

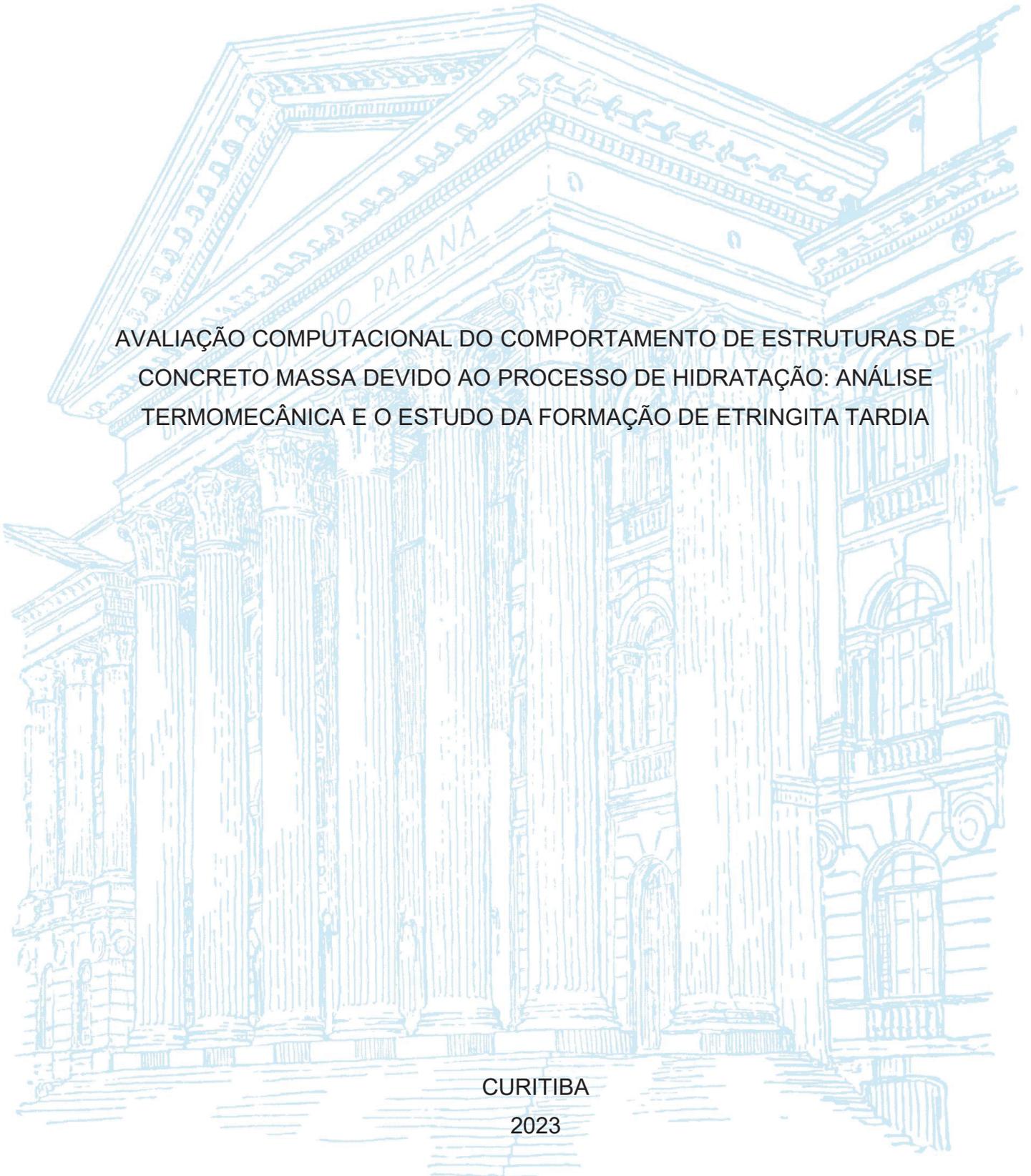
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

CLADILSON NARDINO

AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO MASSA DEVIDO AO PROCESSO DE HIDRATAÇÃO: ANÁLISE
TERMOMECÂNICA E O ESTUDO DA FORMAÇÃO DE ETRINGITA TARDIA

CURITIBA

2023



CLADILSON NARDINO

AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO MASSA DEVIDO AO PROCESSO DE HIDRATAÇÃO: ANÁLISE
TERMOMECÂNICA E O ESTUDO DA FORMAÇÃO DE ETRINGITA TARDIA

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Área de concentração em Estruturas, Departamento de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Campus Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Roberto Dalledone Machado

CURITIBA

2023

DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SISTEMA DE BIBLIOTECAS – BIBLIOTECA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA

Nardino, Cladilson

Avaliação computacional do comportamento de estruturas de concreto massa devido ao processo de hidratação: análise termomecânica e o estudo da formação de etringita tardia / Cladilson Nardino. – Curitiba, 2023.

1 recurso on-line : PDF.

Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Roberto Dalledone Machado

1. Concreto - Efeito da temperatura. 2. Concreto - Expansão e contração.
3. Etringita – Teses. I. Universidade Federal do Paraná. II. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Machado, Roberto Dalledone. IV . Título.

Bibliotecário: Leticia Priscila Azevedo de Sousa CRB-9/2029

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da tese de Doutorado de **CLADILSON NARDINO** intitulada: **AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO MASSA DEVIDO AO PROCESSO DE HIDRATAÇÃO: ANÁLISE TERMOMECÂNICA E O ESTUDO DA FORMAÇÃO DE ETRINGITA TARDIA**, sob orientação do Prof. Dr. ROBERTO DALLEDONE MACHADO, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de doutor está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 18 de Dezembro de 2023.

Assinatura Eletrônica

20/12/2023 12:13:01.0

ROBERTO DALLEDONE MACHADO
Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

20/12/2023 13:23:28.0

LUIZ ALKIMIN DE LACERDA
Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

20/12/2023 12:26:51.0

RICARDO PIERALISI

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

20/12/2023 10:37:23.0

ROGÉRIO CARRAZEDO

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO/SÃO CARLOS)

Assinatura Eletrônica

30/01/2024 14:36:01.0

MARCELO HENRIQUE FARIAS DE MEDEIROS
Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

02/02/2024 14:57:19.0

SELMO KUPERMAN
Avaliador Externo (DESEK)

AGRADECIMENTOS

Ao contrário dos demais trabalhos acadêmicos, na minha tese de doutorado eu deixei os agradecimentos como o último item a ser escrito. Escrevo isso após ter realizado a banca de doutorado e ajustado o trabalho com as grandiosas indicações dos professores da banca. Deixei por último os agradecimentos porque essa jornada do doutorado foi densa, cansativa e mais difícil do que as pessoas podem imaginar [apesar da grandiosidade da pesquisa, dos aprendizados e do crescimento pessoal e profissional]. Assim, em muitos momentos não havia energia para pensar em agradecer, porém, agora relembro e celebrando a tese afirmo que há muito a ser agradecido!

Primeiramente, agradeço a Deus pelo dom da vida. Por se expressar de diversas maneiras ao longo desses anos, sempre alimentando a esperança e me fazendo seguir em frente!

Agradeço à minha amada, companheira e confidente Miriam Olivia Knopik Ferraz por sempre me apoiar e estar à frente da ponte de comando da nossa vida. Obrigado por todo carinho, paciência e incentivo ao longo desses anos, você é parte dessa tese. Sem você ao meu lado eu não teria conseguido! Amo você!

Agradeço ao Bilbo por tantos momentos de alegria, risadas gostosas, lambidinhas no pé, fotos engraçadas e por ser o melhor cachorro que eu poderia ter.

Agradeço também a minha sogra Miriam de Fátima por estar presente sempre, dando suporte, carinho, acolhida e amor!

Agradeço de coração minha família, por compreenderem minha ausência em muitos momentos importantes. Obrigado por serem o porto onde posso atracar para recarregar as energias a partir do carinho, amor e forças que vocês transmitem! Meu obrigado a minha amada mãe Clarice, meu pai Claudio, meu irmão Clayson, meu irmão Claiton, minha cunhada Franciele e ao futuro sobrinho ou sobrinha que está a caminho já alegrando a todos!

Um obrigado especial ao meu orientador Prof. Roberto Dalledone! Agradeço pela orientação ao longo da pesquisa, pela dedicação, compreensão e todo ensinamento transmitido ao longo desses anos! Obrigado pela amizade, por acreditar em mim e nunca me deixar desistir!

Agradeço ao auxílio financeiro da CAPES e da ANA, pois essa pesquisa faz parte do projeto intitulado “Gestão da segurança de barragens de concreto com processo de degradação por reações expansivas em evolução: Inspeção, diagnóstico e Prognóstico por modelamento numérico” com o suporte da Agência Nacional de Águas (ANA) do Brasil.

Nessa jornada de doutorado eu tive a alegria de contar com o apoio de pessoas muito especiais! Agradeço com muita ênfase ao meu amigo, irmão e sócio José Carlos Gomes Filho por nunca soltar minha mão, seja para apoiar o desenvolvimento da tese, quanto para dar forças em momentos difíceis e principalmente por me dar a mão para construir a Baraúna e concretizar sonhos! Agradeço também a Gabriela por tanto carinho, sorrisos e incentivo!

Ainda falando de pessoas especiais que sempre estiveram ao meu lado, não posso deixar de agradecer minha segunda família: Jean Barcelos e Oksana Kovaliuki. Agradeço por tanto amor, amizade, sorrisos e principalmente por trazerem ao mundo o “Chico” e meu afilhado “Tião”. Sinto saudade de vocês todos os dias, amo vocês!

Agradeço aos diversos amigos que carrego no coração e na alma!

Ao Sirlon Blaskievicz por ser uma pessoa iluminada, com um coração enorme e bondoso! Obrigado pelas conversas, pelos conselhos, por ser um irmão que a vida me permitiu cultivar!

Ao Jean José por me mostrar que amizade se constrói com o cuidado diário e na confiança mútua! Obrigado por me ouvir todos os dias e estar ao meu lado nos momentos tristes e felizes!

À Amanda Cegatti que compartilhou a jornada da tese em paralelo comigo e defendeu sua tese dois dias depois da minha! As coincidências da vida nos acompanham mesmo depois de tantos anos. Obrigado pela amizade, pela confiança, reciprocidade e por aquecer minha alma e coração!

Ao Wyllian Basso por ser o amigo que transcende aos anos e às fronteiras geográficas! Obrigado por continuar me apoiando e celebrando minhas conquistas!

Agradeço ao Marcelo Bertoncini e à Luiza Castro por serem sinônimo de presença, confiança e apoio! Nesses anos vocês foram muito mais que amigos, foram família!

Ao Daniel Piazzetta e família pela amizade sem igual! Você alimenta meu ser com luz, esperança e uma energia tão boa que transborda o coração!

Ao Eric Goes, tia Cleusa e Elis por serem minha primeira família em Curitiba e serem abrigo para dias de tempestades!

Agradeço ainda aos amigos “Crisóstomos” Thiesco, Jean, Uilian, Rodrigo, Elson e Vinicius. Vocês alimentam minha fé, espiritualidade e esperança na construção de um mundo melhor e mais justo! Obrigado por tanta partilha e incentivo!

A minha prima Rosangela Cenci, pela presença constante em minha vida, por sempre me motivar, me inspirar, me alegrar, por sempre estar disponível nos dias que eu mais precisei.

Irmão Marcelo Barros por todo apoio espiritual e humano nesses tantos anos. Você me fez e faz ser uma pessoa melhor!

Ao meu psicólogo Murilo Cavagnoli por ter me ajudado tanto na etapa final da tese! Obrigado pela paciência, conselhos, incentivo, empatia e pelo seu olhar humano!

São tantas pessoas especiais que fizeram parte da minha vida ao longo desses anos de doutorado que certamente esquecerei de citar diversos. Mas, ainda preciso agradecer: Amigos da “Casa Branca” Mayara, Juliano, André e Mari pela construção coletiva e incentivos ao longo do doutorado; Rodrigo e Cecília por estarem presentes em minha vida criando momentos lindos; Ueliquis e Bruna pela amizade que alivia os dias de cansaço e dá energia para seguir em frente; Marlon e Karine por tantas risadas e encontros repletos de boas memórias; Maria e João Pedro pelo carinho cultivado, pela amizade que transborda e por serem pessoas apaixonantes; Aos amigos “BrasiRomanos” Camilla e Ivan, Marlus, Ju e Lorenzo, Daniela e Rafael por serem uma surpresa italiana espetacular! Vocês são melhores que um belo carbonara! Aos amigos da Pastoral da Juventude, Rodrigo, Tailaine e Francisco; Sandro, Anna e Melissa por tantos anos de amizade, carinho e alegrias!! Aos amigos incríveis Luiza Cadena, Roberta, Thiago Abeche, Carolina Macagnan, Ricardo Dias, Yuri Schmidt, Miguel Beckers, Pedro Gobbo, Caio Cadilhe, Gabrielle Estevam, Jéssica Fernanda, Lucas Freitas, Rodrigo Santos, Anderson Prego, Hélio Stone, Allan Kolodzieiski, Luiza Camargo, CarJonathan Feliz e Sandson Rotterdam, Irmã Raquel de Fátima Colet e tantos outros que fazem o coração sorrir ao se encontrar!

Por fim, agradeço pela vida, pelos sorrisos, pelas cores, pelos chimarrões, amores, poesias, pelos olhares, pela brisa, pelo sol e por todas as músicas que cantei ao longo desses anos de superações e sonhos realizados.

“Ultrapassa-te a ti mesmo a cada dia, a cada instante. Não por vaidade, mas para corresponderes à obrigação sagrada de contribuir sempre mais e sempre melhor, para a construção do Mundo. Mais importante que escutar as palavras é adivinhar as angústias, sondar o mistério, escutar o silêncio. Feliz de quem entende que é preciso mudar muito para ser sempre o mesmo”.

Dom Helder Câmara

RESUMO

A hidratação do concreto é uma reação exotérmica que libera uma grande quantidade de calor frequentemente chamada de calor de hidratação. Por ser proveniente da mistura entre o cimento e a água, depende da composição química e da quantidade de cimento. Este fenômeno gera a elevação das temperaturas internas e causa gradientes térmicos dentro da estrutura, principalmente em concretos massa, o que pode provocar altas tensões de tração nas superfícies de elemento e produzir fissuras superficiais principalmente nas idades iniciais, quando a resistência à tração é pequena. Uma das consequências da elevação térmica é a formação de etringita tardia (DEF - *Delayed Ettringite Formation*), reação expansiva que pode levar a alterações mecânicas e microestruturais no concreto, resultando em danos consideráveis às estruturas. Nesse contexto, este estudo tem por objetivo implementar um modelo de elementos finitos para prever a temperatura interna do concreto, o gradiente térmico, e calcular as tensões induzidas termicamente e o risco de fissuração associado ao processo de hidratação, bem como analisar a danificação de origem térmica do concreto via modelo CDP (*Concrete Damage Plasticity*) e a influência das perdas de propriedades mecânicas ao longo do tempo devido a formação da DEF. Durante a hidratação, o concreto é considerado na análise como não homogêneo e o desenvolvimento das propriedades térmicas depende do grau de hidratação, o qual é descrito por uma função exponencial. As condições iniciais e de contorno mecânicas e térmicas são consideradas na análise, levando em conta a perda de calor externo por convecção. O software comercial ABAQUS foi utilizado para implementar a análise e uma sub-rotina foi desenvolvida para permitir que o módulo de elasticidade variasse ao longo do tempo em função do grau de hidratação do concreto. Para realizar as análises, foram escolhidas três composições de concreto presentes na literatura e que apresentam dados suficientes para realizar a análise termomecânica e a implementação dos efeitos causados pela DEF. Nos estudos, foram analisados blocos de concreto maciços com 11 variações de geometria, visando compreender a influência do volume de concreto na evolução da temperatura e das tensões de tração. Observou-se que o volume de concreto e o tipo de cimento influenciam no desenvolvimento das temperaturas internas e do gradiente térmico. Especificamente, os cimentos com maior calor de hidratação geram temperaturas e gradientes térmicos maiores. Na análise de tensões e danificação do concreto, a consideração do módulo de elasticidade variável no tempo é fundamental para obtenção de resultados consistentes com o comportamento real do concreto. Com a ocorrência da DEF, as propriedades mecânicas do concreto são degradadas, incluindo o módulo de elasticidade e resistência à tração e à compressão. Ao analisar a Barragem de Concreto, a presença da DEF influenciou significativamente na intensidade das tensões de tração obtidas e aumentou os danos ao concreto nas idades iniciais, em comparação com o concreto intacto. Nesse estudo, a degradação da resistência à tração é mais significativa do que a redução das tensões solicitantes devido à degradação do módulo de elasticidade.

Palavras-chave: Concreto Massa. Calor de Hidratação. Análise termomecânica. DEF. Modelo CDP.

ABSTRACT

The hydration of concrete is an exothermic reaction that releases a significant amount of heat, commonly referred to as hydration heat. Since it originates from the mixture of cement and water, it depends on the chemical composition and quantity of cement. This phenomenon results in elevated internal temperatures and induces thermal gradients within the structure, especially in mass concrete, leading to high tensile stresses on the element surfaces and the development of surface cracks, particularly in the early stages when tensile strength is low. One consequence of thermal elevation is the formation of Delayed Ettringite (DEF), an expansive reaction that can cause mechanical and microstructural alterations in concrete, resulting in considerable damage to structures. In this context, the objective of this study is to implement a finite element model to predict the internal temperature of concrete, thermal gradient, and calculate thermally-induced stresses and associated cracking risk during the hydration process. The study also aims to analyze thermally-induced damage using the Concrete Damage Plasticity (CDP) model and explore the influence of mechanical property losses over time due to DEF formation. During hydration, concrete is considered non-homogeneous in the analysis, and the development of thermal properties depends on the degree of hydration, described by an exponential function. Initial mechanical and thermal boundary conditions are taken into account, considering the loss of external heat through convection. The commercial software ABAQUS was utilized to implement the analysis, and a subroutine was developed to allow the elasticity modulus to vary over time based on the degree of hydration of the concrete. For the analyses, three concrete compositions from the literature were chosen, providing sufficient data for thermomechanical analysis and implementation of the effects caused by DEF. In the studies, solid concrete blocks with 11 geometric variations were analyzed to understand the influence of concrete volume on temperature and tensile stress evolution. Results indicate that concrete volume and cement type influence internal temperature and thermal gradient development. Specifically, cements with higher hydration heat generate greater temperatures and thermal gradients. In the analysis of concrete stress and damage, the consideration of a time-varying elasticity modulus is fundamental for obtaining results consistent with the real behavior of concrete. With the occurrence of DEF, the mechanical properties of concrete degrade, including the elasticity modulus, tensile, and compressive strength. When analyzing the Graus Dam, the presence of DEF significantly influenced the intensity of obtained tensile stresses and increased concrete damage in the early stages, compared to intact concrete. In this study, the degradation of tensile strength is more significant than the reduction in applied stresses due to the degradation of the elasticity modulus.

Keywords: Mass Concrete. Hydration Heat. Thermomechanical Analysis. DEF. CDP Model.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mapa-múndi com a principal fonte de energia dos países, considerando o maior grupo de matrizes.	28
Figura 2 – Estágios durante o processo de hidratação do concreto, com tempo de estágios em horas.	38
Figura 3 – Influência dos parâmetros τ e β na curva de hidratação do concreto. (a) Comportamento da curva com valores de τ ; (b) Comportamento da curva com valores de β	42
Figura 4 – Gerações de calor para concretos com calor final total de hidratação (Q_c) variados: Concreto A $Q_c = 2,31 \cdot 108 J/m^3$; Concreto B $Q_c = 1,77 \cdot 108 J/m^3$; Concreto C $Q_c = 1,28 \cdot 108 J/m^3$ e; Concreto D $Q_c = 1,04 \cdot 108 J/m^3$	44
Figura 5 – Influência da temperatura ambiente constante na temperatura de hidratação do concreto de um bloco de 50cm no ponto central.	48
Figura 6 – Influência da temperatura ambiente real na temperatura de hidratação do concreto: (a) Temperatura ambiente para as três considerações climáticas da análise; (b) Temperatura máxima no centro do bloco em 200h de análise;	49
Figura 7 – Influência da temperatura de concretagem na temperatura máxima de hidratação do concreto.	50
Figura 8 – Desenho esquemático dos efeitos dos mecanismos de expansão (a) e; formação de etringita na interface entre agregado e pasta.	52
Figura 9 – Interação de fatores que influenciam a resistência do concreto ao longo do tempo.	56
Figura 10 – Fatores que influenciam o módulo de elasticidade do concreto ao longo do tempo.	57
Figura 11 – Correlação linear da resistência à compressão e o grau de hidratação do concreto ao longo do tempo.	61
Figura 12 – Coeficiente de Poisson em função do grau de hidratação do concreto.	63
Figura 13 – Resultados obtidos com a aplicação do modelo CDP comparados com os experimentos de Vecchio e Shim (2004).	65
Figura 14 – Esquema de envoltória de falha	66
Figura 15 – Influência do parâmetro k sobre a forma da superfície de escoamento.	68
Figura 16 – Valores de expansão de DEF de concretos experimentais.	70

Figura 17 – Influência da taxa de armadura na expansão devido a DEF em concreto.....	70
Figura 18 – Estado de deterioração do pórtico de concreto após 5 anos de exposição à RAS/DEF	71
Figura 19 – Padrão de fissuras ao longo do tempo	72
Figura 20 – Fissuração na superfície após um ano de exposição no ambiente natural.....	73
Figura 21 – Correlação da perda de resistência com a taxa de expansão livre.....	74
Figura 22 – Resultados de resistência à compressão do concreto afetado por DEF.	75
Figura 23 – Correlação da perda do módulo de elasticidade em relação a taxa de expansão livre.....	75
Figura 24 – Redução do módulo de elasticidade em concreto afetado por DEF pela expansão livre.....	76
Figura 25 – Resultados de módulo de elasticidade	76
Figura 26 – Sequência das etapas para solução de problemas de engenharia.....	79
Figura 27 – Processo da análise em elementos finitos.....	79
Figura 28 – Esquema de análise e validação dos processos em MEF.....	80
Figura 29 – Etapas de análise termomecânica.....	82
Figura 30 – Exemplo de programação realizada via software Maple para determinação do grau de hidratação e geração de calor nas primeiras 200 horas após a concretagem.	84
Figura 31 – Exemplo de plotagem do Grau de Hidratação e Geração de Calor calculados via Maple.....	84
Figura 32 – Geração de Calor para os concretos utilizados nas análises.....	93
Figura 33 – Ilustração da nomenclatura e dimensão dos elementos modelados para implementação do modelo termomecânico.	94
Figura 34 – Temperatura ambiente considerada na análise térmica.	96
Figura 35 – Aplicação do coeficiente de convecção via ABAQUS nos blocos analisados.....	96
Figura 36 – Desenvolvimento da Resistência à Compressão (x10) e à Tração em MPa correlacionado ao Grau de Hidratação do concreto CP-V de Bragança <i>et al.</i> (2023).....	98

Figura 37 – Desenvolvimento do Módulo de Elasticidade em MPa correlacionado ao Grau de Hidratação do concreto CP-V de Bragança <i>et al.</i> (2023)	98
Figura 38 – Curvas de dados do modelo CDP: (a) relação compressão e deformação plástica e danificação; (b) e relação compressão e deformação plástica e danificação.....	101
Figura 39 – Blocos de concreto com 1.2m e a vista interna da fôrma antes da concretagem.	103
Figura 40 – Perfil de temperatura da análise inicial com 18h de concretagem. (a) Bloco B1 Lin e Chen (2015), (b) Modelagem computacional.....	104
Figura 41 – Comparação dos resultados obtidos experimentalmente por Lin e Chen (2015) para os blocos B1 e B2, e os resultados computacionais obtidos na análise de validação do modelo térmico para o nó central e com a temperatura ambiente atuante em cada bloco.....	104
Figura 42 – Comparação dos resultados computacionais do bloco B1 e B2 e os resultados obtidos para a adaptação do bloco para condições locais de Curitiba. .	105
Figura 43 – Geometria analisa com a localização dos pontos monitorados.	106
Figura 44 – Perfil de temperatura da análise com 720h de concretagem. (a) Kavamura <i>et al.</i> (2004), (b) Resultado da modelagem computacional.	106
Figura 45 – Comparação dos resultados computacionais dos pontos A, C e E.....	107
Figura 46 – Bloco experimental concretado e nas idades iniciais após desforma. .	107
Figura 47 – Perfil de temperatura da análise com 24h de concretagem. (a) Abeka <i>et al.</i> (2017), (b) Resultado da modelagem computacional.	108
Figura 48 – Comparação dos resultados de temperatura experimentais, computacionais de Abeka <i>et al.</i> (2017) e os resultados computacionais da validação do modelo para o ponto central do bloco de concreto.....	109
Figura 49 – Blocos de concreto experimentais e a vista interna da fôrma antes da concretagem.	110
Figura 50 – Malha utilizada na análise em MEF da seção central do bloco de concreto.....	110
Figura 51 – Variação da temperatura ao longo do tempo na região central do bloco: (a) 25mm da face superior do bloco; (b) 102mm da face superior do bloco; e (c) 533mm da face superior do bloco.....	111
Figura 52 – Variação da temperatura (°C) na seção central do bloco para (a) 1h; (b) 20h; e (c) 288h após a concretagem.....	112

Figura 53 – Características do bloco de concreto e a localização dos sensores. ...	113
Figura 54 – Comparação da variação da temperatura ao longo do tempo entre os resultados experimentais, de Martirosyan (2017) e do modelo computacional: (a) Sensor TP1; (b) Sensor TP2; e (c) Sensor TP3.	114
Figura 55 – Perfil de temperatura no modelo numérico no tempo de 15.8 horas: (a) Azenha (2009); e (b) Validação do modelo térmico.....	115
Figura 56 – Comparação entre a tensão térmica obtida por Lin e Chen, pelo modelo numérico e a resistência à tração do concreto para o bloco B1.	116
Figura 57 – Comparação entre a tensão térmica obtida por Lin e Chen, pelo modelo numérico e a resistência à tração do concreto para o bloco B2.	117
Figura 58 – Comparação das tensões térmicas de tração para a análise paramétrica do módulo de elasticidade e da influência da temperatura ambiente constante e variável no tempo.....	118
Figura 59 – Geometria da barragem com a localização dos pontos monitorados e o destaque para os pontos analisados.	119
Figura 60 – Comparativo entre as σ_x obtidas pelo autor e pela validação do modelo termomecânico (FEM) nos pontos A, C e E.	120
Figura 61 – Comparativo entre as σ_y obtidas pelo autor e pela validação do modelo termomecânico (FEM) nos pontos A, C e E.	120
Figura 62 – Comparativo entre as σ_{11} obtidas pelo autor e pela validação do modelo termomecânico (FEM) nos pontos A C e E.	121
Figura 63 – Comparativo das tensões de tração obtidos pelo Autor e pelo modelo em FEM, e com a resistência à tração do concreto.....	122
Figura 64 – Tensão máxima de tração obtido na análise termomecânica do bloco de concreto de Abeka <i>et al.</i> (2017)	122
Figura 65 – Comparação entre a tensão térmica obtida pelo modelo numérico do bloco B1 e a resistência à tração para o concreto C20 e C30.	124
Figura 66 – Comparativo da danificação do bloco B1: (a) Concreto C30; (b) Concreto C20 no tempo de 5,5horas.....	125
Figura 67 – Dimensões e características das vigas OA1 (somente armadura inferior) e A1 (armadura inferior, superior e estribos).	126
Figura 68 – Geometria da Viga A1 analisada com destaque as armaduras longitudinais e estribos.	127

Figura 69 – Comparativo da curva força vs deslocamento para as vigas OA1 e A1.	128
Figura 70 – Resultados da análise de tração pelo parâmetro DAMAGET comparando com o padrão de fissuração da viga OA1 experimental.	129
Figura 71 – Resultados da análise de tração pelo parâmetro DAMAGET comparando com o padrão de fissuração da viga A1 experimental.	130
Figura 72 – Resultados da análise de tração pelo parâmetro DAMAGEC comparando com o padrão de fissuração da viga A1 experimental.	130
Figura 73 – Temperatura ambiente considerada na análise térmica ao longo de 200 horas.	134
Figura 74 – Geração de Calor para os concretos utilizados nas análises.	134
Figura 75 – Evolução da temperatura no centro dos blocos (°C) em função do tamanho do bloco.	135
Figura 76 – Evolução da temperatura no centro dos blocos, comparativos individuais.	137
Figura 77 – Temperaturas máximas em função da distância do centro do bloco até a borda.	138
Figura 78 – Variação de temperatura considerado nas análises.	139
Figura 79 – Diferença máximo de temperatura dos blocos analisados em função do tamanho do bloco.	141
Figura 80 – Diferença máxima de temperatura do centro do bloco até a face (gradiente térmico), comparativos individuais.	143
Figura 81 – Variação da temperatura em função da distância do centro do bloco até a borda.	144
Figura 82 – Relação linear entre a resistência à compressão e o grau de hidratação do concreto: (a) CPIV Bronholo (2020); (b) CPV Bronholo (2020) e; (c) CPV Bragança <i>et al.</i> (2023).	145
Figura 83 – Tensões de tração máximas ao longo do tempo em função da dimensão do bloco com módulo de elasticidade constante.	146
Figura 84 – Tensões de tração máximas ao longo do tempo em função da dimensão do bloco com módulo de elasticidade variável.	147
Figura 85 – Comparativo das tensões de tração ao longo do tempo considerando módulo de elasticidade constante e variável para cada bloco.	150

Figura 86 – Tensões de tração em função da distância do centro do bloco até a borda para condições de módulo de elasticidade variável no tempo.....	153
Figura 87 – Curvas das relações de compressão, tração, deformação plástica e danificação para o concreto CP-IV.....	156
Figura 88 – Curvas das relações de compressão, tração, deformação plástica e danificação para o concreto CP-V.....	157
Figura 89 – Resultados do modelo CDP para os blocos B5, B8 e B11 do concreto CP-IV Bronholo (2020).....	158
Figura 90 – Danificação do bloco B11 com 17h, 28h e 118h de análise.	159
Figura 91 – Resultados do modelo CDP para os blocos B7, B9 e B11 do concreto CP-V Bronholo (2020).....	160
Figura 92 – Resultados do modelo CDP para os blocos B6, B8 e B11 do concreto CP-V Bragança <i>et al.</i> (2023)	161
Figura 93 – Danificação máxima obtida na análise dos blocos B8 e B11 do concreto CP-V Bragança <i>et al.</i> (2023).	162
Figura 94 – Indicação do gradiente de tensões na análise de danificação do bloco B8 e B11 com concreto CP-V Bragança <i>et al.</i> (2023).	162
Figura 95 – Evolução da temperatura no centro do bloco B8 para o concreto CP-V Bronholo (2020) no período de 8760 horas (1 ano), com destaque dos valores obtidos nas primeiras 1000 horas.....	164
Figura 96 – Variação do módulo de elasticidade ao longo de 1 ano do concreto CP-V com base nos resultados experimentais de Bronholo (2020).	164
Figura 97 – Desenvolvimento da resistência à tração ao longo de 1 ano do concreto CP-V Bronholo (2020) afetado e não afetado pela DEF, com destaque as primeiras 90 horas.....	165
Figura 98 – Tensões de tração para o bloco B8 CP-V Bronholo (2020) considerando o Módulo constante, variável integro e variável afetado por DEF comparadas a resistência à tração do concreto integro e afetado por DEF no período de 1 ano. .	165
Figura 99 – Tensões de tração para o bloco B8 CP-V Bronholo (2020) considerando o Módulo constante, variável integro e variável afetado por DEF comparadas a resistência à tração do concreto integro e afetado por DEF nas primeiras 250 horas de análise.	166
Figura 100 – Geometria (cm) e malha utilizada na análise da Barragem de Concreto.	168

Figura 101 – Temperatura ambiente considerada na análise térmica ao longo de 1000 horas.....	169
Figura 102 – Evolução da temperatura no ponto de máxima temperatura da Barragem de Concreto, considerando o material como concreto CP-V Bronholo (2020).....	170
Figura 103 – Perfil de temperatura da análise térmica da Barragem de Concreto: (a) No tempo de 673 horas a qual ocorre a máxima temperatura; (b) Com 4383 horas (metade do tempo de análise) e; (c) No tempo de 8760 horas (final da análise). ...	170
Figura 104 – Tensões de tração para a Barragem de Concreto considerando o Módulo constante, variável integro e variável afetado por DEF comparadas a resistência à tração do concreto integro e afetado por DEF no período de 8760 horas e com ênfase nas 2000 horas iniciais.....	171
Figura 105 – Tensões de tração para Barragem de Concreto considerando o Módulo constante, variável integro e variável afetado por DEF comparadas a resistência à tração do concreto integro e afetado por DEF nas primeiras 1000 horas de análise.	172
Figura 106 – Tensões máximas de tração obtidas na análise termomecânica da Barragem de Concreto considerando: (a) Módulo de elasticidade constante; (b) Módulo de elasticidade variável no tempo para o concreto integro e; (c) Módulo de elasticidade variável no tempo para o concreto afetado pela DEF.	173
Figura 107 – Temperatura Ambiente das análises de Lin e Chen (2015, 2016).	197
Figura 108 – Calor de hidratação para o concreto utilizado por Lawrence (2009)..	201

