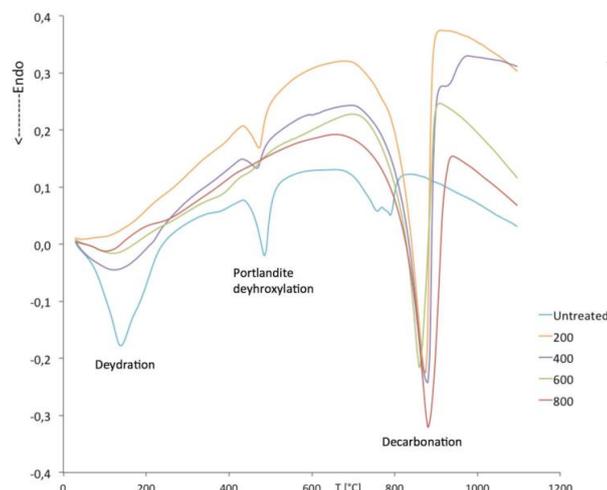


Figura 24 – DTGs para diferentes níveis de pré-aquecimento. (Fonte: Meloni et. al., 2019).

Janssens e Dasgupta (2019), por sua vez desenvolvem um modelo de previsão de ocorrência de spalling em estruturas de concreto. Por meio de um modelo constitutivo de acoplamento termomecânico. O artigo detalha ainda formas numéricas que permitam que a previsão de spalling seja incluída no modelo constitutivo calculando valores de profundidade de spalling para diferentes níveis de temperatura e tempos de exposição. O trabalho apresenta graficamente a evolução das temperaturas e propriedades mecânicas na seção do concreto e como a ocorrência do spalling influencia no processo.

## 2.10. Acoplamento de Efeitos:

Os modelos acima apresentados podem ser trabalhados com a análise dos efeitos mecânicos atualizando os parâmetros de cálculo na relação tensão x deformação para cada passo numérico pré-definido.

Entretanto, quando outros efeitos são analisados como, por exemplo, danos causados por temperatura ou agentes químicos, é necessária a introdução de um parâmetro numérico que represente a evolução desse dano que ocorre paralelamente ao efeito mecânico.

Tal avaliação conjunta é deveras importante dada sua aproximação com a realidade na qual diferentes efeitos sejam eles térmicos, mecânicos ou químicos acontecem simultaneamente. Ainda, é interessante também do ponto de vista computacional e estatístico que as variáveis sejam avaliadas conjuntamente dada a melhor qualidade de ajuste dos dados.

A Figura 25, extraída e adaptada do trabalho de Lemaitre (1984), exhibe esquematicamente o processo de avaliação e implementação da mecânica do dano contínuo com acoplamento de efeitos. Observe-se que o modelo de acoplamento é inserido paralelamente ao modelo numérico constitutivo, expressando a necessidade de correlação mútua anterior à avaliação do histórico de deformações.

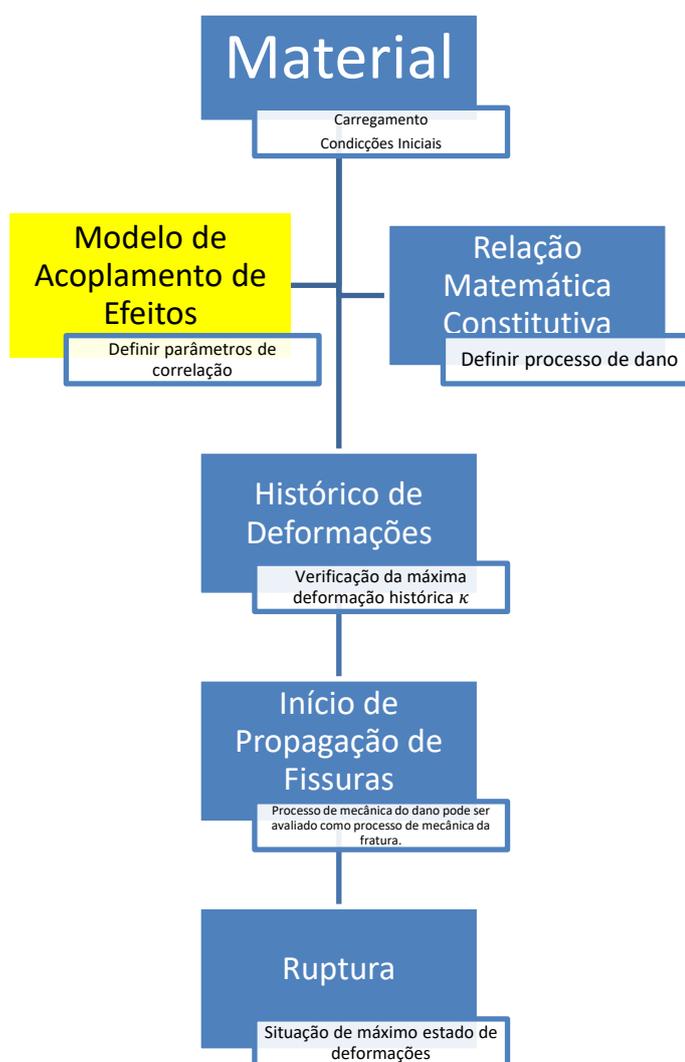


Figura 25 – Processo de avaliação do dano com acoplamento. (Fonte: Adaptado de Lemaitre, 1984)

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS:

#### 3.1. Modelagem Estatística:

O presente trabalho desenvolve a formulação de um modelo constitutivo para o concreto submetido a altas temperaturas utilizando um modelo de acoplamento estatístico.

Dada a formulação de um modelo de dano contínuo com plasticidade

$$\begin{cases} \varepsilon_{total} = \varepsilon_{elástica} + \varepsilon_{plástica} \\ [\sigma] = (1 - D)[C][\varepsilon_{elástica}] \end{cases} \quad (26)$$

deseja-se então a formulação de uma lei de evolução do parâmetro  $D$  de tal modo que se propõe:

$$D = D_{mecânico} + D_{térmico} = D(\kappa, T) \quad (36)$$

onde  $\kappa$  representa a máxima deformação histórica (equação (14), item 2.5) e  $T$  a máxima temperatura.

Neste contexto, há ainda a necessidade de avaliação de interação entre as variáveis, chamada de acoplamento de efeitos.

Essa interação poderá ser analisada quando da formulação de uma lei de evolução de  $D$ .

Suponha que, para o caso unidimensional, com  $[C] = C$ ,  $D$  e  $\kappa$  possam ser aferidos ponto a ponto. Proponha-se ainda que a rigidez evolui com o dano  $D$  que pode ser expresso por uma regressão de quarta ordem conforme exibido na equação (37).

$$D = d_0 + d_1 \cdot \kappa + d_2 \cdot T + d_3 \cdot \kappa^2 + d_4 \cdot T^2 + d_5 \cdot \kappa \cdot T + d_6 \cdot \kappa^2 \cdot T + d_7 \cdot \kappa \cdot T^2 + d_8 \cdot \kappa^2 \cdot T^2 \quad (37)$$

A regressão apresentada considera a influência das variáveis isoladamente de maneira linear e quadrática, além das interações recíprocas com ordem linear e quadrática.

Logo, com uma verificação estatística e análise dos coeficientes de validação, é possível identificar dentre os coeficientes  $d_i$  quais deles têm influência significativa no processo e, por conseguinte, modelar experimentalmente o acoplamento dos efeitos térmico e dinâmico.

Tal avaliação, por sua vez, pode ser feita com auxílio dos parâmetros estatísticos de análise de variância e confiabilidade estatística ( $F$  e  $p$  – valor).

Em linhas gerais, será construída uma superfície de regressão para  $D(\kappa, T)$ , aferidas suas variáveis através da análise de variância, validação da equação e conseguinte formatação do modelo constitutivo.

### **3.2. Programa Experimental:**

Para a determinação da regressão estatística fez-se necessária a realização de um programa experimental com determinação dos níveis em que as variáveis dependentes serão avaliadas.

Assim sendo, para o desenvolvimento do programa experimental foram respeitadas as etapas descritas:

#### **3.2.1. Dosagem do Concreto e Determinação das Propriedades Físicas:**

Nesta primeira etapa foram definidas as propriedades e características físicas dos materiais e do respectivo concreto.

##### **3.2.1.1. Dosagem do Concreto:**

Na dosagem do concreto foi utilizado o processo experimental com determinação da granulometria dos agregados, seu respectivo empacotamento e posterior dosagem cimento : agregados em proporção suficiente para obtenção de concreto de resistência normal  $f_{ck} \approx 30$  MPa.

Partindo de uma avaliação inicial por meio do método da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), foram feitos ajustes experimentais com otimização do esqueleto granular e suas verificações até a obtenção da proporção ideal.

Foram utilizados os materiais com as seguintes propriedades:

### 3.2.1.1.1. Agregados:

Foram utilizados agregados de origem local, a saber, areia lavada tipo média e brita cascalhinho com dimensão nominal de 9,5 mm.

Ambos os materiais tiveram suas propriedades aferidas de granulometria, conforme NBR 7217/1987: Agregados – Determinação da Composição Granulométrica (ABNT, 1987), e peso específico e massa unitária seguindo os procedimentos das NBR NM 52/2003 e NBR NM 53/2003 de Determinação de Massa Específica, Massa Específica Aparente e Absorção de Água para agregados miúdos e graúdos, respectivamente (ABNT, 2003a).

Os resultados dos ensaios efetuados são exibidos a seguir. A Figura 26 apresenta a curva granulométrica para o agregado miúdo (areia média) enquanto a Figura 27 apresenta a distribuição para o agregado graúdo (brita cascalhinho 9,5).

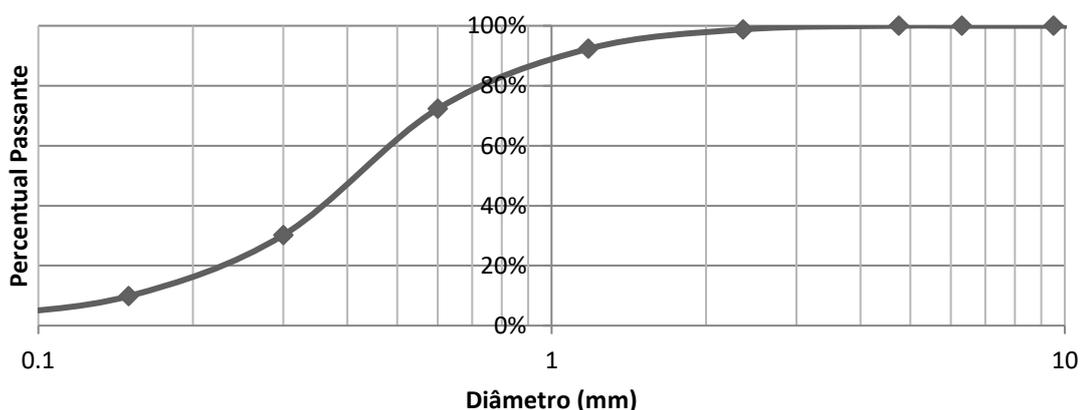


Figura 26 – Curva Granulométrica: Agregado miúdo (areia). (Fonte: O Autor, 2020)

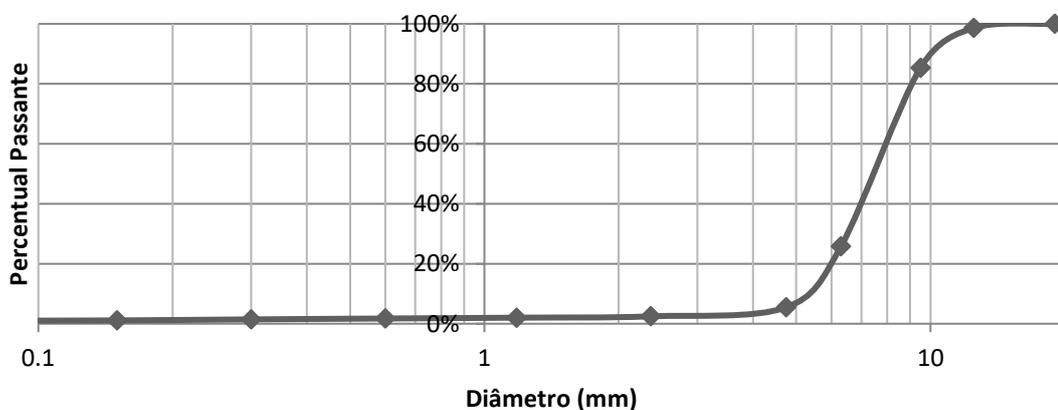


Figura 27 – Curva Granulométrica: Agregado graúdo (brita cascalhinho). (Fonte: O Autor, 2020)

A Tabela 1 apresenta um resumo das propriedades físicas dos materiais aferidas conforme as normatizações supracitadas.

Tabela 1 – Propriedades físicas dos agregados

Agregado	Módulo de Finura	Massa Específica ( $\gamma - \text{g/cm}^3$ )	Massa Unitária ( $\mu - \text{g/cm}^3$ )
Miúdo (Areia)	1,97	2,63	1,64
Graúdo (Brita)	6,00	2,68	1,32

Com a granulometria foi então possível proceder a verificação do empacotamento para análise do melhor ajuste esqueleto granulométrico. Em procedimento experimental variando a proporção dos agregados e aferindo a massa unitária da mistura obteve-se o resultado exibido na Figura 28 na qual o eixo x indica a proporção de areia, logo, a proporção restante corresponde à massa de cascalhinho.

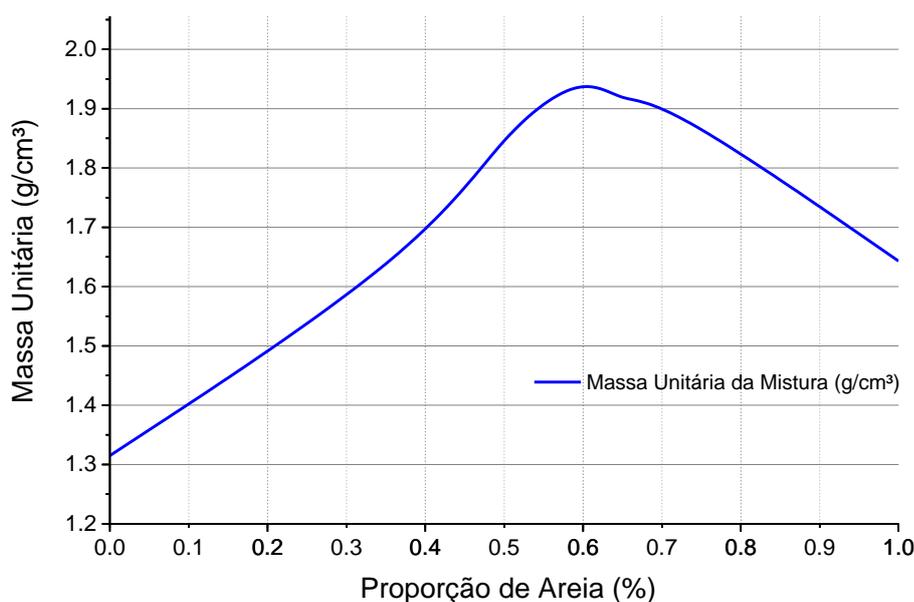


Figura 28 - Empacotamento dos agregados. (Fonte: O Autor, 2020)

Observa-se que a proporção de maior massa unitária foi obtida em 60% de areia e 40% de cascalhinho. Resultados bem próximos aos obtidos quando calculado o empacotamento teórico pelas metodologias de Andreassen e Fuller (DAMINELI, B. L.; PILEGGI, R. G.; JOHN, 2017).

### 3.2.1.1.2. Cimento:

Foi utilizado cimento CP-V-ARI com massa específica de 3,15 g/cm<sup>3</sup>. A Tabela 2 exibe a composição química do cimento utilizado por meio do FRX.

Tabela 2 - FRX do CP-V-ARI

<b>Óxido</b>	<b>%</b>
CaO	78,93
SiO <sub>2</sub>	10,21
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,149
K <sub>2</sub> O	1,360
SO <sub>3</sub>	4,606
TiO <sub>2</sub>	0,394
Outros	0,351

### 3.2.1.1.3. Aditivos:

Objetivando obter uma fluidez adequada para o processo de moldagem dos corpos de prova, fez-se uso de aditivo superplastificante à base de policarboxilatos MC Power Flow 3001 da MC Bauchemie.

Sobre o uso do aditivo a base de policarboxilatos, tem-se que o mesmo age no concreto quimicamente durante seu estado fresco atuando apenas como redutor de água necessária para o amassamento, influenciando assim indiretamente a resistência em seu estado endurecido (HELENE; HARTMANN, 2003).

### 3.2.1.1.4. Dosagem Final:

Após o processo de ajuste de esqueleto granular, foi feita a verificação de resistência à compressão obtendo-se o traço 1:3,6:2,4:0,55 de cimento : areia : brita : a/c em proporção de massa + 1,0% de aditivo superplastificante. Todo processo de mistura foi realizado em betoneira.

Com os corpos de prova 100 x 200 mm utilizados como referência no desenvolvimento do traço, foram obtidos os valores exibidos na Tabela 3. Vale ressaltar que estes 8 (oito) corpos de prova cujos resultados são exibidos nessa seção foram moldados isoladamente quando do processo de dosagem, não sendo, portanto, do mesmo lote daqueles utilizados nas fases posteriores.

Tabela 3 – Tensões máximas para corpos de prova – processo de dosagem experimental

# CP	Tensão (MPa)
1	30,8840
2	31,3774
3	28,34
4	28,60
5	32,11
6	33,03
7	31,17
8	31,26
<b>Média</b> <b>(f<sub>cm</sub>)</b>	30,67
<b>Desvio Padrão</b> <b>(sd)</b>	1,5319

### 3.2.1.2. Geometria do Corpo de Prova:

Em virtude dos ensaios mecânicos aqui trabalhados e das limitações de carga do equipamento, foram utilizados corpos de prova cilíndricos com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura.

É importante citar que a menor dimensão do corpo de prova (50 mm) é superior a 4 vezes a dimensão nominal do agregado graúdo (9,5 mm) respeitando assim as indicações da ABNT NBR 5738/2003: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova (ABNT, 2003) de modo que a dimensão do agregado graúdo não tenha influência representativa no resultado do ensaio. Tal indicação é corroborada por estudos como os de Yi, Yang e Choi (2006) e Cho, Yang e Huang (2000).

A utilização de corpos de prova prismáticos cuja relação  $h/b = 2$  (altura dividido pela maior dimensão da base) também representa uma atenção à padronização comum das normas internacionais de modo a reduzir o efeito do atrito das placas da prensa no resultado final (ISSA *et al.*, 2010).

A literatura técnica ainda relata que os resultados obtidos para ensaios mecânicos em concreto usando corpos de prova 50 x 100 mm são estatisticamente equivalentes aos obtidos em corpos de prova 100 x 200 mm ou 150 x 300 mm conforme relatado por Carvalho *et. al.* (2017) e Araújo e Guimarães (2016).

A Figura 29 exibe um corpo de prova cilíndrico típico com 50 x 100 mm posicionado sobre prensa para ensaio de compressão simples conforme utilizado neste trabalho.

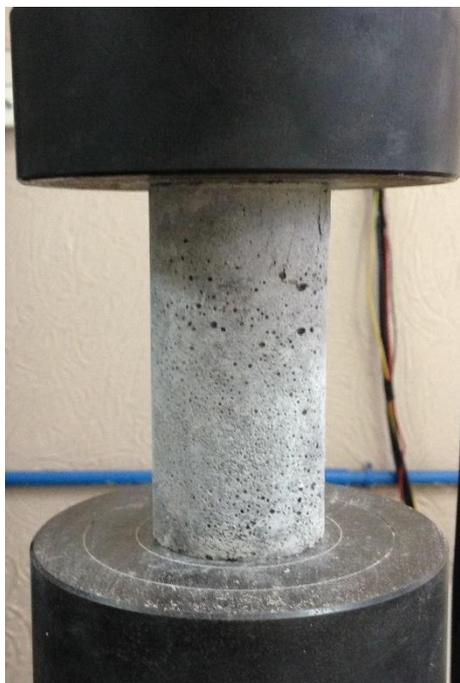


Figura 29 - Corpo de Prova 50 x 100 mm em ensaio de compressão. (Fonte: O Autor, 2020)

É importante citar também que todos os corpos de prova foram capeados quando do ensaio mecânico utilizando uma pasta de cimento na proporção 1:3 com o mesmo cimento utilizado no concreto. O processo de capeamento foi realizado com auxílio de nível de bolha para garantir a planicidade e paralelismo das superfícies.

### 3.2.1.3. Determinação das Propriedades Físicas do Concreto:

Dados os objetivos da pesquisa, tem-se a necessidade de levantamento das propriedades iniciais do concreto que serviram como parâmetro de comparação para as etapas seguintes adicionando a variável temperatura na análise.

Definido o concreto a ser utilizado, foram aferidas suas propriedades físicas e mecânicas, a saber, módulo de elasticidade, resistência a compressão máxima além de ensaios de carregamento cíclico com verificação de deformações plásticas e evolução do dano.

A seguir, uma descrição passo-a-passo dos ensaios executados.

### 3.2.1.3.1. *Ensaio de Carregamento Estático:*

Utilizando uma prensa hidráulica universal Shimadzu Servopulser U100kN – 50mm no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG) foram realizados os ensaios de carregamento estático com velocidade de carregamento constante em 0,25 MPa/s para determinação da curva tensão x deformação do material e verificação da resistência à compressão axial.

Para a correta determinação do módulo de elasticidade, foi realizado ainda ensaio específico conforme procedimentos indicados pela ABNT NBR 8522/2017: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão utilizando um equipamento EMIC 50 T com compressômetro e relógios comparadores nas dependências do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba (IFPB) – Campus Cajazeiras.

Os resultados obtidos pelo ensaio específico de determinação do módulo de elasticidade com controle de deformações foram utilizados como parâmetro de comparação com os demais ensaios que possuem controle de deslocamento.

A saber, para cada uma das etapas supracitadas foram utilizados 3 corpos de prova cilíndricos 100 x 200 mm.

### 3.2.1.3.2. *Ensaio de Carregamento Cíclico:*

Utilizando a mesma prensa universal supracitada, foi programado um ensaio de carregamento cíclico objetivando captar as deformações permanentes e evolução do dano aqui definido como a razão entre os módulos de elasticidade danificado e inicial.

Para tais ensaios foram utilizados parâmetros de configuração normatizados e referenciados de outros trabalhos.

Utilizando como referência os trabalhos de Sinha (1964 apud BONO, 2008) e Nguyen, Nedjar e Torrenti (2007), tem-se um parâmetro inicial estimado para o limite de proporcionalidade ( $\approx 10^{-3}$ ), aparecimento das deformações plásticas e ciclos de carga e descarga. Dessa forma, as configurações dos ciclos indicam um passo de deformação incremental de  $0,5 \cdot 10^{-3}$  entre cada etapa de carga.

As velocidades de carregamento por controle de deformação/deslocamento são balizadas nas indicações observadas no trabalho de Chen e Bu (2016).

Por fim, na etapa de descarregamento, pela própria característica do ensaio, há a retirada de carga para verificação das deformações plásticas; nesta etapa a velocidade é controlada pela carga numa velocidade de 0,25 MPa/s conforme indicado pela NBR 8522/2017 e que, para uma seção transversal de  $\varnothing$  50 mm correspondem a 490 N/s.

Nesta etapa, foram utilizados 5 corpos de prova cilíndricos com  $\varnothing$  50 mm e 100 mm de comprimento para cada nível de temperatura aferido. Tais resultados servem como parâmetro de referência para os ensaios que são realizados de maneira análoga para os corpos de prova aquecidos. Os corpos de prova foram submetidos a cura submersa por 28 dias, seguidos de 28 dias de secagem em temperatura ambiente. O processo de aquecimento seguido pelo teste mecânico ocorreu para o concreto com 56 dias de idade.