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Casos de barragens afetadas por reações expansivas no Brasil.....	29
Tabela 2 – Especificações internacionais do processo de cura do concreto, indicando as máximas temperaturas geradas no processo de hidratação para evitar a DEF. ...	30
Tabela 3 – Composição típica de cimento comum (CP-IV)	39
Tabela 4 - Composição típica de óxido de cimento Portland de uso geral	39
Tabela 5 – Modelos de hidratação do concreto.....	41
Tabela 6 – Calor específico dos materiais que compõem o concreto.....	45
Tabela 7 – Análise global dos danos causados pela DEF sem aditivos.	53
Tabela 8 – Coeficiente qualitativo do agregado.....	58
Tabela 9 – Módulo inicial e módulo de elasticidade secante com base na NBR6118 (2023) considerando agregado quartzo.....	58
Tabela 10 – Formulações para determinação do módulo de elasticidade médio de acordo com várias normativas.	59
Tabela 11 – Valores de módulo de elasticidade para diferentes normativas.	59
Tabela 12 – Resistência a compressão ao longo do tempo e a relação com o grau de hidratação.	61
Tabela 13 – Propriedades e respectivas unidades utilizadas nas análises termomecânicas.....	83
Tabela 14 – Caracterização do cimento e do concreto CP IV de Bronholo (2020) ...	90
Tabela 15 – Caracterização do cimento e do concreto CP V de Bronholo (2020) ...	91
Tabela 16 – Caracterização do cimento e do concreto CP V de Bragança <i>et al.</i> (2023)	92
Tabela 17 – Descrição dos elementos modelados para implementação do modelo termomecânico.	94
Tabela 18 – Resultados cálculos e experimentais obtidos por Vecchio e Shim (2004), valores numéricos obtidos pela implementação do modelo CDP e a razão entre os resultados de carga última e deflexão final no meio do vão da viga.	128
Tabela 19 – Parâmetros de entrada das formulações da análise térmica.	133
Tabela 20 – Parâmetros adotados para a análise térmica.	133
Tabela 21 – Descrição dos blocos modelados para implementação do modelo termomecânico	134

Tabela 22 – Temperatura máxima e tempo de ocorrência para cada um dos blocos analisados.....	136
Tabela 23 – Gradiente térmico máximo e tempo de ocorrência para cada um dos blocos analisados.	140
Tabela 24 – Blocos com potencial de desenvolvimento de DEF e de fissuração térmica.....	142
Tabela 25 – Blocos com tensões de tração maiores que a tensão resistente à tração e blocos com potencial de fissuração devido ao gradiente térmico.	149
Tabela 26 – Tensões máximas de tração e tempo de ocorrência por bloco para o Módulo de Elasticidade Constante.	152
Tabela 27 – Tensões máximas de tração e tempo de ocorrência por bloco para o Módulo de Elasticidade Variável.	152
Tabela 28 – Parâmetros do modelo CDP para o concreto CP-IV à tração.	155
Tabela 29 – Parâmetros do modelo CDP para o concreto CP-IV à compressão,...	155
Tabela 30 – Parâmetros do modelo CDP para o concreto CP-V à tração	156
Tabela 31 – Parâmetros do modelo CDP para o concreto CP-V à compressão,....	157

LISTA DE ABREVIATURAS E/OU SIGLAS

ABNT	– Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	– <i>American Concrete Institute</i>
ANA	– Agência Nacional de Águas
CCR	– Concreto Compactado com Rolo
CDP	– <i>Concrete Damage Plasticity</i>
CEN	– <i>Comité Européen de Normalisation</i>
CNS	– Concreto com Nano Sílica
CP	– Cimento Portland
CRI	– Categoria de Risco
CSA	– <i>Canadian Standards Association</i>
CTC	– Cura Térmica Controlada
DEF	– <i>Delayed Ettringite Formation</i> (Formação de Etringita Tardia)
DPA	– Dano Potencial Associado
DS	– <i>Dansk Standard</i>
EHE	– <i>Instrucción Española de Hormigón Estructural</i>
EUA	– Estados Unidos da América
HTC	– Cura com Tratamento Térmico
IEA	– Agência Internacional de Energia
MC	– <i>Model Code</i>
MEF	– Método dos Elementos Finitos
MPa	– Mega Pascal
NBR	– Norma Brasileira de Regulamentação
PCH	– Pequenas Centrais Hidrelétricas
PNSB	– Plano Nacional de Segurança de Barragens
PPGEC	– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
RAS	– Reação Álcali-Sílica
SABS	– <i>South African Bureau of Standards</i>
SNISB	– Sistema Nacional de Informação de Segurança de Barragens
UFPR	– Universidade Federal do Paraná
UHE	– Usinas Hidrelétricas
UNE	– <i>Una Norma Española</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

C	Parâmetro de forma da curva de hidratação dependente da distribuição do tamanho das partículas.
C_p	Calor Específico
C_a	Calor específico agregado
C_{cef}	Calor específico fictício do cimento hidratante
C_{cem}	Calor específico do cimento
C_w	Calor específico da água
E_a	Energia de ativação do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade
$H(t)$	Desenvolvimento total de calor
H_{cem}	Calor de hidratação do cimento
H_u	Desenvolvimento máximo de calor
K_c	Condutividade Térmica
K_{uc}	Condutividade térmica máxima do concreto endurecido
P_{cem}	Relação entre massa de cimento e conteúdo total de cimento
Q_c	Calor final total de hidratação do concreto
R	Constante universal de gás
T	Temperatura
$T_{ambiente}$	Temperatura ambiente
$T_c(t)$	Temperatura do concreto no tempo t
T_{conc}	Temperatura concretagem
T_r	Temperatura de referência
T_s	Temperatura da superfície
W_a	Massa de agregado por unidade de volume
W_c	Massa de cimento por unidade de volume
W_w	Massa de água por unidade de volume

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto
f_{cm}	Valor médio da resistência à compressão
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
f_{b0}	Tensão de escoamento compressivo inicial sob carga biaxial
f_{c0}	Tensão de escoamento compressivo inicial sob carga uniaxial
f_{ckj}	Resistência à compressão na idade de análise
$f_{ctk,inf}$	Resistência à tração inferior
$f_{ctk,sup}$	Resistência à tração superior
h_c	Coefficiente de convecção da superfície
k	Razão entre a segunda tensão invariante e o meridiano de tração
$q(t)$	Taxa de geração de calor
s	Coefficiente que depende da classe de resistência do cimento
t	Tempo
t_T	Idade do concreto em dias
t_e	Tempo equivalente (horas)
t_{total}	Tempo de análise
v_w	Velocidade do vento
μ	Viscosidade

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

$\alpha(t)$	Grau de hidratação do concreto
α_u	Grau de hidratação máximo do concreto
α_E	Coefficiente qualitativo agregado que depende dos tipos de agregados
$\alpha_r(t)$	Relação entre o grau de hidratação do tempo t e a hidratação máxima
α_t	Coefficiente de expansão térmica
β	Parâmetro de inclinação da curva de hidratação
$\beta_{cc}(t)$	Função que descreve o desenvolvimento da resistência com o tempo
ΔT	Gradiente de temperatura

$\Delta\sigma$	Gradiente de tensão
ε_0	Máxima deformação do concreto
λ	Parâmetro de forma da curva de hidratação
ν	Coefficiente de Poisson
ρ	Excentricidade do fluxo de potencial plástico
ρ_c	Densidade do concreto
σ_{11}	Tensões na direção principal
σ_{cu}	Tensão máxima de compressão do concreto endurecido
σ_x	Tensões na direção X
σ_y	Tensões na direção Y
τ	Parâmetro de tempo de hidratação (horas)
ψ	Ângulo de dilatação

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	OBJETIVO GERAL.....	31
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	31
1.3	CONTRIBUIÇÕES DA PESQUISA.....	32
1.4	LIMITAÇÕES DO TRABALHO	33
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO	34
2	REAÇÕES EXPANSIVAS NO CONCRETO EM IDADES INICIAIS	36
2.1	DESENVOLVIMENTO DA TEMPERATURA EM IDADES INICIAIS	37
2.1.1	Grau de hidratação (α)	37
2.1.2	Geração de calor (Q_c)	43
2.1.3	Condutividade térmica (K_c)	44
2.1.4	Calor específico (C_p)	45
2.2	CONDIÇÕES DE CONTORNO DOS PROBLEMAS TÉRMICOS	46
2.2.1	Convecção	47
2.2.2	Temperatura Ambiente	48
2.2.3	Temperatura de concretagem	49
2.3	FORMAÇÃO DE ETRINGITA TARDIA (DEF).....	50
3	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO	55
3.1	RESISTÊNCIA DO CONCRETO	55
3.2	MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO	57
3.2.1	Coeficiente de Poisson	60
3.3	EVOLUÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO NAS IDADES INICIAIS	60
3.4	DANIFICAÇÃO DO CONCRETO.....	64
3.5	DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF	68
3.5.1	Expansão Volumétrica e Fissuração	69
3.5.2	Redução da Resistência à Compressão e à Tração	73
3.5.3	Redução do Módulo de Elasticidade	75
4	METODOLOGIA	78
4.1	ESTRATÉGIAS DA MODELAGEM EM MEF	78
4.2	DESCRIÇÃO DO MODELO TERMOMECÂNICO.....	82

4.2.1	Modelo térmico	83
4.2.2	Modelo termomecânico	85
4.3	METODOLOGIA DA PESQUISA	86
4.3.1	Etapa 1 – Validação do modelo.....	86
4.3.2	Etapa 2 – Definição das etapas de análise para obtenção dos resultados da tese.	88
5	VALIDAÇÃO DOS MODELOS DE ANÁLISE	102
5.1	VALIDAÇÃO DO MODELO TÉRMICO	102
5.1.1	Lin e Chen (2015)	102
5.1.2	Kavamura <i>et al.</i> (2004)	105
5.1.3	Abeka <i>et al.</i> (2017).....	107
5.1.4	Lawrence (2009).....	109
5.1.5	Azenha (2009).....	112
5.2	VALIDAÇÃO DO MODELO TERMOMECÂNICO.....	115
5.2.1	Lin e Chen (2016)	115
5.2.2	Kavamura <i>et al.</i> (2004)	119
5.2.3	Abeka <i>et al.</i> (2017).....	121
5.3	IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO DE DANO	123
5.3.1	Lin e Chen (2016)	123
5.3.2	Vecchio e Shim (2004)	125
6	APLICAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL: ANÁLISE TÉRMICA, TERMOMECÂNICA, DANIFICAÇÃO E CONSIDERAÇÕES DA DEGRADAÇÃO CAUSADA PELA DEF	132
6.1	ANÁLISE TÉRMICA E POTENCIAL DE DEF	132
6.2	ANÁLISE TERMOMECÂNICA: TENSÕES DE TRAÇÃO E ANÁLISE PARAMÉTRICA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	145
6.3	ANÁLISE DA DANIFICAÇÃO: APLICAÇÃO DO MODELO CDP	154
6.4	APLICAÇÃO DA DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF: BLOCO DE CONCRETO.....	163
6.5	APLICAÇÃO DA DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF: BARRAGEM DE CONCRETO	167
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS E PERSPECTIVAS FUTURAS	175
7.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A ANÁLISE TÉRMICA	175
7.2	CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A ANÁLISE TERMOMECÂNICA.....	176

7.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A ANÁLISE DA DANIFICAÇÃO A PARTIR DA APLICAÇÃO DO MODELO CDP	178
7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE APLICAÇÃO DA DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF: BLOCO DE CONCRETO	178
7.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE APLICAÇÃO DA DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF: BARRAGEM DE CONCRETO	179
7.6 PERSPECTIVAS FUTURAS	180
REFERÊNCIAS	182
ANEXO A	196
ANEXO B	199
ANEXO C	200
ANEXO D	201
ANEXO E.....	202
ANEXO F.....	203

1 INTRODUÇÃO

O concreto é um material de construção que se tornou essencial para o mundo, e com os refinamentos tecnológicos, uma base científica da natureza deste material foi desenvolvida, incluindo a compreensão de que certos problemas podem ocorrer e levar à sua deterioração prematura e à falha da estrutura. Um desses problemas surge de uma escolha inadequada dos tipos de agregados e cimento ao planejar e misturar o concreto (POOLE, 2017). Assim, um dos grandes desafios é identificar as causas que produzem degradação e correlacionar com possíveis perdas de propriedades da estrutura, tais como, durabilidade e desempenho (SANCHEZ *et al.*, 2014).

Estruturas de concreto com grandes volumes, também chamados de estruturas massa, são mais suscetíveis a degradações. Estruturas de concreto massa são caracterizadas pela presença de uma dimensão em uma seção transversal igual ou superior a 1 metro, resultando em elevadas quantidades de calor durante o processo de hidratação e na possível geração de fissuras de origem térmica (LI *et al.*, 2014). Portanto, em busca de assegurar a durabilidade, é imperativo implementar rigoroso controle durante a execução e o projeto de estruturas que incorporam elementos maciços de concreto.

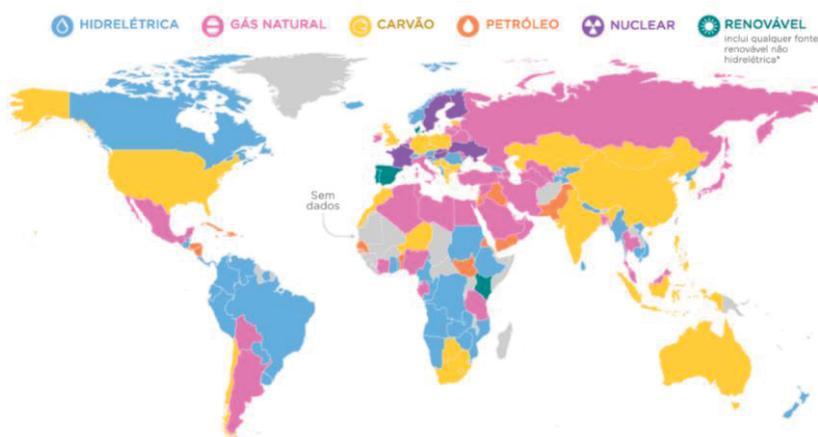
Com o envelhecimento das obras tem-se constatado alterações das propriedades físicas e químicas do concreto em função da sua aplicação, utilização, materiais empregados e da resposta às condições ambientais impostas (SOUZA e RIPER, 2009). Uma das aplicações mais importantes do concreto é na construção de barragens, estruturas caracterizadas como concreto massa. Como toda edificação projetada e executada pelo homem, as barragens têm vida útil finita e atualmente apresentam um percentual de falha de cerca de 1% (ICOLD-CIGB, 1997). Isso ocorre porque a maior parte deste tipo de estrutura está em ambiente saturado e potencialmente agressivo e são solicitadas por grandes carregamentos como o peso próprio, pressão hidrostática e empuxo do terreno, e por vezes podem ocasionar manifestações patológicas ainda na vida útil de serviço.

Conforme dados divulgados em 2023 no Relatório de Segurança de Barragens (2022) pela Agência Nacional de Águas (ANA), pertencente ao Sistema Nacional de Informação de Segurança de Barragens (SNISB), há 23.977 barragens cadastradas no Brasil com fins diversos e apenas 5.665 se enquadram nos critérios

do Plano Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), sendo dessa, 6% das barragens têm o concreto como material de construção predominante. Destaca-se que 22% (1255 barragens) apresentam dano potencial associado (DPA) e categoria de risco (CRI) altos¹, indicando estruturas que merecem grande atenção (ANA, 2023).

Salienta-se que as barragens são de fundamental importância no sistema de geração de energia, uma vez que diversos países, inclusive o Brasil, têm como base a produção de energia hidroelétrica (GOBBI, 2019). A Figura 1 apresenta a principal fonte de energia (majoritária) dos países em 2014, segundo a Agência Internacional de Energia (IEA), com destaque aos países da América do Sul quanto a utilização de energia hidroelétrica.

Figura 1 – Mapa-múndi com a principal fonte de energia dos países, considerando o maior grupo de matrizes.



FONTE: Agência internacional de energia (IEA), 2014.

Uma das principais manifestações patológicas encontradas em UHEs (usinas hidrelétricas) e PCHs (pequenas centrais hidrelétricas) de concreto, é a ocorrência de fissuras decorrentes da instabilidade dimensional causada por processos químicos expansivos, seja devido a expansão de origem térmica ou de reações expansivas internas do concreto. Em muitos casos, esses fenômenos não comprometem a segurança estrutural, mas, afetam as operações das barragens (CAMPOS *et al.*, 2018). Embora o concreto possa inicialmente atender a todas as especificações exigidas de desenvolvimento de resistência e qualidade, após vários anos de serviço, alguns concretos começam a se expandir e fissurar, necessitando de reparos ou

¹ A classificação da barragem relativa ao DPA é definida pelas categorias alto, médio ou baixo, avaliada em função do potencial de perdas de vidas humanas e dos impactos econômicos, sociais e ambientais decorrentes de eventual ruptura. Já a classificação por CRI (alto, médio ou baixo) é feita em função das características técnicas, dos métodos construtivos, do estado de conservação, da idade do empreendimento e do atendimento ao Plano de Segurança da Barragem (ANA, 2023).

substituição dispendiosos (POOLE, 2017). Dois problemas particulares podem ser destacados: a fissuração por origem térmica e a formação de etringita tardia (DEF – *Delayed Ettringite Formation*). No Brasil, segundo a ICOLD-CIGB (2020) há 735 barragens com mais de 15m de altura, e de acordo com Fairbairn (2017), a ocorrência de reações expansivas são reportadas em mais de 30 plantas hidráulicas com mais de 15m de altura, conforme apresenta a Tabela 1.

Tabela 1 – Casos de barragens afetadas por reações expansivas no Brasil.

Déc. Const.	Barragem	Altura (m)	Cap. do res. (x10 ³ m ³)	Função ²	Potência (MW)	Estado
1920	Ilha dos Pombos	19	9.000	H	187	RJ/MG
	Rio das Pedras	35	49.000	H, AA	Aux.	SP
1930	Billings-Pedras	31	997	H, AA	889	SP
	Jurupará	27	42.040	H	7	SP
	Pedreira	-	-	CI	-	SP
	Pedro Beicht	22	14.100	CI	-	SP
	Salto do Meio (Chaminé)	12	NA	H	18	PR
1940	Peti	46	43.600	H	9	MG
	Traição	-	-	CI	-	SP
	Vossoroca	21	35.700	CI	-	PR
1950	Guaricana	30	6.840	H	36	PR
	Mascarenhas de Moraes	72	4.040.000	H	476	MG
	Paulo Afonso I	20	26.000	H	180	BA
	Pirapora	40	59.000	H	22	SP
	Ribeirão do Campo	26	13.900	AA	-	SP
	Sá Carvalho	15	50	H	78	MG
1960	Barra Bonita	33	3.160.000	H, N	140	SP
	Furnas	127	22.950.000	H	1.216	MG
	Paulo Afonso II	37	26.000	H	443	BA
	Pedra	58	1.640.000	H, I, AA	20	BA
	Santa Branca	54	434.000	H	56	SP
1970	Atibainha ³	46	289.000	AA	-	SP
	Cascata ²	12	NA	AA	-	SP
	Jaguara	55	420.000	H	424	SP/MG
	Jaguari ²	62	NA	WS	-	SP
	Jaguari (CESP)	77	793.000	CI, H	28	SP
	Joanes II	15	128.000	AA	-	BA
	Moxotó (Apolônio Sales)	61	1.150.000	H	400	BA/AL
	Paiva Castro	22	NA	AA	-	SP
	Paraibuna	84	2.636.000	CI, H	85	SP
	Paulo Afonso III	47	26.000	H	794	BA
	Paulo Afonso IV	35	127.500	H	2.462	BA
	Porto Colombia	49	1.525.000	H	320	MG/SP
	Sobradinho	43	34.116.000	H, I, N, AA	1.050	BA
Tapacura	46	94.200	AA	-	PE	
Tuneis 2, 6 e 7 ²⁴	-	-	AA	-	SP	

FONTE: Fairbairn (2017) com base em Andriolo (2000), Sabbag (2003), Battagin *et al.* (2009), Kuperman (2013) e CBDB (2014).

² Funções do meio para o secundário: H – Hidroelétrica; CI – Controle de Inundação; AA – Abastecimento de água; I – Irrigação; N – Navegação;

³ Sistema Cantareira de SP

⁴ Ver referência em TUNG *et al.* (2006);

A reação química do cimento com a água é uma reação exotérmica que libera uma grande quantidade de calor. Em estruturas maciças, a combinação do calor produzido pela hidratação do cimento e a relativa baixa dissipação de calor (devido à baixa condutividade térmica do concreto) produz aumento da temperatura do concreto alguns dias após a concretagem (MEHTA e MONTEIRO, 2014). Este fenômeno causa gradientes térmicos dentro da estrutura, o que pode levar a altas tensões de tração nas superfícies de concreto e produzir fissuras (superficiais ou profundas, a depender do elemento) principalmente nas idades iniciais, quando a resistência à tração é superada (LIN e CHEN, 2015; LIN e CHEN, 2016; YIKICI *et al.*, 2022; GAJDA, 2007).

Realizar a análise termomecânica do concreto devido ao processo de hidratação do concreto é complexo, pois a condutividade térmica, o calor específico, a taxa de geração de calor, a resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade dependem da maturidade do concreto, descrita pelo grau de hidratação do concreto (α) (LEON e CHEN, 2021).

Além das fissurações de origem térmica, a temperatura pode desencadear a formação de etringita tardia (DEF - *Delayed Ettringite Formation*). A DEF é um fenômeno expansivo que envolve ataque interno de sulfato e pode ocorrer quando altas temperaturas são atingidas no concreto durante a hidratação do cimento em idade precoce. Segundo Bragança *et al.* (2023), temperaturas entre 60°C e 65°C, ou até mais altas, podem levar a alguns riscos de DEF, dependendo da composição do cimento, da proporção da mistura do concreto e do ambiente (temperatura ambiente e de concretagem). A Tabela 2 apresenta algumas especificações internacionais com a indicação de máximas temperaturas devido ao processo hidratação do concreto visando evitar a formação de etringita tardia (BAUER *et al.*, 2006).

Tabela 2 – Especificações internacionais do processo de cura do concreto, indicando as máximas temperaturas geradas no processo de hidratação para evitar a DEF.

País	Agência/ Especificação	Máxima Temperatura devido ao processo de hidratação
Canadá	CSA/A23.4-94	70 °C
Dinamarca	DS482 (jan. 1999)	70 °C
Inglaterra	Manual de Documentos Contratuais para obras rodoviárias	70 °C
Alemanha	Comitê do Concreto Armado	60 °C
África do Sul	SABS/0100-2:1992	60 °C
Espanha	UNE/83-301-91	70 °C

FONTE: Bauer *et al.*, 2006.

A formação de etringita tardia (DEF) resulta em danos nas propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo, devido ao processo expansivo que ocorre

internamente no material. Esses danos incluem a redução da resistência à compressão, resistência à tração e do módulo de elasticidade do concreto, as quais afetam diretamente o comportamento estrutural na análise termomecânica. Assim, as análises desenvolvidas nesse trabalho visam aprofundar o comportamento termomecânico do concreto nas idades iniciais e o efeito da DEF ao longo do tempo.

O problema da pesquisa é: quais os efeitos estruturais causados pelo processo de hidratação do concreto massa levando-se em consideração a evolução de suas propriedades com o tempo e a consequente formação de etringita tardia? Para compreender o problema, a hipótese adotada é que a danificação do concreto devido a origem térmica causada pelo processo de hidratação irá ocorrer para volumes de concreto maiores que 1m^3 e em função do tipo do concreto utilizado, e que a presença da DEF poderá causar danos estruturais complementares as fissurações de origem térmica.

Essa pesquisa faz parte do projeto intitulado “Gestão da segurança de barragens de concreto com processo de degradação por reações expansivas em evolução: Inspeção, diagnóstico e Prognóstico por modelamento numérico” com o suporte da Agência Nacional de Águas (ANA) do Brasil, sob coordenação do PPGEC - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná (UFPR) e do Centro de Estudos em Engenharia Civil (CESEC) está inserido.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo do presente trabalho é analisar computacionalmente o comportamento termomecânico em concretos massa, avaliando o processo de hidratação nas idades iniciais, visando mensurar as consequências estruturais, o potencial de incidência da DEF e a danificação causada no concreto ao longo do tempo.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos do trabalho são:

- I. Determinar qual a influência do tipo de concreto na geração de calor devido ao processo de hidratação, bem como analisar a máxima temperatura obtida durante o processo de hidratação do concreto;
- II. Identificar qual a geometria/volume crítico dentro dos critérios presentes na literatura para a possível formação da DEF;

- III. Analisar quais estruturas de concreto apresentam gradiente térmico potencial de fissuração de origem térmica de acordo com os critérios da ACI224R (2001);
- IV. Calcular qual a intensidade das tensões de origem térmica geradas em estruturas de concreto devido ao processo de hidratação e identificar qual a dimensão/volume crítico para apresentar danificação/fissuração devido as tensões de tração;
- V. Analisar qual a influência do módulo de elasticidade na geração de tensões de tração na análise termomecânica;
- VI. Implementar o modelo de dano CDP para a análise de danificação de origem térmica nas idades iniciais (até 200 horas após a concretagem) devido ao processo de hidratação;
- VII. Analisar se as estruturas com tendência a formação de DEF devido as altas temperaturas geradas no processo de hidratação apresentam danos estruturais nas idades iniciais;
- VIII. Implementar um modelo termomecânico considerando a formação da DEF e a degradação das propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo;
- IX. Analisar se a degradação das propriedades mecânicas do concreto devido a formação da DEF intensidade a danificação do concreto ao longo do tempo;
- X. Analisar se as perdas das propriedades mecânicas devido a DEF ao longo do tempo causam impactos estruturais complementares ao processo de hidratação do concreto;
- XI. Analisar qual a relação entre a redução das tensões de tração ao considerar a degradação do módulo de elasticidade do concreto e a redução da resistência à tração do concreto devido a formação da etringita tardia.

1.3 CONTRIBUIÇÕES DA PESQUISA

Como contribuição dessa pesquisa para a bibliografia do tema, destaca-se:

- a. Implementação da análise térmica e termomecânica considerando o desenvolvimento das propriedades do material ao longo do tempo em função da hidratação do concreto;
- b. Implementação do Modelo CDP para análise da danificação devido ao processo de hidratação do concreto. A modelo CDP implementado para verificação da fissuração causada pelas tensões de tração devido as altas temperaturas oriundas da reação exotérmica da hidratação do concreto;
- c. Determinação de uma equação característica do desenvolvimento da temperatura, do gradiente térmico e das tensões de tração em função do material e da dimensão do elemento;
- d. Implementação da análise estrutural considerando a degradação das propriedades mecânicas do concreto (módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração) ao longo do tempo devido a formação da DEF.

1.4 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

O escopo abordado na evolução dessa tese é amplo e complexo, contudo, algumas limitações foram definidas para que a pesquisa pudesse ser delimitada. Assim, tem-se as seguintes limitações:

- a. Não foram realizadas campanhas experimentais para a obtenção de resultados de laboratório para alimentar a implementação computacional. Todos os dados utilizados nessa pesquisa são oriundos da literatura.
- b. Não foram realizadas análises químicas, físicas ou mecânicas em corpos de prova para estudar o comportamento mecânicos dos concretos utilizados, nem para confirmação da formação da DEF. Sugere-se a partir dos limites normativos e presentes na literatura, que os efeitos descritos irão ocorrer;
- c. Não foram realizadas análises computacionais em escala nano, meso e microscópica. O trabalho se limita a estudar o comportamento estrutural de concretos massa em escala macro;

- d. Não foram realizadas implementações computacionais considerando as reações expansivas Álcali-Agregado (RAA). O trabalho se limitou a analisar as consequências estruturais devido a formação da DEF;
- e. Não foram implementados os efeitos estruturais causados pelas expansões internas no concreto devido a DEF. O efeito da DEF foi considerado pela degradação das propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo.
- f. Os estudos foram realizados para peças estruturais concretadas em uma única etapa.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O desenvolvimento do trabalho está estruturado em sete capítulos, sendo o primeiro capítulo composto pela introdução do tema, contextualização do objeto de estudo, o problema central da pesquisa e a hipótese proposta, a descrição do objetivo geral e específico, bem como a estruturação da tese.

O segundo capítulo aborda a base teórica sobre as reações expansivas no concreto em idades iniciais, detalhando os parâmetros que influenciam no desenvolvimento da temperatura em idades iniciais. Ainda, são descritivas as condições de contorno dos problemas térmicas e por fim, apresenta-se a base teórica da formação de etringita tardia (DEF) no concreto devido as altas temperaturas causadas pela hidratação.

No terceiro capítulo são apresentadas as propriedades mecânicas do concreto com as formulações para determinação da resistência à compressão e tração e o módulo de elasticidade, e descreve-se como as propriedades mecânicas do concreto evoluem nas idades iniciais em função do grau de hidratação da mistura. O capítulo ainda apresenta como analisar a danificação do concreto, e o impacto da formação da DEF nas propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo.

O quarto capítulo descreve as estratégias da modelagem em MEF e as considerações específicas implementadas no modelo computacional via ABAQUS para realização das análises térmicas, termomecânicas, de danificação e considerando as degradações das propriedades mecânicas do concreto. A definição “modelo” indica a implementação das formulações, dados de entrada, condições de contorno, restrições mecânicas e térmicas para realizar a análise de concreto nas idades iniciais. Na sequência, a metodologia da pesquisa é apresentada com

precisão, onde duas etapas são consideradas: 1. Validação do modelo e; 2. Implementação do modelo computacional para obtenção dos resultados da pesquisa.

1. A validação visa apresentar a confiabilidade necessária para a etapa térmica, termomecânica e de danificação do concreto. Cada consideração metodológica adotada nessa etapa é descrita;
2. A metodologia da implementação do modelo contempla todas os passos necessários para conseguir realizar as análises dessa pesquisa. Para justificar as definições, materiais adotados, escopo de análise e demais considerações a metodologia é descrita em 6 passos, onde cada decisão tomada na pesquisa é detalhada com precisão.

No quinto capítulo são apresentadas as validações dos modelos de análise. O capítulo detalha cinco implementações para a validação do modelo térmico, três para validar o modelo termomecânico e duas implementações para validar o modelo de dano. Os resultados presentes na literatura são comparados e discutidos em relação aos resultados do modelo desenvolvido nesse trabalho.

O sexto capítulo contempla a aplicação do modelo e os resultados obtidos nas análises, visando os objetivos propostos para essa tese. Para uma melhor compreensão da aplicação do modelo, o capítulo é dividido em quatro partes: Análise térmica e potencial de DEF; Análise termomecânica: tensões de tração e análise paramétrica do módulo de elasticidade; Análise da danificação: aplicação do modelo de dano e; Aplicação da danificação das propriedades mecânicas do concreto devido a DEF.

Por fim, o sétimo capítulo traz as considerações finais da tese e as perspectivas futuros para aprimorar e aprofundar a pesquisa desenvolvida.

2 REAÇÕES EXPANSIVAS NO CONCRETO EM IDADES INICIAIS

A reação química do cimento com a água é uma reação exotérmica que libera uma grande quantidade de calor. O calor gerado é frequentemente conhecido como calor de hidratação e depende da composição química e da quantidade de cimento (CHEN e LEON, 2021). Em estruturas maciças, especialmente as de concreto massa, a combinação do calor produzido pela hidratação do cimento e a relativa baixa dissipação de calor (devido à baixa condutividade térmica do concreto) produz aumento da temperatura do concreto durante alguns dias após a concretagem (MEHTA e MONTEIRO, 2014). Nas superfícies expostas as temperaturas são relativamente mais baixas devido à perda de calor para o ambiente externo, processo conhecido como convecção. Este fenômeno causa gradientes térmicos dentro da estrutura, o que pode levar a altas tensões de tração nas superfícies de concreto e produzir fissuras superficiais principalmente nas idades iniciais, quando a resistência à tração é superada (LIN e CHEN, 2015; LIN e CHEN, 2016; YIKICI *et al.*, 2022; GAJDA, 2007). Nesse trabalho, entende-se como idades iniciais o período de hidratação do concreto na qual as máximas temperaturas são geradas, o qual pode chegar em até 400 horas para estruturas com dimensões até 6 metros e acima de 1000 horas para estruturas de grande porte, como barragens.

É relevante ressaltar que o calor gerado durante a hidratação pode desencadear a formação de etringita tardia (DEF), além das fissurações decorrentes de processos térmicos. Este fenômeno expansivo caracteriza-se pelo ataque interno de sulfato, manifestando-se quando o concreto atinge elevadas temperaturas durante a fase inicial da hidratação do cimento. Temperaturas na faixa de 60°C a 65°C, ou mesmo superiores, acarretam potenciais riscos de DEF, sendo essa suscetibilidade influenciada pela composição do cimento, proporções na mistura do concreto e condições ambientais, incluindo a temperatura ambiente e durante o processo de concretagem (BRAGANÇA *et al.*, 2023).

As propriedades térmicas do concreto como condutividade, calor específico, expansão térmica e a taxa de geração de calor, bem como os parâmetros externos da análise que dependem da convecção, temperatura de concretagem e temperatura ambiente do concreto, os quais influenciam diretamente no gradiente de temperatura da estrutura nas idades iniciais.

Assim, esse capítulo visa apresentar o problema térmico, avaliando a temperatura e as propriedades térmicas do concreto em idades iniciais, além de discutir e apresentar os fatores externos que afetam o campo de temperaturas da estrutura. Por fim, o processo de formação da DEF é detalhado e aprofundado.

2.1 DESENVOLVIMENTO DA TEMPERATURA EM IDADES INICIAIS

A equação governante para um problema sólido de transferência de calor 3D é apresentada na Equação 2.1, onde T , t , K_c , ρ_c , C_p e $q(t)$ são temperatura ($^{\circ}\text{C}$), tempo (h), condutividade térmica ($\text{J/mh}^{\circ}\text{C}$), densidade (kg/m^3), calor específico ($\text{J/kg}^{\circ}\text{C}$), e taxa de geração de calor ($\text{J/m}^3\text{h}^{\circ}\text{C}$), respectivamente, e x , y e z são as coordenadas (m), conforme regido pela Lei de Fourier (Fourier, 1822). A equação considera o comportamento ortotrópico do material, variando a condutividade térmica de acordo com a orientação, porém, neste estudo será utilizado o modelo simplificado, que considera o comportamento isotrópico da condutividade térmica, ou seja, sem variação dos valores em função da direção.

$$\frac{1}{\rho_c C_p} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) \right] + \frac{q}{\rho_c C_p} = \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2.1)$$

A análise térmica do concreto torna-se complexa, pois a condutividade, o calor específico e a taxa de geração de calor dependem da maturidade do concreto, descrita pelo grau de hidratação do concreto (α) (LEON e CHEN, 2021). Pesquisas numéricas e experimentais indicam que, após a ocorrência de fissuração, a condutividade térmica do concreto diminui, enquanto o calor específico permanece inalterado (VEJMELKOVÁ *et al.*, 2008; SHEN *et al.*, 2020), evidenciando a complexidade da análise.

Essa seção apresenta os diversos fatores que afetam a temperatura durante o processo de hidratação do concreto, e discute diversos modelos para analisar a evolução dos parâmetros térmicos e o desenvolvimento do calor de hidratação.

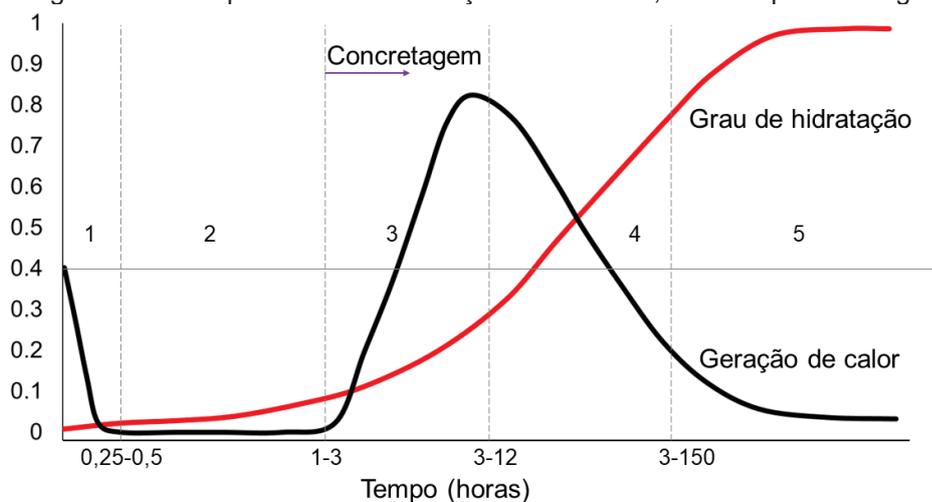
2.1.1 Grau de hidratação (α)

O processo de hidratação do cimento se dá pela reação química do cimento com a água que resulta em produtos que possuem características de pega e endurecimento (MEHTA e MONTEIRO, 2014). De acordo com Brunauer e Copeland (1964), as principais características de interesse da química do concreto são as

alterações na matéria, as variações de energia e a velocidade da reação, pois o conhecimento da quantidade de calor liberado é importante para a determinação da temperatura de hidratação e a velocidade da reação é importante porque determina o tempo de pega e endurecimento.

O fenômeno da hidratação do concreto pode ser agrupado em diferentes etapas, e Byfors (1980) e Mindess *et al.* (1981) subdividiram o ciclo de desenvolvimento da hidratação e da geração de calor em cinco estágios, com informações complementares de Mehta e Monteiro (2014) e Schindler *et al.* (2002). A Figura 2 ilustra os estágios da hidratação ao longo do tempo (horas) e a geração de calor do concreto nas idades iniciais. A escala vertical se remete ao processo de hidratação, zero é antes da adição de água e 1 é a hidratação completa, enquanto a curva de geração de calor não apresenta escala e sim, ilustra o comportamento da geração de calor em relação aos estágios e hidratação.

Figura 2 – Estágios durante o processo de hidratação do concreto, com tempo de estágios em horas.



FONTE: Adaptado de Schindler *et al.*, 2002

I. Estágio 1: Período de rápida evolução de calor e ocorre imediatamente após a adição de água ao cimento. O alto calor inicial de hidratação é causado pela reação de C_3A e gesso, para formar etringita. Durante esta etapa, a alcalinidade da pasta aumenta rapidamente para um pH superior a 12. Esta fase geralmente dura apenas 15 a 30 minutos, e ocorre na central de mistura ou na betoneira.

II. Estágio 2: Designado como estágio dormente, há um período de relativa inatividade, uma vez que a taxa de reação é retardada durante o período de

dormência. Esta é a etapa que permite a colocação e manipulação do cimento Portland, uma vez que ainda se encontra em estado plástico.

III. Estágio 3: O estágio apresenta um nível de atividade muito alto, e a taxa máxima de evolução de calor é atingida durante este estágio. Durante esta etapa ocorre a aceleração do C_3A , a etringita é formada e o calor de hidratação do composto C_3A aumenta a evolução total do calor. Quanto mais gesso houver no sistema, mais tempo a etringita permanecerá instável. Esta etapa pode durar de 3 a 12 horas dependendo da composição do cimento e da temperatura de cura. Esta etapa é acelerada pela presença de álcalis e pelo aumento da finura do cimento (NEVILLE, 1996).

IV. Estágio 4: Fase de desaceleração onde a velocidade das reações diminui e cerca de 50% do cimento hidrata até 24 horas. Esta fase pode durar de 4 a 150 horas.

V. Estágio 5: Todas as reações são concluídas e o concreto atinge sua resistência a longo prazo, sendo chamado de estágio estável.

A composição química do cimento é um fator fundamental no processo de hidratação e dependendo de sua composição, o processo de hidratação será diferente. A Tabela 3 apresenta uma composição típica para cimento tipo CP-V e a Tabela 4 resume a composição típica de óxido do cimento (BRONHOLO, 2020), onde as fórmulas químicas desses compostos são geralmente apresentadas em notação de óxido.

Tabela 3 – Composição típica de cimento comum (CP-IV)

Nome	Abreviatura	Composição	Peso (%)
Silicato tricálcico	C_3S	$3CaO.SiO_2$	44
Silicato dicálcico	C_2S	$2CaO.SiO_2$	21
Aluminato cálcico	C_3A	$3CaO.Al_2O_3$	7
Ferroaluminato	C_4AF	$4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$	9

FONTE: Adaptado de Mehta e Monteiro (2014)

Tabela 4 - Composição típica de óxido de cimento Portland de uso geral

Óxido	Notação abreviada	Nome comum	Peso (%)
CaO	C	Cálcio	61
SiO ₂	S	Sílica	19
Al ₂ O ₃	A	Alumina	4,5
Fe ₂ O ₃	F	Óxido férrico	2,9
MgO	M	Magnésia	2,8

K ₂ O	K	Álcalis	0,7
Na ₂ O	N		0,2
SO ₃	S	Trióxido de enxofre	3,5
CO ₂	C	Dióxido de carbono	-
H ₂ O	H	Água	-

FONTE: Adaptado de Bronholo (2020)

Como as propriedades do cimento Portland estão relacionadas ao teor de seus compostos, é comum na indústria do cimento calcular o teor dos compostos do cimento Portland a partir da análise de óxidos pelo uso de um conjunto de equações que foram originalmente desenvolvidas por Robert Herman Bogue (MEHTA e MONTEIRO, 2014). As equações se aplicam aos cimentos Portland com uma relação A/F (alumina/óxido férrico) igual a 0,64 ou maior, conforme Equação 2.2 (Taylor, 1989).

$$\begin{aligned}
 \%C3S &= 4,0710.CaO - 7,6024.SiO_2 - 1,4297.Fe_2O_3 - 6,7187.Al_2O_3 \\
 \%C2S &= 8,6024.SiO_2 + 1,0785.Fe_2O_3 + 5,0683.Al_2O_3 - 3,0710.CaO \\
 \%C3A &= 2,6504.Al_2O_3 - 1,6920.Fe_2O_3 \\
 \%C4AF &= 3,0432.Fe_2O_3
 \end{aligned}
 \tag{2.2}$$

Há diversos tipos de cimento presentes no mercado, como CP I, CP I-S CP II, CP II-F, CP II-E, CP II-Z CP III, CP IV, CP-V-ARI; cada qual com sua composição e características que impactam no processo de hidratação do concreto. O grau de hidratação do concreto é definido pela relação entre a quantidade de materiais cimentícios hidratados e a quantidade original. O grau de hidratação tem valor 0,0 no início da hidratação e 1,0 no final. Porém, o valor final de 1,0 praticamente nunca ocorre, pois na realidade nem todos os materiais cimentícios hidratam (MARTIROSYAN, 2017).

Muitas fórmulas matemáticas da relação hidratação-maturidade foram propostas na literatura, as quais podem ser aproximadas por vários parâmetros, como quantidade de água quimicamente ligada, calor de hidratação, propriedades mecânicas do concreto endurecido e assim por diante (SCHINDLER *et al.*, 2002). A abordagem é amplamente utilizada entre os pesquisadores. Para estimar o grau de hidratação $\alpha(t)$ no tempo t com base na geração de calor no concreto, utiliza-se a Equação 2.3.

$$\alpha(t) = \frac{H(t)}{H_u} \quad (2.3)$$

Onde: $\alpha(t)$ é o grau de hidratação no tempo, $H(t)$ desenvolvimento total de calor no tempo (J/g) e H_u é o desenvolvimento máximo de calor (com 100% de hidratação completa) (J/g).

A Tabela 5 apresenta alguns modelos matemáticos disponíveis para avaliar o grau de hidratação com base na maturidade do concreto. O modelo proposto por Hansen e Pedersen (1989), Equação 2.4, introduz uma função exponencial com parâmetros de ajuste de curva de tempo de hidratação (τ) e inclinação (β). As Equações 2.5, 2.6 e 2.7, referente aos modelos de Byfors (1980), Knudsen (1982) e Nakamura *et al.* (1999), respectivamente, lidam com parâmetros que devem ser obtidos experimentalmente para ajustar a forma da curva de hidratação.

Tabela 5 – Modelos de hidratação do concreto

Hansen e Pedersen (1989)	$\alpha(t_e) = \exp\left(-\left[\frac{\tau}{t_e}\right]\right)^\beta$	(2.4)
Byfors (1980)	$\alpha(t_e) = \exp\left\{-\lambda \left[\ln\left(1 + \frac{t_e}{\tau}\right)\right]^\beta\right\}$	(2.5)
Knudsen (1982)	$\alpha(t_e) = \frac{t_e}{1/C}$	(2.6)
Nakamura <i>et al.</i> (1999)	$\alpha(t_e) = 1 - \exp(-\lambda t_e)$	(2.7)
Schindler <i>et al.</i> (2002)	$\alpha(t_e) = \alpha_u \exp\left(-\left[\frac{\tau}{t_e}\right]\right)^\beta$	(2.8)

FONTE: O Autor (2023)

Na Tabela 5 tem-se que $\alpha(t_e)$ é o grau de hidratação no tempo equivalente t_e ; t_e é o tempo equivalente (horas); τ parâmetro de tempo de hidratação (horas); β parâmetro de inclinação da curva de hidratação; λ parâmetro de forma da curva de hidratação e; C parâmetro de forma da curva de hidratação dependente da distribuição do tamanho das partículas.

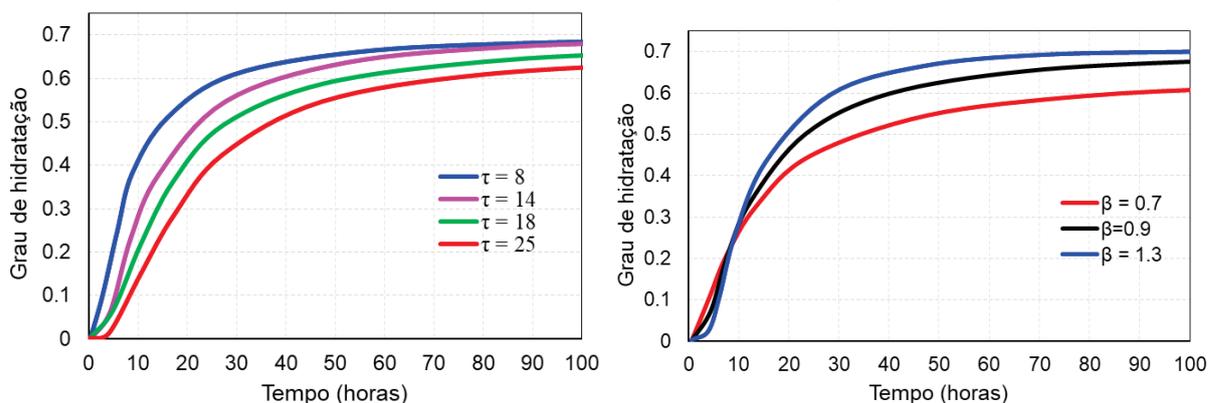
No modelo apresentado por Schindler *et al.* (2002) o parâmetro adicional (α_u) foi introduzido para explicar o fenômeno de que a hidratação completa raramente ocorre, como descrito anteriormente. O grau de hidratação pode ser determinado para temperaturas diferentes da temperatura de referência, utilizando o método de maturidade por idade equivalente. Com este método, apenas o parâmetro tempo de hidratação é ajustado e o grau de hidratação é traduzido em relação ao tempo. No

escopo deste estudo, o modelo fornecido por Schindler *et al.* (2002), Equação 2.9, foi utilizado.

$$\alpha(t_e) = \alpha_u \exp\left(-\left[\frac{\tau}{t_e}\right]^\beta\right) \quad (2.9)$$

O parâmetro de tempo de hidratação (τ) representa o tempo de atraso entre a mistura e a pega. Quanto menor for o parâmetro, mais rápida será a hidratação. Valores mais elevados do parâmetro estão relacionados a materiais cimentícios mais reativos, enquanto valores mais baixos de τ são esperados para cimentos que contêm cinzas volantes ou escória. O parâmetro de inclinação de hidratação (β), altera predominantemente a inclinação da curva de hidratação, no entanto, o tempo de hidratação é adicionalmente afetado. Um aumento em β está associado a materiais cimentícios mais reativos (SCHINDLER *et al.*, 2002). A Figura 3 apresenta a influência dos valores de τ e β na curva de hidratação do concreto.

Figura 3 – Influência dos parâmetros τ e β na curva de hidratação do concreto. (a) Comportamento da curva com valores de τ ; (b) Comportamento da curva com valores de β



FONTE: O Autor (2023)

O grau final de hidratação do cimento é governado pela disponibilidade de água para reagir com o cimento (relação a/c) e espaço para depositar os produtos de hidratação (SMOLANA *et al.*, 2022). Após a concretagem, a água da pasta de cimento é perdida por difusão, absorção, evaporação e outros fatores. Deve-se garantir o mínimo de 0,42 na relação a/c da mistura (HANSEN, 1986). Mills (1966) apresenta a Equação 2.10 para o cálculo do máximo grau de hidratação do concreto.

$$\alpha_u = \frac{1,031 a/c}{0,194 + a/c} \quad (2.10)$$

A determinação do parâmetro tempo equivalente (t_e), para o cálculo do grau de hidratação, é dada pela Equação 2.11 com base nos estudos de Hansen e

Pedersen (1985) e pode variar dependendo da temperatura do concreto durante o processo de hidratação. Na equação, E_a é energia de ativação do concreto (J/mol); R é constante universal de gás (8,3144 J/molK); T_r temperatura de referência (Kelvin); $T_c(t)$ é a temperatura do concreto no tempo t .

$$t_e = \int_0^t \exp\left(\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_r} - \frac{1}{T_c(t)}\right)\right) dt \quad (2.11)$$

A energia de ativação (E_a) está relacionada à quantidade mínima de energia necessária para iniciar as reações químicas de hidratação e pode ser determinada a partir de curvas relativas entre o progresso da hidratação e o calor de hidratação liberado a uma dada temperatura (ATKINS, 1998; REGOURD *et al.* 1980; CARVALHO, 2002). Utilizando ensaios calorimétricos, é possível determinar valores constantes para a energia de ativação. Como por exemplo, D'aloia e Chanvillard (1998) encontraram valores na ordem de 38,6 kJ/mol; Gauthier e Regourd (1982) tomaram valores de 42 a 47 kJ/mol, e Bye (1983) determinou valores numa amplitude de 40 a 50 kJ/mol. Porém, a formulação proposta por Hansen e Pedersen (1985) indica que a E_a depende da temperatura média de cura do concreto, conforme a Equação 2.12.

$$\begin{aligned} E_a &= 33500 + 1470(20 - T_c) && \text{para } T_c < 20^\circ\text{C (J/mol)} \\ E_a &= 35000 && \text{para } T_c \geq 20^\circ\text{C (J/mol)} \end{aligned} \quad (2.12)$$

Assim, com os parâmetros e equações apresentadas, é possível determinar o grau de hidratação do concreto de acordo com as características do cimento e sua composição química.

2.1.2 Geração de calor (Q_c)

O calor de hidratação do concreto pode variar de acordo com a composição do cimento, e os principais responsáveis pela geração de calor são os minerais do clínquer C_3S e C_3A (MARTIROSYAN, 2017), apresentados na Tabela 1. A determinação do calor final de hidratação (H_u), quando todas as partículas de cimento atingem 100% de hidratação, pode ser realizado em laboratório com ensaios calorimétricos ou pela Equação 2.13, onde H_{cem} é calor de hidratação do cimento (J/g) e P_{cem} é a porcentagem de cimento na mistura (TAYLOR, 1989).

$$H_u = H_{cem} P_{cem} \quad (2.13)$$

A determinação do calor final total de hidratação do concreto Q_c (J/m³) é determinada pela Equação 2.14, e depende do calor último de hidratação de materiais

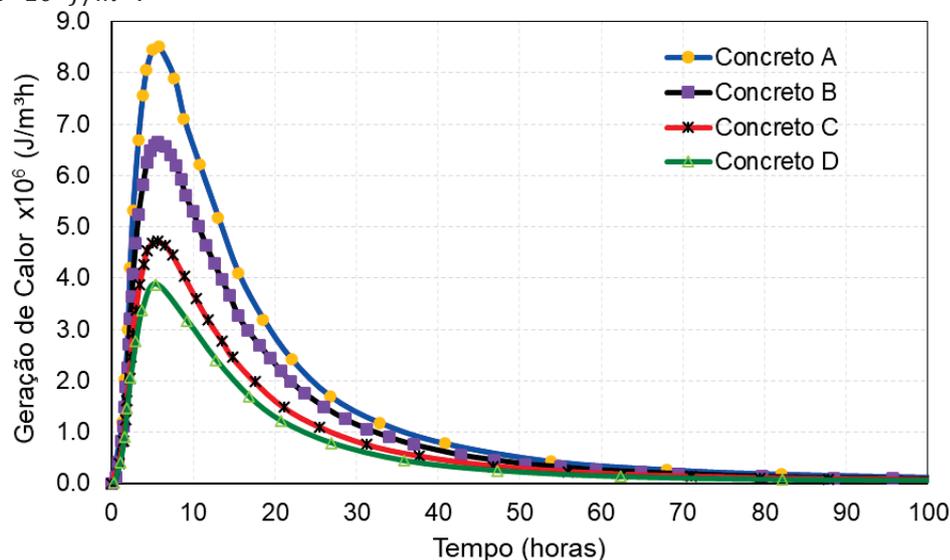
cimentícios (H_u) (J/kg), descrita na Equação 2.13 e do conteúdo de cimento da mistura (C_{cem}) (kg/m³) (SCHINDLER *et al.*, 2002). Para estimar a geração de calor do concreto $q(t)$ (J/m³h°C), utiliza-se a Equação 2.15.

$$Q_c = H_u C_{cem} \quad (2.14)$$

$$q(t) = Q_c \alpha(t_e) \left(\frac{\tau}{t_e} \right)^\beta \frac{\beta}{t_e} \exp\left(\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_r} - \frac{1}{T_c(t)} \right) \right) \quad (2.15)$$

As variáveis que afetam a taxa de liberação de calor são a temperatura inicial do concreto, o tipo de cimento, a energia de ativação, o conteúdo de cimento, dentre outros (SCHINDLER e FOLLIARD, 2005). A Figura 4 mostra as taxas de geração de calor do concreto Q_c considerando diferentes tipos de cimento, mantendo o percentual de conteúdo de cimento na mistura (471 kg/m³). Os cimentos utilizados nos concretos são equivalentes aos específicos tipos: (A) CP V ARI; (B) CP II F 40; (C) CP IV; e (D) Cimento Portland de Baixo Calor de Hidratação (BC) como CP III-32.

Figura 4 – Gerações de calor para concretos com calor final total de hidratação (Q_c) variados: Concreto A $Q_c = 2,31 \cdot 10^8$ J/m³; Concreto B $Q_c = 1,77 \cdot 10^8$ J/m³; Concreto C $Q_c = 1,28 \cdot 10^8$ J/m³ e; Concreto D $Q_c = 1,04 \cdot 10^8$ J/m³.



FONTE: O Autor (2023)

2.1.3 Condutividade térmica (K_c)

A condutividade térmica (K_c) é a propriedade do material de conduzir calor e pode ser definida como a razão entre a taxa de fluxo de calor transmitido através de um material e o gradiente de temperatura (JANNA, 2000). De acordo com Kim *et al.* (2003) e Mehta e Monteiro (2014), a condutividade térmica do concreto é influenciada

pelas características mineralógicas do agregado, por tipos de aditivos, fração volumétrica de agregados, fração de agregados finos, teor de umidade, densidade, temperatura e relação a/c.

Khan *et al.* (1998) relataram para concretos de resistência convencional, que os valores de condutividade térmica na fase de endurecimento variam de 1,72–1,74 W/m°C (6,18–6,26 kJ/mh°C) e valores de 1,14–1,17 W/m°C (4,1–4,21 kJ/mh°C) para concretos endurecidos. Van Breugel (1998) relatou uma diminuição de 30% na condutividade térmica ao longo de todo o processo de hidratação. A Equação 2.16 é utilizada para descrever a relação da condutividade térmica e o grau de hidratação do concreto, onde K_{uc} é a condutividade térmica máxima do concreto endurecido, obtido através de um experimento utilizando uma câmara de difusão térmica e $\alpha_r(t) = \alpha/\alpha_u$.

$$K_c(\alpha_r) = K_{uc}(1,33 - 0,33\alpha_r(t)) \quad (2.16)$$

A condutividade térmica é de grande importância, pois determina a taxa de condução do calor no concreto e, conseqüentemente, a magnitude dos gradientes de temperatura e das tensões térmicas (MINDESS e YOUNG, 1981). Nesse estudo, a Equação 2.16 é utilizada para descrever a condutividade térmica do concreto nas idades iniciais.

2.1.4 Calor específico (C_p)

O calor específico de um material é definido como a quantidade necessária de calor por unidade de massa para elevar a temperatura em um grau Celsius (MEHTA e MONTEIRO, 2014). O calor específico do concreto convencional não é muito afetado pelo tipo de agregado, mas depende significativamente da relação a/c, temperatura e teor de água (MARTIROSYAN, 2017). Segundo Mindess e Young (1981), o calor específico do concreto varia na faixa de 800-1200 (J/kg°C). A Tabela 6 apresenta valores típicos de calor específico para os elementos que compõem o concreto: cimento, água e agregados (LIN e CHEN, 2015).

Tabela 6 – Calor específico dos materiais que compõem o concreto.

Material	Calor específico (J/kg°C)
Cimento	1140
Água	4187
Agregados	770-910

FONTE: Lin e Chen (2015)

Van Breugel (1997) introduz a Equação 2.17 para avaliar o calor específico do concreto, o qual depende das proporções da mistura do concreto, do grau de hidratação e da temperatura do concreto. A Equação 2.17 é utilizada para determinar o C_p nas aplicações deste trabalho.

$$C_p(\alpha_r, T(t)) = \frac{1}{\rho} (W_c \alpha_r C_{cef} + W_c (1 - \alpha_r) C_{cem} + W_a C_a + W_s C_s + W_w C_w) \quad (2.17)$$

Onde: $\alpha_r(t) = \alpha/\alpha_u$ (conforme discutido na Equação 2.9 e 2.10); ρ é massa específica de concreto por unidade de volume de concreto (kg/m^3); W_c é a massa de cimento por unidade de volume de concreto (kg/m^3); W_a é a massa de agregado graúdo por unidade de volume de concreto (kg/m^3); W_s é a massa de agregado miúdo por unidade de volume de concreto (kg/m^3); W_w é a massa de água por unidade de volume de concreto (kg/m^3); C_{cem} é o calor específico do cimento ($\text{J}/\text{kg}^\circ\text{C}$); C_a é o calor específico agregado graúdo ($\text{J}/\text{kg}^\circ\text{C}$); C_s é o calor específico agregado miúdo ($\text{J}/\text{kg}^\circ\text{C}$); C_w é o calor específico da água ($\text{J}/\text{kg}^\circ\text{C}$); C_{cef} é o calor específico fictício do cimento hidratante ($\text{J}/\text{kg}^\circ\text{C}$) dada pela Equação 2.18 e; $T_c(t)$ é a temperatura do concreto no tempo t .

$$C_{cef} = 8,4 T_c(t) + 339 \quad (2.18)$$

A seção 2.1 apresentou os principais parâmetros que influenciam no desenvolvimento da temperatura em idades iniciais, sendo o Grau de Hidratação, a Geração de Calor, a Condutividade Térmica e o Calor Específico. Na seção 2.2 serão descritas as condições de contorno dos problemas térmicos, que atuam diretamente no desenvolvimento da temperatura do concreto nas idades iniciais.

2.2 CONDIÇÕES DE CONTORNO DOS PROBLEMAS TÉRMICOS

Para o caso de concretos executados em situações práticas, há diferentes cargas térmicas como: temperatura ambiente, temperatura do solo, temperatura de concretagem e cargas térmicas radiativas. O calor será transferido do entorno e para o entorno, e o desenvolvimento da temperatura na estrutura de concreto é determinado pelo equilíbrio entre a geração de calor no concreto e a troca de calor com o meio ambiente, assim, o entorno pode ser uma fonte adicional de calor ou estar

em uma temperatura mais baixa do que o concreto em hidratação (SCHINDLER *et al.*, 2002; CARVALHO, 2002).

Se as condições de contorno do sólido em que está ocorrendo a hidratação não forem adiabáticas, a grandeza mais importante no processo não é a quantidade total de calor de hidratação, mas sim, a velocidade que esse calor é gerado (CARVALHO, 2002). Nessa seção os fatores externos que influenciam na geração de calor, chamados de condições de contorno térmicos, são apresentados e explicados.

2.2.1 Convecção

A convecção de superfície é usada para descrever a transferência de calor entre sólido e fluido, ou seja, é a transferência de calor pelo movimento de massa de um fluido ou gás, como água ou ar, no qual as partículas aquecidas se afastam da fonte de calor, carregando o calor com elas (LIN e CHEN, 2015; MARTIROSYAN, 2017). Para estruturas de concreto, a convecção depende dos tipos de fôrma, período de pega, métodos de cura e velocidade do vento (SCHINDLER *et al.*, 2002).

A equação governante (Equação 2.19) para convecção térmica é a lei do resfriamento de Newton (BURMEISTER, 1993; YUNUS, 2002), onde q_c é o fluxo de calor por convecção ($\text{kJ/m}^2\text{h}$), h_c é o coeficiente de convecção da superfície ($\text{kJ/m}^2\text{h}^\circ\text{C}$), T_s é a temperatura da superfície ($^\circ\text{C}$) e T_a é a temperatura do ambiente (temperatura do ar, $^\circ\text{C}$).

$$q_c = h_c (T_s - T_a) \quad (2.19)$$

A transferência de calor por convecção pode ser categorizada em convecção livre e convecção forçada. A convecção livre é definida quando o movimento do fluido é simplesmente causado por forças de empuxo devido às diferenças de densidade e a convecção forçada é quando forças externas controlam o movimento do fluido (LIN e CHEN, 2015). Portanto, o coeficiente de transferência de calor por convecção, h_c , depende das condições ambientais, principalmente do vento (BOBKO *et al.*, 2013; SAEED *et al.*, 2016; WU *et al.*, 2011), e deve ser ajustado com base na velocidade do vento (v_w) através da Equação 2.20, proposta por McAdams e McGraw (1954). Nessa equação h_c é o coeficiente de convecção superficial ($\text{kJ/m}^2\text{h}^\circ\text{C}$), e v_w é a velocidade do vento (m/s). A velocidade do vento pode ser obtida através de dados de monitoramento de uma estação meteorológica local.

$$\begin{cases} h_c = 20 + 14 v_w & \text{se } v_w \leq 5 \text{ m/s} \\ h_c = 25,6 v_w^{0.78} & \text{se } v_w > 5 \text{ m/s} \end{cases} \quad (2.20)$$

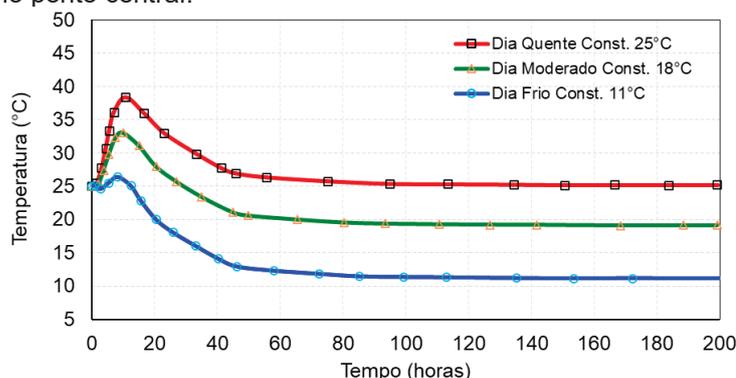
2.2.2 Temperatura Ambiente

No concreto massa, a temperatura ambiente, também chamada de temperatura prescrita no contorno (correspondente à uma condição de Dirichlet), ocorre na interface entre o concreto e água, ou concreto e o ar, onde devido a convecção, a temperatura do concreto e do ambiente tendem a ser a mesma (MEHTA e MONTEIRO, 2014)

A temperatura ambiente, assim como a temperatura de concretagem (descrito no próximo item), são poucos explorados na literatura e não há vasta base bibliográfica. Contudo, a temperatura ambiente influencia de forma direta e significativa os resultados de temperatura de hidratação do concreto, seja em uma consideração de temperatura ambiente constante (média de um período) ou da temperatura real variando ao longo do tempo.