A Figura 30 exibe um breve resumo dos ensaios mecânicos realizados e os respectivos resultados.

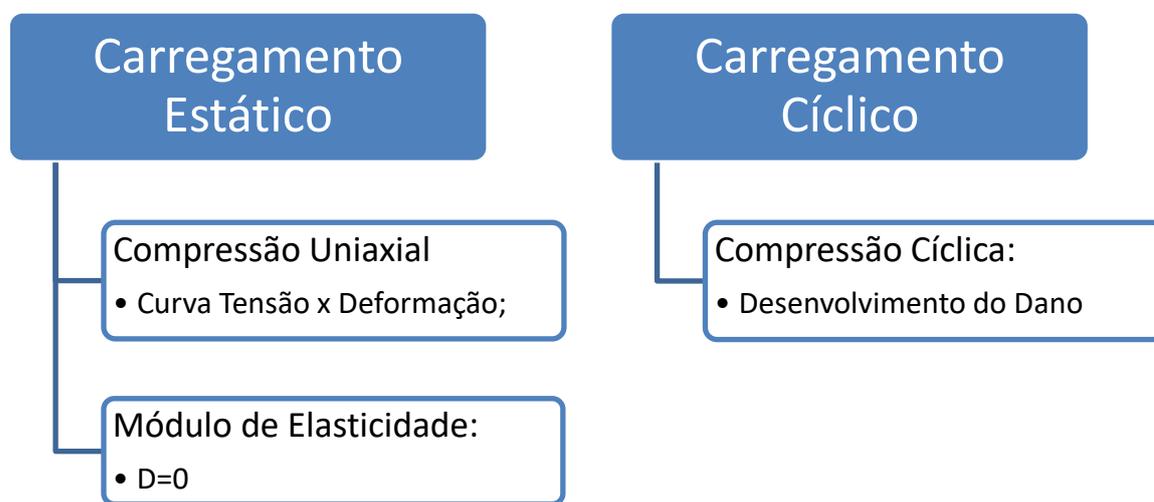


Figura 30 - Resumo dos ensaios mecânicos. (Fonte: O Autor, 2020)

### 3.2.2. Modelagem de Interações Temperatura e Deformações:

Com traço e propriedades do concreto definidas, é necessário então partir para a experimentação do modelo de acoplamento para danos de temperatura e deformações.

Neste caso, corpos de prova cilíndricos 50 x 100 mm foram aquecidos a diferentes níveis de temperatura em mufla com capacidade de até 1000°C com taxa de aquecimento menor que 10 °C/min. A Figura 31 exibe a mufla utilizada no processo de aquecimento dos corpos de prova e seu dispositivo de controle de temperatura.

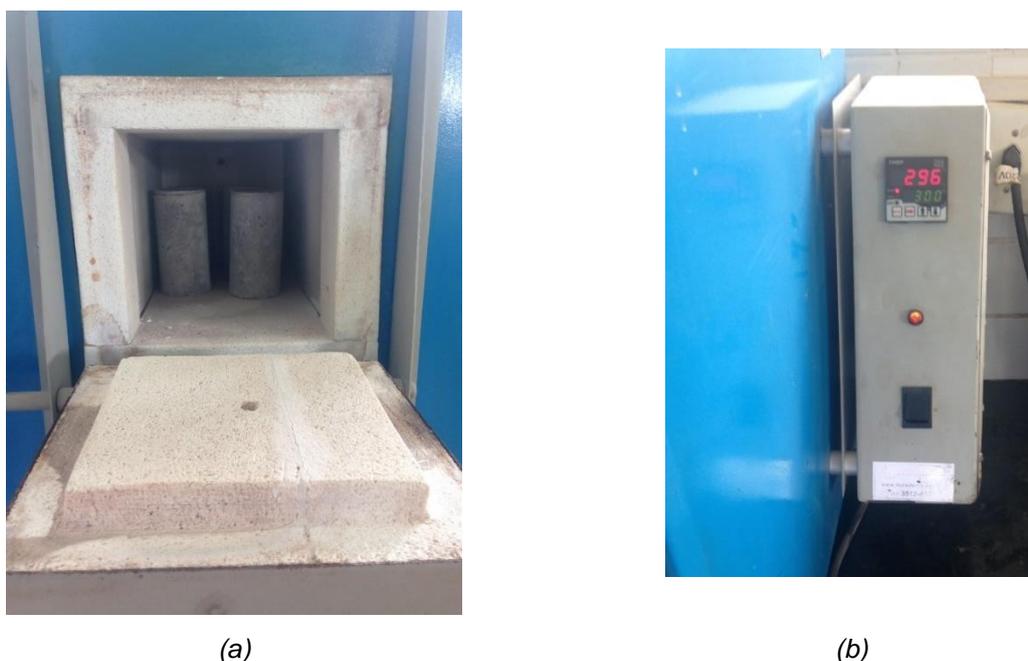


Figura 31 - Mufla utilizada em aquecimento dos corpos de prova. (a) estrutura interna (b) dispositivo de controle. (Fonte: O Autor, 2020)

Em tal circunstância, os corpos de prova foram alocados equidistantes entre si e das paredes laterais da mufla. A base inferior do corpo de prova foi alocada diretamente sobre a superfície da mufla.

Dados os efeitos devido à temperatura no concreto conforme descritos em trabalho anterior do autor em Souza, Azerêdo e Silva (2018), foram definidos os níveis de temperatura de 300°C, 450°C, 600°C, 750°C e 900°C além dos corpos de prova de referência (temperatura ambiente). Para todas as situações a aferição de temperatura era feita apenas pelo termômetro do próprio equipamento considerada como temperatura do interior da mufla. Em virtude de disponibilidade de equipamentos não foi possível fazer a medição da temperatura ao longo da superfície ou do interior do corpo de prova.

Os corpos de prova foram levados à mufla e, após atingir o nível de temperatura esperado, permaneceram com temperatura constante durante 60

minutos para homogeneização em toda seção transversal conforme indicações dos trabalhos de Xiao e König (2004), Bamont e Gambarova (2014) e Zhao et. al. (2019).

Imediatamente após serem retirados da mufla e, ainda quentes, os corpos de prova aquecidos foram levados, separadamente, a ensaios de compressão uniaxial com cargas cíclicas. Nesse contexto, considera-se que o corpo de prova testado mecanicamente ainda tem os danos de origem térmica e que fatores como o resfriamento (e consequente análise residual) ainda não interferem no processo.

Nos ensaios com cargas cíclicas foram pré-definidos os ciclos de carga e descarga para os quais foram verificadas as respectivas tensões (cargas) e deformações (deslocamentos) atuantes nos corpos de prova. A quantidade real de ciclos à qual cada corpo de prova é submetido depende dos níveis de carga e deformação limite que cada situação de aquecimento vai lhe permitir.

Por conseguinte, com formatação da curva carga x deslocamentos /  $\varepsilon \times \sigma$  para cada corpo de prova, pode-se verificar a variação do módulo de elasticidade do concreto (observado como sendo a inclinação da reta tangente em cada ciclo) e, conseqüentemente, estabelecer um parâmetro de dano ( $D$ ) dado pela relação entre o módulo de elasticidade danificado e o módulo de elasticidade original, então definido como a média do  $E_{máx}$  observado nos corpos de prova não aquecidos.

Neste caso específico, dado que o corpo de prova foi submetido a um estado prévio de aquecimento do qual se espera o desenvolvimento de dano de origem térmica, o parâmetro  $D$  inferido é referente ao dano dos efeitos mecânicos e térmicos acoplados.

Assim, para cada par de variáveis  $T$  e  $\varepsilon$ , são obtidas respostas de  $\varepsilon_p$  (observada como sendo a deformação residual após o passo de descarregamento),  $\sigma$  e  $E_D$ . Com tais valores é possível calcular uma equação de regressão que possa relacionar  $D = D(T, \varepsilon)$  para a compressão uniaxial.

A Figura 32 exhibe diagramas esquemáticos (sem valores numéricos) do comportamento obtido nos ensaios para amostras não-aquecidas e aquecidas.

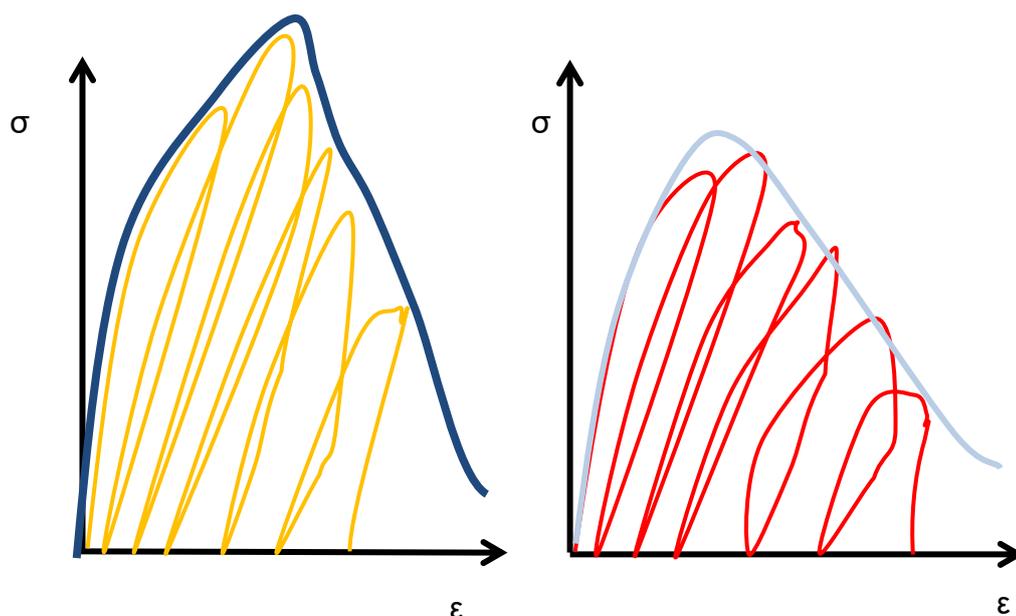


Figura 32 – Comportamento esquemático esperado sob carga cíclica. (Fonte: O Autor, 2020)

O gráfico da esquerda representa o comportamento esperado para os corpos de prova não aquecidos. Nos ensaios cíclicos, após o processo de descarga, o valor da abcissa para quando  $\sigma$  é suficientemente próximo de zero indica exatamente a deformação plástica resultante do ciclo. A inclinação do trecho de carregamento indica o módulo de elasticidade. Conforme as deformações plásticas vão se desenvolvendo, o valor de  $E$  vai reduzindo paulatinamente; tal redução expressa exatamente a evolução do dano devido à deformação.

No gráfico a direita, o análogo acontece para os corpos de prova que tenham sido previamente aquecidos. É importante notar que as inclinações dos trechos de carregamento ( $E$ ) são menores que seus equivalentes dos corpos de prova não aquecidos, denotando assim a parcela do dano devido ao efeito térmico no concreto.

Dessa forma, acompanhando a evolução da rigidez das peças durante o processo cíclico assim como as deformações plásticas, é possível comparar os valores com aqueles sem a parcela térmica do dano (corpos de prova de referência) e avaliar o acoplamento dos efeitos térmicos e mecânicos do processo de dano (LEMAITRE, 1984).

Observe-se também que entre os ciclos de carga e descarga o caminho de deformação gera regiões de histerese, permitindo uma análise de dissipação da energia elástica durante o processo (LAN; GUO, 1999).

Para cada nível de temperatura estabelecido foram aquecidos e experimentados 5 corpos de prova 50 x 100 mm.

### 3.2.3. Analogia para Tensões e Deformações Analisadas por Controle de Cargas e Deslocamentos:

Nesta etapa do trabalho é importante ressaltar que a pesquisa aqui apresentada faz analogias entre deslocamentos/deformações e cargas/tensões que precisam de adaptações e ajustes numéricos, especialmente no que tange à correlação entre os valores obtidos para o módulo de elasticidade.

Os modelos constitutivos apresentados no item 2 descrevem o comportamento em um meio contínuo onde  $\sigma$  e  $\varepsilon$  são aferidos ponto a ponto.

Por sua vez, um corpo de prova cilíndrico de concreto submetido à compressão uniaxial, as deformações não são uniformes devido ao efeito do atrito das placas nas extremidades do corpo de prova.

#### 3.2.3.1. Metodologia Utilizada neste Trabalho:

Apresentadas as considerações sobre as divergências experimentais, metodologias não consensuais e ajustes experimentais associados ao processo, discute-se então as formas de utilização dos resultados trabalhados nesta pesquisa.

Tendo os ensaios realizados conforme metodologia descrita em 3.2.1.3, utiliza-se o deslocamento do pistão ( $\delta$ ) como medida absoluta para aferição das deformações ( $\varepsilon = \frac{\delta}{L}$ ). Conforme supracitado, a ação da concentração de tensões nas porções iniciais do corpo de prova e efeito do atrito das placas do equipamento faz com que as deformações não sejam uniformes ao longo da amostra.

Para as tensões, considera-se o valor da força obtida na prensa dividida pela área da seção transversal bruta como referência absoluta ( $\sigma = \frac{F}{A}$ ). Tal consideração é plenamente aceitável, dada a geometria do corpo de prova ( $\frac{L}{d} = 2$ ) que faz com que o efeito do atrito das placas fique restrito às porções inicial e final do corpo de prova (HAMASSAKI; SANTOS, 2013). Assim, pode-se aceitar que a distribuição de tensões na porção central da amostra é uniforme.

Dessa forma, tem-se um valor de tensões numericamente representativo para a região central do corpo de prova em estudo e uma deformação média ao longo do comprimento do corpo de prova que é maior que a deformação que seria obtida se

considerada apenas a porção em que as tensões podem ser analisadas como constantes.

Assim sendo, com valores de  $\varepsilon$  majorados, os dados extraídos de módulo de elasticidade ( $E_c$ ) serão menores que os valores esperados e convencionais para o material.

Considera-se ainda que, como o objetivo do estudo está na evolução de um parâmetro de dano ( $D$ ) e não necessariamente no valor experimental do módulo de elasticidade ( $E$ ) e que todos os corpos de prova foram submetidos ao mesmo procedimento experimental e analítico as comparações e atribuições são válidas dentro do espectro abordado por este trabalho. Metodologia semelhante de análise do módulo de elasticidade pode ser observada, por exemplo, no trabalho de Zhai et. al. (2014).

#### 3.2.4. Avaliação Termoquímica<sup>3</sup> do Dano:

A fim de complementar os resultados mecânicos e obter uma relação entre dano por exposição térmica e resposta microestrutural, foram realizados ainda ensaios de termogravimetria (TG) e fluorescência de raios-x (FRX).

É importante citar aqui que são avaliados efeitos referentes apenas à composição química e alterações cristalográficas que correspondem a uma parte do dano, não sendo, pois, possível mensurar efeitos como fissuração térmica, poropressão, carbonatação, reidratação ou cura térmica.

Deve-se citar ainda que os ensaios de termogravimetria e FRX foram realizados posteriormente aos ensaios mecânicos, permitindo ainda que houvesse resfriamento e, durante o tempo de armazenamento, efeitos como carbonatação e reidratação de fases são reais e não mensuráveis no escopo deste trabalho.

Para tal, foram retiradas amostras da porção central dos corpos de prova após aquecimento e ruptura. As amostras passaram por processo de pulverização em almofariz e peneiramento em malha #200. A saber, após a ruptura, os corpos de prova foram armazenados e protegidos mecanicamente e levados à ensaios de

---

<sup>3</sup> Aqui utiliza-se o termo “termoquímica” em alusão aos efeitos, do ponto de vista de composição química e cristalográfica, da temperatura no material estudado.

termogravimetria a posteriori tendo, portanto, efeitos de carbonatação na matriz neste ínterim.

Foram levadas ao ensaio de TG-DTA-DTG amostras distintas para cada nível de aquecimento a que foram previamente submetidas, a saber, amostra de referência, 300 °C, 450 °C, 600 °C, 750 °C e 900 °C (vide item 3.2.2).

Os ensaios de termogravimetria foram realizados no Laboratório de Caracterização e Desenvolvimento de Nanomateriais do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba (IFPB) em uma termobalança STA449 F3 Jupiter® TG-DTA Apparatus da Netzsch com faixa de temperatura definida entre 25 e 1.000 °C a uma taxa de 10 °C/min, cadinho de alumina e atmosfera do forno de gás nitrogênio.

Tais resultados permitem analisar quais estruturas químicas (fases) foram previamente danificadas (desidratadas) quando do aquecimento do corpo de prova e, assim, relacionar parcialmente o dano medido com a variação na estrutura química detectada.

A fim de proceder ainda uma avaliação quantitativa, foi realizado também um ataque ácido nas amostras.

Durante a preparação da amostra é possível, manualmente, apenas separar os agregados graúdos da pasta, não conseguindo, por sua vez, retirar-se a parcela de agregados miúdos. Assim, em uma amostra que segue para análise química (no caso termogravimetria) não se consegue estimar, por sua vez, qual real percentual da amostra é composta de pasta (cimento hidratado) e qual parte se refere à areia (agregado miúdo).

Dessa forma, o ataque ácido promove a lixiviação dos produtos da matriz cimentícia e, por uma análise de diferenças de massas, é possível determinar qual proporção de pasta na amostra e, quando da análise termogravimétrica, pode-se estimar dessa forma a degradação em termos de massa total.

Paralelamente, foram realizados ensaios de Fluorescência de raios-x (FRX) e ataque ácido. A saber, ambos os ensaios fornecem proporções em termos de óxidos entre os componentes de dado elemento e, dessa forma, aliado com os resultados da termogravimetria, permitem uma avaliação quantitativa do desenvolvimento das reações e conseqüente degradação dos elementos.

O ataque ácido foi realizado também no LANANO do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba (IFPB) com lixiviação de ácido clorídrico

(solução de 38% em massa) e lavagem. Inicialmente, foram realizados os ensaios de FRX em cada amostra em equipamento EDX-7000 - Shimadzu, com radiação de ródio, método quantitativo Quanti-FP em atmosfera de ar.

Por conseguinte, as amostras são lixiviadas em solução de ácido clorídrico, lavadas de modo que os produtos solúveis são lixiviados e, por fim, filtradas para que possam passar por uma nova avaliação de FRX (material seco) para verificação de quais produtos foram lixiviados.

A Figura 33 exibe as amostras submetidas à solução de ácido clorídrico.

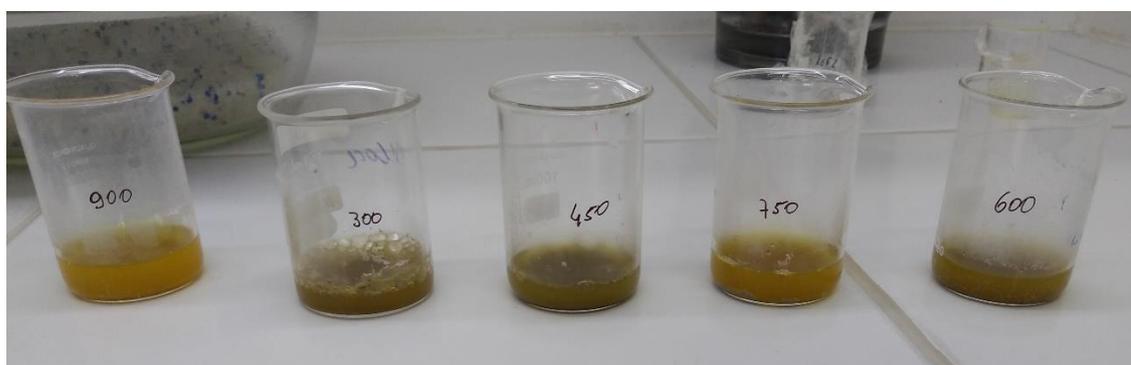


Figura 33 – Amostras submetidas ao ataque ácido. (Fonte: O Autor, 2020)

### 3.2.5. Corpos de Prova:

Antes de seguir para os resultados da pesquisa, é exibido um breve organograma com os corpos de prova utilizados, suas dimensões, origens e destino conforme Figura 34.

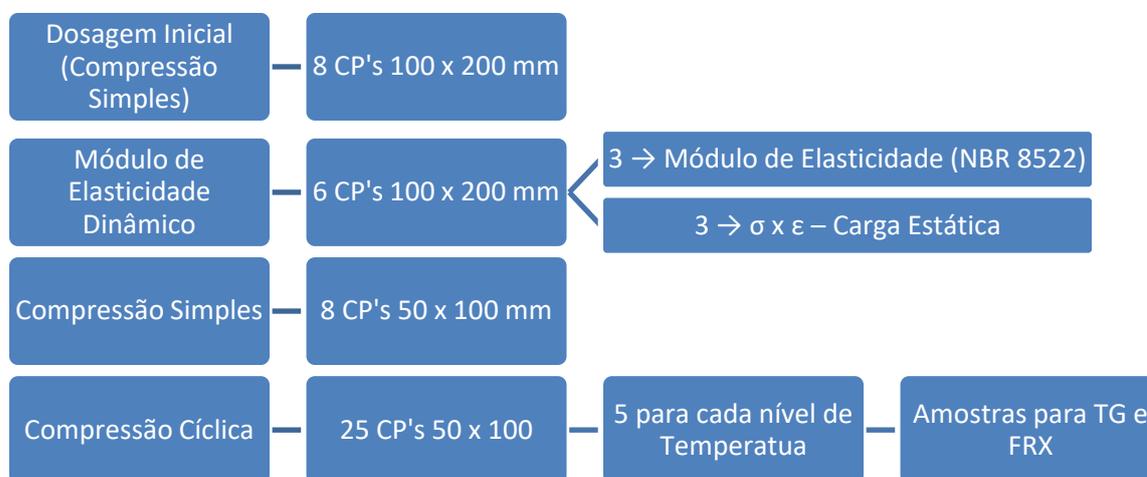


Figura 34 - Organograma de corpos de prova utilizados no trabalho. (Fonte: O Autor, 2020)

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES:

Essa seção objetiva apresentar os resultados obtidos nos ensaios realizados conforme metodologia descrita no item 3 e discuti-los baseado nas referências técnicas e resultados esperados.

### 4.1. Resultados dos Ensaios com Cargas Estáticas:

Os ensaios realizados conforme exposto no item 3.2.1.3.1 apresentam os resultados para as curvas tensão x deformação<sup>4</sup> que permitem a aferição do módulo de elasticidade tangente inicial, secante, resistência e deformação máxima.

A Figura 35 apresenta os resultados de 3 corpos de prova 100 x 200 mm que foram submetidos ao carregamento estático até sua ruptura. Tais amostras foram utilizadas apenas como parâmetro inicial dos resultados. A saber, esses foram corpos de prova adicionais produzidos apenas para o ensaio de módulo de elasticidade dinâmico que, por ser não destrutivo, possibilitou que a posteriori fossem feitos os ensaios mecânicos estáticos.