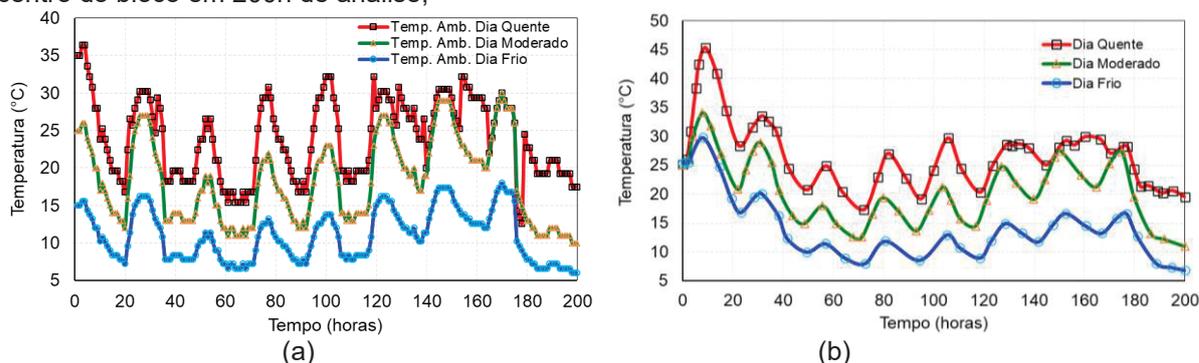
A depender das dimensões do bloco de concreto analisado, a temperatura ambiente tende a governar os resultados da temperatura, predominando sob o efeito da hidratação do concreto, e por consequência, as tensões de origem térmica. A Figura 5 ilustra a influência da temperatura ambiente constante nos valores de temperatura máxima de um bloco de 50x50x50cm. A Figura 6 apresenta os valores de temperatura máxima de hidratação de um bloco de 50x50x50cm para condições ambientes variando ao longo do tempo, com base na temperatura real de uma determinada região, para três considerações: dia frio (média de 11°C), moderado (média de 19°C) e quente (média de 25°C).

Figura 5 – Influência da temperatura ambiente constante na temperatura de hidratação do concreto de um bloco de 50cm no ponto central.



FONTE: O Autor (2023).

Figura 6 – Influência da temperatura ambiente real na temperatura de hidratação do concreto: (a) Temperatura ambiente para as três considerações climáticas da análise; (b) Temperatura máxima no centro do bloco em 200h de análise;



FONTE: O Autor (2023)

Assim, a temperatura ambiente é fundamental para uma análise condizente com aplicações reais, uma vez que afeta de forma significativa o gradiente de temperatura do concreto nas idades iniciais.

2.2.3 Temperatura de concretagem

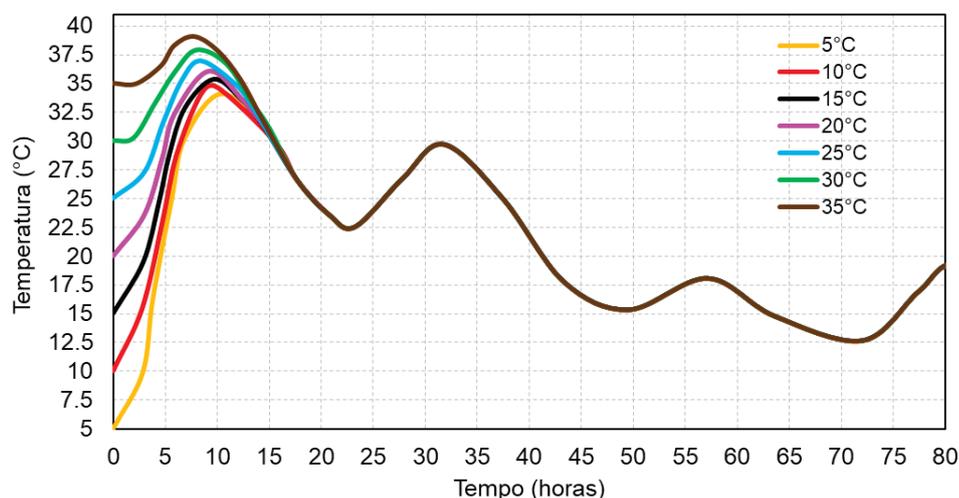
No contexto desse trabalho, a temperatura de concretagem é considerada uma condição de contorno inicial, uma vez que não está ligada diretamente com as propriedades químicas e características da mistura do concreto, e sim, com o controle de temperatura dos materiais ou do ambiente.

Assim como a temperatura ambiente, há poucas pesquisas presentes na literatura que abordam a temperatura de concretagem como um parâmetro que influencia na temperatura gerada pelo processo de hidratação, ou seja, não citam como uma condição de contorno inicial do problema térmico de concretos nas idades iniciais. Porém, a temperatura de concretagem exerce influência significativa e proporcional a sua intensidade na temperatura gerada pelo processo de hidratação do concreto. Se a temperatura de concretagem for elevada, a temperatura máxima devido a hidratação será maior se comparada a uma temperatura de concretagem menor, quando mantidas iguais as demais considerações de análise.

A Figura 7 apresenta o impacto da temperatura de concretagem no desenvolvimento da temperatura de hidratação para condições de temperaturas ambientes ilustradas na Figura 6 (temperatura ambiente real para dia moderado). Assim, observa-se a diferença na temperatura máxima obtida no núcleo do concreto massa. É importante ressaltar que ao variar a temperatura de referência, a curva de geração de calor (Q_c) é alterada, mesmo mantendo-se os parâmetros de entrada do

concreto e somente variando-se a temperatura de concretagem, a fim de isolar o efeito do parâmetro na temperatura máxima do concreto.

Figura 7 – Influência da temperatura de concretagem na temperatura máxima de hidratação do concreto.



FONTE: O Autor (2023)

2.3 FORMAÇÃO DE ETRINGITA TARDIA (DEF)

O processo de hidratação do concreto gera uma grande quantidade de calor, como pode ser visto na seção 2.1, além disso, pode causar variações volumétricas em volumes de concreto massa (GAMBELE *et al.*, 2023). A única característica que distingue o concreto massa de outros concretos é o seu comportamento térmico que se manifesta de maneira mais pronunciado e, por isso, pode causar a perda da sua integridade estrutural e ação monolítica, a depender da intensidade da temperatura de hidratação (ACI 207.1-21, 2022). Em função dos parâmetros grau de hidratação, geração de calor, condutividade térmica, calor específico, da convecção, temperatura ambiente e da temperatura de concretagem, concretos massa podem atingir temperaturas de hidratação que ultrapassam 70°C, quando não há controle dos processos de concretagem, como será mostrado no Capítulo 5 e 6 (TAYLOR 1997; BAUER *et al.* 2006; HÖHLIG *et al.* 2017; MA *et al.* 2017).

A formação de etringita tardia (DEF) é definida como uma reação química expansiva que ocorre em compósitos à base de cimento Portland, após sua pega (ou pelo menos uma porção substancial de toda a pega) sem a penetração/difusão de qualquer fonte externa suplementar de sulfato do ambiente circundante, levando-o à deterioração antecipada (SANCHEZ *et al.*, 2018; MELO, 2010; COLLEPARDI, 2003). Normalmente, esse fenômeno ocorre quando o concreto desenvolve temperaturas

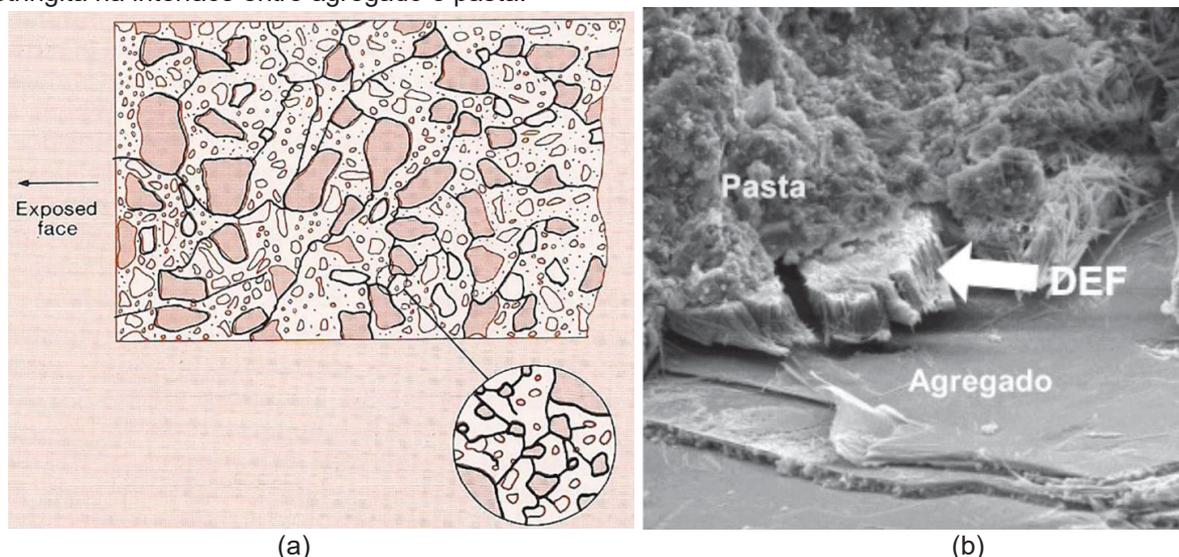
que podem variar acima de 60°C a 65°C logo nas primeiras horas após a concretagem, o que é muito comum em elementos de concreto curados a vapor em altas temperaturas ou mesmo em estruturas massa (TAYLOR *et al.*, 2001). A Tabela 2, exposta no capítulo de introdução, apresenta algumas especificações internacionais com a indicação de máximas temperaturas devido ao processo hidratação do concreto visando evitar a formação de etringita tardia, com valores variando entre 60°C e 70°C (BAUER *et al.*, 2006).

A reação da DEF é desencadeada por três fatores principais: cura em alta temperatura, química desfavorável do cimento em relação a sulfatos e aluminatos e presença de água (DIAMOND 1996; GODART, 2017, IFSTTAR, 2018; HASPARYK e KUPERMAN, 2019). Além desses fatores-chave para desencadear a DEF, a finura do cimento, o teor de álcalis, a relação SO_3/Al_2O_3 e $(SO_3)^2/Al_2O_3$ (devendo ser idealmente inferiores à 0,5 e 2,0, respectivamente), bem como as condições de cura e exposição têm grande influência na formação de etringita tardia (BROWN e BOTHE 1993; KELHAM, 1996; HOBBS, 1999; TOSUN, 2006; BAUER *et al.* 2006; MALBOIS *et al.*, 2019; ZHANG *et al.*, 2021). Algumas características do cimento são apontadas como fatores influentes para a ocorrência da DEF por favorecerem a sua expansão: teores de SO_3 superiores a 2,6%, C_3A entre 7 e 11% e álcalis equivalentes superiores a 3 kg/m³ (IFSTTAR, 2018).

Com a formação da DEF, são geradas expansões heterogêneas no concreto endurecido, de maneira não uniforme e localizada, ocorrendo depois de meses ou anos após a concretagem, associada a um ataque prejudicial por sulfatos. Os resultados danosos são perdas de resistência mecânica por fissuração e fragmentação em concretos rígidos (COLLEPARDI, 2003; BRONHOLO, 2020). A etringita tem característica expansiva quando formada tardiamente, que se espalha pela matriz da pasta de cimento e pela zona de transição, levando a fissuras ao longo do tempo (HASPARYK *et al.*, 2016; BRAGANÇA *et al.*, 2021; PORTELLA *et al.*, 2021; TIECHER *et al.*, 2021).

Sanchez *et al.*(2018) ilustra o comportamento da fissuração da reação expansiva de DEF, Figura 8a, onde observa-se a formação de fissuras na pasta e na interface entre a pasta com os agregados, ou seja, na zona de transição; e a Figura 8b apresenta a formação de cristais etringita na interface entre a pasta e o agregado, e estes cristais, devido à sua tendência de adsorver água, são altamente expansivos (SANCHEZ *et al.*, 2018; SCHOVANZ, 2019; THIEBAUT, 2019).

Figura 8 – Desenho esquemático dos efeitos dos mecanismos de expansão (a) e formação de etringita na interface entre agregado e pasta.



FONTE: (a) Sanchez *et al.*, (2018); (b) Schovanz (2019).

Na literatura há diversos trabalhos que relatam a ocorrência de DEF em obras reais, e as primeiras notícias sobre danos relacionados à DEF datam de 1965, por Kennerly (1965) na Nova Zelândia. Sahu e Thaulow (2004) investigaram DEF em dormentes rodoviários de concreto, na Suécia, e Mielenz *et al.* (1995), Ozol e Strad (2000) e Hasparyk e Kuperman (2019), também relataram a ocorrência de DEF em peças de concreto pré-moldadas, muitas vezes pré-tensionadas e/ou curadas a vapor, como dormentes para linhas férreas. Thomas *et al.* (2008) identificaram deterioração devido a DEF em pilares de um viaduto nos EUA, e Ceary (2007) avaliou a estrutura de oito pontes nos EUA, confirmando a presença de DEF em todos os elementos.

O objetivo desse trabalho é analisar a potencial formação da etringita tardia devido as altas temperaturas causadas pelo processo de hidratação do concreto, assim, não serão aprofundados os estudos em escala micro e os mecanismos químicos da DEF. O efeito em escala macroestrutural e a correlação com o calor de hidratação são os enfoques do estudo. Nesse contexto, o trabalho de Hobbs (1999) relacionou vários casos de DEF ocorridos no Reino Unido (5 pontes em Yorkshire e 3 em Lancashire; 1 ponte próxima a Liverpool; 1 ponte em Midlands; 2 docas de secagem; aproximadamente 25 estruturas no sudoeste da Inglaterra e; 9 estruturas de piso no sudeste da Inglaterra) devido as elevadas temperaturas (aproximadamente 80°C) que foram causadas pelo alto consumo de cimento (acima de 450 kg/m³) e as grandes dimensões dos elementos. Divet e Pavoine (2002) analisaram DEF

relacionados ao calor de hidratação do concreto em pilares com grandes seções e blocos de coroamento de pontes na França, onde o consumo de cimento foi da ordem de 400 kg/m^3 (moldados in loco) e atingiram aproximadamente 80°C durante a etapa de cura. Ainda, expansões devido a DEF foram identificadas em pilares de ponte (moldados in loco) de rodovias na América do Norte, com seções transversais na ordem de 2m^2 e temperatura devido a hidratação acima de 70°C (THOMAS *et al.*, 2008).

Ao analisar as propriedades mecânicas do concreto, o efeito da expansão da DEF causa degradação no Módulo de Elasticidade (E), na Resistência à Compressão (f_{ck}) e na Resistência à Tração (f_{tk}) ao longo do tempo e em função do nível de dano da expansão (PAVOINE, 2003; SHIMADA, 2005; BRUNETAUD *et al.*, 2008). As expansões da DEF são intensas e crescem rapidamente, o processo de cicatrização (“efeito cicatrizante” graças a uma hidratação contínua do cimento devido à entrada de água através das fissuras) não deverá ser capaz de preencher as fissuras, levando assim a uma diminuição da resistência à compressão (MARTIN *et al.*, 2012)

A Tabela 7 apresenta uma análise global dos danos causados pela DEF em concretos sem aditivos considerando o progresso das reações expansivas com base no estudo experimental realizado por Sanchez *et al.*, (2018). De acordo com Sanchez *et al.*, (2018) e Hasparyk *et al.*, (2022), o módulo de elasticidade é a propriedade mais afetada pelas expansões crescentes, sendo que para o nível “dano moderado” com expansão abaixo de 0,03%, a perda do módulo pode chegar a 22%. A resistência à tração, responsável por absorver as tensões de tração de origem térmica do processo de hidratação, pode apresentar perda na ordem de 23% em um nível de dano alto.

Tabela 7 – Análise global dos danos causados pela DEF sem aditivos.

Nível de dano	Nível de expansão (%)	Redução máxima (%) observada		
		Resistência à compressão	Resistência à tração	Módulo de elasticidade
Moderado	0,02-0,03	13	7	22
Alto	0,04-0,20	25	23	45
Muito Alto	0,30-0,52	28	37	68
Ultra Alto	0,53-1,10	64	59	82
	>1,10	62	61	78

FONTE: Sanchez *et al.*, (2018).

Contudo, esses valores podem variar de concreto para concreto, a depender da composição química, das propriedades da mistura, das condições de concretagem, das condições externas, da temperatura ambiente, dentre outros fatores. Nos estudos de Bragança *et al.* (2021) a partir de níveis de expansão de 0,015%, o módulo de elasticidade tende a diminuir à medida que as expansões aumentam, assim, o módulo foi influenciado negativamente, com cerca de 35% de perda em um ano. Nos estudos de Bronholo (2020), concretos afetados com DEF apresentaram 0,37% de expansão com 1 ano, e uma redução de 22% na resistência à compressão e uma queda de 32% no módulo de elasticidade.

As propriedades mecânicas do concreto na análise termomecânica serão abordadas na próxima seção (Capítulo 3) com equações e características para suas determinações em função do grau de hidratação do concreto. Assim, será possível correlacionar a influência da DEF nas propriedades mecânicas do concreto na análise termomecânica devido ao calor de hidratação da mistura.

3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

Visando a determinação dos campos de tensão e o risco de fissuração devido a fenômenos relacionados com o processo de hidratação durante as idades iniciais do concreto, as propriedades mecânicas do material dependentes do tempo em função do grau de hidratação (módulo de elasticidade, resistência à compressão e tração, coeficiente de Poisson e fluência), juntamente com os parâmetros térmicos devem ser avaliados (MARTIROSYAN, 2017). As propriedades mecânicas do concreto dependem de vários fatores, sendo estes principalmente a dosagem, tipo de cimento, composição química do cimento, agregados, condições ambientais e de cura.

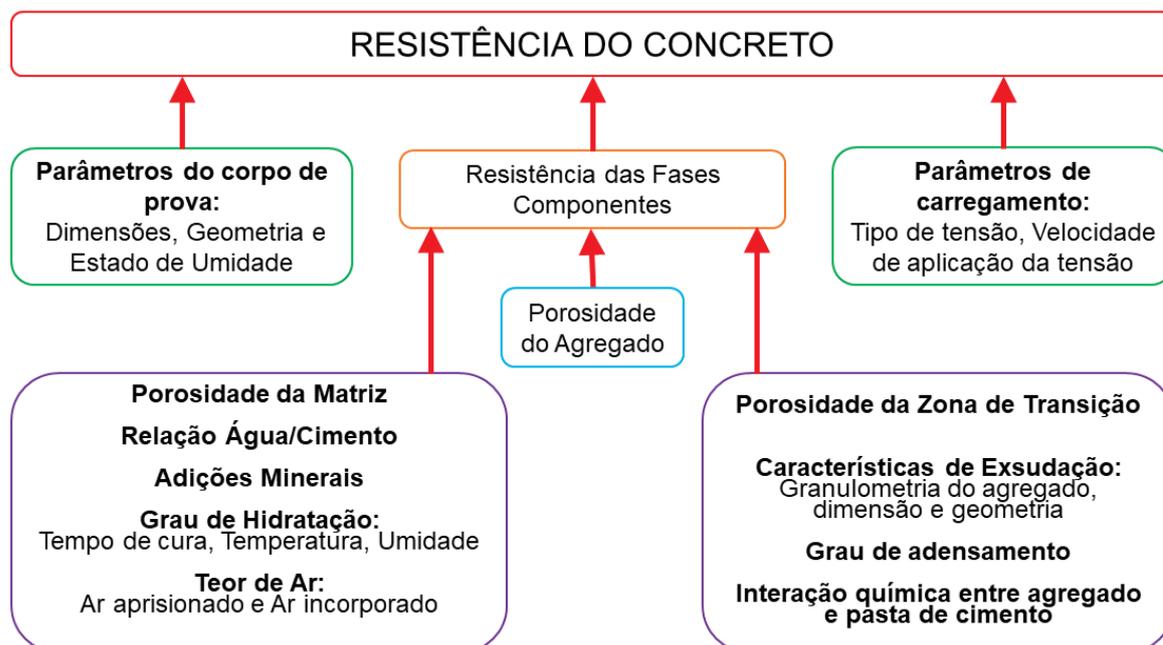
Existem vários modelos que avaliam o desenvolvimento das propriedades mecânicas do concreto, bem como a resistência do concreto à falha devido as tensões de tração de origem térmica. Ainda, a formação da DEF no processo de hidratação afeta as propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo. Nesse capítulo são detalhadas as propriedades do concreto relacionadas a análise termomecânica.

3.1 RESISTÊNCIA DO CONCRETO

A resistência de um material é definida como a capacidade para resistir à tensão sem se romper. O termo resistência pode se referir à resistência à compressão ou à tração do material, pois o concreto é frágil à tração, mas relativamente resistente à compressão (MEHTA e MONTEIRO, 2014). Muitas das propriedades do concreto, como módulo de elasticidade, estanqueidade ou impermeabilidade, estão ligadas à resistência e, por isso, podem ser deduzidas a partir dos dados da resistência (obtidas por ensaios de laboratório). A Figura 9 ilustra os numerosos fatores que afetam a resistência do concreto.

A resistência à compressão (f_c) é uma das características mais importantes do concreto e pode ser determinada através de cálculos com base no traço da mistura ou por meio de ensaios de corpos de prova (AENOR, 2009). A resistência à compressão é normalmente referida ao seu valor característico (f_{ck}) aos 28 dias.

Figura 9 – Interação de fatores que influenciam a resistência do concreto ao longo do tempo.



FONTE: Mehta e Monteiro (2014).

A resistência característica do concreto (f_{ck}) é definida como aquela que seria superada, em tese, por 95% dos valores individuais, ou seja, só haveria uma chance de 5% de um valor individual mostrar-se inferior ao característico (HELENE e SILVA FILHO, 2011). Este valor é utilizado pelo projetista estrutural e aplicado para dimensionamento e análise de estruturas de concreto (CEB-FIP, 2013). Segundo a NBR 6118 (2023), o valor médio da resistência à compressão (f_{cm}) pode ser estimado com base no f_{ck} , Equação 3.1, ambos às idades de 28 dias.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} \quad (3.1)$$

A determinação da resistência à tração é fundamental para análise termomecânica do concreto devido ao processo de hidratação, uma vez que as tensões críticas geradas pelo gradiente de temperatura são de tração, onde não são utilizadas armaduras de aço para resistir às tensões de tração em regiões fissuradas (MEHTA e MONTEIRO, 2014). A NBR 6118 (2023) apresenta equações para determinação da resistência média à tração do concreto ($f_{ct,m}$) em função da classe de resistência, como expresso na Equação 3.2.

$$\begin{cases} f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln[1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + 8)] & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.2)$$

Além disso, a NBR 6118 (2023) sugere estimar os valores inferior e superior para a resistência à tração característica usando a Equação 3.3.

$$\begin{cases} f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \\ f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \end{cases} \quad (3.3)$$

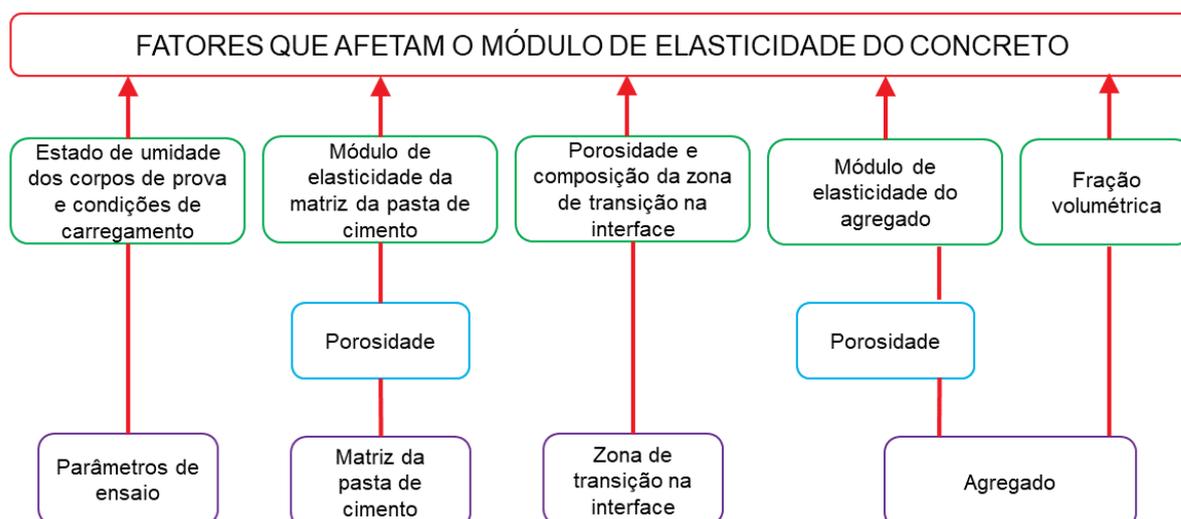
A resistência média à tração também pode ser calculado pela equação proposta por Wight e MacGregor (2009), obtida a partir da resistência média de corpos de prova de um enorme banco de dados experimental, Equação 3.4.

$$f_{ct} = 0,53 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (3.4)$$

3.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

O módulo de elasticidade (E_{ci}) pode ser descrito como a razão entre o incremento de tensão e o incremento de deformação, conforme a Lei de Hooke, para materiais homogêneos. Segundo Mehta e Monteiro (2014), o E_c do concreto é afetado por vários fatores que estão ilustrados na Figura 10.

Figura 10 – Fatores que influenciam o módulo de elasticidade do concreto ao longo do tempo.



FONTE: Mehta e Monteiro (2014).

A relação do módulo de elasticidade (E_{ci}) e a resistência do concreto (f_{ck}), aos 28 dias de idade, pode ser obtida pela Equação 3.5 (NBR 6118, 2023). A constante α_E é o coeficiente qualitativo agregado que depende dos tipos de agregados e está resumido na

Tabela 8. A norma ainda apresenta que na avaliação do comportamento estrutural, pode ser adotado o valor de módulo de elasticidade único, seja à tração ou à compressão, sendo o módulo de elasticidade secante (E_{cs}), obtidos pelas Equações 3.6 e 3.7.

$$\begin{cases} E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{MPa} \\ E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} & \text{para } f_{ck} > 50 \text{MPa} \end{cases} \quad (3.5)$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3.6)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.7)$$

Tabela 8 – Coeficiente qualitativo do agregado

Tipo de agregado	α_E
Basalto	1,20
Quartzo	1,0
Calcário	0,90
Arenito	0,70

FONTE: NBR 6118 (2023).

A Tabela 9 apresenta os valores do módulo de elasticidade inicial do concreto (E_{ci}), o módulo secante (E_{cs}) e os valores de α_i para diferentes classes de concreto, considerando o agregado como quartzo e os valores em MPa.

Tabela 9 – Módulo inicial e módulo de elasticidade secante com base na NBR6118 (2023) considerando agregado quartzo.

Característica do concreto	C25	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (MPa)	28000	30672	35418	39598	41612	43443	45132	46703
E_{cs} (MPa)	24150	26838	31876	36628	39531	42357	45132	46703
α_i	0,86	0,88	0,90	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

FONTE: O Autor (2023)

Na literatura há diversos modelos e formulações para determinação do módulo de elasticidade, mas os valores normativos tendem a ser utilizados nas análises estruturais. A Tabela 10 apresenta as modelos para determinação do módulo de elasticidade médio fornecidos pelo ACI Building Code – ACI 318 (2019), pelo Código Espanhol – EHE-19 (2019), pela Norma Europeia – EUROCODE 1992-1-1

(2004) e pelas recomendações técnicas do Comitê Europeu de Normalização (CEN) – MODEL CODE, MC2010 (2010) e pela NBR 6118 (2023).

A Tabela 11 ilustra os valores do módulo aplicado às formulações apresentadas, e a maior discrepância de valores é observada ao comparar a norma brasileira com as demais normas para concretos acima de 50MPa. Destaca-se que o ACI, EHE e EUROCODE não diferenciam o tipo de agregado utilizado na mistura.

Tabela 10 – Formulações para determinação do módulo de elasticidade médio de acordo com várias normativas.

Norma	Módulo de Elasticidade médio (E_{cm})
ABNT NBR 6118 (2023)	$E_{cm} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ para $f_{ck} \leq 50MPa$
	$E_{cm} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{\frac{1}{3}}$ para $f_{ck} > 50MPa$
ACI 318-19 (2019)	$E_{cm} = 0,043 \cdot \rho_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ para ρ_c entre 1440 e 2560 kg/m ³
	$E_{cm} = 4732 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ para concreto com massa específica normal
EHE-19 (2019)	$E_{cm} = 8500 \cdot (f_{cm})^{\frac{1}{3}}$
EUROCODE 1992-1-1 (2004)	$E_{cm} = 22 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{0,3}$ (f_{ck} em MPa)
MODEL CODE MC2010 (2010)	$E_{cm} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{\frac{1}{3}}$

FONTE: O Autor (2023)

Tabela 11 – Valores de módulo de elasticidade para diferentes normativas.

f_{ck} (MPa)	E_{cm}				
	NBR 6118	ACI 318-19	EHE-19	EUROCODE	MC2010
C25	28000	23660	24854	28960	28302
C30	30672	25918	26411	30590	29893
C40	35418	29928	29070	33350	32587
C50	39598	33460	31314	35650	34844
C60	41612	36654	33276	37660	36803

FONTE: O Autor (2023)

3.2.1 Coeficiente de Poisson

Para um material submetido a uma carga axial simples, a razão entre a deformação lateral e a deformação axial dentro da faixa elástica é chamada de coeficiente de Poisson (MEHTA e MONTEIRO, 2014). A NBR 6118 (2023) indica que o coeficiente de Poisson deve ser adotado como 0,20. O Model Code (2010) fornece valores entre 0,14 e 0,26 para o coeficiente de Poisson do concreto maduro. O coeficiente de Poisson pode ser considerado constante após o endurecimento, mas deve ser cuidadosamente avaliado em idades iniciais, pois são esperados valores mais elevados (MARTIROSYAN, 2017).

3.3 EVOLUÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO NAS IDADES INICIAIS

Para considerar os efeitos do processo de hidratação do concreto nas idades iniciais e avaliar os riscos de fissuração e a durabilidade das estruturas, as propriedades mecânicas do concreto, assim como as propriedades térmicas precisam ser avaliadas. Para tanto, empregam-se modelos computacionais que consideram a variação das propriedades afetadas pela hidratação do concreto, dependendo do tempo, grau de hidratação, tipo de cimento, condições ambientais e outros fatores.

As normas brasileiras não apresentam uma formulação em função do tempo inicial para determinação da resistência à compressão e à tração. Contudo, ao tratar do processo de hidratação do concreto, é possível determinar uma correlação da propriedade mecânica do concreto com o grau de hidratação. Nos trabalhos de Chen *et al.* (2007); Schutter (2002a); Schutter (2002b); Frølich *et al.* (2016) e; Lin e Chen (2016) relatou-se que a resistência à compressão do concreto e o grau de hidratação (α) tem uma relação linear. Ou seja, a partir dos ensaios de compressão do concreto é possível estimar uma relação linear da resistência pela hidratação do concreto, Equação 3.8, para determinação da resistência à compressão e à tração.

$$\begin{cases} f_{ck} = f(\alpha) \\ f_{ct} = 0,30 \cdot f(\alpha)^{\frac{2}{3}} ; f_{ct} = 0,53 \cdot \sqrt{f(\alpha)} \end{cases} \quad (3.8)$$

A Tabela 12 apresenta a resistência à compressão de um concreto, baseado em Bronholo (2020), a partir dos ensaios da resistência à compressão – ABNT NBR 7215 (2019) (MPa) – para diferentes idades e o grau de hidratação respondente calculado utilizando a Equação 2.9.

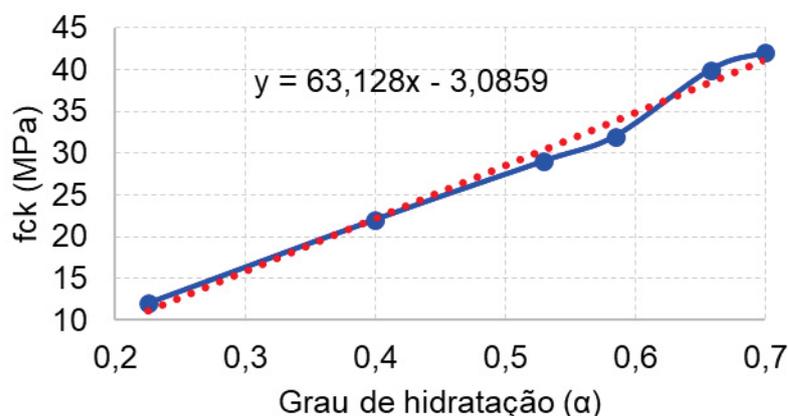
Tabela 12 – Resistência a compressão ao longo do tempo e a relação com o grau de hidratação.