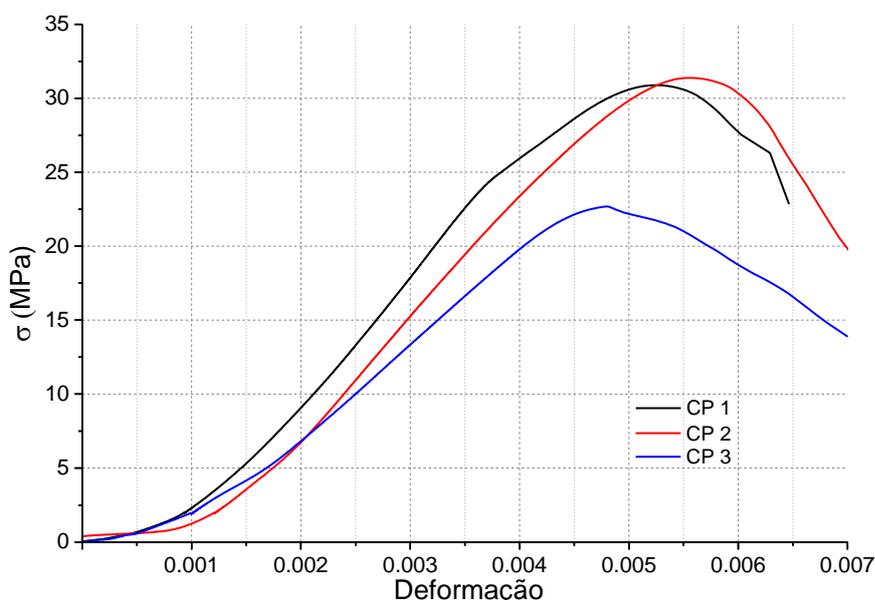


Figura 35 - Ensaio com carregamento estático. (Fonte: O Autor, 2020)

<sup>4</sup> Vide considerações exibidas no item 3.2.3.

A fim de aferir a resistência à compressão axial do concreto em estudo, foi realizado o ensaio de compressão simples também conforme descrito no item 3.2.1.3.1. Aqui foram utilizados corpos de prova cilíndrico 50 x 100 mm apenas como verificação e confirmação inicial da resistência do concreto anteriormente dosado. A Tabela 4 exhibe tais resultados.

Tabela 4 - Ensaio de compressão simples (carregamento estático)

# CP	Tensão (MPa)
1	30,88
2	31,38
3	28,34
4	28,60
5	32,11
6	33,03
7	31,17
8	31,26
<b>Média (<math>f_{cm}</math>)</b>	30,67
<b>Desvio Padrão (sd)</b>	1,5319

A fim de criar um parâmetro de comparação para os efeitos de alteração no módulo de elasticidade conforme exposto no item 3.2.3 foi também realizado o ensaio para a determinação do módulo de elasticidade tangente inicial do concreto conforme a NBR 8522/2017. Os resultados são exibidos na Tabela 5.

Tabela 5 - Módulos de elasticidade tangente inicial aferidos conforme NBR 8522.

Amostra	$E_{ci}$ (GPa)
CP 1	33,36
CP 2	42,02
CP 3	32,85
<b>Média</b>	<b>36,08</b>

Utilizando outros 6 (seis) corpos de prova cilíndricos com 100 x 200 mm do mesmo traço de concreto, foram também realizados ensaios para a verificação do módulo de elasticidade por resposta acústica utilizando um equipamento Sonelastic® da ATCP – Engenharia Física nas dependências do Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas (LABEME) da Universidade Federal da Paraíba (UFPB). Os resultados são exibidos na Tabela 6.

Tabela 6 - Resultados para o Módulo de Elasticidade Dinâmico ( $E_{c,d}$ )

CP	$E_{c,d}$ (GPa)	Média (GPa)
1	44,82	44,84
	44,85	
	44,84	
2	45,69	45,68
	45,72	
	45,63	
3	45,54	45,55
	45,55	
	45,57	
4	44,95	44,95
	44,96	
	44,94	
5	45,82	45,77
	45,73	
	45,75	
6	44,83	44,84
	44,87	
	44,83	
<b>Média Geral (GPa)</b>		<b>45,27</b>
<b>Desvio Padrão (GPa)</b>		<b>0,41</b>

Utilizando as expressões apresentadas nas equações (33) e (35), tem-se as estimativas para o módulo de elasticidade estático apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Estimativas para o Módulo de Elasticidade Estático ( $E_{c,s}$ ) pelo Dinâmico ( $E_{c,d}$ )

CP	BS 8110-2/1985	LYDON & BALEDTRAN (1986)
1	37,05	37,21
2	38,10	37,91
3	37,94	37,81
4	38,10	37,31
5	37,19	37,99
6	37,05	37,22
<b>Média</b>	<b>37,57 GPa</b>	<b>37,58 GPa</b>

#### 4.2. Resultados dos Ensaios com Cargas Cíclicas:

Realizados os ensaios conforme descritos no item 3.2.1.3.2 foram obtidas as curvas e respectivos valores para a relação tensão x deformação.

A Tabela 8 apresenta um resumo das informações obtidas nos ensaios que nos permite fazer algumas avaliações preliminares antes de partir para a análise individual dos gráficos e estatística de regressão do conjunto. A tabela é organizada de modo a permitir a avaliação da variação da resistência, deformação máxima e módulos de elasticidade.

Tabela 8 - Resumo dos ensaios com carregamento cíclico

T (°C)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)		$\epsilon_{\text{máx}}$		Carregamento				Descarregamento			
					$E_{\text{máx}}$ (GPa)		$E_{\text{mín}}$ (GPa)		$E_{\text{máx}}$ (GPa)		$E_{\text{mín}}$ (GPa)	
	$i^5$	Média	i	Média	i	Média	i	Média	i	Média	i	Média
20	32.159		0.00676		10.040		5.018		10.452		8.958	
	33.258	31.973	0.00692	0.006549	10.059	10.198	5.458	5.333	10.427	10.563	9.162	9.347
	31.169		0.00542		10.251		6.642		10.560		9.349	
	31.306		0.00709		10.443		4.214		10.812		9.919	
28.475	0.00886		8.742		4.003		9.235		5.916			
300	29.207	28.230	0.00940	0.00959	8.765	8.832	3.610	4.218	9.188	9.364	8.056	6.807
	27.837		0.01070		8.966		4.430		9.576		6.664	
	27.401		0.00940		8.855		4.830		9.456		6.592	
	19.034		0.01245		7.529		2.906		8.741		5.208	
450	14.876	17.074	0.00935	0.011105	8.002	7.408	3.837	3.553	8.809	8.838	5.867	6.207
	16.581		0.01088		7.014		3.547		8.991		7.430	
	17.284		0.01131		6.991		3.845		8.569		7.384	
	17.592		0.01155		7.507		3.630		9.079		5.143	
600	7.798	6.651	0.00870	0.009163	5.821	5.643	2.638	2.375	8.902	8.976	4.974	4.773
	4.111		0.00793		4.950		2.081		8.663		5.216	
	7.243		0.00955		5.725		2.414		9.818		4.587	
	7.452		0.01048		6.075		2.369		8.521		4.316	
750	3.634	3.343	0.00219	0.004424	1.968	3.710	0.117	0.686	3.765	7.467	0.041	2.756
	3.062		0.00769		3.779		1.642		9.318		7.310	
	3.333		0.00340		5.383		0.300		9.318		0.917	

<sup>5</sup> Partindo 5 corpos de prova para cada nível de temperatura, alguns resultados foram dispensados por perdas durante o processo experimental.

Observando inicialmente o efeito da temperatura na resistência do material, nota-se o comportamento previamente conhecido e relatado na literatura técnica a respeito da redução da capacidade de carga devido à desidratação de fases que conferem resistência ao concreto, como a portlandita, calcita e C-S-H. Tal comportamento é descrito em Souza (2016) e Schineider (1988). Efeitos como a fissuração térmica e dilatação também contribuem para tal redução.

A Figura 36 representa graficamente essa variação de resistência.

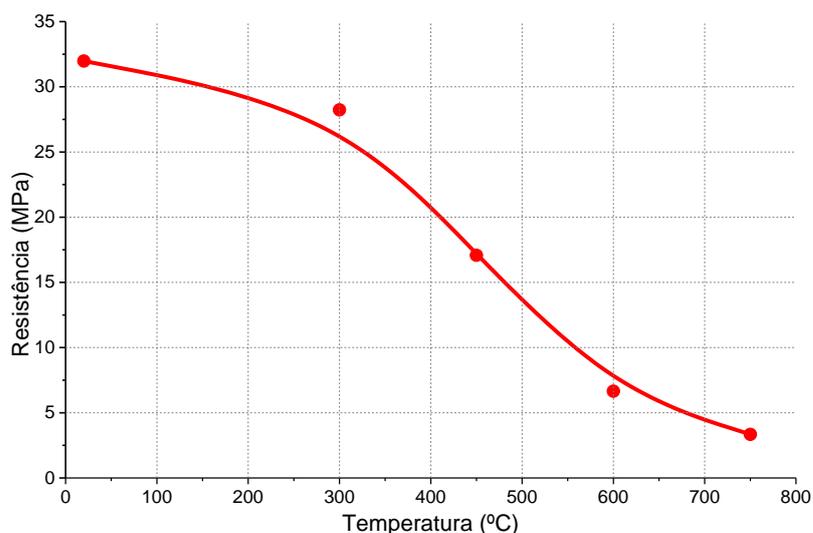


Figura 36 - Variação da resistência com a temperatura. (Fonte: O Autor, 2020)

Em termos percentuais e, admitindo que à temperatura ambiente de 20 °C o concreto possui máxima resistência, a Tabela 9 exhibe a variação percentual da média da resistência do concreto com o avanço da temperatura.

Tabela 9 - Variação percentual da resistência com a temperatura

T (°C)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Percentual
20	31.97	100%
300	28.23	88%
450	17.07	53%
600	6.65	21%
750	3.34	10%

Os resultados exibidos são coerentes com aqueles obtidos por Souza (2016), Morales, Campos e Fagnello (2011) e Oliveira (2016) em seus trabalhos.

Entretanto, outros trabalhos como Zhai et. al. (2014) apresentam relações percentuais bem distintas em proporções variáveis. Por exemplo, para a temperatura

de 300 °C a perda observada é de 40% enquanto para 600 °C a perda é de apenas 50%. Logicamente os resultados variam em virtude da composição do concreto mesmo quando respeitados os parâmetros de aquecimento e cura.

Outro aspecto que merece especial atenção diz respeito à variação do módulo de elasticidade. Conforme exposto no item 3.2.3.1, os valores obtidos são inferiores aos convencionais para o material devido à metodologia de aferição das deformações.

A Figura 37 exibe a variação dos valores máximos e mínimos do módulo de elasticidade conforme avanço da temperatura. Na imagem, os módulos de elasticidade para os trechos de carregamento são colocados em vermelho e as duas linhas referem-se aos valores máximos e mínimos observados por trecho em cada nível de temperatura analisado; análogo para as curvas azuis representando o descarregamento.

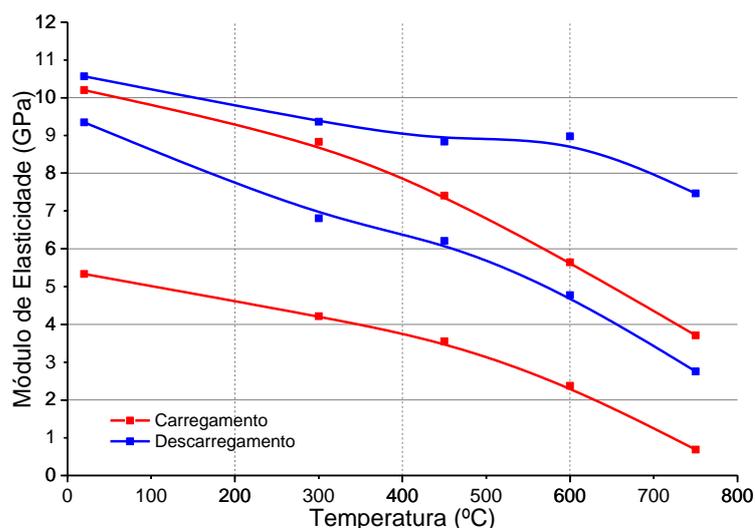


Figura 37 - Variação do módulo de elasticidade com a temperatura. (Fonte: O Autor, 2020)

Neste ensejo, é importante observar que os valores máximos e mínimos para os trechos de descarregamento são sempre maiores que os obtidos de maneira análoga para os trechos de carregamento, ou seja, o processo de “ida” possui declividade menor que o processo de “volta”; isso também pode ser observado para cada conjunto carga-descarga que justifica numericamente o surgimento dos chamados laços de histerese.

A Figura 38 mostra a mecânica da formação dos laços de histerese.

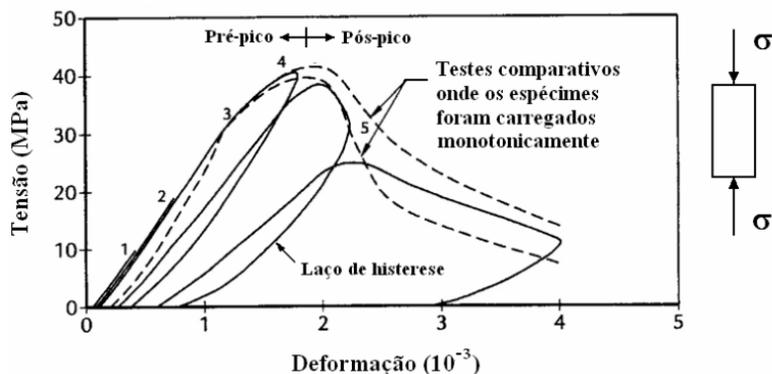


Figura 38 - Formação de laços de histerese. (Fonte: Spooner e Dougill, 1975)

Os laços de histerese, por sua vez, estão associados ao processo de dissipação de energia no processo. Spooner e Dougill (1975) em seu trabalho descrevem que a energia dissipada no laço de histerese está associada apenas ao processo de amortecimento existente nos ciclos; tal afirmação permite ainda inferir que apenas no trecho de carregamento o dano é desenvolvido (energia dissipada pela danificação) e que, assim, durante o laço de histerese o dano permanece constante (ARAÚJO, 2007), (OUYANG; LANDIS; SHAH, 1992). Tal afirmação será de grande importância quando da análise da evolução do dano, para a qual apenas os trechos de carregamento devem ser verificados.

A Figura 39 apresenta as etapas de dissipação de energia nos ciclos de carga e descarga e conseqüente evolução do dano.

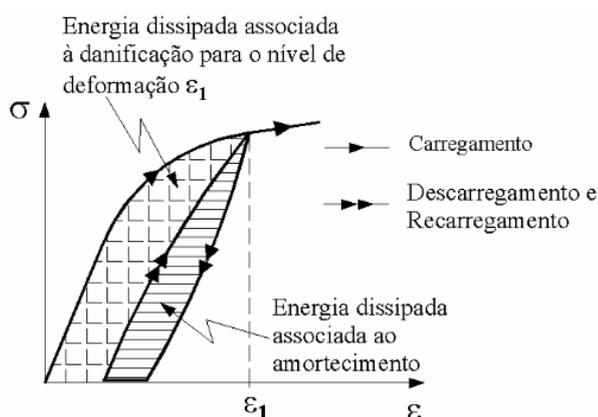


Figura 39 - Processo de evolução do dano no carregamento. (Fonte: Spooner e Dougill, 1975)

Nas seções seguintes serão desenvolvidas análises a respeito dos resultados individuais para cada estágio de temperatura estudado.

#### 4.2.1. Avaliação da Compressão em Carregamento Cíclico:

Realizados os ensaios conforme descritos no item 3.2.2 foram obtidas as curvas dos carregamentos cíclicos para os corpos de prova de referência ( $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) e para os que foram aquecidos a  $300\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $450\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $600\text{ }^{\circ}\text{C}$  e  $750\text{ }^{\circ}\text{C}$ . A saber, os corpos de prova aquecidos a  $900\text{ }^{\circ}\text{C}$  não tiveram resultados mensuráveis tendo ruptura imediata, sem que houvesse sequer a formação dos ciclos.

Uma inspeção visual inicial permite observar que, ao sair do forno, os corpos de prova apresentaram variação em sua coloração e microfissuras superficiais. A Figura 40 mostra o aspecto das amostras em cada temperatura analisada.

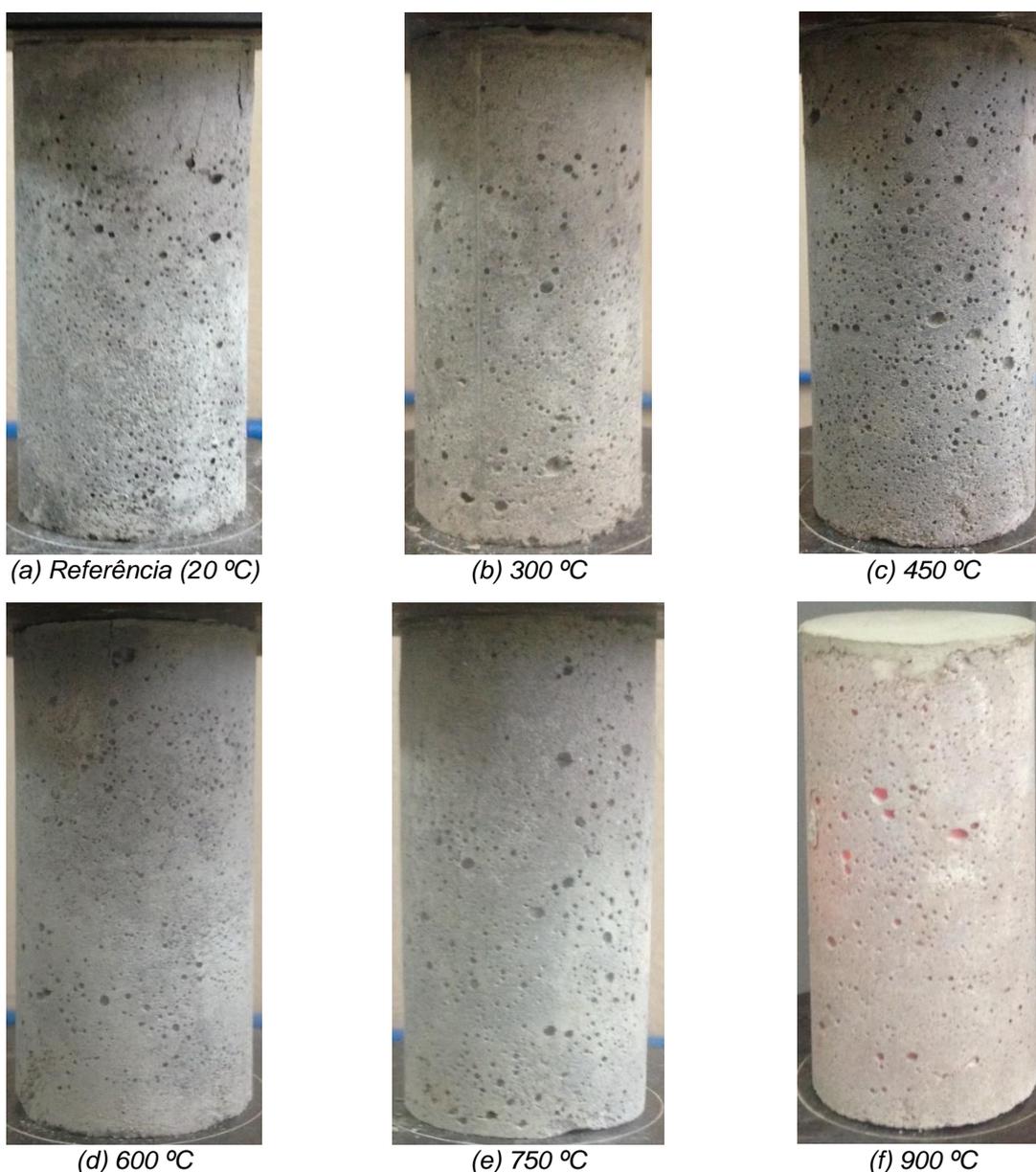


Figura 40 - Análise visual do dano térmico gerado nos corpos de prova. (Fonte: O Autor, 2020)

Observa-se que o aquecimento provoca alterações superficiais apresentando tonalidades de cores desde o cinza natural da origem do material a um alaranjado incandescente passando por tons de cinza, rosáceo e roxo. Tais resultados são conhecidos e correspondem a níveis específicos de deterioração do material conforme descrito em Morales, Campos e Fagnello (2011) e em Zhai et. al. (2014).

No que tange ao comportamento mecânico das amostras utilizadas, foram construídos gráficos sobrepondo as respostas das amostras de mesma característica nos quais se pode observar o nível de variabilidade dos dados.

A Figura 41 exibe as curvas de carregamento cíclico para 4 corpos de prova 50 x 100 mm não aquecidos (temperatura ambiente de 20 °C) que servem como parâmetro de referência original de concreto não danificado por efeito térmico.

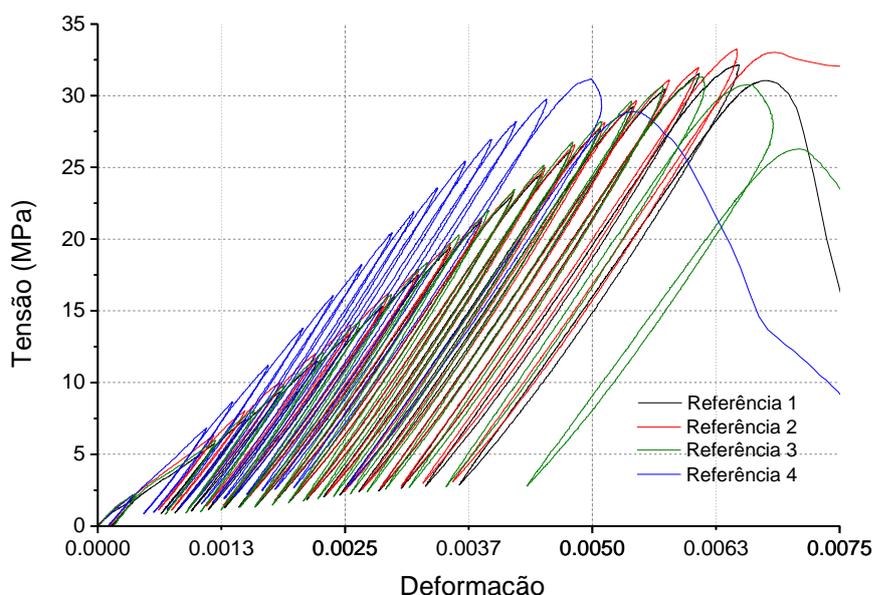


Figura 41 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova de referência (T=20 °C). (Fonte: O Autor, 2020)

Vale observar que as curvas apresentam sobreposição muito próxima (apenas a curva “Referência 4 tem maior discrepância da média) mostrando um comportamento praticamente uniforme nas amostras. Merece observação também a formação dos ciclos de histerese e a ocorrência das deformações permanentes.

A Figura 42 exibe resultados semelhantes, agora, por sua vez, para os corpos de prova que foram aquecidos a 300 °C. O comportamento pode ser descrito semelhante ao supracitado, porém cabe observar que as tensões máximas são menores enquanto as deformações são maiores quando comparada aos resultados dos corpos de prova de referência.

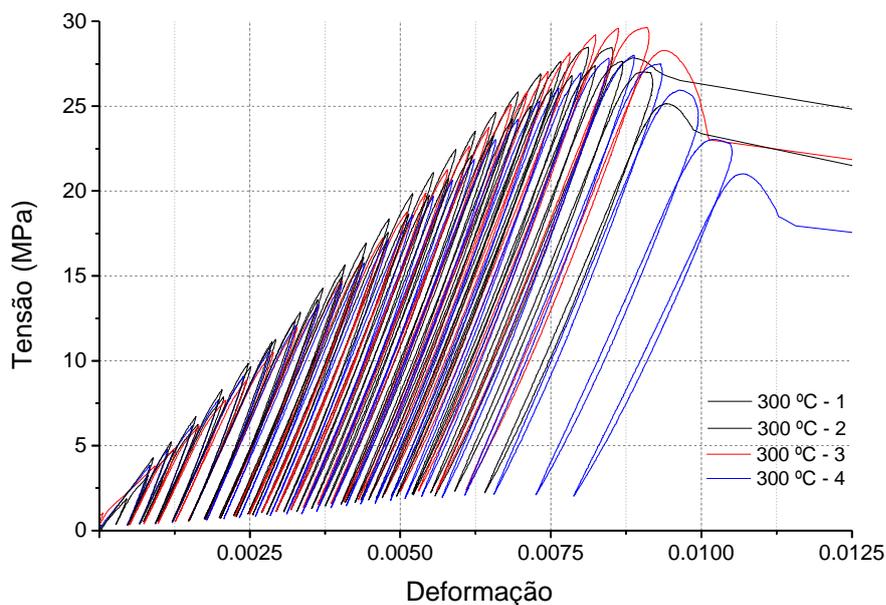


Figura 42 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova aquecidos a 300 °C. (Fonte: O Autor, 2020)

Analogamente o mesmo pode ser descrito para os corpos de prova que foram aquecidos a 450 °C e são exibidos na Figura 43.