Idade (horas)	f_{ck} (MPa)	α
12	12	0,2251
24	22	0,3996
48	29	0,5293
72	32	0,5846
168	40	0,6585
672	42	0,7

FONTE: O Autor (2023)

Com base na Equação 2.8 da Seção 2.1.1, determinação do grau de hidratação do concreto (α), obtém-se o grau de hidratação equivalente a idade do concreto no ensaio de compressão. A Figura 11 apresenta a expressão linear obtida por uma aproximação de primeira ordem da relação do f_{ck} com o α . A Equação 3.9 representa a determinação do f_{ck} e do f_{ct} em função do α para esse exemplo.

Figura 11 – Correlação linear da resistência à compressão e o grau de hidratação do concreto ao longo do tempo.



FONTE: O Autor (2023)

$$\begin{cases} f_{ck} = 63,128 \cdot \alpha - 3,0859 \\ f_{ct} = 0,30 \cdot (63,128 \cdot \alpha - 3,0859)^{\frac{2}{3}} \end{cases} \quad (3.9)$$

Na análise termomecânica, atribuir com precisão o módulo de elasticidade do concreto sob tração é essencial para o cálculo da tensão térmica (SHEN *et al.*, 2023), assim, é possível aplicar a relação do grau de hidratação ao módulo de elasticidade, conforme Equação 3.10. Tal metodologia de aproximação linear da resistência e grau de hidratação é observada no trabalho de Lin e Chen (2016) e Leon e Chen (2022).

$$\begin{cases} E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{63,128 \cdot \alpha - 3,0859} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{63,128 \cdot \alpha - 3,0859}{10} + 1,25 \right)^{1/3} & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.10)$$

Pela NBR 6118 (2023) o módulo de elasticidade em uma idade menor que 28 dias pode ser avaliado em função da relação f_{ckj} na idade de análise e o f_{ck} aos 28 dias (Equação 3.11), contudo, as equações são válidas para concretos em uma idade entre 7 dias (168 horas) e 28 dias (672 horas), não atendendo ao escopo desse trabalho. Na avaliação de concretos em idades iniciais, a temperatura máxima e as tensões de tração críticas ocorrem geralmente entre 10h e 30h após a concretagem, ou seja, idade inferior ao período indicado pela norma brasileira (NBR 6118, 2023).

$$\begin{cases} E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} & \text{para } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \\ E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,3} \cdot E_{ci} & \text{para } f_{ck} > 50\text{MPa} \end{cases} \quad (3.11)$$

As recomendações técnicas do Comitê Europeu de Normalização, MC2010, apresentam que a resistência à compressão do concreto no tempo t é influenciada por vários fatores, como o tipo e a classe de resistência do cimento utilizado, aditivos, relação a/c, tempo de cura e condições ambientais. Para concretos curados em temperatura de 20°C, a Equação 3.12 propõe a evolução da resistência à compressão na idade t .

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.12)$$

Onde f_{cm} é a resistência à compressão em MPa aos 28 dias; $\beta_{cc}(t)$ é a função que descreve o desenvolvimento com o tempo (Equação 3.13); $f_{cm}(t)$ é a resistência à compressão em MPa na idade t em dias; t_T é a idade do concreto em dias dada pela Equação 3.14, e s é o coeficiente que depende da classe de resistência do cimento. Segundo Araujo (2001) os valores de s aplicados aos cimentos brasileiros apresentariam os valores de $s = 0,38$ para cimento de alto forno (CP III) e cimento pozolânico (CP IV); $s = 0,25$ para cimento Portland comum (CP I) e cimento composto (CP II); e $s = 0,20$ para cimento de alta resistência inicial (CP V).

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_T}} \right)^{0,5} \right] \quad (3.13)$$

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right] \quad (3.14)$$

A estimativa do módulo de elasticidade ao longo do tempo na idade diferente de 28 dias é dada pela Equação 3.15 do MC2010, de forma similar as formulações da resistência à compressão. Sendo E_{ci} o módulo de elasticidade tangencial aos 28 dias, e $\beta_e(t)$ é coeficiente que depende da idade do concreto e é obtido pela Equação 3.16.

$$E_{ci}(t) = E_{ci} \cdot \beta_e(t) \quad (3.15)$$

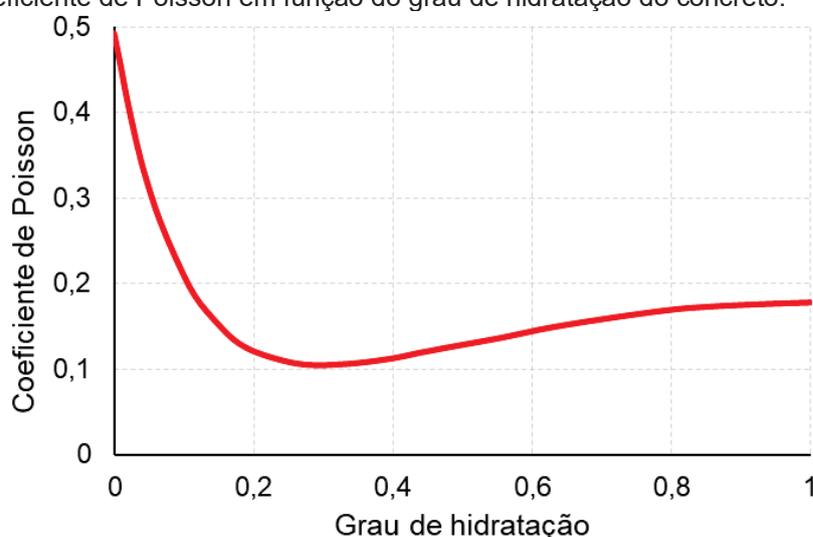
$$\beta_e(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \quad (3.16)$$

As formulações apresentadas pelo MC2010 e pela NBR 6118 (2023) não contemplam as aplicações das análises termomecânicas do processo de hidratação do concreto nas idades iniciais. Assim, este trabalho aplicará a metodologia de aproximação linear da relação entre a resistência do concreto e o grau de hidratação para determinação da resistência à compressão, resistência à tração e o módulo de elasticidade (CHEN *et al.* 2007; SCHUTTER, 2002a; SCHUTTER, 2002b; FRØLICH *et al.* 2016; LIN e CHEN 2016).

O coeficiente de Poisson (ν) também pode ser descrito em função do grau de hidratação do concreto, sendo de fundamental importância, uma vez que logo no início da hidratação, os valores do índice de Poisson podem atingir até 0,5 (DE SCHUTTER e TAERWE, 1996). De Schutter e Taerwe (1996) sugerem a Equação 3.17 para descrever a mudança do índice de Poisson, dependendo do grau de hidratação (α). A Figura 12 ilustra a evolução do coeficiente de Poisson.

$$\nu(\alpha) = 0,18 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi\alpha}{2}\right) + 0,5 \cdot e^{-10\alpha} \quad (3.17)$$

Figura 12 – Coeficiente de Poisson em função do grau de hidratação do concreto.



3.4 DANIFICAÇÃO DO CONCRETO

Para simular os danos estruturais (não linearidade do material) na análise de elementos finitos de estruturas de concreto, uma abordagem de propagação de danos deve ser especificada para o concreto (GORGA, 2018). A abordagem pode ser discreta ou contínua, sendo três das abordagens contínuas mais amplamente utilizadas: a fissuração distribuída (fixa ou rotacionada), a fissuração frágil e a dano plástico, a qual usa a teoria de fluxo da plasticidade e a mecânica de danos para analisar as estruturas de concreto (CHEN e CHEN, 1975; KANG, 1997; MALM, 2016).

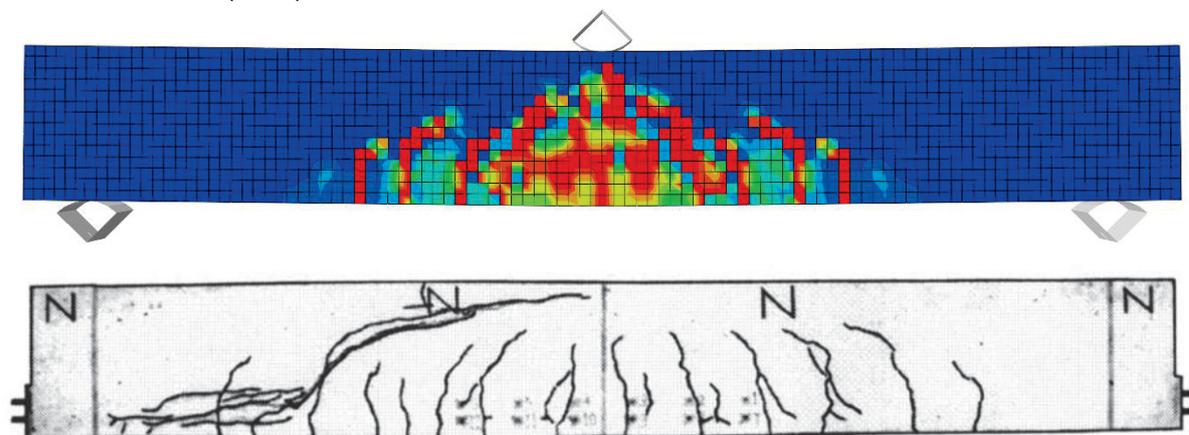
A abordagem de fissura discreta geralmente começa na interseção entre dois elementos finitos adjacentes, onde é criada uma distância física que representa a fissura real (MALM, 2016). Para a análise termomecânica, não é frequentemente utilizada.

Na abordagem da fissura distribuída, a fratura é descrita como ocorrendo de maneira irregular, apresentando um número infinito de fissuras paralelas com uma abertura infinitamente pequena distribuída teoricamente sobre o elemento finito (BAZANT e PLANAS, 1998). Geralmente, essas fissuras são representadas em uma malha fixa de elementos finitos, sendo sua propagação simulada por meio da redução da rigidez e da resistência do material. Note-se que, quando o tamanho dos elementos finitos excede o espaçamento característico entre fissuras, a deformação da fissuração nesses elementos representará duas ou mais fissuras. Contudo, quando os elementos são suficientemente pequenos, haverá elementos não fissurados entre as fissuras, e o espaçamento entre as fissuras será capturado. Isso implica que o modelo é altamente sensível ao tamanho da malha especificado (GÁLVEZ *et al.*, 2002). As leis constitutivas, que definem as relações entre tensão e deformação, apresentam comportamento não linear e exibem uma suavização na deformação. Presume-se que as trincas ocorrem quando a tensão principal de tração atinge um valor determinado pela "superfície de detecção de trincas", a qual pode estar localizada tanto na região de tensão biaxial quanto em uma região combinada de tensão e compressão (CHAUDHARI e CHAKRABARTI, 2012). Essa abordagem foi pioneira com modelos de fissuras secantes ortotrópicas (RASHID, 1968; CERVENKA, 1970; SUIDAN e SCHNOBRICH, 1973) bem como com modelos de fissuras rotativas (COPE *et al.*, 1980; GUPTA e AKBAR, 1984; WILLAM *et al.*, 1987).

Segundo Johnson (2006), na fissuração frágil, o comportamento do concreto é principalmente influenciado pela fissuração por tração. Este modelo, semelhante ao de fissuração manchada, considera fissuras irregulares e descreve o endurecimento após a fissuração em termos de relações tensão-deformação ou critérios de energia de fratura. No entanto, também inclui um critério de ruptura frágil, onde um elemento de concreto perde a rigidez à tração quando atinge um número pré-definido de fissuras, detectadas por critérios como o de Rankine, quando a tensão de tração excede a resistência especificada do concreto (GORGA, 2018).

A abordagem da plasticidade do concreto danificado (*concrete damage plasticity* - CDP), também conhecida como deformação plástica equivalente, descreve um modelo em que as trincas são representadas pela parte plástica da deformação total em cada elemento. Esses elementos têm suas propriedades mecânicas reduzidas com base em um critério de falha específico. Segundo Wahalathantri *et al.* (2011), o concreto inicialmente se comporta de maneira linear-elástica, mas depois atinge a superfície limite elástica. A partir desse ponto, ocorre um comportamento inelástico não linear sob compressão, permitindo que o modelo descreva as características de danos no material. Isso envolve o desenvolvimento de deformação plástica local até o equilíbrio global ser alcançado (CAROL *et al.* 2001). A Figura 13 apresenta os resultados obtidos pela aplicação do modelo CDP, os quais serão detalhados no Capítulo 05.

Figura 13 – Resultados obtidos com a aplicação do modelo CDP comparados com os experimentos de Vecchio e Shim (2004)



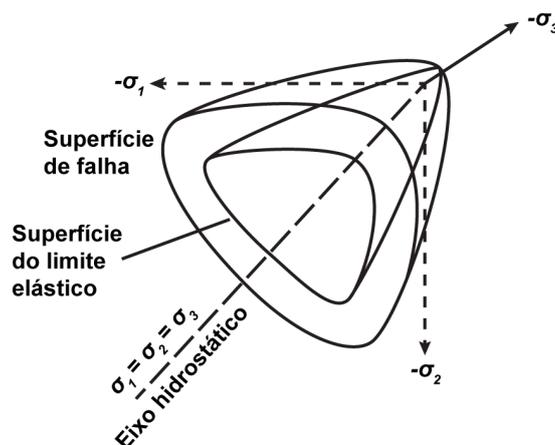
FONTE: O Autor (2023) e Vecchio e Shim (2004).

No modelo CDP, as propriedades mecânicas são modificadas com base em parâmetros de dano específicos para tração e compressão, representando a evolução

do dano pela fração da área remanescente do concreto sob tensão. À medida que a carga aumenta, a região plástica também se expande, simulando o acúmulo de danos. Além disso, o modelo pode estimar o tamanho e a orientação das fissuras e simular fenômenos como endurecimento sob tração, esmagamento do concreto, amolecimento sob tração e endurecimento sob compressão, com base em relações tensão-deformação, relações tensão-deslocamento ou critérios de energia de fratura (GATUINGT e PIJAUDIER CABOT, 2002; KRATZIG e POLLING, 2004; MALM, 2016)

Assim, no contexto deste trabalho, foi determinado que o modelo CDP é o que melhor se adapta às necessidades de análise, uma vez que o software comercial ABAQUS (SIMULIA, 2019) permite sua implementação, como será descrito e detalhado no Capítulo 4. O modelo CDP é fundamentado no princípio de que o dano em materiais quase frágeis, como o concreto, pode ser quantificado pela avaliação da energia de fratura necessária para gerar microfissuras (CHAUDHARI e CHAKRABARTI, 2012). De acordo com a implementação matemática do CDP, e com a incorporação da função hiperbólica de Drucker-Prager, o modelo CDP tem a capacidade de representar tanto o comportamento elástico quanto o inelástico do concreto, levando em consideração a influência da pressão hidrostática (WAHALATHANTRI *et al.* 2011; BOMPA e ONET, 2010). Uma representação triaxial idealizada da superfície de falha do concreto, conforme utilizada no modelo CDP, é ilustrada na Figura 14.

Figura 14 – Esquema de envoltória de falha



FONTE: Proença (1988); Chen *et al.* (2007).

Assume-se que os principais mecanismos de falha no concreto são o esmagamento e a fissuração por tração (HILLERBORG *et al.*, 1976). O modelo CDP permite uma estimativa qualitativa da intensidade e da orientação das fissuras, com

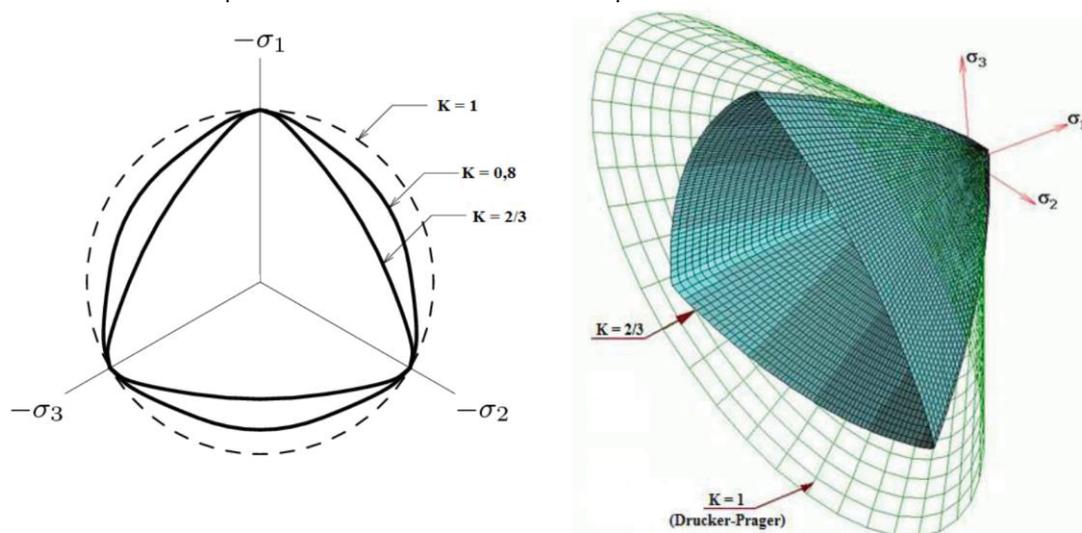
base na avaliação da deformação plástica. Quando um elemento ou região ultrapassa o limite elástico, inicia-se o desenvolvimento de deformação plástica localmente até que o equilíbrio global seja alcançado. Conforme a carga aumenta, a região plástica também se expande, simulando, dessa forma, o acúmulo progressivo de danos.

O modelo CDP requer a definição de sete parâmetros de entrada: ângulo de dilatação (ψ); excentricidade do fluxo de potencial plástico (ρ); razão entre a tensão de escoamento compressivo inicial sob carga biaxial e a tensão de escoamento compressivo inicial sob carga uniaxial (f_{b0}/f_{c0}); razão entre a segunda tensão invariante e o meridiano de tração (k); viscosidade (μ); curva de tensão compressiva vs. deformação plástica e deformação plásticas vs. dano à compressão e; curva de tensão de tração vs. deformação plástica e deformação plásticas vs. dano à tração.

De acordo com a literatura (KMIECIK e KAMINSKI, 2011; HAFEZOLGHORANI *et al.*, 2017; HANY *et al.*, 2016; YAN e XIE, 2017; SIMULIA, 2019; LUBLINER *et al.*, 1989), a maioria dos pesquisadores concorda com os valores de:

- a. 0,1 para a excentricidade (ρ): como a resistência à tração do concreto é aproximadamente 10% da resistência à compressão, é recomendado este valor. Quando ρ é igual a zero, a superfície no plano meridiano assume a forma de uma reta contínua, correspondendo à hipótese clássica do modelo de Drucker-Prager.
- b. $(f_{b0}/f_{c0}) = 1,16$, sendo que esse parâmetro é necessário para fixar proporções da superfície de escoamento, e
- c. $k = 0,6667$. Este parâmetro influencia a superfície de falha pois quando o valor de $k = 1$, a envoltória fica semelhante ao modelo proposto por Drucker-Prager (1952) – formato circular no plano deviatório. A Figura 15 ilustra a influência do parâmetro k na superfície de falha.

Figura 15 – Influência do parâmetro k sobre a forma da superfície de escoamento.



FONTE: Prates Aguiar, 2015.

No entanto, os valores relatados do ângulo de dilatação (ψ) e da viscosidade (μ) variam significativamente, de 5 a 56 graus e de 0 a 0,05, respectivamente (GORGA, 2018). O ângulo de dilatação (ψ) pode ser interpretado fisicamente como o ângulo de atrito interno do material. Para valores baixos de ψ o material irá apresentar um comportamento frágil, já para valores mais elevados, o material apresentará um comportamento mais dúctil (ARAÚJO, 2017). Gorga (2018) sugere o ângulo de dilatação (ψ) de 31° . A viscosidade (μ), tem a função de facilitar o processo de convergência dos modelos numéricos, permitindo que as tensões no material excedam ligeiramente as tensões máximas. Usar um valor pequeno para o parâmetro de viscosidade (pequeno em comparação com o incremento de tempo característico) geralmente ajuda a melhorar a taxa de convergência do modelo, sem comprometer os resultados (SIMULIA, 2019; MICHAŁ e ANDRZEJ, 2015; DE SÁ, 2020).

As formulações do modelo CDP não serão detalhadas neste trabalho, e podem ser encontradas em Hafezolghorani *et al.* (2017); Shen *et al.* (2020); Lemaitre (1996), Simulia (2019), Lubliner, Oller e Oñate (1989). As aplicações do modelo CDP para a obtenção dos resultados desse trabalho serão apresentados no Capítulo 6.

3.5 DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF

Conforme indicado na Seção 2.3, a formação de etringita tardia (DEF) é um fenômeno que ocorre em algumas estruturas de concreto, especialmente quando o

concreto contém altos teores de sulfato e em condições de elevada umidade e temperatura, e é mais comum em estruturas de concreto de grande espessura, como blocos de fundação e barragens (IFSTTAR, 2018). A formação de etringita tardia pode ser problemática, uma vez que ela causa expansão do concreto, o que pode resultar em fissuras e danos à estrutura. Esses danos incluem:

3.5.1 Expansão Volumétrica e Fissuração

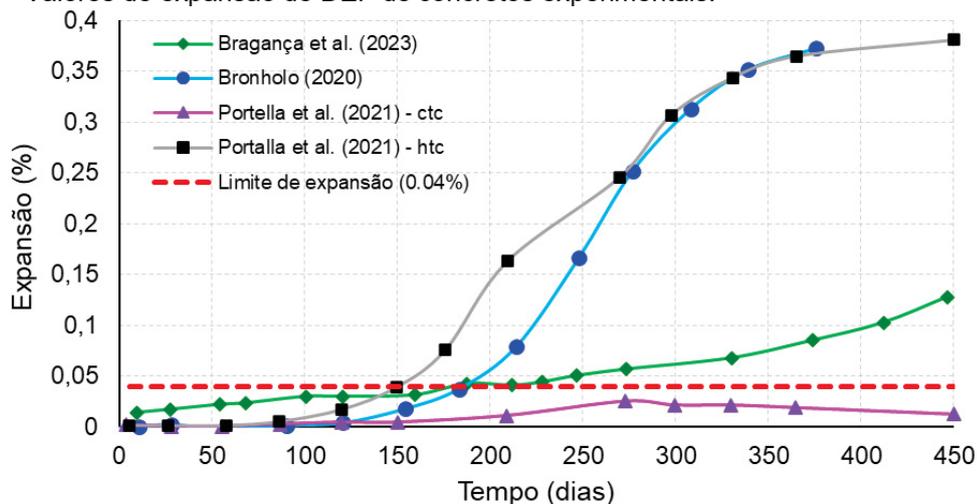
A DEF leva à formação de cristais de etringita no interior do concreto. Esses cristais ocupam mais espaço do que os componentes originais do concreto, resultando em uma expansão volumétrica. Essa expansão pode causar pressões internas e danificar o concreto circundante (GOLTERMAN, 1995; MARTIN, 2010).

No estudo de Bronholo (2020), prismas e cilindros de concreto CP-V superaram a expansão limite de (0,04%) estipulado pela NBR 15577-6 (2018) aos 150 dias após a concretagem, e aos 270 dias a média atingiu valor elevado na ordem de 0,30%, e aos 365 dias a média chegou a 0,37%; já para o concreto CP-IV a expansão foi 0,02% aos 365 dias. Nos experimentos de Bragança *et al.* (2023), o bloco de 80x80x80cm de concreto com CP-V apresentou expansão de 0.057% aos 270 dias e 0,12% aos 450 dias.

Portella *et al.* (2021) apresentam um estudo do processo de cura utilizado em corpos de prova de concreto, sendo aplicado “cura térmica controlada ou cura a baixa temperatura - *ctc*” e “cura com tratamento térmico de (23 ± 2) °C a (85 ± 2) °C - *htc*”. Os resultados apresentam uma diferença exponencial nos valores de expansão, sendo para o concreto “*ctc*” $0,012 \pm 0,003\%$ e para o concreto “*htc*” $0,412 \pm 0,009\%$ aos 450 dias. O trabalho de Portella *et al.* (2021) destaca a importância do processo de cura e da temperatura de hidratação na expansão causada pela DEF.

A Figura 16 apresenta os resultados dos prismas de concreto (7,5x7,5x28,5cm) de Bronholo (2020), do bloco de concreto (80x80x80cm) de Bragança *et al.* (2023) e dos corpos de prova (10x20cm) de Portella *et al.* (2021). De acordo com Brunetaud *et al.* (2008), cilindros 11x22cm, até 0,04% de expansão não são observados macro sintomas ou defeitos, e esse mesmo limite (0,04%) é estabelecido no procedimento técnico brasileiro e pela norma brasileira para indicar o potencial de DEF de um concreto, para ensaios em cilindros 10x20cm (HASPARYK *et al.*, 2020; NBR 15577-6, 2018).

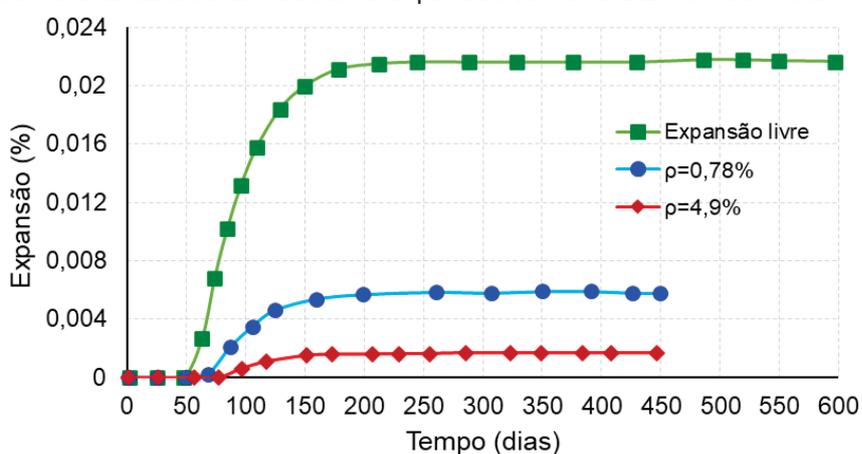
Figura 16 – Valores de expansão de DEF de concretos experimentais.



FONTE: O Autor (2023)

Bouzabata *et al.* (2012) estudaram os efeitos das restrições na expansão induzida pela DEF no concreto considerando restrições causadas pela armadura no concreto. A taxa de armadura ($\rho = A_s/A_c$) apresenta grande influência na restrição da expansão ao longo do tempo, como mostra a Figura 17.

Figura 17 – Influência da taxa de armadura na expansão devido a DEF em concreto.



FONTE: Bouzabata *et al.* (2012)

A expansão causada pela formação de etringita tardia pode resultar em fissuras no concreto. Essas fissuras podem comprometer a integridade estrutural do material e permitir a entrada de água, o que pode acelerar ainda mais os processos de deterioração (DESCHENES, 2009; BRACCI, 2015; GIANNIET *et al.*, 2013). Em níveis maiores de deterioração causados por DEF podem levar a outros mecanismos de deterioração, como corrosão do aço, deslocamento do concreto e fratura de vergalhões (THOMAS *et al.*, 2008).

Na pesquisa experimental desenvolvida pelo Reddiar (2015), extensão dos estudos de Mander *et al.*, (2012), pode-se observar as fissurações causadas pelas reações expansivas de RAS (Reação Álcali Sílica) e DEF em um pórtico de concreto que chegam a 30mm na face norte e 10mm na face sul após 5 anos de exposição. A diferença na extensão do dano devido à RAS/DEF nas faces norte e sul é atribuída à variação na quantidade de umidade disponível no sistema para promover a expansão (REDDIAR, 2015). A Figura 18 apresenta o pórtico experimental após 5 anos de monitoramento e o detalhe das fissuras na face norte e sul; e a Figura 19 apresenta o avanço da fissuração durante os 5 anos de monitoramento.

Figura 18 – Estado de deterioração do pórtico de concreto após 5 anos de exposição à RAS/DEF



(a) Face Leste

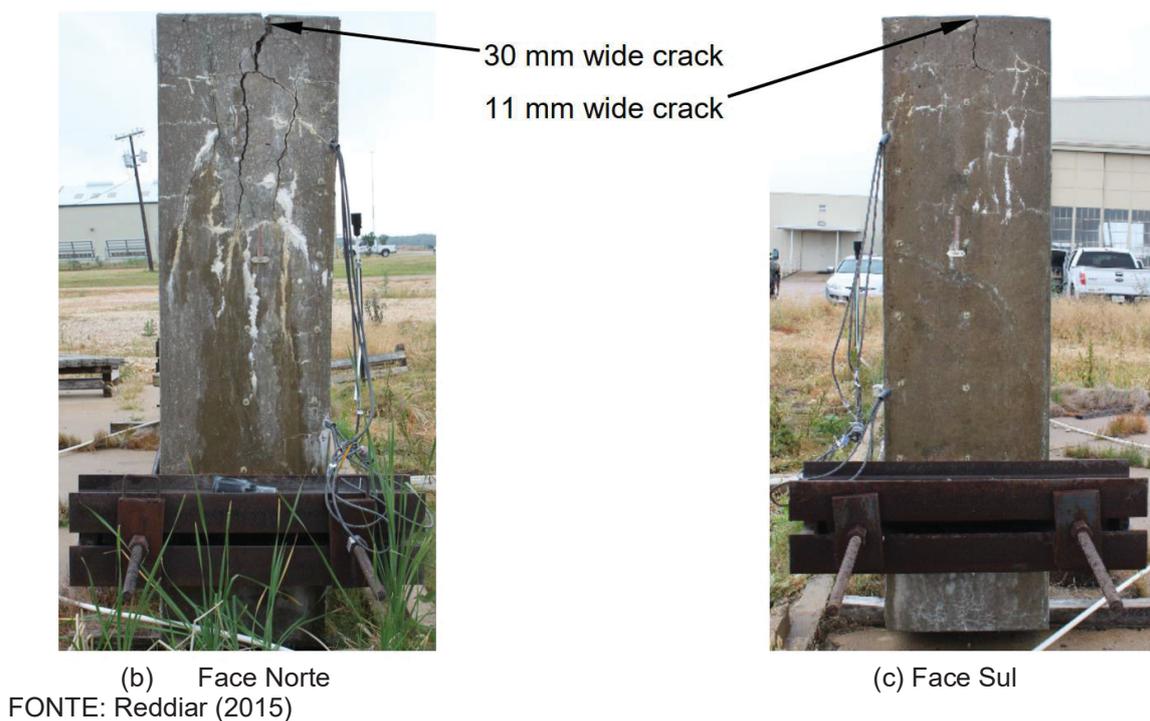
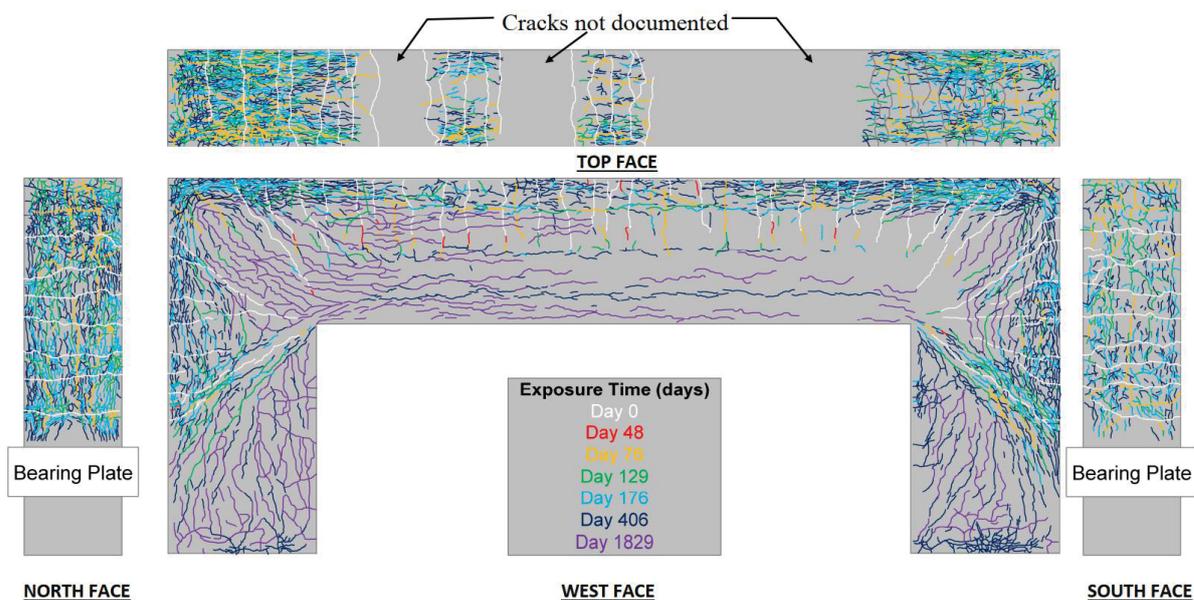


Figura 19 – Padrão de fissuras ao longo do tempo



FONTE: Reddiar (2015)

Por fim, a Figura 20 apresenta as fissurações aos 380 dias de monitoramento do experimento de Bragança *et al.* (2023), onde o bloco de concreto apresentou expansão de 0,12% aos 450 dias. O bloco ficou exposto no ambiente natural e observa-se o padrão de fissuração característico de expansão térmica e formação de DEF.

Figura 20 – Fissuração na superfície após um ano de exposição no ambiente natural.



FONTE: Bragança *et al.* (2023)

Ainda, destaca-se que a formação de etringita tardia e os danos resultantes podem comprometer a durabilidade do concreto, tornando-o mais suscetível à degradação por processos como a carbonatação e a penetração de íons sulfatos (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

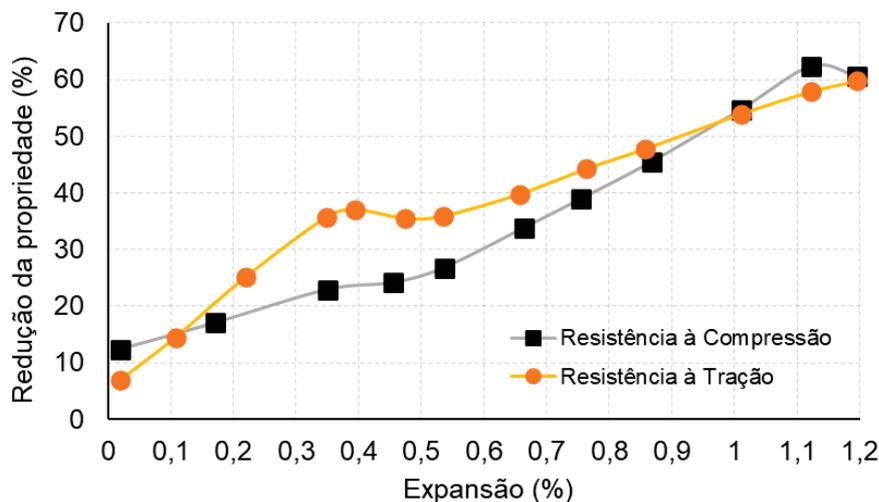
3.5.2 Redução da Resistência à Compressão e à Tração

A presença de etringita tardia pode reduzir a resistência à compressão do concreto. Isso ocorre devido à expansão e à fissuração que enfraquecem a estrutura do material ao longo do tempo (MEHTA e MONTEIRO, 2014). Na literatura há um consenso que as expansões devido a DEF afetam negativamente as propriedades mecânicas do concreto (TAYLOR *et al.*, 2001; GU *et al.*, 2019; GIANNINI *et al.*, 2018; BLANCO *et al.* 2018; BRAGANÇA *et al.*, 2023; ZHUANG e SUN, 2020; MARTIN, 2010; MARTIN e SANCHEZ, 2011). Segundo Hasparyk *et al.* (2022) o comportamento das resistências à compressão e à tração se alinham com os danos induzidos pela DEF no concreto ao longo do tempo, e se comportam de acordo com as características da mistura.

Com base no vasto estudo experimental de Sanchez *et al.* (2018), observou-se que, para altos níveis de expansão (acima de 1%), a perda das propriedades mecânicas chegam próximo a 60%. Para níveis de expansão de 0,20% a 0,40%, a diminuição da resistência à tração foi de quase 40%. Algumas estruturas de concreto afetadas pelo DEF apresentaram uma redução da resistência à tração de cerca de 65% (PRICE, 1951; SANCHEZ *et al.*, 2018). A Figura 21 ilustra a curva de danificação

da resistência à compressão e à tração devido a DEF obtida nos estudos com cimento CPIII de Hasparyk *et al.* (2022).

Figura 21 – Correlação da perda de resistência com a taxa de expansão livre.



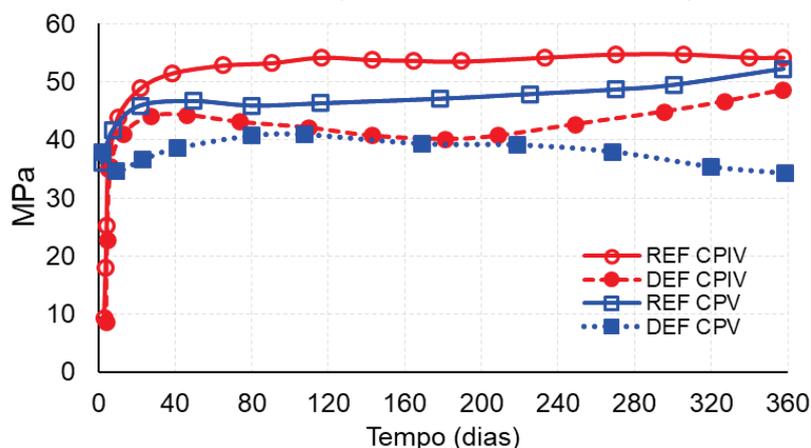
FONTE: Hasparyk *et al.*, (2022).

No estudo experimental de Bragança *et al.* (2023) observa-se uma evolução no desempenho ao longo do tempo e até 3 meses. Os corpos de prova convencionais de concreto apresentaram 22% de redução na resistência à compressão; e os corpos de prova extraídos do bloco de concreto (o qual expandiu 0,12%) resultou em resistência a compressão de 36MPa, enquanto os corpos de prova referência indicaram 43MPa (aos 130 dias), uma redução de 16% entre o CP e o Bloco de concretos.

Na pesquisa de Bronholo (2020) o concreto com cimento CP-V afetado pela DEF (expansão ilustrada na

Figura 16) indicou uma redução nos resultados de resistência à compressão a partir dos 91 dias, e aos 365 dias apresentam uma redução de 35,6% na resistência à compressão, sendo 52,8MPa (REF) e 34,3MPa (DEF). Já para o concreto com cimento CP-IV a redução da resistência à compressão foi na faixa dos 10,7% (49,3MPa) em relação a referência (55,2MPa) aos 365 dias. A Figura 22 ilustra os resultados obtidos por Bronholo (2020).

Figura 22 – Resultados de resistência à compressão do concreto afetado por DEF.



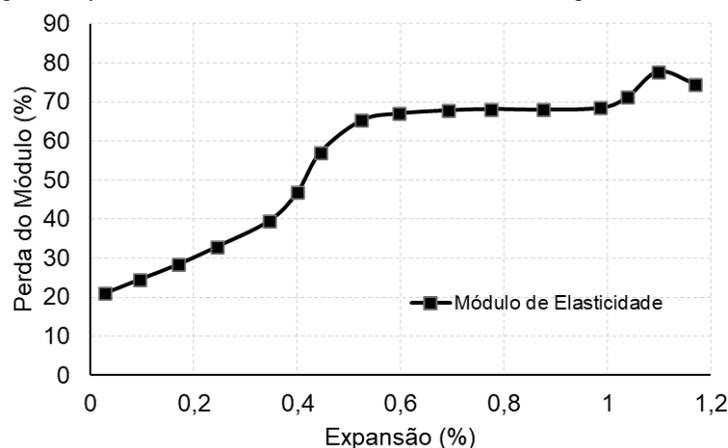
FONTE: Bronholo (2020)

3.5.3 Redução do Módulo de Elasticidade

Giannini *et al.* (2018) afirmam que não há como prever o módulo de elasticidade de concretos afetados por DEF com base em códigos normatizados, e os efeitos deletérios no módulo de elasticidade podem surgir mesmo antes da ocorrência de expansões significativas (GIANNINI, 2012). O comportamento das resistências à compressão e à tração e do módulo de elasticidade se alinham com os danos induzidos pelo DEF no concreto ao longo do tempo (HASPARYK *et al.*, 2022).

Nos resultados de Hasparyk *et al.*, (2022), como ambas as resistências diminuíram, o módulo caiu com o tempo, e a diminuição máxima ocorreu entre três e seis meses. Com a alta expansão induzida pelo DEF (acima de 1%), o módulo de elasticidade apresentou uma queda de cerca de 80% para concreto com cimento tipo III (Figura 23), enquanto expansões de até 0,25% não afetaram essa propriedade na presença de cimento pozolânico.

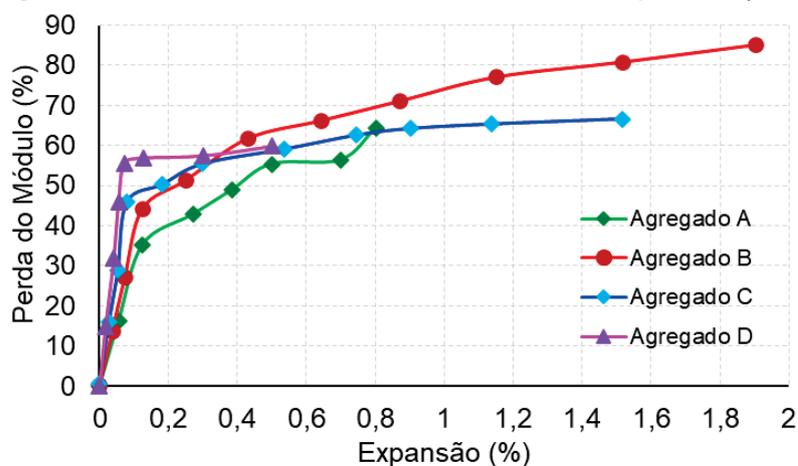
Figura 23 – Correlação da perda do módulo de elasticidade em relação a taxa de expansão livre.



FONTE: Hasparyk *et al.*, (2022).

Em níveis de expansão moderados, aproximadamente 0,12%, as perdas do módulo de elasticidade oscilaram na faixa de 35% a 60%. No caso de níveis de expansão mais elevados, situados entre 0,30% e 0,40%, a perda no módulo cresceu para a faixa de 50% a 65%. Adicionalmente, em cenários de expansão muito acentuada, igual ou superior a 0,50%, as perdas abrangeram um intervalo de 55% a 85%. A Figura 24 ilustra os resultados do estudo experimental de Sanchez *et al.* (2018) com diferentes tipos de agregados.

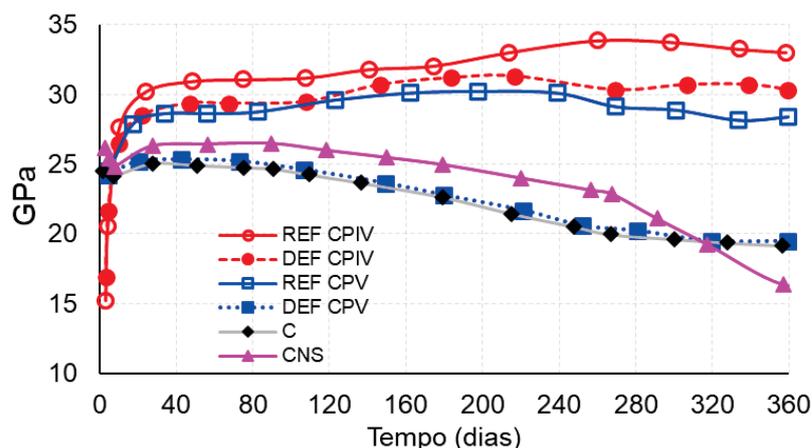
Figura 24 – Redução do módulo de elasticidade em concreto afetado por DEF pela expansão livre.



FONTE: Sanchez *et al.* (2018).

Bragança *et al.* (2023) também observaram uma redução significativa no módulo de elasticidade de concreto afetado por DEF com uma diminuição constante após 28 dias, de cerca de 26% (concreto simples - C) e 38% (concreto com nano sílica - CNS), até 450 dias. Nos ensaios experimentais realizados por Bronholo (2020), tem-se uma redução de 4% no módulo de elasticidade para o concreto com cimento CP-IV e de 23% com cimento CP-V. A Figura 25 apresenta os resultados descritos.

Figura 25 – Resultados de módulo de elasticidade



FONTE: Bronholo (2020) e Bragança *et al.* (2023)

As degradações das propriedades mecânicas do concreto afetado por DEF, como a resistência à tração, resistência à compressão e o módulo de elasticidade, enfatizam a influência do mecanismo de expansão que está diretamente relacionado ao processo de hidratação do concreto nas idades iniciais.

O comportamento estrutural considerando a análise da danificação do concreto pelo modelo CDP e degradação nas propriedades mecânicas serão apresentados no Capítulo 5 e 6.

4 METODOLOGIA

Ao analisar o processo de hidratação do concreto nas idades iniciais, foram identificados os fenômenos relacionados ao comportamento inicial do concreto, nos quais diversas formulações foram estabelecidas com o propósito de abordar simulações pertinentes. Estes fenômenos encontram-se intrinsecamente ligados às condições ambientais e à composição do concreto. A incorporação e junção destes fenômenos em uma ferramenta numérica representam um desafio substancial, demandando a aplicação de métodos matemáticos de elevado grau de complexidade.

Para atingir essa meta, neste trabalho foi idealizado um modelo baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), o qual é amplamente difundido e aceito em praticamente todos os domínios da engenharia para fins de projeto e análise. Tal abordagem proporciona a capacidade de definir com precisão a geometria real da estrutura, as cargas aplicadas, as condições de contorno, bem como as propriedades representativas do material e as leis constitutivas pertinentes. Quando empregados de forma conjunta, esses componentes conferem notável precisão e exatidão às análises.

Neste capítulo, descreve-se as estratégias de modelagem, bem como o modelo computacional que estabelece uma interligação entre esses fenômenos. Apresenta-se a incorporação das cargas e propriedades térmicas do concreto, a introdução do modelo termomecânico, bem como a implementação da danificação do concreto visando uma análise não-linear do material. Por fim, descreve-se a metodologia utilizada nesse trabalho para a obtenção dos resultados propostos.

4.1 ESTRATÉGIAS DA MODELAGEM EM MEF

Com o acesso as ferramentas computacionais, a maior parte das análises físicas e matemáticas são tratadas com pacotes de softwares. Os problemas físicos normalmente incluem uma estrutura ou corpo sujeito a cargas. Para converter o problema físico em matemático, várias suposições, restrições de deslocamento e rotações e condições devem ser estabelecidas de antemão, que juntas conduzem ao sistema de equações diferenciais que governa o modelo matemático. Para implementação dos modelos matemáticos serão utilizados modelos computacionais baseados em MEF. As etapas para solução dos modelos são ilustradas na Figura 26.

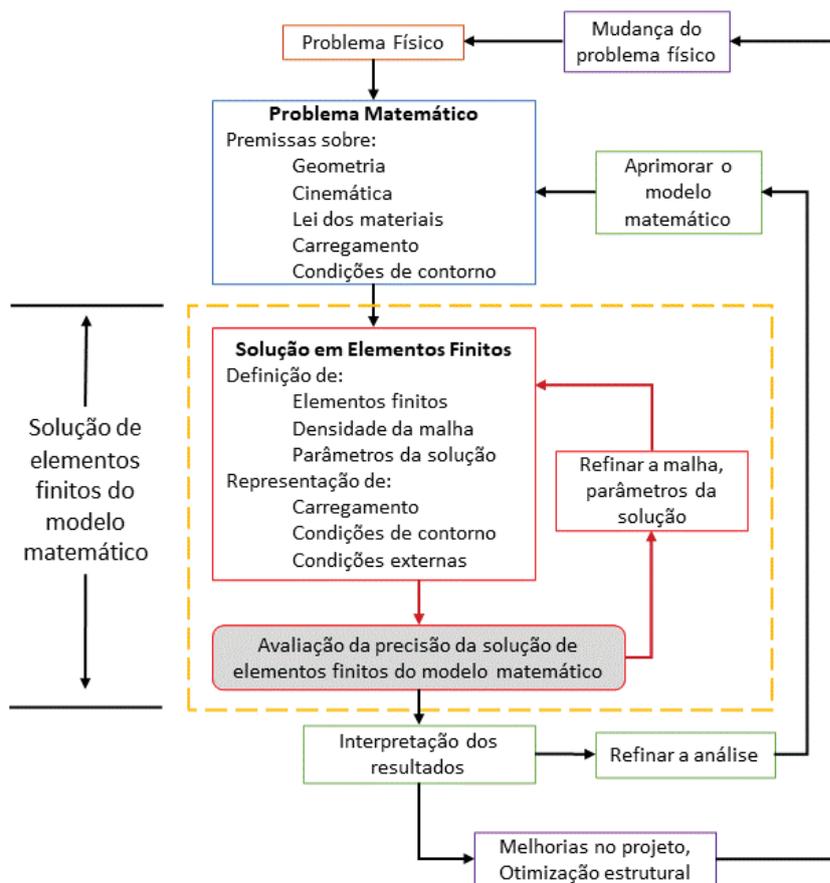
Figura 26 – Sequência das etapas para solução de problemas de engenharia.



FONTE: O Autor (2023) baseado em Bathe (1996).

O processo de análise em elementos finitos, detalhado na Figura 27, é baseado na aplicação do modelo matemático, definição da densidade da malha e demais parâmetros para solução, bem como a definição das condições de contorno, restrições do modelo e aplicação de cargas. Os resultados obtidos devem apresentar precisão satisfatória, caso contrário, a solução deve ser repetida com parâmetros de solução refinados e ajustados na solução (malha, passos de tempo, parâmetros de solução) ou ao modelo matemático (geometria, refinamento dos dados, Lei dos materiais, cinemática).

Figura 27 – Processo da análise em elementos finitos.



FONTE: O Autor (2023) baseado em Bathe (1996).

A validação e confiabilidade dos resultados obtidos com o modelo computacional devem ser realizadas da seguinte forma: pela comparação dos

termomecânica e da danificação para a representação da resposta não-linear do concreto. O software ABAQUS (SIMULIA, 2019), notório na esfera da análise de problemas multifísicos, ostenta capacidades adequadas para análises tanto lineares como não-lineares de elementos estruturais submetidos a solicitações de natureza estática ou dinâmica, mediante a aplicação do Método dos Elementos Finitos (MEF). As diversas funcionalidades do software tornam viável a modelagem numérica de problemas complexos da engenharia, englobando geometrias não-simétricas, relações constitutivas não-lineares, grandes deformações e interações entre materiais.

O pré-processamento dessa ferramenta se manifesta sob a forma de uma interface gráfica que confere ao usuário a habilidade de eficazmente definir a geometria do problema por meio do módulo de criação de partes, bem como de combinar distintas partes do sistema por intermédio do módulo de montagem. Adicionalmente, o software dispõe de uma biblioteca que inclui modelos constitutivos amplamente utilizados, facultando a modificação e aprimoramento destes, bem como a criação de novos materiais de maneira personalizada.

O usuário pode introduzir condições de contorno e carregamentos no modelo, bem como selecionar o número de etapas de análise a serem conduzidas e de especificar em quais dessas etapas as cargas devem ser aplicadas ou cessadas. Para implementar considerações de análise não dispostas nos módulos do software, é possível programar sub-rotinas externas na linguagem FORTRAN, como será aplicado nesse trabalho, para implementação do módulo de elasticidade variável no tempo com o uso da sub-rotina “USDFLD”.

O software apresenta ainda um módulo de geração semiautomática de malhas, permitindo ao usuário, por meio do estudo e particionamento das peças, optar por técnicas de discretização eficientes e ágeis. Por fim, o software está equipado com um pós-processador gráfico que possibilita a visualização e interpretação dos resultados numéricos das análises, além de permitir a criação de animações e imagens destinadas a apresentações. Assim, optou-se pelo uso do ABAQUS para a implementação do modelo de análise do concreto nas idades iniciais.

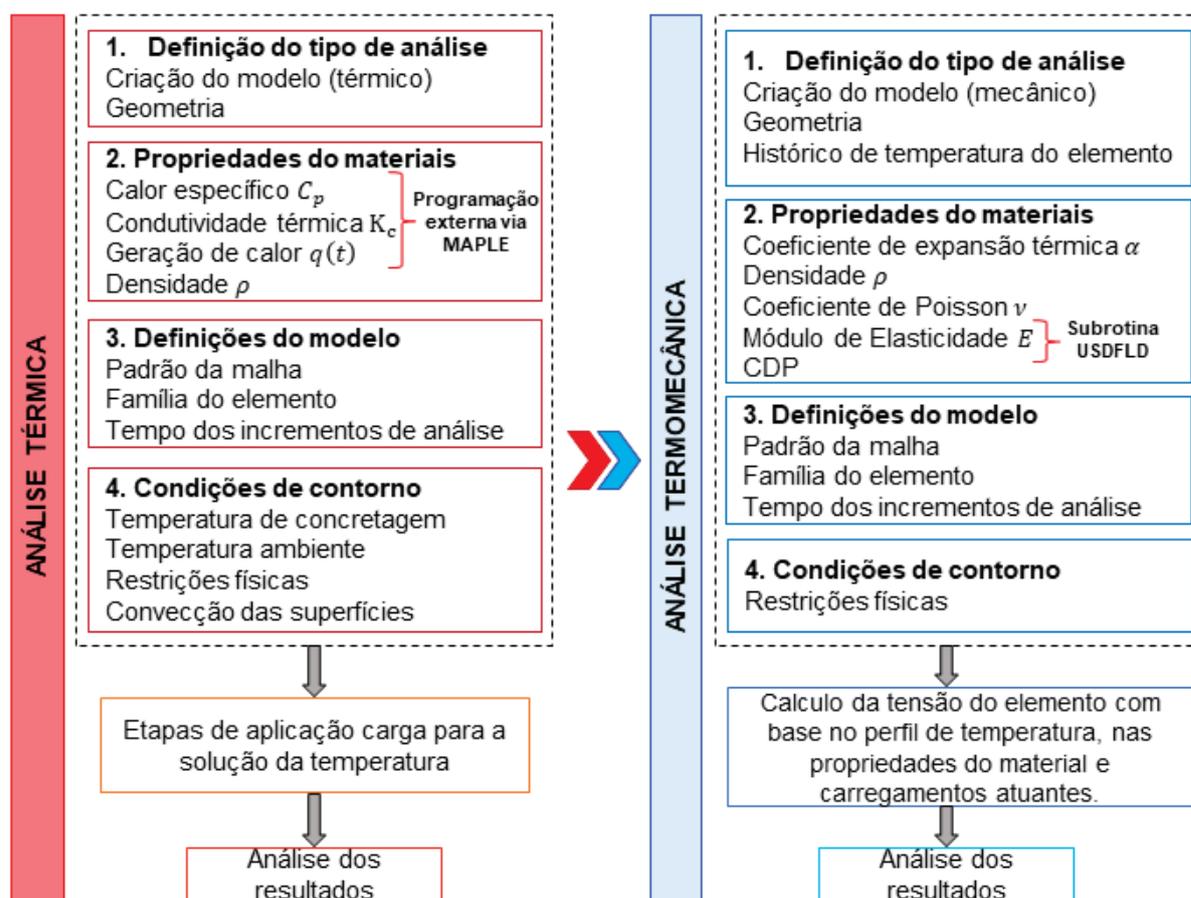
Para a análise térmica e termomecânica, elementos sólidos 3D com 8 nós e três graus de liberdade são usados por nó, sendo: o elemento linear “DC3D8: *An 8-node linear heat transfer brick*” para análise térmica “*heat flux*” e para a análise

termomecânica “static” o elemento linear “C3D8R: An 8-node linear brick, reduced integration”.

4.2 DESCRIÇÃO DO MODELO TERMOMECÂNICO

O modelo numérico desenvolvido para esta pesquisa consiste em duas partes conceituais: análise térmica e análise termomecânica. A análise térmica é realizada para simular o desenvolvimento da temperatura interna devido às reações adiabáticas de hidratação do cimento e à transferência de calor ambiente-concreto. O grau de hidratação do concreto é utilizado para calcular as propriedades térmicas do material ao longo do tempo. Uma vez validado o modelo térmico, os resultados da evolução da temperatura são utilizados para realizar a análise termomecânica. Na análise termomecânica, ajusta-se o modelo com parâmetros e as propriedades mecânicas do concreto, e os resultados obtidos na análise térmica são aplicados como uma carga térmica para a obtenção das tensões e deformações. A Figura 29 apresenta o algoritmo de análise da etapa térmica e termomecânica.

Figura 29 – Etapas de análise termomecânica.



Os principais parâmetros utilizados nas análises são apresentados na Tabela 13 com as respectivas unidades de entrada. O ABAQUS não apresenta unidades padrões de análise, sendo de total responsabilidade do usuário a definição e compatibilização das unidades de análise. Observa-se uma padronização das unidades em Dimensões em Metro (m); Energia em Joule (J); Massa em Quilograma (kg); Temperatura em Grau Celsius ($^{\circ}\text{C}$); Tempo em Horas (h); Pressão em Pascal (Pa) e; Forças em Newton (N).

Tabela 13 – Propriedades e respectivas unidades utilizadas nas análises termomecânicas

Propriedade	Unidade
Condutividade térmica (K_c)	J/mh $^{\circ}\text{C}$
Expansão térmica (α_t)	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Calor específico (C_p)	J/kg $^{\circ}\text{C}$
Geração de calor ($q(t)$)	J/m 3 h $^{\circ}\text{C}$
Convecção (h_c)	J/m 2 h $^{\circ}\text{C}$
Densidade (ρ)	kg/m 3
Módulo de elasticidade (E)	MPa
Coefficiente Poisson (ν)	s/uni
Tempo de análise (t_{total})	h
Incremento de tempo (t_{steps})	h
Temperatura concretagem (T_{conc})	$^{\circ}\text{C}$
Temperatura ambiente ($T_{ambiente}$)	$^{\circ}\text{C}$
CDP	s/uni

FONTE: O Autor (2023)

4.2.1 Modelo térmico

O modelo térmico foi desenvolvido para calcular a geração de calor devido ao processo de hidratação do concreto nas idades iniciais, após a concretagem. Para levar em conta os efeitos das propriedades do material dependentes da idade e do histórico de temperatura e do processo de hidratação, foram desenvolvidas programações externas via software MAPLE e os resultados incorporadas ao modelo de elementos finitos. Durante a análise, cada elemento é tratado individualmente quanto à sua geração de calor (Equação 2.14) e propriedades térmicas (Equação 2.15 e Equação 2.16) com base em seu grau de hidratação (Equação 2.8). O fluxograma geral da análise térmica é mostrado na Figura 29.

Devido à complexidade da variação das propriedades térmicas em função do grau de hidratação do concreto, a exigência computacional é elevada. Por escolha estratégica na obtenção dos resultados, optou-se por desenvolver uma programação

externa via Maple para obtenção dos valores das propriedades térmicas ao longo do tempo, ao invés de desenvolver uma sub-rotina “dflux” e “umat” do ABAQUS. A sub-rotina “USDFLD” será utilizada na análise termomecânica devido a variação do módulo de elasticidade do concreto. Assim, Condutividade térmica (K_c), Calor específico (C_p) e Geração de Calor ($q(t)$), são determinados ao longo do tempo (horas) e incorporados ao modelo. A Figura 30 ilustra a programação da Geração de Calor ($q(t)$) e do Grau de Hidratação do Concreto (α) via software MAPLE, onde $T_c[i]$ é a equação de sétima ordem que representa a temperatura ao longo do tempo. A Figura 31 apresenta a curva de Geração de Calor e Hidratação respondente.

Figura 30 – Exemplo de programação realizada via software Maple para determinação do grau de hidratação e geração de calor nas primeiras 200 horas após a concretagem.

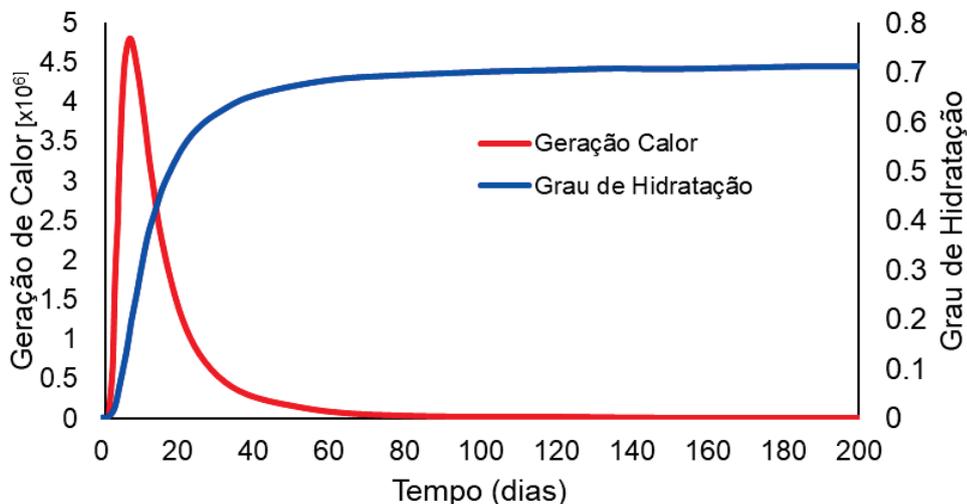
```

te[0] := 0 :
for i from 1 to 200 do
Tc[i] := 7.951255106 10-14 i7 - 6.420112693 10-11 i6 + 2.136449105 10-8 i5 - 0.000003906080252 i4
+ 0.0004510738146 i3 - 0.03437759060 i2 + 1.355186073 i + 25.14616344 :
te[i] := te[i - 1] + exp( evalf( ( (Ea / Rgas) * ( 1 / Tempref - 1 / (Tc[i] + 273) ) ) ) );
αte[i] := αu · ( exp( evalf( - ( (τ / te[i])β ) ) ) );
qt[i] := evalf( Qc · αte[i] · ( evalf( (τ / te[i])β ) ) · (β / te[i]) · evalf( exp( (Ea / Rgas) * ( 1 / Tempref - 1 / (Tc[i] + 273) ) ) ) ) );
Grau_Hidratação[i] := plot( [ seq( [ i, αte[i], i = 1 ..200 ], color = blue ) ];
Geração_Calor[i] := plot( [ seq( [ i, qt[i], i = 1 ..200 ], color = red ) ];
od:

```

FONTE: O Autor (2023)

Figura 31 – Exemplo de plotagem do Grau de Hidratação e Geração de Calor calculados via Maple



FONTE: O Autor (2023)

Durante cada etapa de tempo, um novo conjunto de soluções de temperatura para a etapa de tempo atual foi calculado usando a geometria, as propriedades do material, o perfil de temperatura da etapa de tempo anterior e a carga térmica atual e as condições de contorno definidas. O modelo de convecção térmica (h_c) ambiente-concreto térmico, discutidos anteriormente, foram implementados na análise, ou seja, foram consideradas as diferenças de temperatura entre a superfície do concreto e o ar externo. A temperatura de concretagem (T_{conc}), bem como a temperatura ambiente ($T_{ambiente}$) também foram incorporadas no modelo, sendo que, a temperatura de concretagem se caracteriza como uma condição pré-definida e a temperatura ambiente como uma condição de contorno externa aplicada ao longo do tempo de análise.

4.2.2 Modelo termomecânico

O modelo termomecânico induzido termicamente para o concreto de idade precoce contém duas partes: análise térmica e análise de tensão. A análise térmica foi realizada, conforme descrito na seção 4.2.1, e a temperatura calculada foi armazenada e utilizada como arquivo de entrada de dados no Campo Pré-definido do ABAQUS.

O modelo termomecânico será aplicado em 4 etapas, sendo: Análise tensões considerando as propriedades mecânicas do concreto com valores constantes; Análise de tensões considerando as propriedades mecânicas em função do grau de hidratação do concreto; Análise de dano utilizando o modelo CDP para verificação da danificação causada pelo processo de hidratação do concreto e; Análise de tensões considerando a degradação das propriedades mecânicas do concreto devido a formação da DEF.

Para a análise de tensão térmica, a complexidade da variação das propriedades do material e do comportamento viscoelástico exigiu o desenvolvimento de uma sub-rotina "USDFLD" em FORTRAN para levar em conta a mudança das propriedades do material e do comportamento viscoelástico a cada incremento de tempo, assim o Módulo de Elasticidade (E) varia em função do grau de hidratação (α) do concreto, conforme detalhado no Capítulo 3. Para simplificar, o coeficiente de Poisson (ν) e o coeficiente de expansão térmica (α_t) foram considerados constantes. Na primeira etapa de análise, o Módulo de Elasticidade constante considerado é equivalente aos 28 dias após a concretagem.