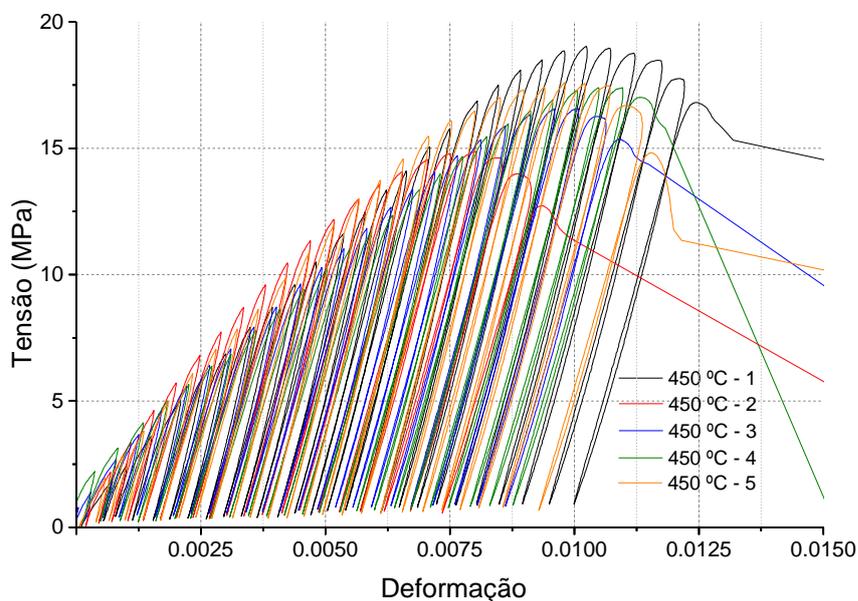


Figura 43 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova aquecidos a 450 °C. (Fonte: O Autor, 2020)

Para os corpos de prova que foram aquecidos a 600 °C o comportamento começa a apresentar leve alteração como maior quantidade de ciclos pós-pico ao mesmo tempo que apresenta deformações menores indicando uma maior fragilidade

do material com ruptura a níveis de carga muito baixos (abaixo de 10 MPa) conforme pode ser observado na Figura 44.

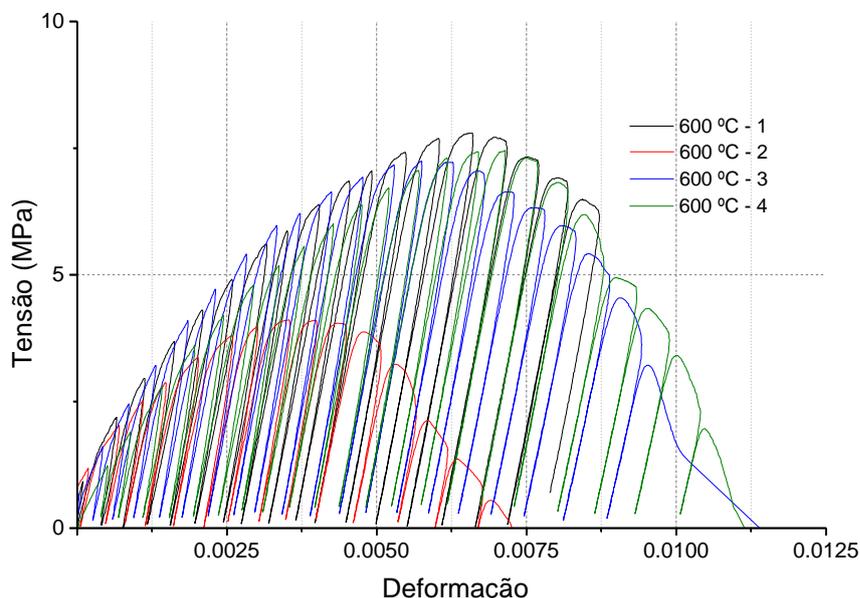


Figura 44 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova aquecidos a 600 °C. (Fonte: O Autor, 2020)

A Figura 45 que, por sua vez, representa os corpos de prova que foram aquecidos a 750 °C apresentam maior variabilidade nos resultados com perfis bem distintos entre si e níveis de tensão muito baixos.

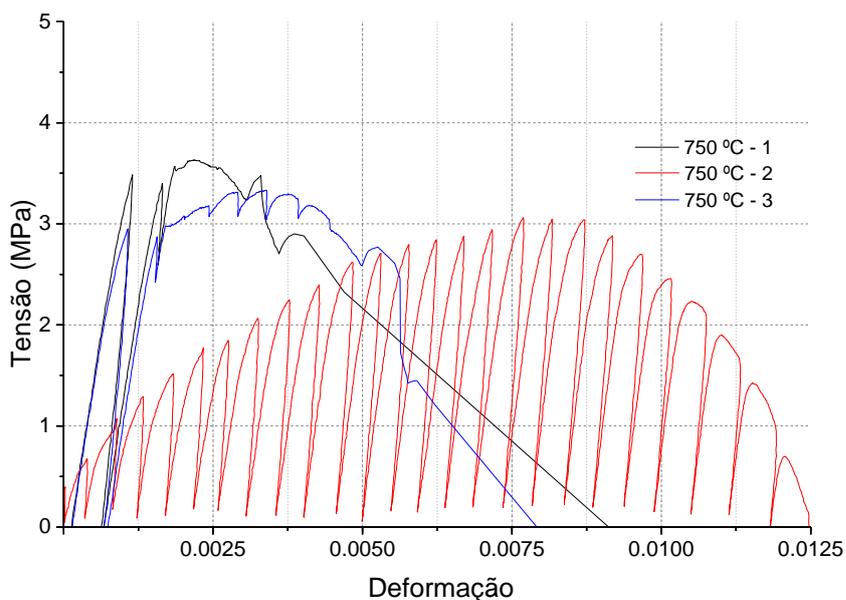


Figura 45 - Curvas de carregamento cíclico para corpos de prova aquecidos a 750 °C. (Fonte: O Autor, 2020)

Dado que para cada conjunto de curvas as dimensões do gráfico são ajustadas, a Figura 46 mostra a sobreposição de gráficos representativos de cada nível de dano térmico. Na figura é possível observar claramente a redução dos níveis de tensão e aumento das deformações conforme relatado.

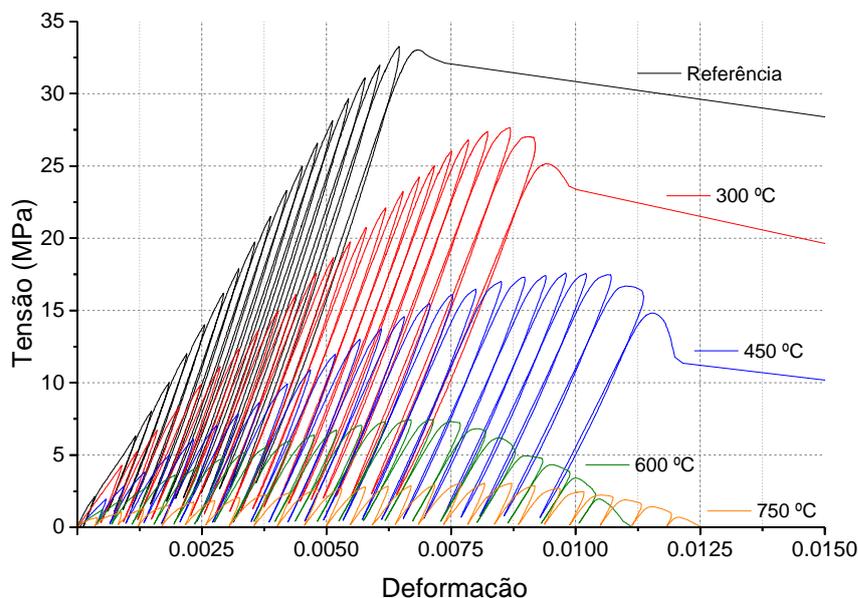


Figura 46 – Sobreposição de curvas de carregamento cíclico com diferentes níveis de dano térmico. (Fonte: O Autor, 2020)

#### 4.2.2. Avaliação do Dano em Carregamento Cíclico:

Para a construção do modelo estatístico descrito no item 3.1, os dados dos ensaios foram organizados de modo a detectar, para cada espécime e cada temperatura, a respectiva deformação máxima experimentada  $\varepsilon_{m\acute{a}x}$ , tratada na equação como  $\kappa$ , e nível do dano  $D$  para cada ciclo. Conforme explicado no início desta seção, são considerados para o desenvolvimento do dano apenas os trechos de carregamento.

Em termos metodológicos, é importante citar que, para cada corpo de prova testado conforme metodologia expressa em 3.2.1.3.2, foram feitas regressões lineares para cada trecho de carregamento (trechos ascendentes da curva). Cada regressão linear, por sua vez, apresenta um coeficiente angular, aqui tratado como equivalente ao módulo de elasticidade. Analogamente, na mesma regressão, o coeficiente linear (intercessão entre a reta de carregamento e o eixo das abcissas) é tratado como a deformação plástica ( $\varepsilon_p$ ) do processo.

Assim, para cada amostra foi verificada uma variação no valor do módulo de elasticidade (coeficiente angular) para cada ciclo de carga. Para análise do dano ( $D$ ) tomou-se então o máximo valor de  $E$  como parâmetro de referência fazendo com que o dano fosse expresso como  $D = 1 - \frac{E_i}{E_{máx}} \geq 0$  onde  $E_i$  refere-se ao módulo de elasticidade encontrado no passo (ciclo) analisado.

A seguir, são exibidos nas Tabela 10 a Tabela 14 os resumos para cada amostra contendo, para cada etapa de carga, os valores das máximas tensões obtidas ( $\sigma_{máx}$ ), máxima deformação ( $\varepsilon_{máx}$ ), deformação plástica ( $\varepsilon_p$ ), módulo de elasticidade ( $E$ ), dano correspondente à deformação mecânica [ $D(\kappa)$ ] e dano correspondente à avaliação de deformação mecânica e térmica [ $D(\kappa, T)$ ].

Em cada tabela são marcados com hachuras os valores das máximas tensões normais analisadas para o conjunto (em verde). Foi detectada ainda uma região de ajuste na qual não há desenvolvimento do dano e o valor do módulo de elasticidade vai crescendo até atingir seu valor máximo. Nessa região considera-se  $D(\kappa) = 0$ .

De maneira geral é possível dizer que, para todos os níveis de aquecimento, o comportamento é semelhante, apresentando uma fase inicial de ajustes e depois um processo contínuo que representa o desenvolvimento do máximo módulo de elasticidade. Em cada conjunto de dados, detecta-se que o dano começa a desenvolver-se apenas a partir de um dado  $\varepsilon$  e que, após este valor, cresce rapidamente até a ruptura do material.

Os dados são agrupados de forma a facilitar a visualização do processo e observar a região não danificada.

Tabela 10 - Resumo de dados para o carregamento cíclico - Amostras de referência

Ciclo	Referência 1					Referência 2					Referência 3					Referência 4				
	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(k)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(k)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(k)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(k)
1	1.83	0.00035	0.00000	4.943	0.000	2.10	0.00035	0.00000	6.030	0.000	2.17	0.00035	0.00000	6.060	0.000	2.21	0.00038	0.00000	5.790	0.000
3	0.67	0.00023	0.00009	7.542	0.000	0.86	0.00022	0.00011	7.977	0.000	0.66	0.00019	0.00009	7.889	0.000	0.69	0.00024	0.00013	8.721	0.000
5	5.73	0.00118	0.00019	5.018	0.000	6.33	0.00117	0.00019	5.458	0.000	6.83	0.00110	0.00016	6.642	0.000	5.96	0.00119	0.00020	5.183	0.000
7	7.44	0.00150	0.00064	8.015	0.000	8.03	0.00149	0.00061	8.195	0.000	8.65	0.00136	0.00046	8.946	0.000	8.08	0.00158	0.00068	8.388	0.000
9	9.35	0.00184	0.00078	8.305	0.000	10.02	0.00185	0.00074	8.450	0.000	11.20	0.00172	0.00056	9.163	0.000	9.81	0.00188	0.00089	9.291	0.000
11	11.51	0.00222	0.00094	8.537	0.000	12.00	0.00220	0.00092	8.791	0.000	13.78	0.00207	0.00070	9.534	0.000	12.10	0.00228	0.00104	9.424	0.000
13	13.35	0.00255	0.00111	8.870	0.000	14.02	0.00255	0.00110	9.057	0.000	16.05	0.00238	0.00083	9.813	0.000	14.27	0.00264	0.00124	9.810	0.000
15	15.32	0.00288	0.00128	9.081	0.000	16.20	0.00294	0.00127	9.242	0.000	18.21	0.00267	0.00092	9.987	0.000	16.15	0.00297	0.00143	10.040	0.000
17	17.51	0.00324	0.00143	9.248	0.000	17.90	0.00324	0.00147	9.512	0.000	20.45	0.00297	0.00105	10.090	0.000	18.36	0.00333	0.00158	10.115	0.000
19	19.40	0.00356	0.00160	9.482	0.000	19.74	0.00356	0.00162	9.637	0.000	21.94	0.00319	0.00116	10.176	0.000	20.31	0.00365	0.00176	10.261	0.000
21	21.27	0.00388	0.00178	9.677	0.000	21.52	0.00388	0.00179	9.767	0.000	23.58	0.00343	0.00127	10.251	0.000	21.99	0.00395	0.00193	10.343	0.000
23	23.08	0.00420	0.00195	9.789	0.000	23.31	0.00421	0.00197	9.876	0.000	25.44	0.00372	0.00137	10.231	0.002	23.47	0.00422	0.00208	10.407	0.000
25	24.57	0.00448	0.00211	9.885	0.000	24.99	0.00452	0.00213	9.940	0.000	26.91	0.00398	0.00151	10.245	0.001	25.15	0.00451	0.00223	10.431	0.000
27	26.17	0.00478	0.00228	9.966	0.000	26.58	0.00482	0.00231	10.011	0.000	28.18	0.00424	0.00166	10.224	0.003	26.77	0.00480	0.00238	10.443	0.000
29	27.73	0.00508	0.00244	10.028	0.000	28.13	0.00512	0.00249	10.044	0.000	29.75	0.00454	0.00179	10.189	0.006	28.20	0.00510	0.00256	10.439	0.000
31	29.24	0.00541	0.00264	10.040	0.000	29.66	0.00545	0.00267	10.059	0.000	31.17	0.00499	0.00198	10.037	0.021	29.63	0.00539	0.00272	10.433	0.001
33	30.46	0.00574	0.00284	10.008	0.003	31.10	0.00577	0.00286	10.055	0.000	28.88	0.00542	0.00253	0.000	1.000	30.68	0.00571	0.00291	10.361	0.008
35	31.55	0.00608	0.00307	9.960	0.008	31.96	0.00608	0.00307	10.017	0.004						31.31	0.00611	0.00315	10.169	0.026
37	32.16	0.00648	0.00331	9.816	0.022	33.26	0.00646	0.00329	9.934	0.012						30.76	0.00661	0.00352	9.765	0.065
39	31.06	0.00676	0.00366	0.000	1.000	33.03	0.00692	0.00359	9.701	0.036						26.29	0.00709	0.00433	4.214	0.597

Tabela 11 - Resumo de dados para o carregamento cíclicos - Amostras aquecidas a 300°

Passo	300° - 1						300° - 2					300° - 3					300° - 4							
	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(k)	D(k,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(k)	D(k,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(k)	D(k,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(k)	D(k,T)
5	0.00	0.00001	0.00000	4.329	0.000		3.80	0.00092	-0.00005	3.610	0.000		3.84	0.00084	0.00000	4.430	0.000		4.28	0.00090	0.00004	4.830	0.000	
7	1.87	0.00045	0.00003	4.003	0.000		4.95	0.00129	0.00050	6.142	0.000		4.76	0.00113	0.00046	6.870	0.000		5.22	0.00120	0.00047	6.952	0.000	0.132
9	3.24	0.00081	0.00027	5.361	0.000		6.16	0.00166	0.00074	6.564	0.000	0.141	6.19	0.00155	0.00066	6.768	0.000	0.121	6.71	0.00161	0.00067	7.038	0.000	0.132
11	4.76	0.00123	0.00048	5.930	0.000	0.143	7.68	0.00210	0.00097	6.760	0.000	0.141	7.71	0.00198	0.00093	7.185	0.000	0.121	8.29	0.00204	0.00093	7.338	0.000	0.132
13	6.26	0.00164	0.00073	6.646	0.000	0.143	8.86	0.00245	0.00126	7.299	0.000	0.141	9.08	0.00239	0.00121	7.507	0.000	0.121	9.85	0.00247	0.00121	7.591	0.000	0.132
15	7.84	0.00206	0.00097	6.980	0.000	0.143	10.47	0.00288	0.00148	7.397	0.000	0.141	10.62	0.00284	0.00149	7.731	0.000	0.121	11.13	0.00286	0.00148	7.849	0.000	0.132
17	9.65	0.00251	0.00123	7.352	0.000	0.143	11.96	0.00328	0.00177	7.709	0.000	0.141	12.08	0.00326	0.00179	7.981	0.000	0.121	12.35	0.00325	0.00176	8.014	0.000	0.132
19	11.26	0.00293	0.00149	7.656	0.000	0.143	13.29	0.00365	0.00200	7.908	0.000	0.141	13.29	0.00365	0.00207	8.187	0.000	0.121	13.58	0.00363	0.00202	8.172	0.000	0.132
21	12.85	0.00334	0.00174	7.884	0.000	0.143	14.71	0.00404	0.00225	8.051	0.000	0.141	14.56	0.00403	0.00233	8.345	0.000	0.121	14.96	0.00404	0.00227	8.275	0.000	0.132
23	14.27	0.00371	0.00199	8.106	0.000	0.143	15.85	0.00436	0.00249	8.234	0.000	0.141	15.76	0.00440	0.00259	8.462	0.000	0.121	16.12	0.00439	0.00255	8.437	0.000	0.132
25	15.65	0.00408	0.00224	8.224	0.000	0.143	17.24	0.00471	0.00271	8.309	0.000	0.141	17.17	0.00481	0.00284	8.441	0.000	0.121	17.56	0.00480	0.00278	8.497	0.000	0.132
27	16.93	0.00443	0.00247	8.378	0.000	0.143	18.75	0.00511	0.00293	8.400	0.000	0.141	18.58	0.00521	0.00311	8.667	0.000	0.121	18.66	0.00514	0.00306	8.630	0.000	0.132
29	18.37	0.00481	0.00269	8.442	0.000	0.143	19.88	0.00542	0.00318	8.522	0.000	0.141	19.69	0.00554	0.00336	8.769	0.000	0.121	19.75	0.00548	0.00328	8.669	0.000	0.132
31	19.85	0.00520	0.00294	8.528	0.000	0.143	21.26	0.00578	0.00339	8.581	0.000	0.141	20.64	0.00587	0.00361	8.836	0.000	0.121	20.75	0.00580	0.00352	8.753	0.000	0.132
33	21.07	0.00554	0.00319	8.637	0.000	0.143	22.66	0.00615	0.00364	8.649	0.000	0.141	21.86	0.00623	0.00384	8.893	0.000	0.121	22.09	0.00619	0.00375	8.770	0.000	0.132
35	22.46	0.00592	0.00341	8.683	0.000	0.143	23.77	0.00648	0.00385	8.698	0.000	0.141	23.02	0.00658	0.00410	8.943	0.000	0.121	23.23	0.00654	0.00402	8.824	0.000	0.132
37	23.51	0.00625	0.00365	8.728	0.000	0.143	25.11	0.00684	0.00406	8.714	0.000	0.141	24.24	0.00696	0.00434	8.961	0.000	0.121	24.23	0.00687	0.00424	8.855	0.000	0.132
39	24.65	0.00658	0.00386	8.739	0.000	0.143	25.88	0.00711	0.00430	8.765	0.000	0.141	25.28	0.00731	0.00458	8.966	0.000	0.121	25.01	0.00717	0.00447	8.852	0.000	0.132
41	25.85	0.00695	0.00408	8.742	0.000	0.143	27.01	0.00745	0.00449	8.764	0.000	0.141	26.08	0.00763	0.00484	8.965	0.000	0.121	26.03	0.00752	0.00470	8.850	0.001	0.132
43	26.91	0.00732	0.00434	8.741	0.000	0.143	28.12	0.00781	0.00473	8.760	0.001	0.141	26.95	0.00799	0.00508	8.927	0.004	0.125	26.80	0.00784	0.00494	8.824	0.004	0.135
45	27.65	0.00766	0.00460	8.719	0.003	0.145	29.20	0.00824	0.00499	8.726	0.004	0.144	27.84	0.00846	0.00535	8.804	0.018	0.137	27.40	0.00823	0.00519	8.736	0.013	0.143
47	<b>28.47</b>	0.00812	0.00485	8.627	0.013	0.154	29.60	0.00861	0.00531	8.653	0.013	0.151	<b>28.00</b>	0.00888	0.00570	8.682	0.032	0.149	<b>27.65</b>	0.00868	0.00550	8.571	0.032	0.160
49	28.46	0.00852	0.00521	8.523	0.025	0.164	<b>29.64</b>	0.00909	0.00561	8.472	0.033	0.169	27.49	0.00931	0.00607	8.480	0.054	0.168	27.02	0.00917	0.00590	8.330	0.059	0.183
51	27.85	0.00924	0.00557	8.060	0.078	0.210	28.29	0.01013	0.00609	7.804	0.110	0.235	25.95	0.00985	0.00655	8.007	0.107	0.215	25.15	0.00987	0.00640	7.655	0.136	0.249
53													23.05	0.01047	0.00725	7.300	0.186	0.284						
55													21.02	0.01128	0.00788	6.570	0.267	0.356						

Tabela 12 - Resumo de dados para o carregamento cíclicos - Amostras aquecidas a 450°