Na análise de dano, os parâmetros básicos de entrada adotados para todas as análises, conforme detalhados no Capítulo 3. Com base na literatura, adotam-se os seguintes valores de entrada para todas as análises realizadas:

- ângulo de dilatação (ψ) = 31°
- excentricidade (ρ) = 0,10
- razão entre a tensão de escoamento compressivo inicial sob carga biaxial e a tensão de escoamento compressivo inicial sob carga uniaxial (f_{b0}/f_{c0}) = 1,16
- razão entre a segunda tensão invariante e o meridiano de tração (k) = 0,67
- viscosidade (μ) = 0,001

O comportamento à tração, danificação à tração, comportamento à compressão e danificação à compressão são cálculos de acordo com as características do concreto (detalhados na Seção 6.3) e implementados no ABAQUS.

4.3 METODOLOGIA DA PESQUISA

Compreendendo as estratégias de modelagem computacional e os modelos de análise que são utilizados no desenvolver deste trabalho, tem-se a Metodologia da pesquisa detalhada nessa seção. A metodologia será abordada em duas etapas: Validação do Modelo e Implementação do Modelo para obtenção dos resultados da tese.

4.3.1 Etapa 1 – Validação do modelo

Como descrito na seção 4.1, a validação e confiabilidade dos resultados obtidos com o modelo computacional devem ser realizadas pela comparação dos resultados com resultados numéricos da literatura, experimentais ou dados reais (monitoramento de estruturas, por exemplo). Assim, para afirmar a validação e confiabilidade do modelo desenvolvido, 3 fases de validação serão propostas, sendo:

I. Fase 1: Validação do modelo térmico.

Com o objetivo de obter a temperatura gerada no processo de hidratação do concreto, cinco estudos são replicados: (a) Lin e Chen (2015) com estudo experimental e resultados computacionais do monitoramento de dois blocos de concreto com dimensões de 1,20x1,20x1,20m; (b) Kavamura *et al.* (2004), com o estudo computacional da barragem hidroelétrica em CCR (concreto compactado com rolo) de Salto Caxias, localizada no Rio Iguaçu, na região sul do Brasil, com uma altura

máxima de 67 m e um comprimento de 1.100m; (c) Abeka *et al.*, (2017) realiza um estudo experimental e computacional de um bloco de concreto com dimensões de 1,10m utilizando sensores termopares para o monitoramento da temperatura; (d) Lawrence (2009) desenvolve um estudo experimental em blocos de concreto maciços com dimensões de 1,07m com isolamento térmico em todos os quatro lados e na face inferior, enquanto o topo foi exposto ao ambiente e; (e) Azenha (2009) com o estudo experimental de um bloco de concreto com dimensões de 0,60×0,30×0,60 m, sendo que as faces laterais e a base do corpo de prova foram isoladas com placas de isopor de 6cm e fôrmas de compensado de 2,1cm.

Desse modo, espera-se demonstrar que o modelo computacional fornece precisão suficiente para simular o desenvolvimento da temperatura e a troca de calor com o ambiente para concretos em idade inicial, avança para a segunda fase da validação.

II. Fase 2: Validação do modelo termomecânico.

A Fase 2 visa realizar a análise de tensão em elementos de concreto em idade inicial para prever as tensões induzidas termicamente e o risco de fissuração associado. Para demonstrar a validade do modelo, 3 análises termomecânicas são desenvolvidas complementando a Fase 1: (a) Lin e Chen (2016); (b) Kavamura *et al.* (2004) e; (c) Abeka *et al.*, (2017). Nessa fase, um estudo paramétrico do efeito do módulo de elasticidade, é desenvolvido considerando o valor constante ou variável ao longo do tempo, em conjunto com o impacto da temperatura ambiente no desenvolvimento da temperatura interna máxima dos blocos de concreto adaptados de Lin e Chen (2016).

Os resultados obtidos nas análises indicaram boa convergência do modelo termomecânico em comparação com os resultados presentes na literatura, assim, é possível seguir para a terceira fase da validação.

III. Fase 3: Validação do modelo CDP

Com o intuito de desenvolver uma análise da danificação de origem térmica do concreto, duas implementações são realizadas: (a) Lin e Chen (2016) não realizaram análises CDP nos estudos desenvolvidos, contudo, para validação do modelo proposto nesse trabalho, a danificação foi implementada e os resultados comparados com os campos de tensão de tração obtidos na Fase 2 e; Vecchio e Shim (2004) desenvolveram estudos experimentais e ensaiaram diversas vigas de concreto

com características variadas nas dimensões e nas armaduras utilizadas, e para validação do modelo CDP, duas vigas são estudadas e os resultados comparados.

A Etapa 1 – validação do modelo é fundamental para a continuidade desse estudo, uma vez que a complexidade do modelo dificulta o entendimento sobre os resultados obtidos. Comparando os resultados oriundos do modelo com os resultados presentes na literatura, é possível afirmar que a calibração e confiabilidade do modelo é assegurada. A seguir, descreve-se o Etapa 2 deste trabalho: Implementação do Modelo para obtenção dos resultados da tese.

4.3.2 Etapa 2 – Definição das etapas de análise para obtenção dos resultados da tese.

O processo de hidratação do concreto gera uma grande quantidade de calor, o qual resulta no gradiente de temperatura obtido nas análises. Altas temperaturas geram gradientes térmicos que causam tensões de tração com intensidades que podem fissurar e degradar o concreto. Contudo, como descrito nos capítulos 2 e 3, quando o concreto desenvolve temperaturas que podem variar acima de 60°C a 65°C logo nas primeiras horas após a concretagem, pode ocorrer a formação de etringita tardia (DEF), uma reação química que ocorre em compósitos à base de cimento e que gera expansões heterogêneas no concreto endurecido. Assim, é importante observar a temperatura do processo de hidratação de forma imediata, devido as tensões, e de forma preventiva, devido a formação da DEF.

Para obtenção dos resultados visando alcançar os objetivos propostos para essa tese, a metodologia é detalhada em 6 passos, sendo que o primeiro passo da metodologia consiste na determinação dos materiais que serão utilizados nos estudos e o cálculo das propriedades térmicas e mecânicas correspondentes ao cimento e ao concreto adotados.

4.3.2.1 Passo 1 – Escolha dos Materiais

A literatura apresenta uma gama de estudos, abordados no Capítulo 2 e 3, que investigaram a formação da DEF, contudo foi necessário selecionar os materiais que se enquadram em todas as etapas de análise propostas neste trabalho. Como critérios de seleção, tem-se:

a. Os cimentos utilizados nos estudos precisam apresentar a caracterização química e física, o mais completa possível. Tais características são fundamentais para o cálculo da composição do cimento Portland e das propriedades térmicas;

b. Os cimentos devem ser empregados para moldagem de corpo de concreto. Muitos estudos realizam ensaios e análises em argamassas, contudo, visando uma análise estrutural em macro escala, é indispensável que os estudos sejam realizados em concretos;

c. Os concretos utilizados nos estudos precisam apresentar a caracterização da mistura, descrevendo as relações de materiais, taxas e propriedades;

d. Os concretos utilizados nos estudos precisam apresentar a caracterização mecânica ao longo do tempo, ou seja, ao menos resultados dos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade;

e. Os concretos devem ser utilizados em estudos de DEF, seja por ensaios controlados ou por exposição natural, e não somente estudos que apresentam a análise da temperatura gerada nas idades iniciais.

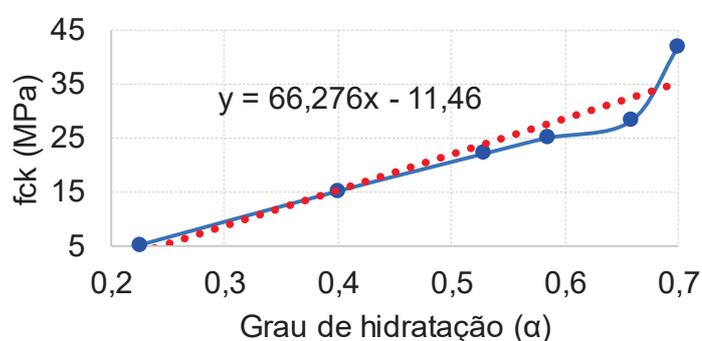
Atendendo os critérios estabelecidos para a seleção dos materiais, definiu-se 3 misturas de concretos que serão aplicados nos próximos passos do trabalho:

- Concreto CP-IV de Bronholo (2020);
- Concreto CP-V de Bronholo (2020);
- Concreto CP-V de Bragança *et al.* (2023).

As propriedades e características do concreto CP-IV de Bronholo (2020) são detalhadas na Tabela 14; as propriedades e características do concreto CP-V de Bronholo (2020) são detalhadas na Tabela 15 e; as propriedades e características do concreto CP-V de Bragança *et al.* (2023) são detalhadas na Tabela 16. Destacam-se que na caracterização mecânica do concreto a idade está apresentada em horas e há indicação do Grau de Hidratação (α) correspondente ao tempo do ensaio de resistência à compressão. Ainda, apresenta-se o gráfico que ilustra a relação linear entre a resistência à compressão e o grau de hidratação do concreto ao longo do tempo, detalhado no Capítulo 3 (Seção 3.3).

Tabela 14 – Caracterização do cimento e do concreto CP IV de Bronholo (2020)

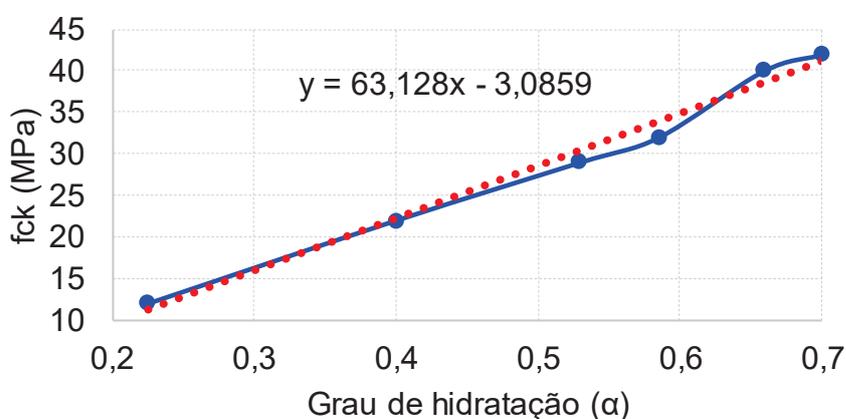
CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA		CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO		
Al ₂ O ₃ (%)	8,40	PROPRIEDADES	VALOR	
SiO ₂ (%)	27,00	Cimento (kg/m ³)	471	
Fe ₂ O ₃ (%)	3,50	Água (kg/m ³)	217	
CaO (%)	48,20	Água/Cimento	0,46	
MgO (%)	2,50	Areia natural lavada (kg/m ³)	754	
SO ₃ (%)	2,50	Agregado Graúdo (kg/m ³)	838	
K ₂ O (%)	1,10	Aditivo plastificante (%)	0,14	
Na ₂ O (%)	0,30	Abatimento (%)	200 ± 20	
Perda ao Fogo (%)	3,60	% de areia natural	47,9	
CaO livre (%)	0,67	Teor de argamassa (%)	59,4	
Resíduo insolúvel (%)	26,07	Teor de ar incorporado (%)	1,3	
SO ₃ /Al ₂ O ₃	0,30	Traço unitário	1:1,6:1,8:0,46	
Na ₂ O _{eq.} = 0,658.K ₂ O+Na ₂ O	1,02	Materiais secos "m"	3,38	
Calor de hidratação (J/g - 41h)	271,6	Módulo de finura da mistura	4.639	
CARACTERIZAÇÃO FÍSICA		CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA		
Massa específica (g/cm ³)	2,82	Idade (horas)	fck	Grau Hid.
Tempo início de pega (h:min)	04:20	12	5	0,2251
Tempo fim de pega (h:min)	05:40	24	15	0,3996
Consistência normal (%)	31,20	48	22	0,5293
Finura Blaine (cm ² /g)	4280	72	24.9	0,5846
Resíduo peneira # 200 (%)	0,50	168	28	0,6585
Resíduo peneira # 325 (%)	2,80	672	41.6	0,7



FONTE: O Autor (2023)

Tabela 15 – Caracterização do cimento e do concreto CP V de Bronholo (2020)

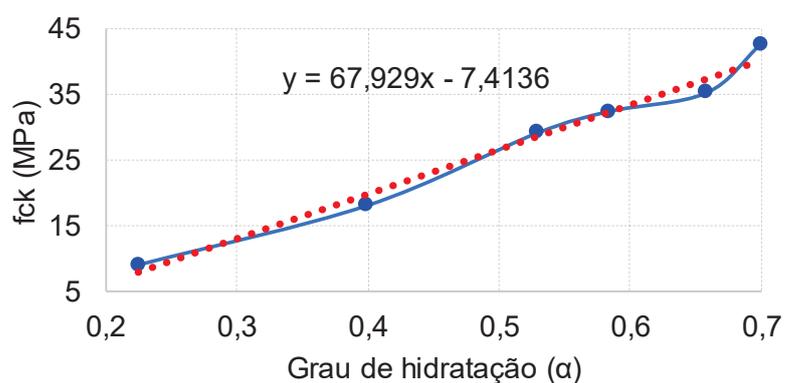
CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA		CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO	
Al ₂ O ₃ (%)	4,50	PROPRIEDADES	VALOR
SiO ₂ (%)	19,10	Cimento (kg/m ³)	471
Fe ₂ O ₃ (%)	2,90	Água (kg/m ³)	217
CaO (%)	61,30	Água/Cimento	0,46
MgO (%)	2,80	Areia natural lavada (kg/m ³)	754
SO ₃ (%)	3,50	Agregado Graúdo (kg/m ³)	838
K ₂ O (%)	0,70	Aditivo plastificante (%)	0,14
Na ₂ O (%)	0,20	Abatimento (%)	200 ± 20
Perda ao Fogo (%)	4,0	% de areia natural	47,9
CaO livre (%)	0,79	Teor de argamassa (%)	59,4
Resíduo insolúvel (%)	0,98	Teor de ar incorporado (%)	1,3
SO ₃ /Al ₂ O ₃	0,78	Traço unitário	1:1,6:1,8:0,46
Na ₂ Oeq. = 0,658.K ₂ O+Na ₂ O	0,66	Materiais secos "m"	3,38
Calor de hidratação (J/g - 41h)	376	Módulo de finura da mistura	4.639
CARACTERIZAÇÃO FÍSICA		CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	
Massa específica (g/cm ³)	3,08	Idade (horas)	fck Grau Hid.
Tempo início de pega (h:min)	03:20	12	12 0,2251
Tempo fim de pega (h:min)	05:35	24	22 0,3996
Consistência normal (%)	29,90	48	29 0,5293
Finura Blaine (cm ² /g)	4720	72	32 0,5846
Resíduo peneira # 200 (%)	0	168	40 0,6585
Resíduo peneira # 325 (%)	0,30	672	42 0,7



FONTE: O Autor (2023)

Tabela 16 – Caracterização do cimento e do concreto CP V de Bragança *et al.* (2023)

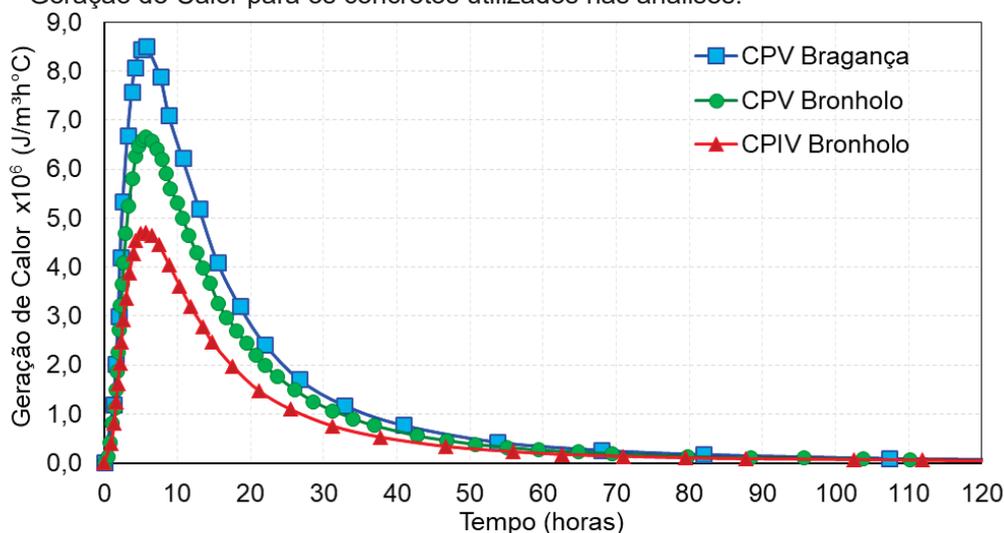
CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA		CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO		
Al ₂ O ₃ (%)	4	PROPRIEDADES	VALOR	
SiO ₂ (%)	17,6	Cimento (kg/m ³)	471	
Fe ₂ O ₃ (%)	3,5	Água (kg/m ³)	217	
CaO (%)	63,4	Água/Cimento	0,46	
MgO (%)	3,1	Areia natural lavada (kg/m ³)	754	
SO ₃ (%)	3	Agregado Graúdo (kg/m ³)	838	
K ₂ O (%)	0,8	Aditivo plastificante (%)	0,14	
Na ₂ O (%)	0,2	Abatimento (%)	200 ± 20	
Perda ao Fogo (%)	4,5	% de areia natural	47,9	
CaO livre (%)	0,81	Teor de argamassa (%)	59,4	
Resíduo insolúvel (%)	3,32	Teor de ar incorporado (%)	1,3	
SO ₃ /Al ₂ O ₃	0,75	Traço unitário	1:1,6:1,8:0,46	
Na ₂ O _{eq.} = 0,658.K ₂ O+Na ₂ O	0,73	Materiais secos "m"	3,38	
Calor de hidratação (J/g - 41h)	490	Módulo de finura da mistura	4.639	
CARACTERIZAÇÃO FÍSICA		CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA		
Massa específica (g/cm ³)	3,1	Idade (horas)	fck	Grau Hid.
Tempo início de pega (h:min)	03:10	12	9	0,2251
Tempo fim de pega (h:min)	05:40	24	18	0,3996
Consistência normal (%)		48	29	0,5293
Finura Blaine (cm ² /g)	4720	72	32.3	0,5846
Resíduo peneira # 200 (%)		168	35.1	0,6585
Resíduo peneira # 325 (%)		672	42.5	0,7



FONTE: O Autor (2023)

Com as informações dos materiais, é possível calcular as propriedades térmicas dos concretos via software MAPLE e utilizar como entrada de dados nas análises via ABAQUS. Na Figura 32 são apresentadas as curvas de geração de calor obtidas matematicamente para cada um dos concretos utilizados.

Figura 32 – Geração de Calor para os concretos utilizados nas análises.



FONTE: O Autor (2023)

Definidos os materiais que serão utilizados na aplicação do modelo termomecânico, a segunda etapa é estabelecer o escopo das análises. Assim, o Passo 2 apresenta as características geométricas e de modelagem no software ABAQUS.

4.3.2.2 Passo 2 – Escopo das análises

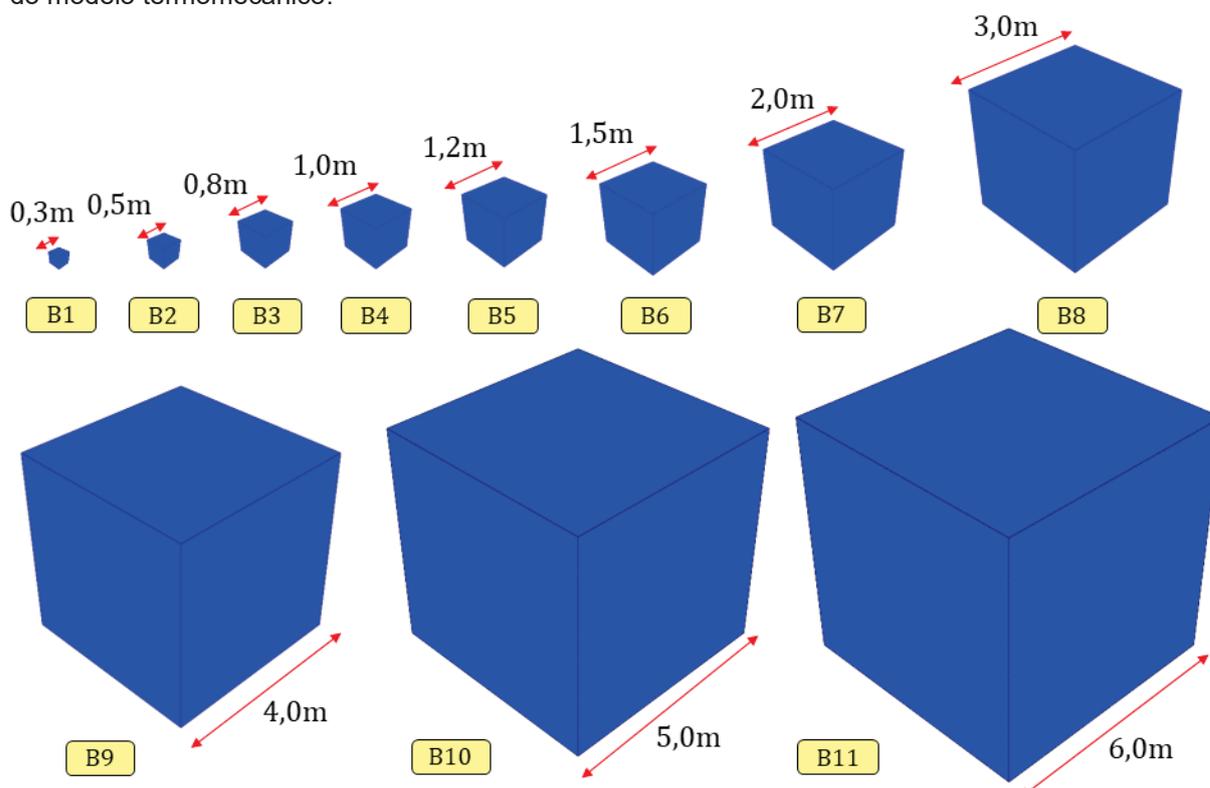
Delimitar o escopo das análises é fundamental para criar uma amostra representativa e que ilustre o comportamento do concreto nas idades iniciais, visando alcançar os objetivos propostos. Dessa maneira, serão modeladas 11 variações de geometria para analisar a influência da dimensão do bloco de concreto na temperatura máxima devido ao processo de hidratação. Nomeados de B1 até B11, as dimensões e características da modelagem de cada bloco são detalhadas na Tabela 17 e ilustrado na , e para cada material descrito na seção 4.3.2.1 são modelados 11 blocos, totalizando 33 análises iniciais. Iniciando com dimensões de 30cm até chegar em 600cm, será possível observar o efeito do processo de hidratação, bem como a influência da temperatura ambiente no gradiente de temperatura dos blocos.

Tabela 17 – Descrição dos elementos modelados para implementação do modelo termomecânico.

Nomenclatura	Dimensão (m)	Elementos	Nós	Tipo de elemento
Bloco B1	0,30x0,30x,30	3375	4096	DC3D8
Bloco B2	0,50x0,50x0,50	15625	17576	DC3D8
Bloco B3	0,80x0,80x0,80	64000	68921	DC3D8
Bloco B4	1,00x1,00x1,00	35937	39304	DC3D8
Bloco B5	1,20x1,20x1,20	64000	68921	DC3D8
Bloco B6	1,50x1,50x1,50	125000	132651	DC3D8
Bloco B7	2,00x2,00x2,00	64000	68921	DC3D8
Bloco B8	3,00x3,00x3,00	79507	85184	DC3D8
Bloco B9	4,00x4,00x4,00	125000	132651	DC3D8
Bloco B10	5,00x5,00x5,00	125000	132651	DC3D8
Bloco B11	6,00x6,00x6,00	125000	132651	DC3D8

FONTE: O Autor (2023)

Figura 33 – Ilustração da nomenclatura e dimensão dos elementos modelados para implementação do modelo termomecânico.



FONTE: O Autor (2023)

Observa-se que o número de elementos e nós não são crescentes proporcionais à dimensão dos blocos. Isso ocorre por definição estratégica de modelagem devido a demanda computacional para rodar os modelos, gerando assim

malhas condizentes em números de elementos. As análises térmicas dos blocos descritos levaram entre 8h e 12h para serem finalizadas, gerando arquivos de resultados com tamanhos entre 7GB e 18GB, logo, somente para análise térmica dos 33 blocos, o arquivo de resultados tem cerca de 300GB, justificando a necessidade de redução das malhas para realização das análises.

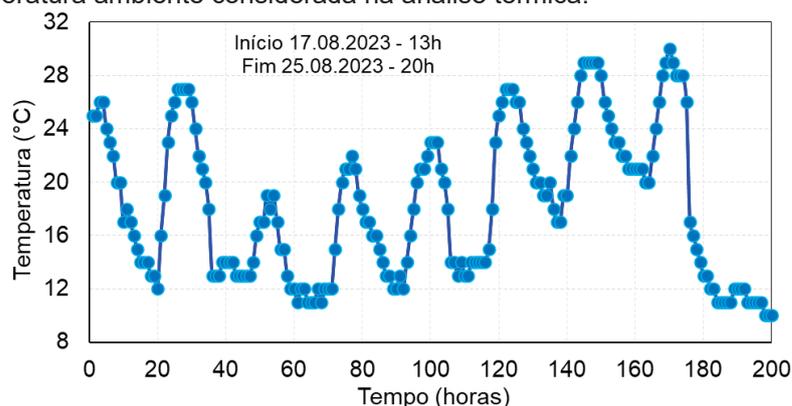
Com a definição dos materiais (seção 4.3.2.1) é possível calcular todas as propriedades térmicas do concreto, e com a definição do escopo de análise é possível implementar os estudos nos ABAQUS. As condições de contorno e as variáveis de análises internas do modelo são descritas na próxima seção.

4.3.2.3 Passo 3 – Definição das condições iniciais e de contorno e das Etapas de análise

As condições de contorno dos problemas térmicos foram descritas na seção 2.2, e para a aplicação nesse estudo, foram definidas como:

- a. Condições de contorno de deslocamentos com restrição de deslocamento vertical e horizontal nas bases do bloco, porém, com liberdade rotacional, permitindo deformações angulares;
- b. Condição inicial térmica, ou seja, a temperatura de concretagem dos blocos, sendo definida como 25°C, a qual corresponde a temperatura real do intervalo de tempo definido para determinação da temperatura ambiente;
- c. Condição de contorno térmica ao longo da análise se caracteriza pela temperatura ambiente, a qual foi considerada variando de hora em hora ao longo do tempo de análise. Utilizando o monitoramento real da temperatura de Curitiba no período das 17.08.2023 às 13h até 25.08.2023 às 20h (TEMPO, 2023). Os valores da temperatura são apresentados na Figura 34.

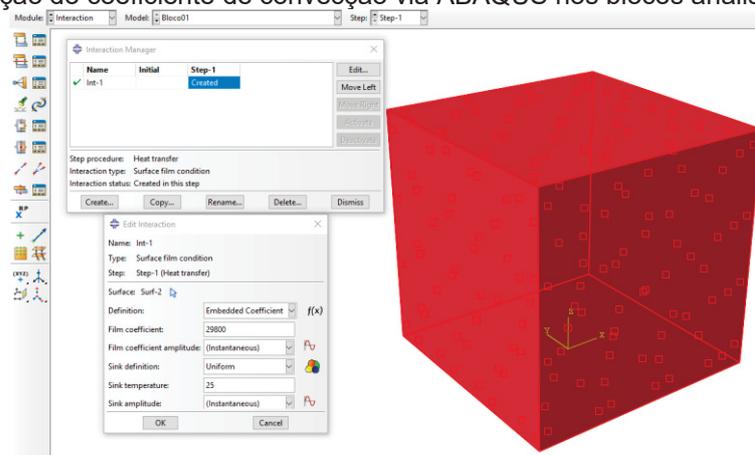
Figura 34 – Temperatura ambiente considerada na análise térmica.



FONTE: O Autor (2023)

d. Condição de contorno de convecção de superfície aplicada em todas as faces em contato com o ar, visando a transferência de calor entre concreto e o ambiente. Como simplificação, definiu-se um valor contante de convecção e a temperatura de referência sendo a temperatura de concretagem, indicada no item “b”. A Figura 35 ilustra a aplicação do “*surface film condition*” na modelagem no ABAQUS.

Figura 35 – Aplicação do coeficiente de convecção via ABAQUS nos blocos analisados.



FONTE: O Autor (2023)

e. Para obtenção dos resultados térmicos considerou-se a análise “*Heat Transfer*” no ABAQUS, com tempo total de análise de 200h, com incrementos de tempo mínimo de 0,0001h e máximo de 1h; para o modelo termomecânico considerou-se a análise “*Static*” com o tempo total de análise de 120h, com incrementos de tempo mínimo de 1×10^{-12} h e máximo de 0,5h. O tempo total de cada análise foi definido com bases nos estudos presentes na literatura e aplicados no Capítulo 5, onde os resultados necessários são obtidos nesse intervalo de tempo.

O próximo passo da metodologia visa descrever os caminhos definidos na análise térmica, na análise termomecânica e na análise de danificação do concreto, detalhando a implementação e justificando os caminhos definidos.

4.3.2.4 Passo 4 – Análise térmica

Na implementação da análise térmica, os 11 diferentes blocos com 3 tipos de materiais empregados são analisados e consideram-se todas as condições de contorno mecânicas e térmicas constantes, a fim de comparar os resultados de temperatura e gradiente térmico ao longo do tempo produzidos pelo processo de hidratação do concreto nas idades iniciais. O gradiente térmico corresponde a diferença da máxima temperatura obtida em relação a face externa do bloco onde atua a temperatura ambiente. Com as máximas temperaturas e gradientes térmicos calculados, é possível mapear qual a influência do volume de concreto e do material na obtenção dos resultados e indicar quais blocos apresentam risco de formação de DEF, bem como de fissuração de origem térmica.

A análise térmica visa responder os seguintes objetivos específicos: *“Qual a influência do tipo de concreto na geração de calor devido ao processo de hidratação?”*; *“Qual a máxima temperatura obtida durante o processo de hidratação?”*; *“Qual a geometria crítica dentro dos critérios presentes na literatura para a possível formação da DEF?”*; *“Quais blocos apresentam gradiente térmico potencial de fissuração de origem térmica?”*. Assim, utilizando as informações descritas no Passo 1, Passo 2 e Passo 3, a análise térmica é desenvolvida e concluída com a obtenção dos perfis de temperatura máxima de cada bloco.

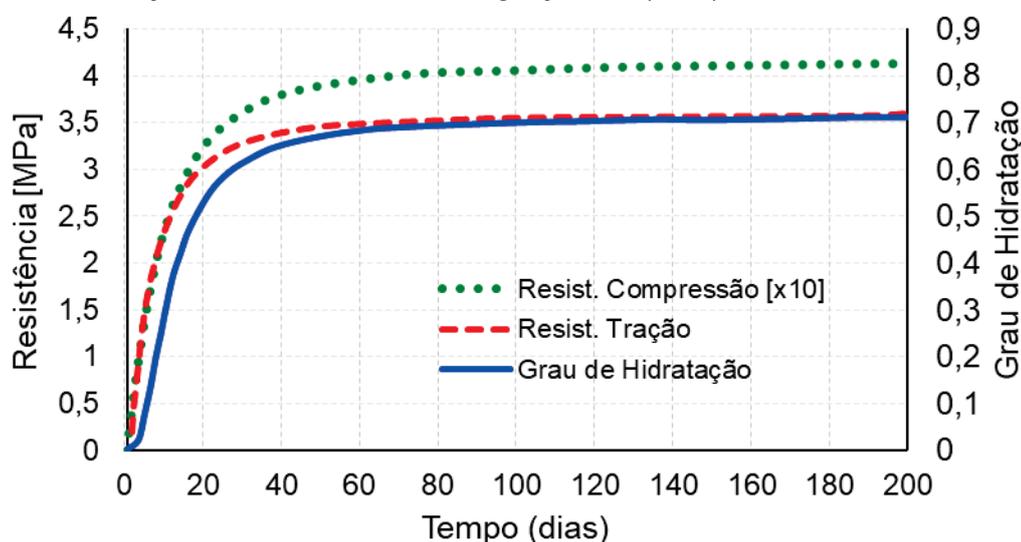
4.3.2.5 Passo 5 – Análise termomecânica

Após completar a análise térmica, a temperatura calculada é armazenada e utilizada como arquivo de entrada de dados para análise mecânica, e os detalhes do modelo são descritos na seção 4.2. Todas as condições de contorno da análise termomecânica são mantidas iguais entre os diferentes blocos e materiais, a fim de realizar comparações condizentes dos resultados obtidos.