Passo	450° - 1						450° - 2						450° - 3						450° - 4						450° - 5						
	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(K)	D(K,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(K)	D(K,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(K)	D(K,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(K)	D(K,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(K)	D(K,T)	
7	2.42	0.00100	0.00054	5.011	0.000		-0.05	0.00002	0.00011	7.779	0.000		1.40	0.00030	0.00002	3.820	0.000		2.21	0.00037	0.00014	3.845	0.000		2.83	0.00094	0.00040	4.950	0.000		
9	3.60	0.00150	0.00078	4.578	0.000	0.262	0.81	0.00027	0.00007	3.837	0.000		2.69	0.00080	0.00016	3.679	0.000		3.14	0.00084	0.00012	4.264	0.000		3.81	0.00135	0.00065	5.294	0.000	0.264	
11	5.06	0.00209	0.00113	5.173	0.000	0.262	2.18	0.00069	0.00019	4.165	0.000		3.67	0.00125	0.00052	4.712	0.000	0.312	4.14	0.00134	0.00049	4.762	0.000	0.315	4.94	0.00183	0.00097	5.621	0.000	0.264	
13	5.88	0.00252	0.00154	5.998	0.000	0.262	3.36	0.00109	0.00045	8.002	0.000		4.57	0.00170	0.00085	5.177	0.000	0.312	5.01	0.00183	0.00087	5.180	0.000	0.315	6.09	0.00233	0.00134	5.973	0.000	0.264	
15	6.85	0.00300	0.00187	6.124	0.000	0.262	4.63	0.00155	0.00071	5.428	0.000	0.677	5.59	0.00221	0.00121	5.384	0.000	0.312	5.66	0.00226	0.00124	5.555	0.000	0.315	7.05	0.00280	0.00169	6.294	0.000	0.264	
17	7.92	0.00349	0.00224	6.349	0.000	0.262	5.71	0.00201	0.00103	5.899	0.000	0.677	6.41	0.00267	0.00158	5.735	0.000	0.312	6.38	0.00272	0.00160	5.685	0.000	0.315	7.84	0.00322	0.00206	6.622	0.000	0.264	
19	8.67	0.00393	0.00260	6.616	0.000	0.262	6.80	0.00248	0.00134	6.003	0.000	0.677	7.06	0.00310	0.00194	5.959	0.000	0.312	6.86	0.00311	0.00198	5.950	0.000	0.315	8.63	0.00365	0.00240	6.806	0.000	0.264	
21	9.59	0.00438	0.00296	6.737	0.000	0.262	7.73	0.00291	0.00169	6.332	0.000	0.677	7.92	0.00356	0.00231	6.095	0.000	0.312	7.80	0.00360	0.00229	5.970	0.000	0.315	9.92	0.00422	0.00272	6.747	0.000	0.264	
23	10.48	0.00480	0.00331	6.941	0.000	0.262	8.70	0.00336	0.00201	6.490	0.000	0.677	8.72	0.00402	0.00266	6.315	0.000	0.312	8.61	0.00410	0.00270	6.188	0.000	0.315	10.91	0.00467	0.00314	7.087	0.000	0.264	
25	11.61	0.00537	0.00363	6.910	0.000	0.262	9.60	0.00380	0.00234	6.653	0.000	0.677	9.62	0.00450	0.00302	6.383	0.000	0.312	9.42	0.00455	0.00308	6.352	0.000	0.315	11.96	0.00517	0.00349	7.186	0.000	0.264	
27	12.40	0.00578	0.00404	7.142	0.000	0.262	10.46	0.00424	0.00267	6.776	0.000	0.677	10.28	0.00493	0.00341	6.578	0.000	0.312	10.27	0.00504	0.00346	6.473	0.000	0.315	13.01	0.00567	0.00385	7.273	0.000	0.264	
29	13.34	0.00623	0.00438	7.243	0.000	0.262	11.34	0.00470	0.00302	6.835	0.000	0.677	11.03	0.00537	0.00374	6.656	0.000	0.312	10.97	0.00548	0.00383	6.584	0.000	0.315	13.73	0.00610	0.00423	7.421	0.000	0.264	
31	14.07	0.00661	0.00470	7.355	0.000	0.262	12.18	0.00517	0.00336	6.869	0.000	0.677	11.83	0.00583	0.00409	6.738	0.000	0.312	11.72	0.00593	0.00418	6.683	0.000	0.315	14.55	0.00655	0.00457	7.443	0.000	0.264	
33	15.05	0.00709	0.00504	7.387	0.000	0.262	12.97	0.00566	0.00373	6.903	0.000	0.677	12.66	0.00631	0.00446	6.811	0.000	0.312	12.34	0.00634	0.00454	6.786	0.000	0.315	15.48	0.00707	0.00494	7.472	0.000	0.264	
35	15.78	0.00750	0.00540	7.491	0.000	0.262	13.52	0.00607	0.00413	6.990	0.126	0.685	13.36	0.00675	0.00484	6.938	0.000	0.312	13.36	0.00688	0.00488	6.729	0.000	0.315	16.09	0.00752	0.00533	7.507	0.000	0.264	
37	16.86	0.00805	0.00570	7.397	0.000	0.262	14.08	0.00654	0.00448	6.946	0.132	0.681	14.05	0.00719	0.00520	6.983	0.000	0.312	13.97	0.00730	0.00530	6.912	0.000	0.315	16.48	0.00800	0.00572	7.415	0.012	0.273	
39	17.47	0.00846	0.00612	7.529	0.000	0.262	14.56	0.00705	0.00486	6.849	0.144	0.672	14.70	0.00765	0.00555	6.991	0.000	0.312	14.68	0.00775	0.00563	6.919	0.000	0.315	17.00	0.00850	0.00611	7.346	0.021	0.280	
41	18.09	0.00892	0.00648	7.522	0.001	0.262	14.79	0.00751	0.00528	6.862	0.142	0.673	15.34	0.00812	0.00592	7.014	0.000	0.312	15.44	0.00823	0.00598	6.934	0.000	0.315	17.31	0.00897	0.00654	7.327	0.024	0.282	
43	18.46	0.00934	0.00685	7.518	0.001	0.263	14.88	0.00803	0.00571	6.739	0.158	0.661	15.88	0.00861	0.00632	7.013	0.000	0.312	15.97	0.00867	0.00639	6.991	0.000	0.315	17.43	0.00940	0.00696	7.277	0.031	0.286	
45	18.86	0.00979	0.00723	7.486	0.006	0.266	14.62	0.00851	0.00618	6.634	0.171	0.650	16.33	0.00911	0.00672	6.967	0.007	0.317	16.50	0.00912	0.00672	6.961	0.004	0.317	17.59	0.00980	0.00734	7.260	0.033	0.288	
47	19.03	0.01023	0.00762	7.423	0.014	0.272	13.99	0.00907	0.00670	6.346	0.207	0.622	16.55	0.00959	0.00716	6.944	0.010	0.319	16.91	0.00956	0.00710	6.942	0.007	0.319	17.57	0.01020	0.00770	7.155	0.047	0.298	
49	18.96	0.01071	0.00803	7.312	0.029	0.283	12.73	0.00970	0.00734	5.856	0.268	0.574	16.58	0.01007	0.00760	6.892	0.017	0.324	17.28	0.01005	0.00747	6.850	0.020	0.328	17.48	0.01069	0.00808	6.970	0.071	0.317	
51	18.76	0.01119	0.00848	7.188	0.045	0.295	-7.29	0.27989	0.27620	0.019	0.998	0.002	16.26	0.01062	0.00805	6.676	0.048	0.345	17.40	0.01049	0.00790	6.858	0.019	0.328	16.70	0.01132	0.00856	6.526	0.131	0.360	
53	18.48	0.01174	0.00896	6.955	0.076	0.318							15.36	0.01119	0.00862	6.360	0.093	0.376	17.40	0.01096	0.00830	6.726	0.038	0.340	14.83	0.01199	0.00928	5.930	0.210	0.419	
55	17.77	0.01219	0.00949	6.854	0.090	0.328													17.02	0.01154	0.00877	6.492	0.071	0.363							
57	16.81	0.01266	0.00999	6.673	0.114	0.346																									

Tabela 13 - Resumo de dados para o carregamento cíclicos - Amostras aquecidas a 600°

Passo	600° - 1						600° - 2						600° - 3						600° - 4					
	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(K)	D(K,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(K)	D(K,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(K)	D(K,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D(K)	D(K,T)
7	0.92	0.00009	-0.00011	4.234	0.000		2.02	0.00070	0.00005	3.198	0.000		1.61	0.00043	0.00002	3.208	0.000		0.02	-0.00080	-0.00133	6.744	0.000	
9	2.16	0.00065	-0.00001	3.494	0.000		2.49	0.00108	0.00047	4.269	0.000	0.515	2.45	0.00087	0.00026	3.921	0.000		0.01	-0.00044	-0.00086	6.882	0.000	
11	2.96	0.00112	0.00040	4.462	0.000	0.429	2.87	0.00147	0.00080	4.339	0.000	0.515	3.21	0.00131	0.00059	4.455	0.000	0.439	0.08	-0.00015	-0.00042	7.274	0.000	
13	3.66	0.00161	0.00076	4.803	0.000	0.429	3.37	0.00201	0.00114	4.045	0.000	0.515	4.10	0.00185	0.00095	4.518	0.000	0.439	0.08	0.00002	0.00000	6.075	0.000	
15	4.30	0.00208	0.00117	5.054	0.000	0.429	3.80	0.00259	0.00161	4.124	0.000	0.515	4.71	0.00230	0.00137	5.127	0.000	0.439	1.23	0.00050	0.00004	2.369	0.000	
17	4.91	0.00258	0.00155	5.180	0.000	0.429	3.97	0.00299	0.00212	4.950	0.000	0.515	5.41	0.00283	0.00175	5.198	0.000	0.439	1.90	0.00090	0.00040	3.396	0.000	
19	5.61	0.00315	0.00196	5.163	0.000	0.429	4.11	0.00353	0.00252	4.382	0.115	0.570	5.98	0.00333	0.00219	5.396	0.000	0.439	2.81	0.00142	0.00069	3.503	0.000	0.469
21	5.87	0.00350	0.00244	5.691	0.000	0.429	4.10	0.00399	0.00304	4.687	0.053	0.540	6.21	0.00372	0.00262	5.725	0.000	0.439	3.61	0.00197	0.00110	4.050	0.000	0.469
23	6.39	0.00403	0.00274	5.405	0.000	0.429	4.04	0.00447	0.00348	4.510	0.089	0.558	6.64	0.00425	0.00297	5.368	0.062	0.474	4.20	0.00244	0.00154	4.655	0.000	0.469
25	6.85	0.00454	0.00320	5.559	0.000	0.429	3.87	0.00504	0.00398	4.006	0.191	0.607	6.93	0.00477	0.00342	5.400	0.057	0.470	4.78	0.00293	0.00194	4.857	0.000	0.469
27	7.05	0.00491	0.00365	5.821	0.000	0.429	3.23	0.00545	0.00460	4.362	0.119	0.572	7.17	0.00529	0.00389	5.346	0.066	0.476	5.17	0.00336	0.00235	5.176	0.000	0.469
29	7.42	0.00547	0.00397	5.455	0.063	0.465	2.13	0.00617	0.00535	2.319	0.532	0.773	7.24	0.00575	0.00438	5.499	0.039	0.461	5.56	0.00379	0.00275	5.273	0.000	0.469
31	7.69	0.00603	0.00449	5.445	0.064	0.466	1.37	0.00675	0.00597	1.341	0.729	0.868	7.22	0.00627	0.00482	5.258	0.081	0.484	5.99	0.00427	0.00310	5.218	0.000	0.469
33	7.80	0.00660	0.00499	5.371	0.077	0.473	0.55	0.00721	0.00668	0.568	0.885	0.944	7.05	0.00678	0.00534	5.182	0.095	0.492	6.39	0.00475	0.00355	5.299	0.000	0.469
35	7.72	0.00715	0.00551	5.264	0.096	0.484	0.04	0.00784	0.00727	2.426	1.490	1.238	6.64	0.00728	0.00587	5.008	0.125	0.509	6.72	0.00520	0.00397	5.483	0.000	0.469
37	7.33	0.00769	0.00609	5.143	0.116	0.496							6.33	0.00780	0.00637	4.753	0.170	0.534	7.06	0.00570	0.00437	5.412	0.000	0.469
39	6.92	0.00815	0.00665	5.166	0.113	0.493							5.97	0.00831	0.00691	4.584	0.199	0.551	7.30	0.00617	0.00482	5.541	0.088	0.457
41	6.50	0.00870	0.00718	4.726	0.188	0.537							5.42	0.00888	0.00746	3.955	0.309	0.612	7.43	0.00670	0.00525	5.365	0.117	0.474
43													4.54	0.00938	0.00811	3.782	0.339	0.629	7.45	0.00713	0.00575	5.531	0.090	0.458
45													3.21	0.00991	0.00884	2.414	0.578	0.763	7.32	0.00767	0.00618	5.137	0.154	0.496
47																			6.82	0.00818	0.00673	4.950	0.185	0.515
49																			6.19	0.00875	0.00730	4.370	0.281	0.572
51																			4.95	0.00933	0.00803	3.892	0.359	0.618
53																			4.33	0.00987	0.00864	3.487	0.426	0.658
55																			3.41	0.01040	0.00931	2.429	0.600	0.762
57																			1.97	0.01095	0.01007	0.491	0.919	0.952

Tabela 14 - Resumo de dados para o carregamento cíclicos - Amostras aquecidas a 750°

Passo	750° - 1						750° - 2						750° - 3					
	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D( $\kappa$ )	D( $\kappa$ ,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D( $\kappa$ )	D( $\kappa$ ,T)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\epsilon_{m\acute{i}n}$	E (GPa)	D( $\kappa$ )	D( $\kappa$ ,T)
5	3.40	0.00166	0.00158	9.279	0.000		-0.29	-0.00049	-0.00053	0.686	0.000		2.87	0.00156	0.00153	12.433	0.000	
7	3.57	0.00201	0.00186	0.141	0.000	0.807	0.40	0.00003	-0.00042	1.051	0.000		3.08	0.00201	0.00169	0.335	0.000	0.955
9	<b>3.63</b>	0.00256	0.00202	0.117	0.000	0.807	0.68	0.00039	0.00001	1.642	0.000		3.18	0.00243	0.00202	0.300	0.000	0.955
11	3.56	0.00306	0.00257	0.710	0.000	0.807	0.99	0.00086	0.00035	1.645	0.000	0.670	3.31	0.00292	0.00243	0.496	0.000	0.955
13	3.48	0.00360	0.00330	1.968	0.000	0.807	1.29	0.00133	0.00082	2.193	0.000	0.670	<b>3.33</b>	0.00340	0.00292	0.463	0.000	0.955
15	-6.26	0.24332	0.24210	0.003	0.998	1.000	1.52	0.00184	0.00123	2.227	0.000	0.670	3.30	0.00391	0.00339	0.340	0.937	0.967
17							1.72	0.00231	0.00171	2.632	0.000	0.670	3.18	0.00445	0.00392	0.080	0.985	0.992
19							1.85	0.00275	0.00217	3.020	0.000	0.670	3.00	0.00499	0.00445	0.687	0.872	0.933
21							2.07	0.00325	0.00258	3.025	0.000	0.670	2.46	0.00576	0.00563	5.383	0.000	0.472
23							2.25	0.00378	0.00305	3.154	0.000	0.670						
25							2.40	0.00428	0.00355	3.339	0.000	0.670						
27							2.62	0.00483	0.00401	3.282	0.000	0.670						
29							2.71	0.00531	0.00456	3.635	0.000	0.670						
31							2.80	0.00578	0.00499	3.650	0.000	0.670						
33							2.84	0.00624	0.00547	3.728	0.000	0.670						
35							2.88	0.00670	0.00592	3.779	0.000	0.670						
37							2.94	0.00717	0.00638	3.593	0.000	0.670						
39							<b>3.06</b>	0.00769	0.00685	3.641	0.000	0.670						
41							3.04	0.00818	0.00736	3.659	0.000	0.670						
43							3.04	0.00871	0.00783	3.367	0.000	0.670						
45							2.88	0.00918	0.00838	3.495	0.075	0.657						
47							2.70	0.00968	0.00885	3.320	0.121	0.674						
49							2.46	0.01017	0.00938	3.118	0.175	0.694						
51							2.23	0.01073	0.00988	2.589	0.315	0.746						
53							1.90	0.01130	0.01049	2.153	0.430	0.789						
55							1.43	0.01190	0.01113	1.309	0.654	0.872						
57							0.70	0.01245	0.01182	0.200	0.947	0.980						

A Figura 47 exibe a sobreposição de uma amostra representativa de cada grupo que permite a observação dos efeitos descritos. Nota-se que o dano se desenvolve, em todas as amostras a partir de um valor de  $\varepsilon \approx 0,6\%$ , este não influenciado pelo nível de temperatura. Observe-se ainda que os efeitos térmicos contribuem apenas na etapa final do processo fazendo com que, quanto maior a temperatura, maiores são as deformações totais observadas.

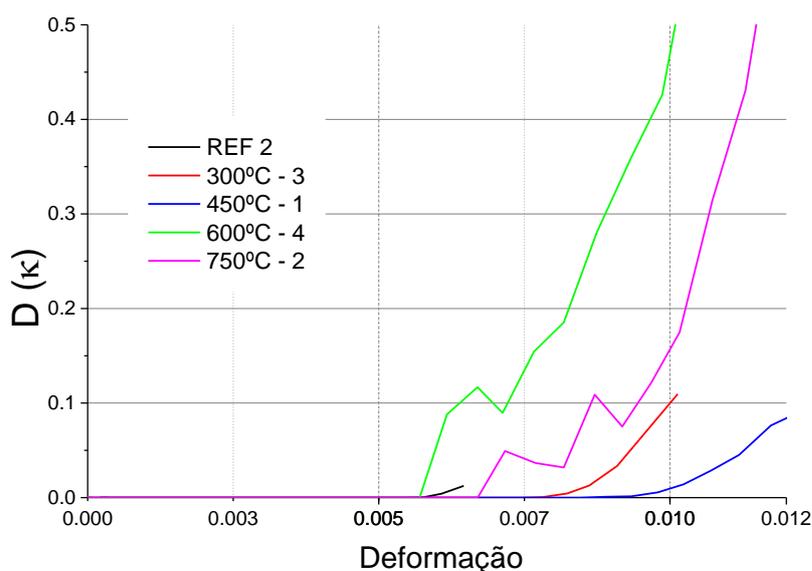


Figura 47 - Gráficos de evolução de dano das amostras. (Fonte: O Autor, 2020)

#### 4.2.3. Análise Estatística do Desenvolvimento do Dano:

Dando continuidade à análise do desenvolvimento do dano faz-se interessante uma análise estatística do conjunto de dados apresentado em tabelas e gráficos no item 4.2.2, utilizando o software *Statistica 8.1* da *StatSoft Inc.* registrada em nome do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba.

Nesta abordagem são considerados todos os dados dos ciclos de carregamento, suas respectivas deformações máximas ( $\kappa$ ) e temperaturas ( $T$ ).

Extraindo os dados das Tabela 10 à Tabela 14 e considerando os valores após a estabilização do comportamento do dano, tem-se um total de 369 linhas de dados que correspondem a um conjunto inicial que será analisado como um vetor  $\langle T; \kappa; D(\kappa, T) \rangle$  em que  $D(\kappa, T) = f(T; \kappa)$ . A saber, todo processamento estatístico será feito para um índice de confiabilidade ( $\alpha$ ) de 95%.

Procedendo a análise estatística, obtém-se inicialmente uma equação de regressão para o sistema aproximado  $D(\kappa, T) = f(T; \kappa)$  conforme descrito em 3.1. para o concreto e situação em estudo e é apresentada na equação<sup>6</sup> (38):

$$D(\kappa, T) = 0,2001 + 3,017 \cdot 10^{-4} \cdot T + 9,226 \cdot 10^{-7} \cdot T^2 - 49,910 \cdot \kappa + 3831,127 \cdot \kappa^2 - 9,386 \cdot 10^{-3} \cdot \kappa \cdot T \quad (38)$$

A equação (38) apresenta um coeficiente de ajuste ( $R^2$ ) de 0,74717, ou seja, ela representa confiavelmente os valores da regressão em 74,717% das situações.

Antes de apresentar a graficamente a equação e para uma melhor ciência da avaliação estatística faz-se interessante ainda proceder a análise de variância para as variáveis envolvidas exibida na Tabela 15.

Tabela 15 - Tabela de análise de variância para DCCR para abordagem com única equação

Variável <sup>7</sup>	S.Q.	G.L.	Q.M.	F	p-valor
$T$	8,86743	1	8,867426	575,3042	0,000000
$T^2$	0,78360	1	0,783597	50,8385	0,003040
$\kappa$	0,01143	1	0,011434	0,7418	0,000000
$\kappa^2$	0,33434	1	0,334335	21,6911	0,000004
$\kappa \cdot T$	0,00716	1	0,007164	0,4648	0,495820
<b>Resíduo</b>	5,59508	363	0,015413		
<b>Falta de Ajuste</b>	5,59500	362	0,015456	182,7	0,058937
<b>Erro Puro</b>	0,00008	1	0,000085		
<b>Total</b>	22,12997	368			
$R^2$	0,74717				

Uma primeira avaliação importante permite observar que no nível de confiança adotado ( $\alpha = 95\%$ ) o teste p permite concluir que as variáveis com p-valor maiores que 0,05 possuem pouca representatividade estatística, ou seja, se retiradas do processo de regressão não apresentam grandes prejuízo.

Assim, para simplificar o modelo, foi construída uma nova expressão ignorando o efeito do fator e  $\kappa \cdot T$  que é exibida na (39) com os coeficientes:

$$D(\kappa, T) = 0,2139 + 2,777 \cdot 10^{-4} \cdot T + 8,9732 \cdot 10^{-7} \cdot T^2 - 52,5223 \cdot \kappa + 3689,0077 \cdot \kappa^2 \quad (39)$$

<sup>6</sup> Merece atenção especial aqui o fato de que as variáveis (não normalizadas) apresentam ordens de grandeza muito distintas entre si, o que faz com que seus coeficientes também assim se apresentem.

<sup>7</sup> Os parâmetros da análise de variância são apresentados na Tabela 8 siglificados e referem-se à soma quadrática (S.Q.), graus de liberdade (G.L.), quadrados médios (Q.M.), F calculado (F, do chamado teste F) e p-valor (p, do chamado teste p) e ao coeficiente de determinação ( $R^2$ ).

A saber a nova equação possui um coeficiente de ajuste ( $R^2$ ) de 0,74685, de fato representando uma perda irrelevante com relação ao modelo anterior.

A equação (39), por sua vez, é apresentada graficamente na superfície exibida na Figura 48.

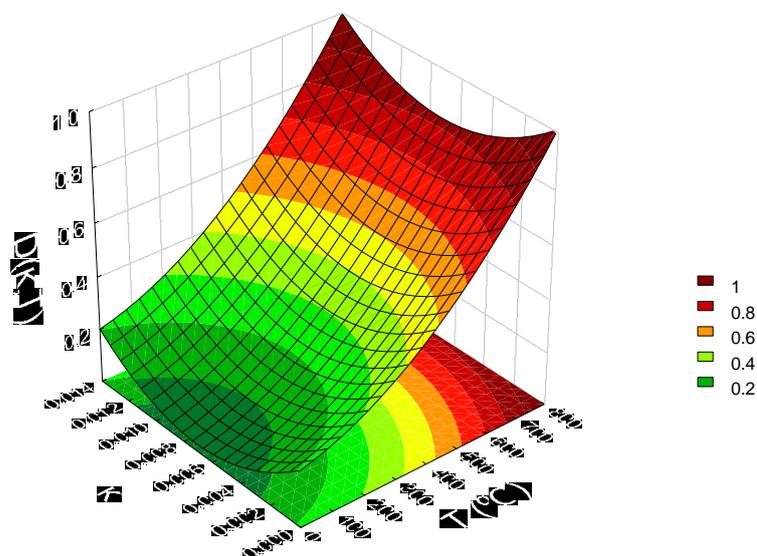


Figura 48 - Superfície de ajuste para equação de regressão ignorando efeitos. (Fonte: O Autor, 2020)

A mesma equação (39) pode ser visualizada também por meio das suas curvas de níveis que são apresentadas na Figura 49.

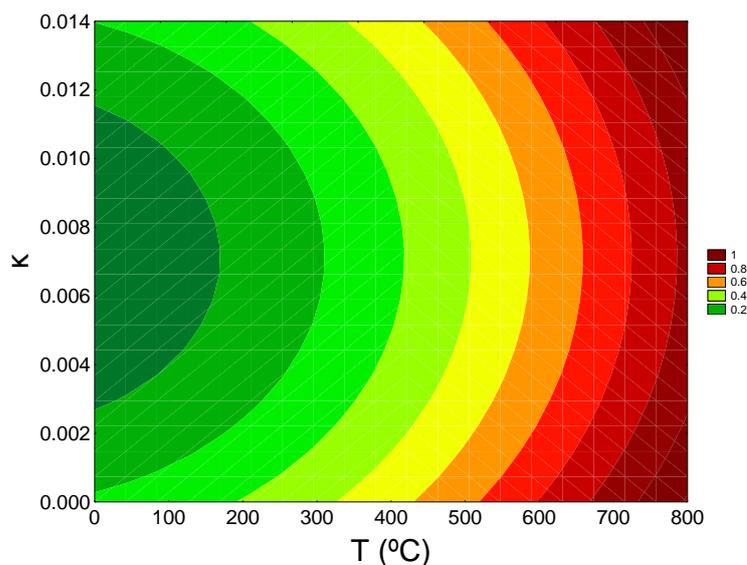


Figura 49 - Curvas de nível para equação de ajuste ignorando efeitos. (Fonte: O Autor, 2020)

Da mesma forma, a Tabela 16 apresenta a análise de variância para a regressão apresentada.

Tabela 16 - Tabela de análise de variância para DCCR ignorando efeitos

Variável <sup>8</sup>	S.Q.	G.L.	Q.M.	F	p-valor
<i>T</i>	13,11260	1	13,11260	851,9770	0.000000
<i>T</i> <sup>2</sup>	0,80767	1	0,80767	52,4777	0.000000
<i>κ</i>	0,01512	1	0,01512	0,9821	0.322343
<i>κ</i> <sup>2</sup>	0,33126	1	0,33126	21,5235	0.000005
<b>Resíduo</b>	5,60225	364	0,01539		
<b>Falta de Ajuste</b>	5,60216	363	0,01543	182,4	0.058980
<b>Erro Puro</b>	0,00008	1	0,00008		
<b>Total</b>	368	368			
<b><i>R</i><sup>2</sup></b>	0,74685				

Uma forma interessante de observar a relevância das variáveis é pelo diagrama de Pareto apresentado na Figura 50.

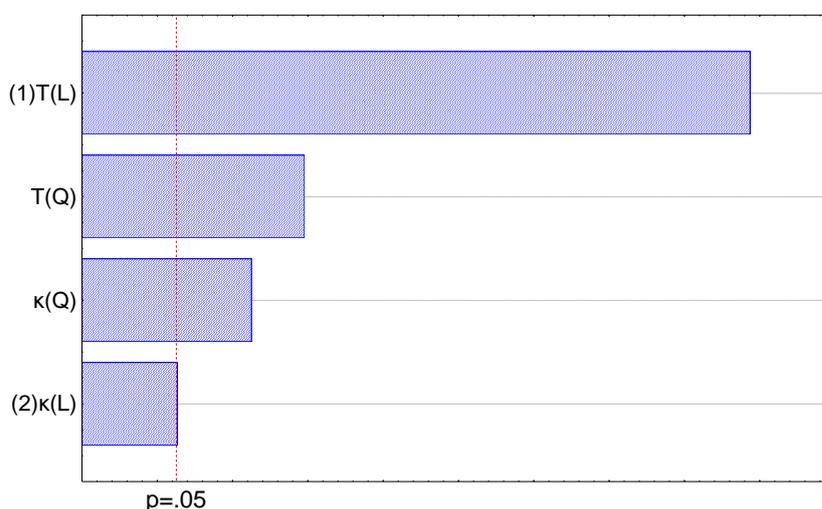


Figura 50 - Diagrama de Pareto para equação ignorando efeitos. (Fonte: O Autor, 2020)

Alguns fatos importantes merecem atenção nesta primeira abordagem. Fica evidente, numa primeira análise, que há um desacoplamento de efeitos, ou seja, danos térmicos e mecânico caminham de maneira separadas, não havendo um fator de interrelação entre eles. Isso significa dizer que as parcelas de dano de origem térmica e de origem mecânica podem ser tratadas separadamente.

Nota-se ainda que, mesmo com coeficientes com baixa ordem de grandeza, a influência da temperatura é muito maior que a da deformação. Isso faz com que, ao analisar-se separadamente, a parcela do dano térmico é maior que a parcela de dano mecânico.

<sup>8</sup> Os parâmetros da análise de variância são apresentados na Tabela 8 siglificados e referem-se à soma quadrática (S.Q.), graus de liberdade (G.L.), quadrados médios (Q.M.), F calculado (F, do chamado teste F) e p-valor (p, do chamado teste p) e ao coeficiente de determinação (*R*<sup>2</sup>).

A equação proposta, entretanto, merece ajustes. O fator de ajuste  $R^2$  ainda está aquém de um valor ótimo. Além disso, as curvas de nível ainda evidenciam dados em que um aumento na deformação reduz o dano observado.

A fim de melhorar a regressão estatística é desenvolvida uma nova abordagem sobre os dados.

#### 4.2.3.1. Equacionamento do Modelo Constitutivo:

Tendo agora a equação (39) como modelo proposto de evolução do dano da forma supracitada:

$$D(\kappa, T) = 0,2139 + 2,777 \cdot 10^{-4} \cdot T + 8,9732 \cdot 10^{-7} \cdot T^2 - 52,5223 \cdot \kappa + 3689,0077 \cdot \kappa^2 \quad (39)$$

deve-se retornar agora ao modelo completo apresentado no item 3.1 que previu uma formulação tal qual apresentado na equação (26)

$$\begin{cases} \varepsilon_{total} = \varepsilon_{elástica} + \varepsilon_{plástica} \\ [\sigma] = (1 - D)[C][\varepsilon_{elástica}] \end{cases} \quad (26)$$

Agora o desenvolvimento do dano foi devidamente formulado e apresentado de maneira desacoplada na equação (40):

$$\begin{cases} D = D_{mecânico} + D_{térmico} = D(\kappa, T) \\ D(\kappa, T) = 0,2139 + (-52,5223 \cdot \kappa + 3689,0077 \cdot \kappa^2) + (2,777 \cdot 10^{-4} \cdot T + 8,9732 \cdot 10^{-7} \cdot T^2) \end{cases} \quad (40)$$

Dessa forma, chega-se a um modelo constitutivo final de regressão para os fatores da forma:

$$\begin{cases} [\sigma] = [1 - D(\kappa, T)] \cdot [E][\varepsilon_{elástica}] \\ D(\kappa, T) = 0,2139 + (-52,5223 \cdot \kappa + 3689,0077 \cdot \kappa^2) + (2,777 \cdot 10^{-4} \cdot T + 8,9732 \cdot 10^{-7} \cdot T^2) \end{cases} \quad (41)^9$$

<sup>9</sup> Nesta equação o valor de  $E$  utilizado foi de 10,198 GPa oriundo da Tabela 8.

Utilizando-se o conjunto de dados apresentado nas Tabela 10 a Tabela 14, pode-se então verificar a validação estatística do modelo por meio da análise de variância apresentada na Tabela 17.

Tabela 17 - Tabela de análise de variância para a regressão da tensão

Variável Explicada	S.Q.	G.L.	Q.M	F <sub>calc</sub>	F <sub>tab</sub>	Teste F
<b>Regressão</b>	24249.1679	2	12124.58395			
<b>Resíduo</b>	799.1921	366	2.18359	5552.604	3	1850.868
<b>Total (Total SS)</b>	25048.3600	368				
<b>R<sup>2</sup></b>	0.96809					

Merece atenção o fato de que o coeficiente R<sup>2</sup> indica um ajuste de 96,81% dos dados observados à regressão obtida.

Cabe atenção ainda o fato de que, por no modelo utilizarmos as variáveis  $D$  e  $\varepsilon_{elástica}$  não é possível, no modelo, definir conjuntos de variação, assim deixa de fazer parte da análise de variância os parâmetros de falta de ajuste e erro puro.

Dessa forma, com a confiabilidade estatística do modelo proposto, são exibidos os valores obtidos graficamente. As Figura 51 e Figura 52 exibem, respectivamente, as superfícies de resposta para os valores de  $\sigma(\varepsilon, T)$  encontrados experimentalmente e propostos pelo modelo da equação (41).

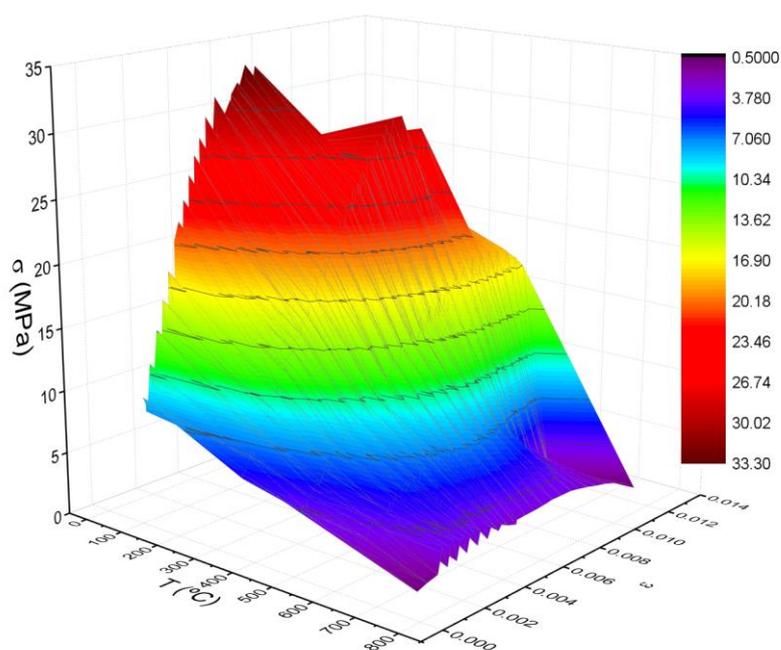


Figura 51 – Superfície de resposta para  $\sigma(\varepsilon, T)$  – Valores experimentais. (Fonte: O Autor, 2020)

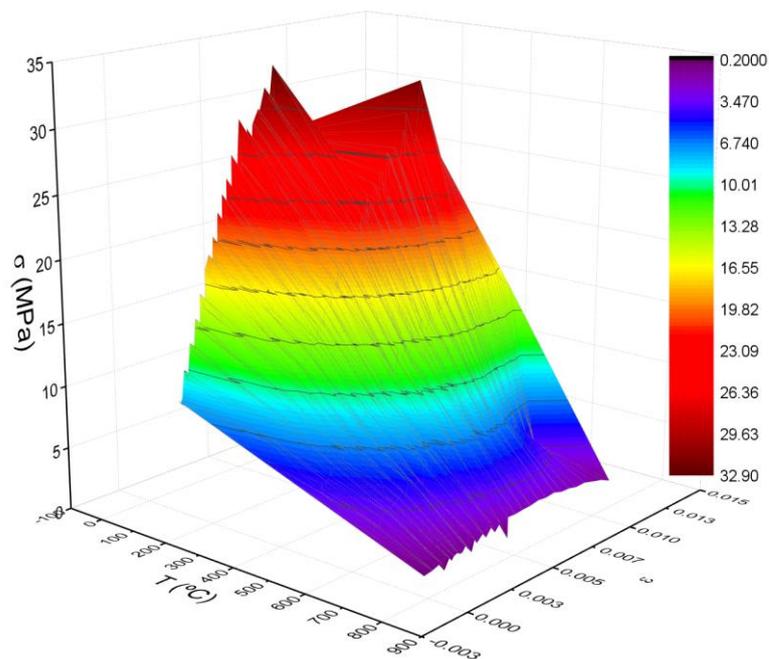


Figura 52 - Superfície de resposta para  $\sigma(\epsilon, T)$  – Modelo Proposto. (Fonte: O Autor, 2020)

Analogamente, as Figura 53 e Figura 54 exibem as superfícies de contorno para os valores experimentais e do modelo.

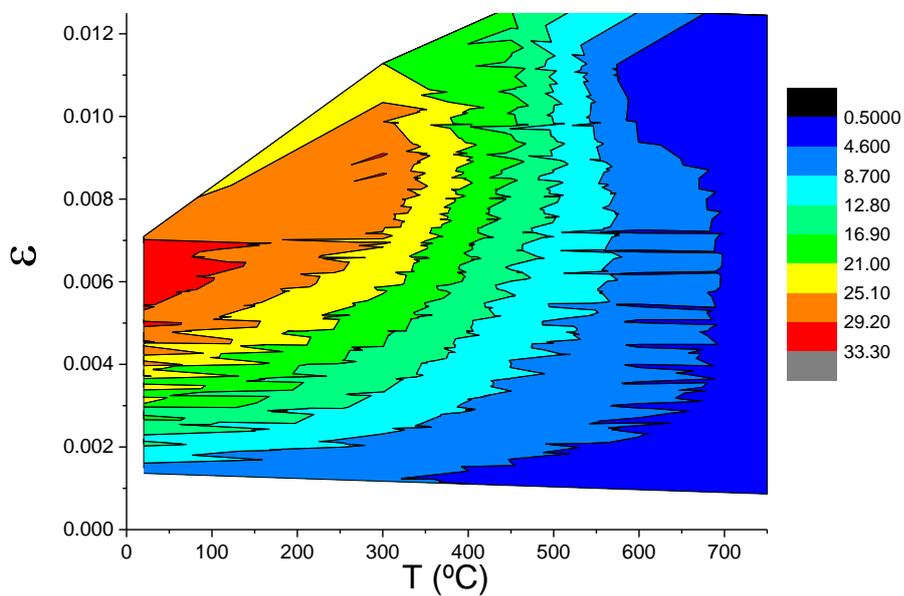


Figura 53 - Superfície de contorno para  $\sigma(\epsilon, T)$  – Valores experimentais. (Fonte: O Autor, 2020)

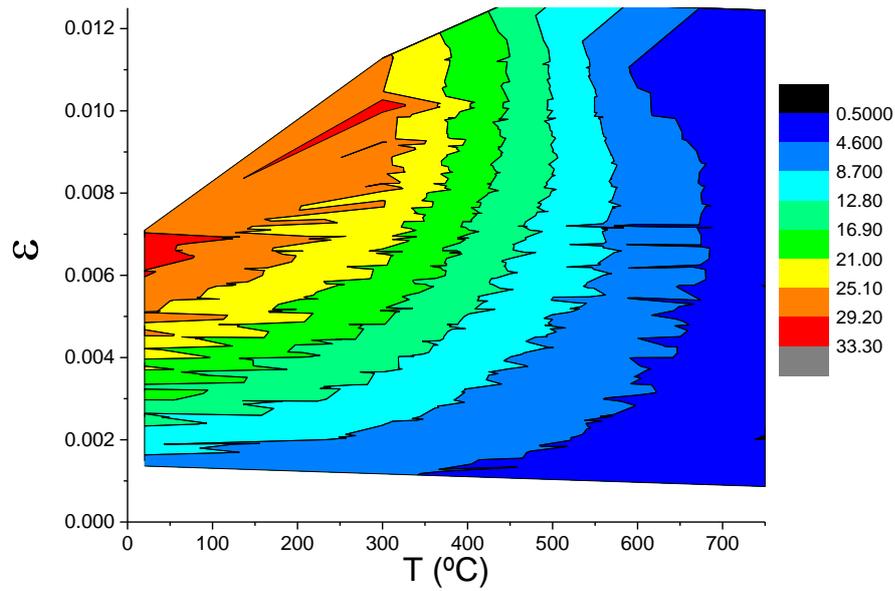


Figura 54 - Superfície de contorno para  $\sigma(\epsilon, T)$  – Modelo Proposto. (Fonte: O Autor, 2020)

Por fim, como forma de avaliação da variação entre os valores observados e o modelo proposto, a Figura 55 apresenta o gráfico de dispersão dos pontos. Nesta imagem, os pontos observados experimentalmente são expostos em vermelho enquanto os pontos do modelo são apresentados em verde.

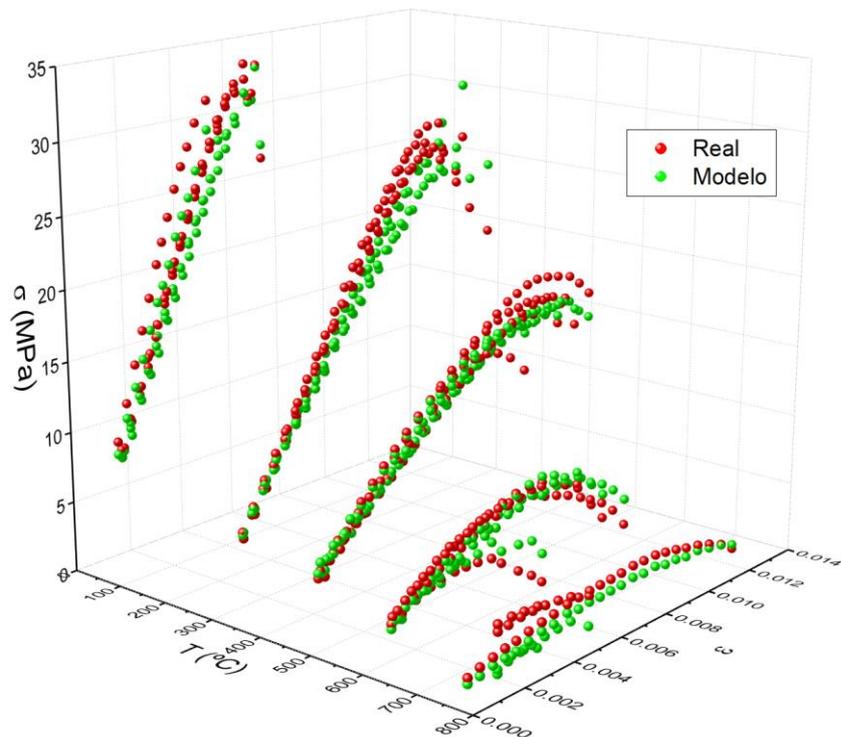


Figura 55 – Valores de  $\sigma(\epsilon, T)$  observados em experimento e comparados com o modelo proposto. (Fonte: O Autor, 2020)

#### 4.2.4. Correlação entre Desenvolvimento do Dano e Degradação Química da Matriz:

##### 4.2.4.1. Ensaio de Termogravimetria

Após realizados os experimentos descritos na seção 3.2.4 com suas condições de aplicabilidade e limitações teóricas, obtiveram-se os resultados descritos nessa seção.

Os ensaios de termogravimetria são exibidos na Figura 56. Nele as amostras foram organizadas em diferentes cores e exibem o trajeto da perda percentual de massa.

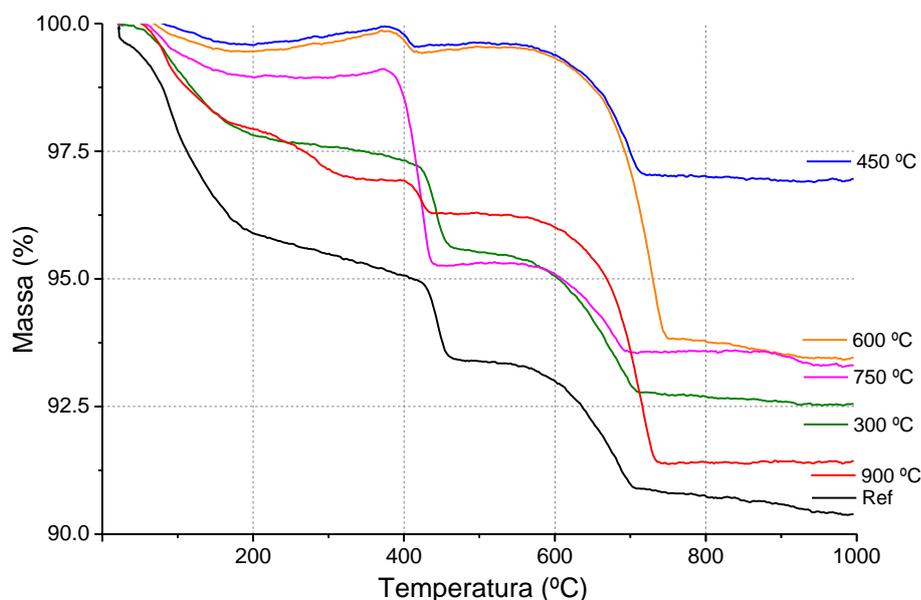


Figura 56 – Termogravimetria (TG) das amostras. (Fonte: O Autor, 2020)

Como forma de facilitar a visualização das perdas de massa na amostra foram desenvolvidos os gráficos diferenciais das curvas de termogravimetria, conhecidos como DTG.

A Figura 57 exibe as curvas de DTG para as mesmas amostras também organizadas por cores. Nas curvas diferenciais é possível identificar os picos que permitem inferir as faixas de temperatura de perda de massa acentuada. Adicionalmente, ainda na Figura 57 foram acrescentadas linhas de referência indicando as estruturas químicas da matriz cimentícia que são danificadas durante o aquecimento conforme o apresentado no item 2.8.1.

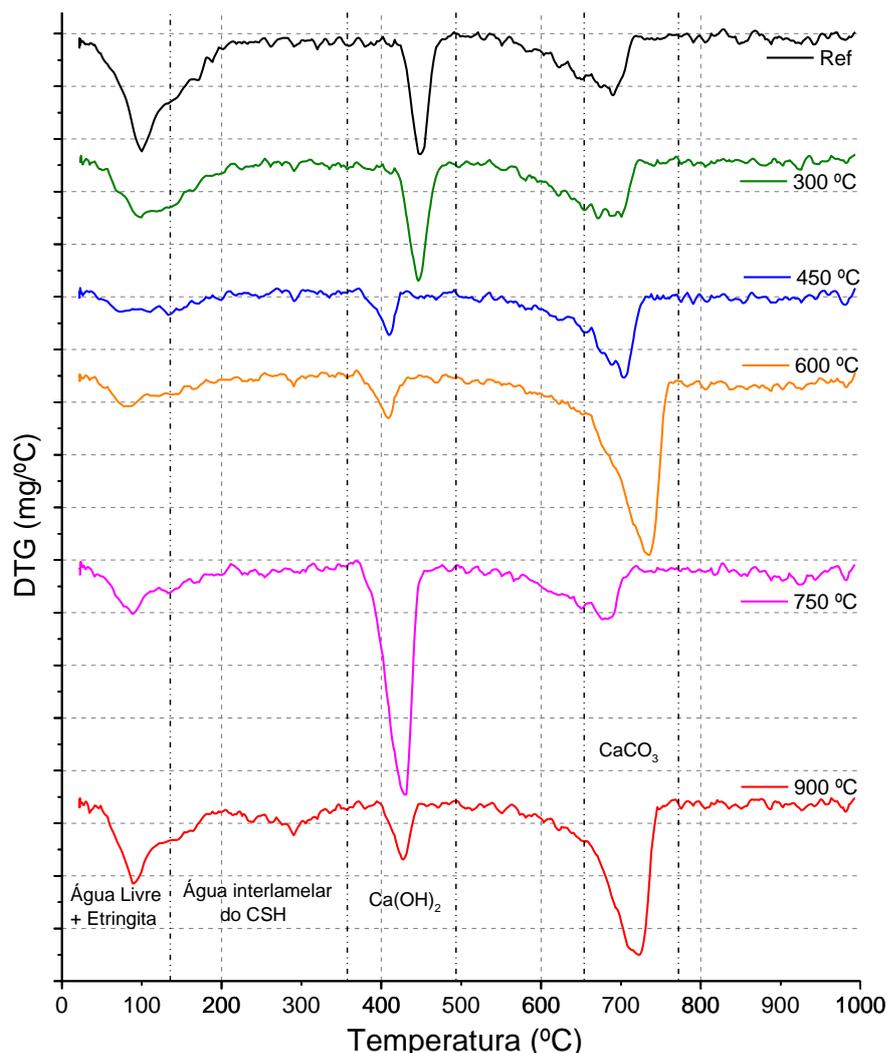


Figura 57 – Diferencial da termogravimetria (DTG) das amostras. (Fonte: O Autor, 2020)

Analisando os resultados das DTG's é possível fazer um comparativo interessante e verificar, por analogia, quais as estruturas químicas foram danificadas quando do aquecimento original. Cita-se aqui também que o deslocamento lateral dos gráficos pode indicar uma diferença no grau de hidratação das amostras analisadas ou ainda a presença de óxido de cálcio oriundo da decomposição da calcita para temperaturas entre 594 °C e 721 °C (ZHU *et al.*, 2015).

Observe-se inicialmente a proporção entre os picos identificados na amostra de referência (—Ref). São identificados 3 picos predominantes. Conforme as indicações da literatura, os picos foram indicados como correspondentes aos de decaimento da água livre e etringita entre 70 ~ 120 °C, portlandita [Ca(OH)<sub>2</sub>] em aproximadamente 450 °C e da Calcita (CaCO<sub>3</sub>) na faixa de 680 ~ 750 °C. O primeiro e segundo pico são relativamente iguais enquanto o terceiro é ligeiramente menor (aproximadamente a metade dos dois primeiros). Cita-se aqui, conforme exposto no

item 2.8, a ocorrência carbonatação na matriz que não é mensurável na análise aqui feita mas que devem ser ponderados.

Ao analisar a amostra previamente aquecida a 300 °C (—300 °C). uma primeira impressão é importante: o primeiro pico referente à água livre e etringita é drasticamente reduzido. Ao se analisar o gráfico da TG, observa-se que a perda percentual é bem menor, quando comparada com a amostra de referência. Em contrapartida, os picos seguintes permanecem praticamente inalterados, tanto no valor da derivada como na perda percentual de massa que representa. Isso evidencia que todo dano térmico que tenha ocorrido na amostra aquecida a até 300 °C diz respeito apenas à evaporação da água livre e possíveis fissurações por ela causadas e a quebra de etringita remanescente, especialmente na zona de transição entre matriz e agregado.

A amostra previamente aquecida a 450 °C (—450 °C) apresenta um padrão semelhante. Nela pode-se observar que o primeiro e segundo picos são diminutos e a perda percentual observada na termogravimetria é mínima. Isso leva a acreditar que, durante o aquecimento original antes do ensaio mecânico, as estruturas da água livre/etringita e a portlandita  $[Ca(OH)_2]$  já haviam sido severamente afetadas. Esta segunda, por sua vez, em menor quantidade que a primeira. Assim, conclui-se que o dano térmico verificado é decorrente do efeito somado das quebras citadas.

A curva referente à amostra de 600 °C (—600 °C) apresenta comportamento análogo ao da curva de 450 °C. A própria TG apresenta valores muito próximos até os 700 °C. Isto pode ser explicado pelo fato de que, no intervalo entre 450 e 600 °C não há a quebra conhecida de nenhuma estrutura da matriz cimentícia (logicamente, o nível de temperatura faz com os mesmos processos citados para a amostra aquecida a 450 °C se intensifiquem).

No que diz respeito às amostras previamente aquecidas a 750 °C (—750 °C) a curva diferencial segue o mesmo padrão, entretanto, um parâmetro estranho notado é a presença de um pico elevado na faixa de temperatura de quebra da portlandita (~ 450 °C). Logo à frente, o pico identificado na quebra da calcita é bem menor, assim como o anterior da liberação da água e quebra da etringita. O primeiro resultado imediato desta avaliação é de que, de fato a estrutura da calcita já foi degradada quando do aquecimento original, assim como a etringita. A existência de um pico de hidróxido de cálcio (portlandita) evidencia, por sua vez, não que a

portlandita não tenha sido decomposta quando do aquecimento original mas sim que, como sua decomposição é mais lenta que a da calcita, a amostra levada para o ensaio TG apresentava um resquício de hidróxido de cálcio que, percentualmente, se mostra relevante frente à quase inexistência residual de etringita / água livre e carbonato de cálcio (calcita).

Por fim, para as amostras aquecidas a  $- 900 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , todas as estruturas detectáveis no ensaio já haviam sofrido degradação prévia, os ensaios mecânicos não foram mensuráveis (vide item 4.2.1) e as TG's refletem um pico acentuado na quebra da calcita representando não que ela não tenha sido degradada anteriormente, mas que toma maior proporção percentual da amostra uma vez que possui maior massa molecular que as demais estruturas.

O Quadro 2 exibe um breve resumo do caminho da degradação térmica que reflete no desenvolvimento do dano.

<b>Amostra:</b>	<b>Causa do Dano Térmico:</b>
— Ref.	amostra sem danos térmicos;
— 300 °C	evaporação da água livre + fissuras por evaporação;
— 450 °C	evaporação da água livre + fissuras por evaporação + decomposição da portlandita;
— 600 °C	evaporação da água livre + fissuras por evaporação + decomposição da portlandita;
— 750 °C	evaporação da água livre + fissuras por evaporação + decomposição da portlandita + decomposição da calcita.

Quadro 2 - Resumo das causas de dano térmico.

#### 4.2.4.2. Ensaio de FRX e Ataque Ácido:

Em consonância com os ensaios de termogravimetria, foram feitas avaliações paralelas de Fluorescência de Raios-X (FRX) e por ataque ácido conforme metodologia exposta em 3.2.4.

A Tabela 18 exibe os resultado iniciais do FRX para as amostras (Ref., 300 °C, 450 °C, 600 °C, 750 °C e 900 °C) para conhecimento da sua composição química inicial (antes do contato com a solução de HCl).

Tabela 18 – FRX das amostras antes do ataque ácido

Óxidos	Amostra (%)					
	Ref.	300 °C	450 °C	600 °C	750 °C	900 °C
CaO	49,97	49,70	43,34	60,19	75,06	69,61
SiO <sub>2</sub>	35,91	37,77	41,34	27,47	15,35	19,67
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	8,25	6,80	8,23	6,57	5,13	5,26
K <sub>2</sub> O	2,32	2,35	3,46	1,71	0,87	0,82
SO <sub>3</sub>	1,67	1,64	1,56	2,65	2,28	3,38
TiO <sub>2</sub>	1,24	1,10	1,29	0,95	0,80	0,75
Outros	0,64	0,64	0,78	0,46	0,51	0,51

Após todo o processamento do ataque ácido descrito em 3.2.4. foi determinada a massa residual da amostra (Tabela 19)

Tabela 19 – Massa residual das amostras após ataque ácido

Amostra	Massa Residual
Ref.	0,495g
300 °C	0,600g
450 °C	0,690g
600 °C	0,474g
750 °C	0,403g
900 °C	0,400g

A avaliação das massas residuais nos permite observar qual percentual da amostra analisada corresponde de fato a matriz cimentícia e quanto corresponde à resíduos do agregado miúdo (areia). A saber, estima-se aqui que boa parte dos produtos de hidratação do cimento tenham sido lixiviados (ou formado sais) e, logo, não estão presentes nessa avaliação após o ataque ácido. Assim, a alta proporção de sílica representa a areia existente na amostra que não foi dissolvida no ataque ácido e, portanto, não lixiviada.

Por fim, uma nova avaliação de FRX com os produtos residuais (Tabela 20) permite avaliar quais produtos foram de fato lixiviados durante o ataque ácido. Na tabela, nota-se que proporções não dissolvidas de óxido de cálcio podem ser atribuídas ao processo de decomposição da calcita e carbonatação das amostras, dado que os ensaios relatados aqui acontecem na condição residual.

Tabela 20 - FRX das amostras após o ataque ácido

Óxidos	Amostra (%)					
	Ref.	300 °C	450 °C	600 °C	750 °C	900 °C
CaO	7,90	8,26	10,7	6,48	5,38	6,45
SiO <sub>2</sub>	87,13	87,44	85,12	89,87	90,27	88,18
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,15	2,15	1,94	1,99	1,82	2,89
TiO <sub>2</sub>	1,15	0,95	0,94	1,10	1,58	1,56
Outros	0,67	1,20	1,33	0,72	0,95	0,91

A fim de proporcionar uma comparação entre os resultados e diferenciação entre pasta (matriz cimentícia) e areia, tem-se ainda os dados de ensaios análogos feitos separadamente para as pastas (água + cimento) pós-aquecimento, para o cimento utilizado e para a areia utilizadas. Antes do contato com a solução de HCl tem-se o espectro exibido na Tabela 21.

Tabela 21 - FRX das amostras de pastas, cimento e areia antes do ataque ácido

Óxidos	Amostras (%)						
	Ref.	Pastas (Cimento + Água)				CP-V-ARI	Areia
		300 °C	450 °C	600 °C	750 °C		
CaO	78,53	78,54	79,30	81,05	81,06	78,93	0,033
SiO <sub>2</sub>	11,58	12,54	11,04	9,482	9,855	10,21	99,51
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,119	4,216	4,294	4,205	4,297	4,149	0,069
K <sub>2</sub> O	1,242	1,309	1,295	1,276	1,261	1,360	-----
SO <sub>3</sub>	3,796	2,635	3,338	3,291	2,787	4,606	-----
TiO <sub>2</sub>	0,406	0,401	0,388	0,363	0,385	0,394	0,243
Outros	0,327	0,278	0,345	0,333	0,355	0,351	0,145

Analogamente, após o contato com a solução de HCl as massas residuais foram registradas e são exibidas na Tabela 22.

Tabela 22 - Massa residual das amostras de pasta, cimento e areia após ataque ácido

Amostra	Massa Residual
Ref.	0,178g
300 °C	0,196g
450 °C	0,197g
600 °C	0,230g
750 °C	0,207g
CP-V-ARI	0,245g
Areia	1,000g

Por fim, após o ataque da solução ácida, uma nova avaliação de FRX é feita com a amostra residual cujos resultados são exibidos na Tabela 23.

Tabela 23 - FRX das amostras de pasta, cimento e areia após o ataque ácido

Óxidos	Amostras (%)			CP-V-ARI	Areia
	Pastas (Cimento + Água) 450 °C	600 °C	750 °C		
CaO	5,687	8,303	5,569	7,910	0,033
SiO <sub>2</sub>	92,39	89,77	92,99	90,04	99,51
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,538	0,684	0,417	0,665	0,069
TiO <sub>2</sub>	-----	0,224	0,380	0,404	0,243
Outros	1,38	0,92	0,64	0,98	0,145

Uma avaliação breve das tabelas dos ensaios de FRX e a variação dos teores de óxido em cada situação nos permitem concluir que a perda de resistência associada a evolução da temperatura está ligada a principalmente à quebra da calcita (CaCO<sub>3</sub>) com liberação de CaO, principalmente a partir dos 600°C.

### 4.3. Comparando o Modelo:

#### 4.3.1. Avaliação Teórica:

##### 4.3.1.1. Comparação – Modelo Proposto por ZHAI, DENG, LI e XU (2014):

Em seu estudo, utilizando concreto C35 e corpos de prova cilíndricos 100 x 200 mm, os autores Zhai, Deng, Li e Xu (2014) apresentam um modelo de dano validado experimentalmente que parte do equacionamento (42):

$$\begin{cases} D_T = 0, & 0 \leq T \leq T_0 \\ D_T = 1 - \left(1 - \frac{T}{T_{m\acute{a}x}}\right)^n, & T_0 \leq T \leq T_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (42)$$

Nessa formulação de dano de origem térmica existe um nível  $T_0$  até o qual o dano térmico é desprezível e um nível  $T_{m\acute{a}x}$  que leva ao dano total 1.

Enquanto isso, a relação constitutiva é dada pela equação (43):

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = f_{Tc} \cdot \frac{\varepsilon/\varepsilon_{Tf}}{\alpha + \beta \cdot (\varepsilon/\varepsilon_{Tf}) + \gamma \cdot (\varepsilon/\varepsilon_{Tf})^2}, \quad 0 \leq T \leq T_0 \\ \sigma = (1 - D_T) \cdot f_{Tc} \cdot \frac{\varepsilon/\varepsilon_{Tf}}{\alpha + \beta \cdot (\varepsilon/\varepsilon_{Tf}) + \gamma \cdot (\varepsilon/\varepsilon_{Tf})^2}, \quad T_0 \leq T \leq T_{m\acute{a}x} \end{array} \right. \quad (43)$$

Na qual  $f_{Tc}$  e  $\varepsilon_{Tf}$  são um par de dados de tensão e deformação, respectivamente, máximos para uma dada temperatura  $T$ .  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  e  $n$  são parâmetros a determinar por regressão linear de mínimos quadrados.

É importante comentar ainda que o trabalho supracitado utiliza metodologia para determinação de deformações análoga à aqui apresentada. Cita-se também o fato de que os autores intitulam seu modelo como de “acoplamento termomecânico”, entretanto os ensaios são feitos em situação residual e parcela de dano apresentada como de origem térmica é igual independente do dano mecânico.

No trabalho os autores utilizam dados para concretos aquecidos a 300 °C, 450 °C e 600 °C e determinam por regressão não-linear com mínimos quadrados quais os coeficientes  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  e  $n$  para cada conjunto de dados separadamente.

Na comparação aqui apresentada foram utilizados os dados apresentados nas Tabela 10 a Tabela 14 e feita também uma regressão não linear por mínimos quadrados determinando um único conjunto de coeficientes  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  e  $n$  que permitisse o melhor ajuste numérico. Dessa forma, foram encontrados os valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,8629 \\ \beta = -0,1712 \\ \gamma = 0,1939 \\ n = 1,2616 \end{array} \right.$$

Que apresenta coeficiente de correlação  $R^2 = 0,9735$ .

Assim sendo, os dados experimentais deste de trabalho podem ser ajustado às equações propostas por Zhai, Deng, Li e Xu (2014) da forma apresentada nas equações (44) e (45).

$$\left\{ \begin{array}{l} D_T = 0, \quad 0 \leq T \leq 300 \text{ } ^\circ\text{C} \\ D_T = 1 - \left(1 - \frac{T}{900}\right)^{1,2616}, \quad 300 \text{ } ^\circ\text{C} \leq T \leq 900 \text{ } ^\circ\text{C} \end{array} \right. \quad (44)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{(31,973) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{0,006549}\right)}{0,8629 - 0,1712 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{0,006549}\right) + 0,1939 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{0,006549}\right)^2}, \quad 0 \leq T \leq 300 \text{ } ^\circ\text{C} \\ \sigma = (1 - D_T) \cdot \frac{(31,973) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{0,006549}\right)}{0,8629 - 0,1712 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{0,006549}\right) + 0,1939 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{0,006549}\right)^2}, \quad 300 \text{ } ^\circ\text{C} \leq T \leq 900 \text{ } ^\circ\text{C} \end{array} \right. \quad (45)$$

Utilizando os coeficientes supracitados nas equações acima, foram construídas as curvas de comparação para os valores do modelo de comparação com os valores experimentais que são exibidas na Figura 58.

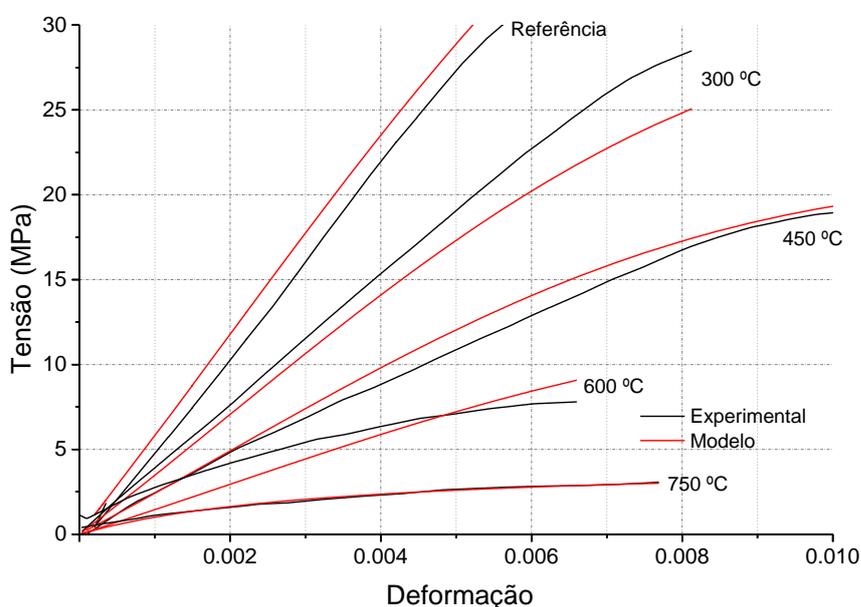


Figura 58 – Comparação dos valores obtidos pelo modelo proposto por Zhai, Deng, Li e Xu (2014) com coeficientes ajustados com os valores experimentais. (Fonte: O Autor, 2020)

Por fim, apresenta-se a comparação conjunta do modelo de dano proposto neste trabalho [equação (41)], do modelo ajustado às equações de Zhai, Deng, Li e Xu (2014) [equação (45)] e os resultados experimentais. A Figura 59 apresenta graficamente a variação entre os 3 dados apresentados.

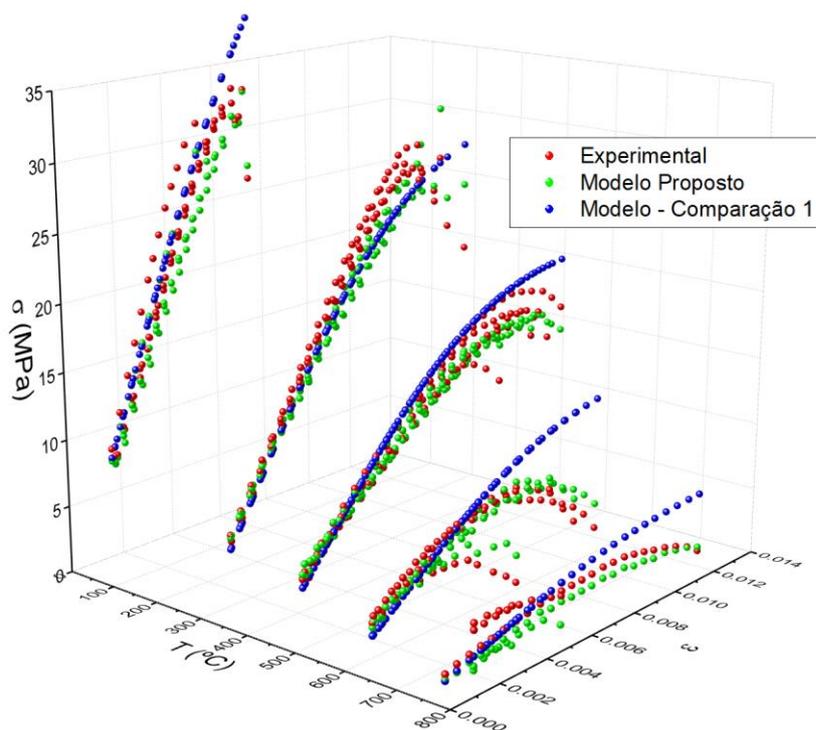


Figura 59 – Comparação entre o modelo proposto, dados experimentais e modelo comprado com Zhai, Deng, Li e Xu (2014) com coeficientes ajustados. (Fonte: O Autor, 2020)

Observando as Figura 58 e Figura 59 conclui-se que o modelo aqui proposto de regressão estatística é muito próximo do modelo apresentado por de Zhai, Deng, Li e Xu (2014) para temperaturas até 450 °C. Para temperaturas a partir de 600 °C observa-se graficamente que a dispersão dos valores aumenta consideravelmente sendo o modelo proposto aqui mais próximo dos valores experimentais. Mesmo assim, ambos os modelos apresentam coeficiente de ajuste suficientemente próximos de 1.

## 5. CONCLUSÕES:

Ao final do trabalho é possível sintetizar as conclusões técnicas a respeito do desenvolvimento do dano e comportamento do concreto em altas temperaturas analisado de maneira simultânea os processos de degradação térmica e mecânica nos seguintes itens:

1. Uma primeira importante conclusão está no fato que o modelo estatístico comprova que o desenvolvimento dos danos térmico e mecânico NÃO são acoplados, para o concreto e situação aqui estudadas, logo acontecem simultânea e independentemente e uma formulação matemática envolve parcelas de contribuição exclusiva de cada uma das fontes de dano conforme exibido na equação (41); mesmo com a existência de vários trabalhos que intitulam modelos como de “acoplamento termo-mecânico”, observou-se que muitos deles não faziam a avaliação conjunta das variáveis envolvidas. É importante ressaltar que tal conclusão é incipiente e restrita ao tipo de concreto, solicitação e condições aqui estudadas;
2. Consegue-se observar que o desenvolvimento da temperatura causa uma perda de massa importante na matriz cimentícia que é diretamente proporcional à perda de rigidez do material conforme verificação com correlação dos ensaios de FRX, ataque ácido e termogravimetria;
3. No que tange à evolução do dano mecânico detectou-se uma região inicial de acomodação das deformações que serve para o desenvolvimento integral do máximo módulo de elasticidade do material; após essa fase inicial, o aumento das deformações e consequente microfissuração contribui para a redução do módulo de elasticidade;
4. A calibração do modelo com dados experimentais proporcionou o ajuste com bom coeficiente de correlação entre os dados e a metodologia para uso de uma equação polinomial para o dano se mostra estatisticamente adequada para o processo;
5. A comparação do modelo proposto com modelos pré-existentis foi satisfatória mostrando a adequação dos dados e qualidade do ajuste com dados experimentais;

6. Ao cabo do trabalho todas as aplicações apresentadas foram apenas no âmbito do estudo do material dado que ainda se considera deveras incipiente uma abrangência para aplicações em estruturas; num passo seguinte com definições de comportamento a tração tal aplicação é imaginável.

### 5.1. Sugestões para trabalhos futuros:

Para uma continuidade da pesquisa aqui desenvolvida, sugere-se o desenvolvimento de algumas atividades e procedimentos avaliativos conforme descritos a seguir:

1. Desenvolver ensaios análogos com *strain gauges* adequados à altas temperaturas para aferição precisa das deformações;
2. Uma outra variação metodológica sugerida é a possibilidade de avaliação do carregamento durante o processo de aquecimento com variação simultânea das variáveis temperatura x deformação;
3. Utilização dos dados gráficos de ciclos de carga e descarga para cálculos de energia de histerese dispendida em cada ciclo;
4. Efetuar procedimento experimental semelhante com outros tipos de concreto para uma avaliação de como os coeficientes da equação de dano se comportam de acordo com a proporção de materiais e resistência inicial;
5. Para um espectro completo da flexo-compressão, sugere-se a avaliação do comportamento do dano para esforços de tração com metodologia semelhante;
6. Sugere-se ainda análise estatística semelhante utilizando métodos não destrutivos de avaliação do módulo de elasticidade.
7. Sugere-se, por fim, um modelo numérico-experimental que considere a condução térmica na seção transversal da peça e uma consequente avaliação da variação de temperatura ponto a ponto;

Com tais sugestões acredita-se na completude dos fatores envolvidos no modelo aqui proposto.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). **Agregados - Determinação da composição granulométrica**. p. 3. NBR 7217: método de ensaio. Rio de Janeiro.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água**. NBR NM 53/2003: método de ensaio. Rio de Janeiro.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. NBR 5738: método de ensaio. Rio de Janeiro.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. ABNT NBR 6118/2014. Rio de Janeiro.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2017). **Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão** NBR 8522/2017. p. 26. Rio de Janeiro.

AGULLÓ, L. et al. **Verificación de la isotropía del hormigón proyectado por vía húmeda**. *Materiales de Construcción*, [S. l.], v. 59, n. 295, p. 19–30, 2009. Disponível em: <https://doi.org/10.3989/mc.2009.44607>

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-14: **Building Code Requirements for Structural Concrete**. [S. l.: s. n.]. Disponível em: <https://doi.org/10.2748/tmj/1232376167>

ANANIEV, Sergey; OZBOLT, Josko. **Plastic-damage model for concrete in principal directions**. *Construction*, [S. l.], n. 1996, p. 8, 2007. Disponível em: <http://arxiv.org/abs/0704.2662>

ANJOS, Marcos A. S. et al. **Hydration of oil well cement containing sugarcane biomass waste as a function of curing temperature and pressure**. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, [S. l.], v. 109, p. 291–297, 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.petrol.2013.08.016>

ARAÚJO, Francisco Adriano de. **Formulação de um Modelo de Dissipação Concentrada para a Análise Não-Linear de Estruturas Reticuladas Planas em Concreto Armado**. 2007. - Universidade de São Paulo, [s. l.], 2007.

ARAÚJO, Suélio da Silva; GUIMARÃES, Gilson Natal. **Influence of the type of concrete, cylindrical specimen size and the type of laboratory in determining the compressive strength of concrete**. Revista Engenharia Civil - Universidade do Minho, [S. l.], v. 52, p. 1–13, 2016.

ARMERO, Francisco; OLLER, Sergio. **A general framework for continuum damage models. II. Integration algorithms, with applications to the numerical simulation of porous metals**. International Journal of Solids and Structures, [S. l.], v. 37, n. 48–50, p. 7437–7464, 2000 a. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(00\)00206-7](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(00)00206-7)

ARMERO, Francisco; OLLER, Sergio. **A general framework for continuum damage models. I. Infinitesimal plastic damage models in stress space**. International Journal of Solids and Structures, [S. l.], v. 37, n. 48–50, p. 7409–7436, 2000 b. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(00\)00205-5](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(00)00205-5)

ASTM STANDARD. ASTM E1876-09: **Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration**. ASTM International, 2009. p. 16. Disponível em: <https://doi.org/10.1520/E1876-09.responsibility>

BAMONTE, P.; GAMBAROVA, P. G. **Properties of concrete subjected to extreme thermal conditions**. Journal of Structural Fire Engineering, [S. l.], v. 5, n. 1, p. 47–62, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.1260/2040-2317.5.1.47>

BAYAZIDI, Alireza Moammadi et al. **Multigene Genetic Programming for Estimation of Elastic Modulus of Concrete**. Mathematical Problems in Engineering, [S. l.], p. 10, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.1155/2014/474289>

BAZANT, Zdenek P. **Comment on Orthotropic Models for Concrete and Geomaterials**. Journal of Engineering Mechanics, [S. l.], v. 109, n. 3, p. 849–865, 1983.

BENIN, A. V. et al. **Methods of identification of concrete elastic-plastic - damage models.** Magazine of Civil Engineering, [S. l.], v. 8, n. 76, p. 279–297, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.18720/MCE.76.24>

BILESKY, Pedro et al. **Módulo de Elasticidade Estático versus Módulo de Elasticidade Dinâmico.** ANAIS DO 59º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC 2017, [S. l.], v. 1, n. 1, p. 1–13, 2017.

BONO, Giuliana Furtado Franca. **Modelos Constitutivos para Análise Tridimensional de Estruturas de Concreto Armado Através Do Método Dos Elementos Finitos.** 2008. - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, [s. l.], 2008.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION BSI. **BS 8110-2/1985: Structural use of concrete - Part 1: Code of Practice for Design and Construction.** British Standards Institution BSI, 1985. Seção October, Disponível em: <http://vibration.shef.ac.uk/doc/1097.pdf>

BRUGGI, Matteo. **A numerical method to generate optimal load paths in plain and reinforced concrete structures.** Computers and Structures, [S. l.], v. 170, p. 26–36, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2016.03.012>

BUTTIGNOL, Thomaz Eduardo Teixeira. **A load induced thermal strain (LITS) semi-empirical model for plain and steel fiber reinforced concrete subjected to uniaxial compressive load.** Cement and Concrete Research. V. 127, 15 pp, 2020. Disponível em <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105896>

CARVALHO, José Maria F. et al. **Estudo comparativo de resultados de resistência à compressão de concretos produzidos com agregados graúdos da zona granulométrica 9,5/25 utilizando corpos de prova cilíndricos 5x10 cm e 10x20 cm.** Anais do 59º Concreto Brasileiro do Concreto - 59 CBC IBRACON, [S. l.], p. 1–12, 2017.

CASTELLOTE, Marta et al. **Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction.** Cement and Concrete Research, [S. l.], v. 34, n. 9, p. 1633–1644, 2004. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00229-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00229-1)

CHABOCHE, J. L. **Continuum Damage Mechanics**. Journal of Applied Mechanics, [S. l.], v. 55, n. 1, p. 65–72, 1988. Disponível em: <https://doi.org/10.1115/1.3173662>  
T4 - Part II—Damage Growth, Crack Initiation, and Crack Growth M4 - Citavi

CHEN, Xudong; BU, Jingwu. **Experimental study on direct tensile behavior of concrete under various loading regimes**. ACI Materials Journal, [S. l.], v. 113, n. 4, p. 513–522, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.14359/51688932>

CHEN, Xudong; XU, Lingyu; BU, Jingwu. **Experimental Study and Constitutive Model on Complete Stress-strain Relations of Plain Concrete in Uniaxial Cyclic Tension**. KSCE Journal of Civil Engineering, [S. l.], v. 21, p. 1829–1835, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s12205-016-0802-0>

CHO, Shih-Wei; YANG, Chung-Chia; HUANG, Ran. **Effect of Aggregate Volume Fraction on the Elastic Moduli and Void Ratio of Cement-Based Materials**. Journal of Marine Science and Technology, [S. l.], v. 8, n. 1, p. 1–7, 2000. Disponível em: <http://jmst.ntou.edu.tw/marine/8-1/1-7.pdf>

CRAMER, F.; OSTERMANN, L.; DINKLER, D. **A coupled transport and damage model for concrete at high temperatures**. Proceedings in Applied Mathematics and Mechanics (PAMM), [S. l.], v. 10, n. 1, p. 149–150, 2010. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/pamm.201010067>

DAMINELI, B. L.; PILEGGI, R. G.; JOHN, V. M. **Influência do empacotamento e dispersão de partículas**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, [S. l.], v. 10, n. 5, p. 998–1024, 2017.

DI PRISCO, M. et al. **Mixed mode fracture in plain and reinforced concrete: Some results on benchmark tests**. International Journal of Fracture, [S. l.], v. 103, n. 2, p. 127–148, 2000. Disponível em: <https://doi.org/10.1023/A:1007613001402>

DIÓGENES, Hidelbrandro José Farkat et al. **Determinação do módulo de elasticidade do concreto a partir da resposta acústica**. IBRACON Structures and Materials Journal, [S. l.], v. 4, n. December, p. 792–813, 2011. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952011000500007>

ERDOGAN, F. **Fracture problems in composite Materials**. Engineering Fracture Mechanics, [S. l.], v. 130, n. c, p. 1500, 1972.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design**. Eurocode 2, [S. l.], v. BS EN 1992, p. 97, 2004.

FAN, Kunjie; LI, Dawang; DAMRONGWIRIYANUPAPC, Nattapong; LI, Long-Yuan. **Compressive stress-strain relationship for fly ash concrete under thermal steady state**. Cement and Concrete Composites. v. 104. 8 pp, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103371>

GONÇALVES, Regiane. **Análise de Propagação de Fissuras por Fadiga em Concreto pelo MEF Mediante a Mecânica do Dano Contínuo**. 2003. - Universidade de São Paulo, [s. l.], 2003.

GRASSL, Peter; JIRÁSEK, Milan. **Damage-plastic model for concrete failure**. International Journal of Solids and Structures, [S. l.], v. 43, n. 22–23, p. 7166–7196, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2006.06.032>

GRIFFITH, A. A.. **The Phenomena of Rupture and Flow in Solids**. G.I. Taylor, F.R.S, 1920.

HAMASSAKI, Luiz Tsuguio; SANTOS, Rafael Francisco Cardoso dos. **Corpos de prova**. Revista Notícias da Construção, [S. l.], p. 48–49, 2013.

HANDOO, S. K. K.; AGARWAL, S. K. K.; AGARWAL, S. K. K. **Physicochemical, mineralogical, and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures**. Cement and Concrete Research, [S. l.], v. 32, n. 7, p. 1009–1018, 2002. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00736-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00736-0)

HELENE, P. R. L.; HARTMANN, C. T. **Avaliação de Aditivos Superplastificantes Base Policarboxilados Destinados a Concretos de Cimento Portland**. São Paulo: EPUSP, 2003.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P. E. **Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite**

**elements.** Cement and Concrete Research, [S. l.], v. 6, n. 6, p. 773–781, 1976. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7)

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **FIB Model Code.** 2010. p. 357.

ISSA, Sleiman A. et al. **Specimen and Aggregate Size Effect on Concrete Compressive Strength.** Cement, Concrete and Aggregates, [S. l.], v. 22, n. 2, p. 103, 2010. Disponível em: <https://doi.org/10.1520/cca10470j>

JANSSENS, Marc; DASGUPTA, Biswajit. **Development and application of a simulation approach for fire and structure interaction of concrete members subject to spalling.** Fire and Materials. V. 44. p. 365–380, 2020. Disponível em: [10.1002/fam.2781](https://doi.org/10.1002/fam.2781)

JASON, Ludovic et al. **An elastic plastic damage formulation for concrete: Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model.** Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, [S. l.], v. 195, n. 52, p. 7077–7092, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.cma.2005.04.017>

JIRÁSEK, Milan. **Modeling of Localized Inelastic Deformation.** Prague: [s. n.], 2007.

JU, J. W.; ZHANG, Y. **Advanced Thermomechanical Constitutive Models for Airfield Concrete Pavement under High Temperatures.** Damage Mechanics in Engineering Material, [S. l.], 1998.

KHOURY, Gabriel Alexander. **Effect of fire on concrete and concrete structures.** Progress in Structural Engineering and Materials, [S. l.], v. 2, n. 4, p. 429–447, 2000. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/41016\(314\)299](https://doi.org/10.1061/41016(314)299)

KIM, D. G.; LEE, H. J.; ANN, K. Y. **Semi-quantitative prediction of the corrosion risk of steel in concrete using XRD analysis.** Journal of Advanced Concrete Technology, [S. l.], v. 9, n. 3, p. 231–239, 2011. Disponível em: <https://doi.org/10.3151/jact.9.231>

KLINK, Sami. A. **Axial Strain Variation in Concrete Under Uniform Uniaxial Compressive Stress**. Cement and Concrete Research, [S. l.], v. 5, p. 405–418, 1975.

KLINK, Sami A. **Elastic-modulus variations in concrete**. Experimental Mechanics, [S. l.], v. 18, n. 4, p. 147–151, 1978. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/bf02324147>

KURUMATANI, Mao et al. **An isotropic damage model based on fracture mechanics for concrete**. Engineering Fracture Mechanics, [S. l.], v. 155, p. 49–66, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2016.01.020>

LAN, Shengrui; GUO, Zhenhai. **Biaxial Compression Behavior of Concrete Under Repeated Loading**. Journal of Materials in Civil Engineering, [S. l.], n. May, p. 105–115, 1999.

LEMAITRE, Jean. **How to Use Damage Mechanics**. Nuclear Engineering and Design, [S. l.], v. 80, p. 233–245, 1984.

LI, Guoqiang et al. **Effective Young's modulus estimation of concrete**. Cement and Concrete Research, [S. l.], v. 29, p. 1455–1462, 1999.

LI, Zhong-you; LIU, Yuan-xue. **Coupled thermo-hygro-mechanical damage model for concrete subjected to high temperatures**. Applied Mathematics and Mechanics, [S. l.], v. 33, n. 4, p. 465–482, 2012. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s10483-012-1564-x>

LO MONTE, Francesco; GAMBAROVA, Pietro G. **Thermo-mechanical behavior of baritic concrete exposed to high temperature**. Cement and Concrete Composites, [S. l.], v. 53, p. 305–315, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.07.009>

LOKUGE, Weena P.; SANJAYAN, J. G.; SETUNGE, Sujeeva. **Constitutive Model for Confined High Strength Concrete Subjected to Cyclic Loading**. Journal of Materials in Civil Engineering, [S. l.], n. August, 2004.

LUBLINER, J. **A simple theory of plasticity**. International Journal of Solids and Structures, [S. l.], v. 10, n. 3, p. 313–319, 1974. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(74\)90080-8](https://doi.org/10.1016/0020-7683(74)90080-8)

LUBLINER, J. **A simple model of generalized plasticity**. International Journal of Solids and Structures, [S. l.], v. 28, n. 6, p. 769–778, 1991. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(91\)90155-9](https://doi.org/10.1016/0020-7683(91)90155-9)

LUCCIONI, B. M.; FIGUEROA, M. I.; DANESI, R. F. **Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures**. Engineering Structures, [S. l.], v. 25, n. 6, p. 729–742, 2003. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00209-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00209-2)

LYDON, F. D.; BALEDRAAN, R. V. **Some Observations on Elastic Properties of Plain Concrete**. Cement and Concrete Research, [S. l.], v. 16, p. 20–30, 1986.

MAZARS, J.; PYAUDIER-CABOT, G. **Continuum Damage Theory - Application to Concrete**. Journal of Engineering Mechanics, [S. l.], v. 115, n. 2, p. 345–365, 1989.

MAZARS, J.; BERTHAUD, Y.; RAMTANI, S. **The unilateral behaviour of damaged concrete**. Engineering Fracture Mechanics, [S. l.], v. 35, n. 4–5, p. 629–635, 1990. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0013-7944\(90\)90145-7](https://doi.org/10.1016/0013-7944(90)90145-7)

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **CONCRETO: Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008. E-book. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0009-2509\(91\)85060-b](https://doi.org/10.1016/0009-2509(91)85060-b)

MELONI, Paola; MISTRETTA, Fausto; STOCHINO, Flavio; CARCANGIU, Gianfranco. **Thermal Path Reconstruction for Reinforced Concrete Under Fire**. Fire Technology, 55, 1451–1475, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s10694-019-00835-7>

MOHAMMADI, Emadaldin; ASHOUR, Ashraf. **Prediction of self-compacting concrete elastic modulus using two symbolic regression techniques**. Automation in Construction, [S. l.], v. 64, p. 7–19, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2015.12.026>

MOHAMMADI, Emadaldin; BEHNOOD, Ali. **Application of soft computing methods for predicting the elastic modulus of recycled aggregate concrete.** Journal of Cleaner Production, [S. l.], v. 176, p. 1163–1176, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.11.186>

MONTIJA, Fernando Celotto. **Aspectos da Variabilidade Experimental do Ensaio de Módulo de Deformação do Concreto.** 2007. - Universidade de São Paulo, [s. l.], 2007.

MORALES, Gilson; CAMPOS, Alessandro; FAGANELLO, Adriana. **A Ação do fogo sobre os componentes do concreto.** Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, [S. l.], v. 32, n. 1, p. 47–55, 2011. Disponível em: <https://doi.org/10.5433/1679-0375.2011v32n1p47>

NECHNECH, W.; MEFTAH, F.; REYNOUARD, J. M. **An elasto-plastic damage model for plain concrete subjected to high temperatures.** Engineering Structures, [S. l.], v. 24, n. 5, p. 597–611, 2002. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00125-0](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00125-0)

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** 5a Ed. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016. E-book.

NGUYEN, V. H.; NEDJAR, B.; TORRENTI, J. M. **Chemo-mechanical coupling behaviour of leached concrete. Part II: Modelling.** Nuclear Engineering and Design, [S. l.], v. 237, n. 20–21, p. 2090–2097, 2007. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2007.02.012>

NGUYEN, Trong-Dung; PHAM, Duc-Tho; VU, Minh-Ngoc. **Thermo-mechanically-induced thermal conductivity change and its effect on the behaviour of concrete.** Construction and Building Materials. V. 198. p. 98-105, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.146>

NUNES, Júnia et al. **Determinação experimental do módulo de elasticidade do concreto convencional e com agregados de escória de aciaria.** Educação & Tecnologia, [S. l.], v. 14, n. 2, p. 22–27, 2009.

OLIVEIRA, Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de. **Gerenciamento de Riscos de Incêndio: Avaliação do Impacto em Estruturas de Concreto Armado Através de uma Análise Experimental de Vigas Isostáticas**. 2006. - Universidade Federal de Pernambuco, [s. l.], 2006.

ORTIZ, Michael. **A constitutive theory for the inelastic behavior of concrete**. *Mechanics of Materials*, [S. l.], v. 4, n. 1, p. 67–93, 1985. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0167-6636\(85\)90007-9](https://doi.org/10.1016/0167-6636(85)90007-9)

OUYANG, By Chengsheng; LANDIS, Eric; SHAH, Surendra P. **Damage assessment in concrete using quantitative acoustic emission**. *Journal of Engineering Mechanics*, [S. l.], v. 117, n. 11, p. 2681–2698, 1992.

PACHECO, Jéssika et al. Considerações sobre o **Módulo de Elasticidade do Concreto**. ANAIS DO 56º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2014 – 56CBC, [S. l.], v. 1, n. 1, p. 1–14, 2014. Disponível em: <http://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/06/269.pdf>

PHILLIPS, A.; SIERAKOWSKI, R. L. **On the Concept of the Yield Surface**. New Haven - USA: [s. n.], 1964.

POON, Chi Sun et al. **Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures**. *Cement and Concrete Research*, [S. l.], v. 31, n. 9, p. 1291–1300, 2001. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00580-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00580-4)

QIAO, Yunfeng; SUN, Wei; JIANG, Jinyang. **Damage process of concrete subjected to coupling fatigue load and freeze / thaw cycles**. *Construction and Building Materials*, [S. l.], v. 93, p. 806–811, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.087>

RAMTANI, S.; BERTHAUD, Y.; MAZARS, J. **Orthotropic behavior of concrete with directional aspects: modelling and experiments**. *Nuclear Engineering and Design*, [S. l.], v. 133, n. 1, p. 97–111, 1992. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(92\)90094-C](https://doi.org/10.1016/0029-5493(92)90094-C)

ROMANO, Giovanni; BARRETTA, Raffaele. **Covariant hypo-elasticity**. European Journal of Mechanics, A/Solids, [S. l.], v. 30, n. 6, p. 1012–1023, 2011. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2011.05.005>

SCHNEIDER, Ulrich. **Concrete at high temperatures - A general review**. Fire Safety Journal, [S. l.], v. 13, n. 1, p. 55–68, 1988. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0379-7112\(88\)90033-1](https://doi.org/10.1016/0379-7112(88)90033-1)

SHEN, Lei; REN, Qingwen; CUSATIS, Gianluca; CAO, Maosen; XU, Lei; YANG, Yin. **Numerical study on crack thermal resistance effect on thermo-mechanical coupled behavior of concrete structure at room temperature**. International Journal of Solids and Structures. V. 182-183. p. 141-155, 2020. Disponível em <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2019.07.031>

SIDDIQUE, Rafat; NOUMOWE, Albert N. **An Overview of the Properties of High-strength Concrete Subjected to Elevated Temperatures**. Indoor and Built Environment, [S. l.], n. 91, p. 612–622, 2010. Disponível em: <https://doi.org/10.1177/1420326X09346228>

SILVA, Valdir Pignatta e. **Considerações Sobre As Normas Brasileiras de Estruturas em Situação de Incêndio**. Revista Incêndio, [S. l.], v. 46, 2007.

SIMO, J. C.; JU, J. W. **Strain- and stress-based continuum damage models - I. Formulation**. International Journal of Solids and Structures, [S. l.], v. 23, n. 7, p. 821–840, 1987. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(87\)90083-7](https://doi.org/10.1016/0020-7683(87)90083-7)

SOUZA, Leovegildo Douglas Pereira de. **Análise do Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Submetidas às Altas Temperaturas Utilizando a Metodologia do Planejamento Fatorial**. 2016. - Universidade Federal da Paraíba, [s. l.], 2016.

SOUZA, Leovegildo Douglas Pereira de; AZERÊDO, Givanildo Alves de; SILVA, Flávio de Andrade. **Comportamento do concreto sob altas temperaturas via planejamento experimental fatorial com configuração estrela**. Ambiente Construído, [S. l.], v. 18, n. 1, p. 327–344, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/s1678-86212018000100224>

SPOONER, D. C.; DOUGILL, J. W. **A quantitative assessment of damage sustained in concrete during compressive loading.** Magazine of Concrete Research, [S. l.], v. 27, n. Semptember, 1975. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/mac.1976.28.96.168>

TANG, S. B.; TANG, C. A. **Crack propagation and coalescence in quasi-brittle materials at high temperatures.** Engineering Fracture Mechanics, [S. l.], v. 134, p. 404–432, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.01.001>

TAO, Xiaoya; PHILLIPS, David V. **A simplified isotropic damage model for concrete under bi-axial stress states.** Cement and Concrete Composites, [S. l.], v. 27, n. 6, p. 716–726, 2005. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.09.017>

TORRENTI, J. M.; BOULAY, C.; PUCH, C. **The Young's Modulus of Concrete Reconsidered.** [S. l.], v. 24, n. 4, p. 641–649, 1994.

WENTING, L. I.; WEI, S. U. N.; JINYANG, Jiang. **An Analytical Method to Detect the Coupling Damage Relationship of Concrete Subjected to Bending Fatigue and Temperature Actions.** Journal of Wuhan University of Technology, [S. l.], v. 2011, n. 2009, p. 573–577, 2011. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s11595-011-0270-9>

XIAO, Jianzhuang; KÖNIG, Gert. **Study on concrete at high temperature in China - An overview.** Fire Safety Journal, [S. l.], v. 39, n. 1, p. 89–103, 2004. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0379-7112\(03\)00093-6](https://doi.org/10.1016/S0379-7112(03)00093-6)

XUE, Xinhua; YANG, Xingguo. **A damage model for concrete under cyclic actions.** Internation Journal of Damage Mechanics, [S. l.], v. 23, n. 2, p. 155–177, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.1177/1056789513487084>

YANG, Chenglong; CHEN, Jun. **Fully noncontact nonlinear ultrasonic characterization of thermal damage in concrete and correlation with microscopic evidence of material cracking.** Cement and Concrete Research. V. 123. 10 pp, 2019. Disponível em <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105797>

YAO, Yao; WANG, Kaimin. **Elastic-Plastic Damage Model to Predict Pore-Pressure Effect on Concrete Behavior at Elevated Temperatures.** Journal of Engineering Mechanics, [S. l.], v. 143, n. 10, p. 1–9, 2017. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0001349](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001349)

YI, Seong T.; YANG, Eun I.; CHOI, Joong Cheol. **Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete.** Nuclear Engineering and Design, [S. l.], v. 236, n. 2, p. 115–127, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2005.08.004>

ZHAI, Yue et al. **Study on compressive mechanical capabilities of concrete after high temperature exposure and thermo-damage constitutive model.** Construction and Building Materials, [S. l.], v. 68, p. 777–782, 2014 a. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.052>

ZHAO, Dongfu et al. **Microstructural analysis to uniaxial low cyclic compression of high-strength concrete after high temperature.** Advances in Structural Engineering, [S. l.], n. 1, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1177/1369433218800205>

ZHOU, F. P. et al. **Effect of coarse aggregate on elastic modulus and compressive strength of high performance concrete.** Cement and Concrete Research, [S. l.], v. 25, n. 1, p. 177–186, 1995.

ZHU, Huajun et al. **Thermal Stability and Structural Characterization of Class G Oil Well Cement Paste Exposed to Elevated Temperature.** Journal of Materials in Civil Engineering, [S. l.], v. 27, n. 11, p. 1–6, 2015. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001195](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001195).

## ANEXOS

Acesse a planilha com todos os resultados, regressões e avaliações estatísticas no link abaixo.



[bit.ly/ResultadosLeovegildo](https://bit.ly/ResultadosLeovegildo)