As propriedades mecânicas dos concretos foram calculadas utilizando a metodologia da correlação linear da resistência à compressão e do grau de hidratação. Nas Tabela 14, Tabela 15 e Tabela 16 estão apresentadas as equações

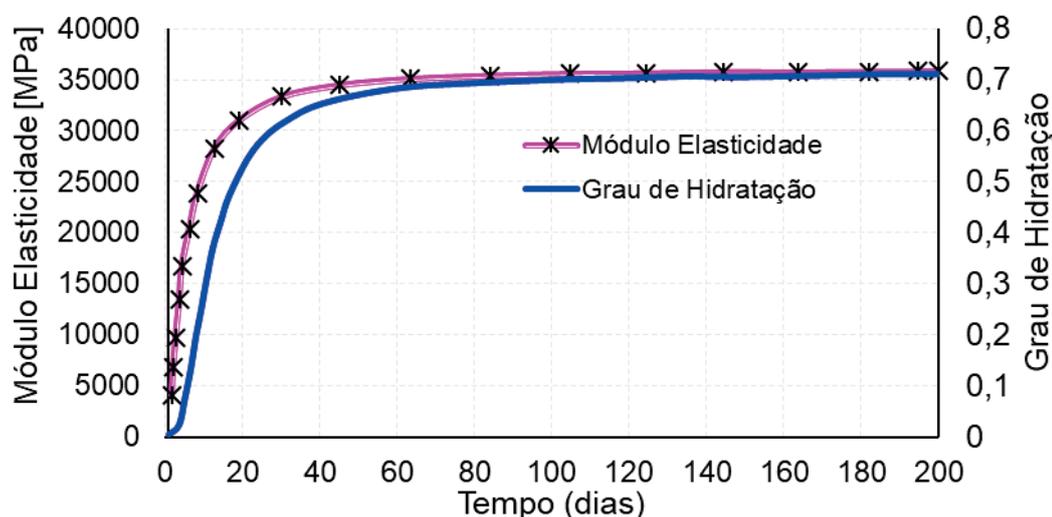
que descrevem essa relação para cada concreto utilizado. Com base nessa relação linear, utilizam-se as Equações 3.8 e 3.10 (Seção 3.3) para calcular o Módulo de Elasticidade ao longo do tempo, a Resistência à Compressão e a Resistência à Tração dos concretos. A Figura 36 ilustra os valores calculados para o Concreto CP-V (BRAGANÇA *et al.* 2023) da Resistência à Compressão e Tração, relacionadas com o Grau de Hidratação, onde a resistência à compressão está em uma escala reduzida em 10x para manter a proporção de plotagem da resistência à tração, e a Figura 37 apresenta os valores do Módulo de Elasticidade relacionado ao Grau de Hidratação do concreto.

Figura 36 – Desenvolvimento da Resistência à Compressão (x10) e à Tração em MPa correlacionado ao Grau de Hidratação do concreto CP-V de Bragança *et al.* (2023)



FONTE: O Autor (2023)

Figura 37 – Desenvolvimento do Módulo de Elasticidade em MPa correlacionado ao Grau de Hidratação do concreto CP-V de Bragança *et al.* (2023)



FONTE: O Autor (2023)

Assim, a análise mecânica visa responder aos seguintes objetivos específicos: *“Qual a intensidade das tensões de origem térmica geradas nos blocos?”*; *“Qual o efeito do módulo de elasticidade na geração de tensões de tração?”*; *“Os blocos irão apresentar danificação devido ao processo de hidratação do concreto?”*; *“Quais concretos apresentam consequências estruturais mais intensas?”*; *“Os blocos com potencial de fissuração conforme limites ACI 224R-01 (2001) apresentaram tensões maiores que a resistência do concreto?”*.

Com a análise termomecânica realizada, uma segunda etapa do modelo termomecânico é implementada considerando o efeito da danificação das propriedades mecânicas do concreto a partir da ocorrência da DEF. Para isso, a geometria de um bloco é definida com base na curva de temperatura e analisado com o concreto CP-V Bronholo (2020), pois o material apresenta a caracterização do módulo de elasticidade e resistência à compressão durante 1 ano de monitoramento para o concreto de referência e com a presença de DEF. Realizando a análise termomecânica considerando o efeito da DEF, os resultados visam responder aos seguintes objetivos específicos: *“Dos blocos com suposta formação de DEF, a degradação das propriedades mecânicas da DEF intensificam a danificação do concreto nas idades iniciais?”*; *“As perdas das propriedades mecânicas devido a DEF ao longo do tempo, causam impactos estruturais complementares ao processo de hidratação do concreto?”*.

O Passo 6 da metodologia consiste na implementação do modelo CDP. Os detalhes da implementação são apresentados na próxima seção.

4.3.2.6 Passo 6 – Análise da danificação do concreto pelo modelo CDP.

A danificação do concreto será analisada a partir da aplicação do modelo CDP via ABAQUS, na qual, o parâmetro *“DAMAGE_T”* relacionado a danificação do material será verificado: A variável *“DAMAGE_T”* é a responsável por medir a danificação da peça à tração, variando de 0 a 1, e significa que a rigidez do elemento está íntegra (valor 0) e, que ocorre a perda de rigidez do material (valor tendendo a 1). Na etapa de validação da implementação computacional, a variável *“DAMAGE_C”* também será utilizada, a qual está relacionada com a danificação à compressão.

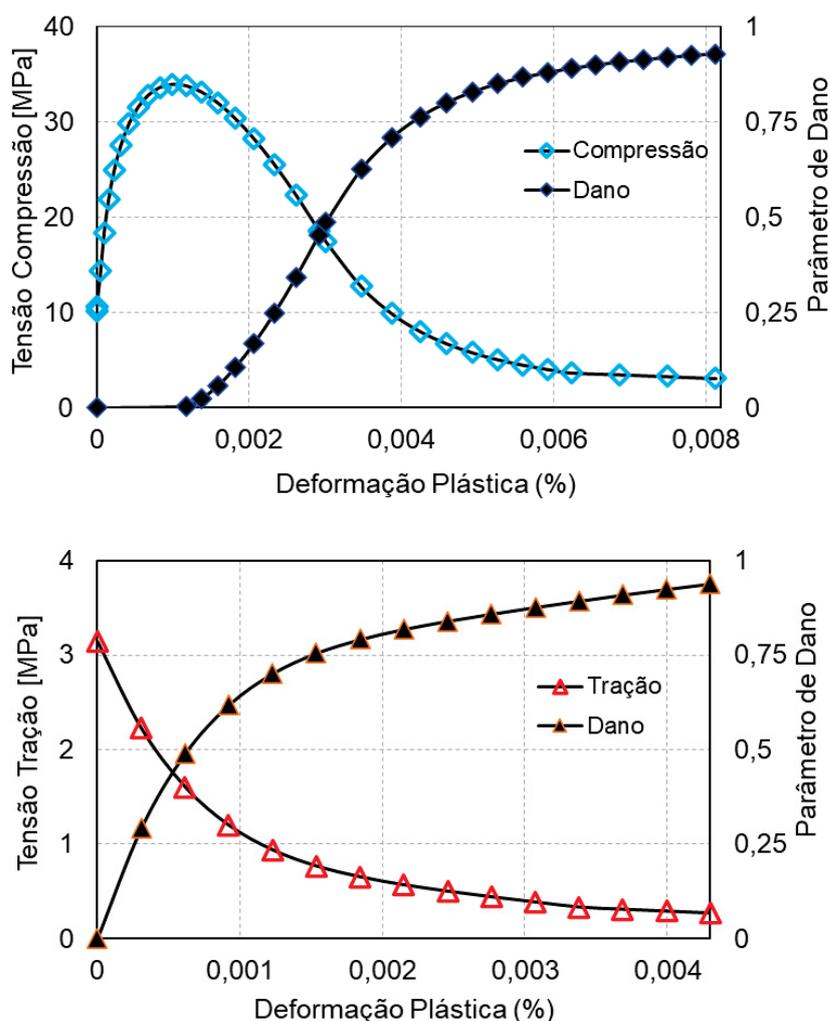
Para implementação do modelo CDP, optou-se por selecionar alguns blocos de cada grupo de análise. Tal definição visa mapear a eficiência e confiabilidade do

modelo utilizando blocos que estão numa determinada faixa de comportamento: tensões menores que a resistência à tração; tensões próximas a resistência à tração e; tensões maiores que a resistência a tração. Além disso, a seleção de alguns blocos é uma estratégia computacional, uma vez que os tempos de análise são elevados e os arquivos de resultados apresentam grandes tamanhos de armazenamento.

Os dados de entrada para o modelo CDP: relações das tensões de compressão e tração, deformações plásticas e danificação, são calculadas e alimentadas no modelo. Devido as características mecânicas próximas do concreto CP-V Bronholo e CP-V Bragança *et al.* (2023), optou-se por utilizar os mesmos dados de entrada do modelo CDP para ambos os concretos. A

ilustra a plotagem dos dados de entrada do modelo CDP.

Figura 38 – Curvas de dados do modelo CDP: (a) relação compressão e deformação plástica e danificação; (b) e relação compressão e deformação plástica e danificação.



FONTE: O Autor (2023)

Os resultados da análise são comparados com as curvas de tensões à tração e resistência à tração do concreto para verificar se há confiabilidade de resultados entre o modelo termomecânico e o modelo CDP, bem como, é realizada uma análise visual dos resultados da variável “*DAMAGET*”. Assim, dois objetivos específicos motivam as análises de dano: “*O modelo CDP aplicado é eficiente para a análise de danificação de origem térmica nas idades iniciais?*”; “*Os blocos com tendência a formação de DEF, apresentam danos estruturais nas idades iniciais?*”.

A aplicação da metodologia, utilizando o modelo térmico, termomecânico, termomecânico com DEF e o modelo CDP, serão apresentados no Capítulo 6, conjuntamente com os resultados e discussões.

5 VALIDAÇÃO DOS MODELOS DE ANÁLISE

Nesse capítulo são apresentadas as validações dos modelos de análise propostos para a obtenção dos resultados dessa pesquisa. Assim, a validação dos modelos é realizada por fases de implementação e avanço dos estudos, sendo: Fase 1: Validação do modelo térmico; Fase 2: Validação do modelo termomecânico e; Fase 3: Validação do modelo CDP.

5.1 VALIDAÇÃO DO MODELO TÉRMICO

A validação do modelo térmico foi realizada a partir da implementação de estudos com resultados experimentais e com análises em MEF. Sendo eles: Lin e Chen (2015), Kavamura *et al.* (2004), Abeka *et al.* (2017), Lawrence (2009) e Azenha (2009).

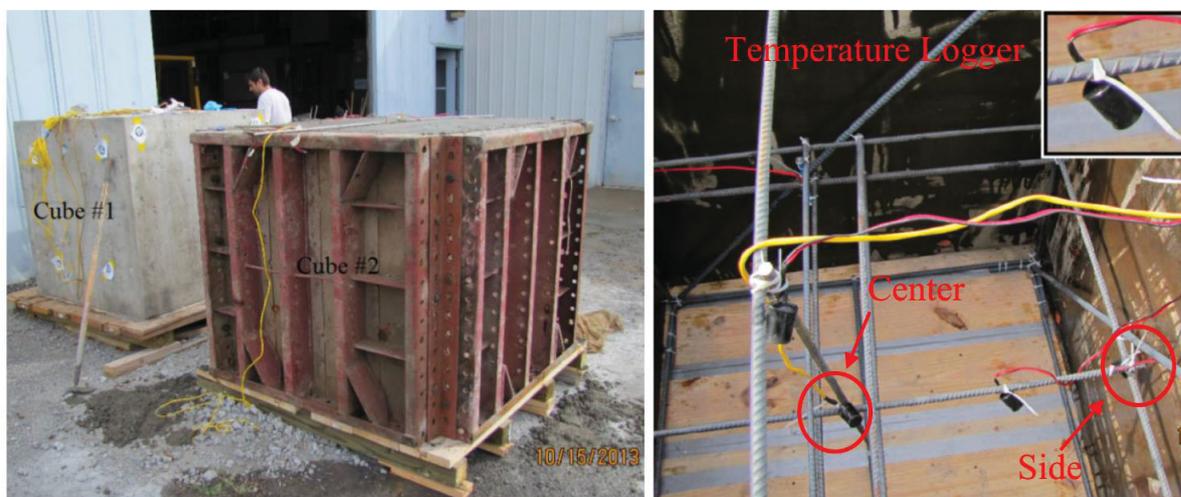
5.1.1 Lin e Chen (2015)

O estudo apresentado por Lin e Chen (2015) foi utilizado para a implementação do modelo térmico, pois apresenta um estudo experimental de dois blocos de concreto com dimensões de 1,20 x 1,20 x 1,20m, além da modelagem computacional com os resultados para comparação. O estudo se destaca pelo monitoramento da temperatura gerada nos blocos de concreto, além da temperatura de concretagem e da temperatura ambiente durante as 120h de monitoramento. A Figura 39 apresenta os blocos do estudo, bem como a indicação da posição dos sensores instalados na concretagem para a obtenção dos resultados de temperatura.

As características do traço do concreto, bem como a composição química do cimento são apresentados no ANEXO A. Na modelagem considerou-se as seguintes propriedades do concreto: condutividade térmica, expansão térmica, calor específico, temperatura inicial e temperatura ambiente, convecção “*Surface film condition*”, densidade, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e geração de calor. As condições de contorno mecânicas são aplicadas na base, restringindo o deslocamento no bloco; e as condições de contorno térmicas são: a temperatura inicial de concretagem, a temperatura ambiente nas faces externas do bloco e coeficiente de convecção. Para levar em conta os efeitos das propriedades do material dependentes da idade, temperatura e do processo de hidratação não uniforme, a sub-rotina definida

pelo usuário “*USDFLD*” foi desenvolvida e incorporada no modelo de elementos finitos. Durante a análise térmica, cada elemento é tratado individualmente para sua geração de calor e propriedades térmicas com base em seu grau de hidratação. Ou seja, com o grau de hidratação atualizado, a condutividade térmica, o calor específico e a geração de calor são atualizadas para o próximo passo de tempo. As formulações utilizadas são apresentadas no ANEXO A.

Figura 39 – Blocos de concreto com 1.2m e a vista interna da fôrma antes da concretagem.

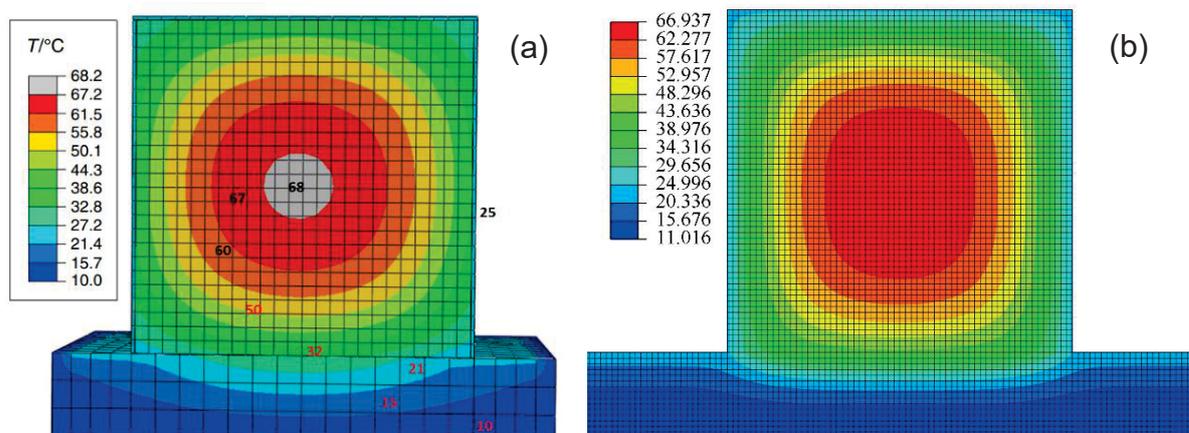


FONTE: Lin e Chen (2015)

A modelagem foi realizada via ABAQUS e o modelo 2D apresenta 5250 elementos e 5436 nós usando o elemento DC2D4 (*4-node linear heat transfer quadrilateral*). A temperatura máxima da análise dos blocos foi obtida com aproximadamente 18 horas de análise (após a concretagem dos blocos), atingindo cerca de 88°C para o bloco B1 e 65°C para o bloco B2.

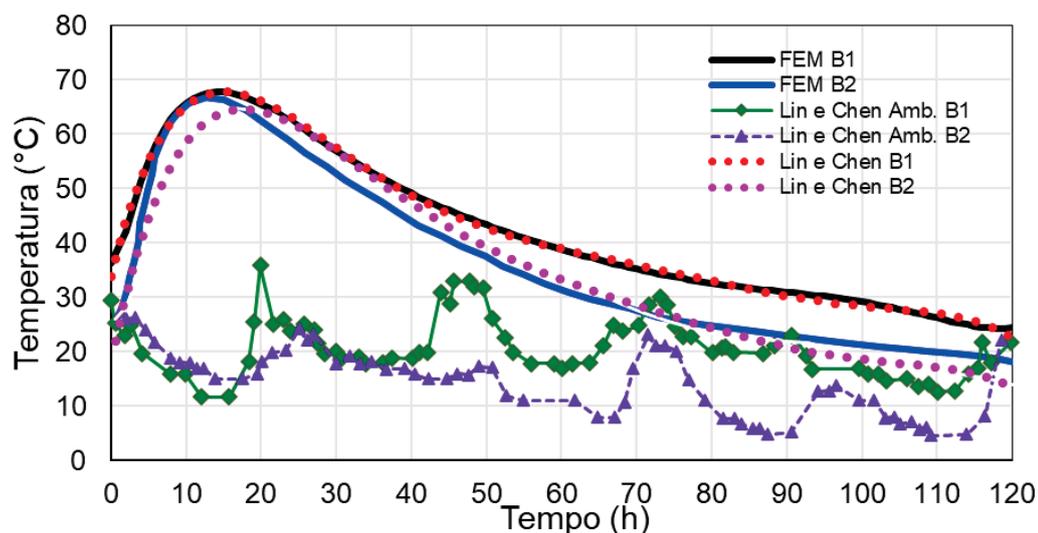
A Figura 40 ilustra o perfil de temperatura para o bloco B1 na análise apresentada por Lin e Chen (2015) e nos resultados obtidos neste trabalho. Os resultados de temperatura ao longo das 120h de análise para o Bloco B1 e B2 são ilustrados na Figura 41, onde apresenta-se a temperatura obtida no monitoramento experimental para ambos os blocos, a temperatura ambiente variando ao longo do tempo e os resultados computacionais obtidos na modelagem. Observa-se que os resultados obtidos têm grande precisão e se assimilam com os valores do monitoramento do bloco de concreto dos autores.

Figura 40 – Perfil de temperatura da análise inicial com 18h de concretagem. (a) Bloco B1 Lin e Chen (2015), (b) Modelagem computacional.



FONTE: O Autor (2023)

Figura 41 – Comparação dos resultados obtidos experimentalmente por Lin e Chen (2015) para os blocos B1 e B2, e os resultados computacionais obtidos na análise de validação do modelo térmico para o nó central e com a temperatura ambiente atuante em cada bloco.



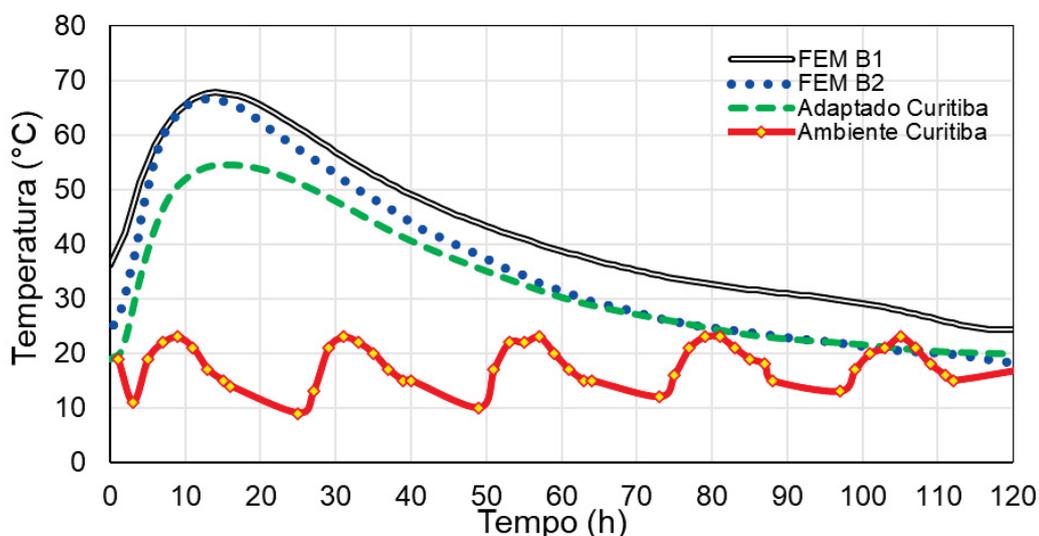
FONTE: O Autor (2023)

Visando uma complementação de resultados, uma segunda parte da análise ocorreu após a validação do modelo inicial, ou seja, os resultados obtidos na análise térmica convergiram com os resultados obtidos pelo Lin e Chen (2015). Assim, modificou-se o modelo inicial para se adaptar as características climáticas de Curitiba, visando resultados mais condizentes com a realidade local. Aplicou-se as seguintes alterações:

- Varição da temperatura ambiente real na cidade de Curitiba (TEMPO, 2023);
- Considerando 120h iniciando em 24.05.22 - 10h até 29.05.22 - 10h;
- Considerando temperatura de concretagem em 19 graus.

Os resultados obtidos correspondem ao comportamento esperado na análise, havendo uma redução da temperatura máxima obtida no bloco por conta da temperatura inicial de concretagem e da variação externa da temperatura menor do que as apresentadas por Lin e Chen (2015). A Figura 42 apresenta a variação da temperatura no nó central do bloco (máxima temperatura obtida) na análise ao longo das 120h após a concretagem.

Figura 42 – Comparação dos resultados computacionais do bloco B1 e B2 e os resultados obtidos para a adaptação do bloco para condições locais de Curitiba.



FONTE: O Autor (2023)

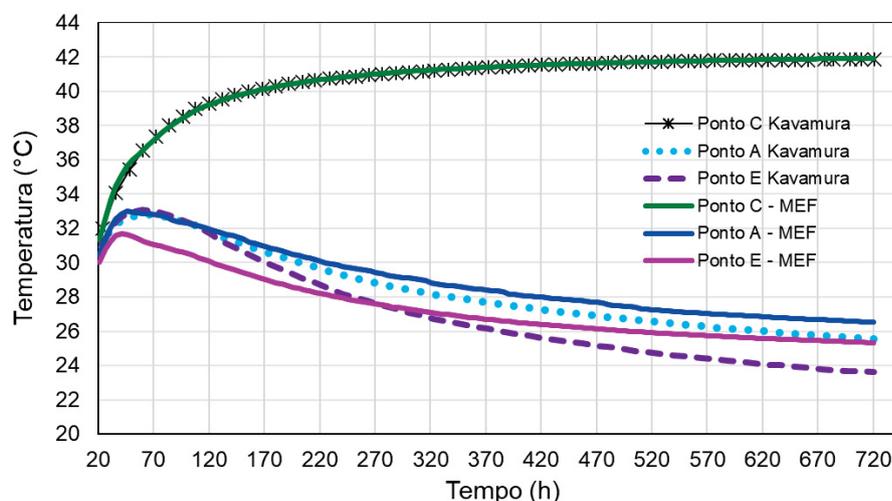
Destaca-se que os resultados da implementação térmica comparando os resultados com Lin e Chen (2015) e a adaptação da análise para as condições ambientais de Curitiba foram publicadas no XLIII CILAMCE 2022 em Nardino *et al.* (2022).

5.1.2 Kavamura *et al.* (2004)

O trabalho desenvolvido por Kavamura *et al.* (2004) foi selecionado para a etapa de validação por se tratar de análises computacionais com a aplicação dos parâmetros que são utilizados no desenvolvimento deste trabalho em uma estrutura de concreto massa. As simulações do trabalho referem-se a barragem hidroelétrica em CCR (concreto compactado com rolo) de Salto Caxias, localizada no Rio Iguaçu, na região sul do Brasil, com uma altura máxima de 67 m e um comprimento de 1.100m. Um perfil transversal 2D da barragem foi analisada pelo autor e os resultados de

obtidos na análise térmica para o modelo proposto neste estudo em todos os pontos analisados, conforme ilustra a Figura 45.

Figura 45 – Comparação dos resultados computacionais dos pontos A, C e E.



FONTE: O Autor (2023)

5.1.3 Abeka *et al.* (2017)

Para a terceira validação do modelo térmico foi selecionado o estudo experimental e computacional de Abeka *et al.* (2017). O trabalho apresenta o estudo experimental e computacional de um bloco de concreto com dimensões de 1,10m utilizando sensores termopares em quatro pontos para o monitoramento da distribuição da temperatura ao longo de 144 horas após a concretagem. A Figura 46 apresenta o bloco experimental estudado por Abeka *et al.* (2017).

Figura 46 – Bloco experimental concretado e nas idades iniciais após desforma.

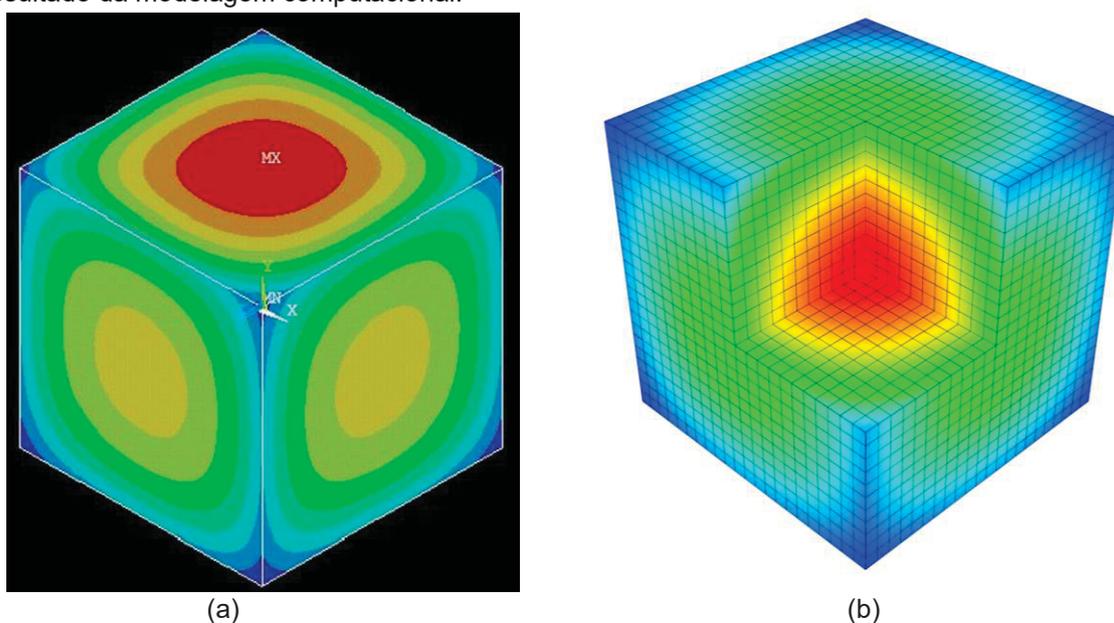


FONTE: Abeka *et al.* (2017)

No trabalho de Abeka *et al.* (2017), consideram simplificações nas propriedades do concreto, onde os parâmetros como calor de hidratação, calor específico e condutividade térmica são considerados constantes ao longo do tempo, ao contrário do trabalho de Lin e Chen (2015) que variam em função da hidratação do concreto. Ainda, apresentam-se os valores para o coeficiente de dilatação térmica; coeficiente de convecção; densidade e módulo de elasticidade. As propriedades termomecânicas são detalhadas no ANEXO C. A modelagem foi realizada via ABAQUS e o modelo 3D apresenta 10648 elementos e 12167 nós usando o elemento DC3D8R (*8-node linear brick heat transfer, reduced integration*).

Os resultados obtidos na modelagem computacional por Abeka *et al.* (2017) são apresentados na Figura 47(a) e comparadas com os resultados obtidos na validação do modelo térmico na Figura 47(b). Observa-se uma discrepância relevante nos resultados apresentados por Abeka *et al.* (2017) quanto ao comportamento térmico do bloco de concreto, pois, o perfil de temperatura máxima geralmente ocorre no núcleo do bloco de concreto, como ilustrado nos resultados de Lin e Chen (2015) e Kavamura *et al.* (2004), e obtidos nos resultados computacionais deste trabalho Figura 47(b), ao contrário do que ilustra os resultados de Abeka *et al.* (2017).

Figura 47 – Perfil de temperatura da análise com 24h de concretagem. (a) Abeka *et al.* (2017), (b) Resultado da modelagem computacional.

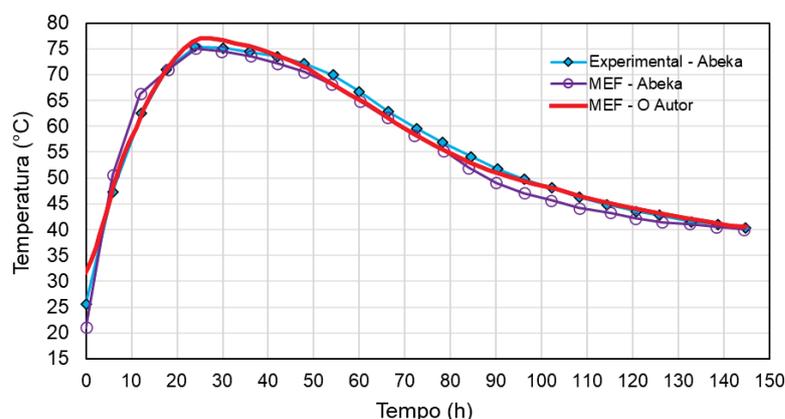


FONTE: Abeka *et al.* (2017) e O Autor (2023)

Os resultados de temperatura ao longo das 144h de análise para o Bloco experimental são ilustrados na Figura 48, onde apresenta-se a temperatura obtida no

monitoramento experimental por Abeka *et al.* (2017) e os resultados computacionais obtidos na modelagem. No monitoramento realizado por termopares, obteve-se a temperatura máxima de 75,4°C com 24h de concretagem, enquanto na modelagem computacional a temperatura máxima obtida foi de 77,07°C com 24.8h de análise. Destaca-se que há uma inconsistência de informações apresentada por Abeka *et al.* (2017), pois a temperatura de concretagem indicada no trabalho é de 31,8°C e na curva de temperatura obtida experimentalmente está indicada como 25,6°C e ainda, no modelo computacional do autor indica-se 21°C. Contudo, a temperatura máxima obtida na análise se assemelha.

Figura 48 – Comparação dos resultados de temperatura experimentais, computacionais de Abeka *et al.* (2017) e os resultados computacionais da validação do modelo para o ponto central do bloco de concreto.



FONTE: O Autor (2023)

Apesar das divergências de informações apresentadas por Abeka *et al.* (2017) em relação aos resultados obtidos na validação do modelo térmico, o comportamento térmico obtido nas análises caracteriza-se com os apresentados na literatura.

5.1.4 Lawrence (2009)

A tese de doutorado de Lawrence (2009) merece destaque nessa etapa de validação do modelo térmico por conta do estudo experimental em blocos de concreto maciços com dimensões de 1,07m e isolamento térmico em todos os quatro lados e na face inferior, enquanto o topo foi exposto ao ambiente. O isolamento consistiu em uma camada interna de compensado (19 mm nas laterais e 38 mm na parte inferior) e uma camada externa de poliestireno (76 mm nas laterais e fundo). Além disso, a temperatura foi registrada ao longo do tempo em 25mm, 102mm e 533mm abaixo da superfície, na posição central do bloco. O autor utilizou quatro diferentes traços de

concreto, e a mistura “1” foi utilizada nesse estudo para validação do modelo térmico. A Figura 49 ilustra os blocos concretados e os sensores instalados para o monitoramento da temperatura ao longo do tempo.

Figura 49 – Blocos de concreto experimentais e a vista interna da fôrma antes da concretagem.

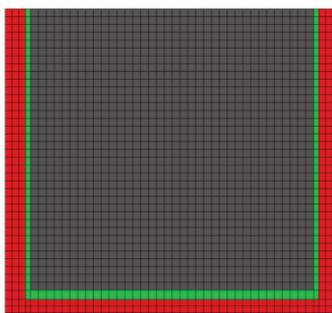


FONTE: Lawrence (2009)

As propriedades térmicas do concreto e do isolamento são detalhadas no ANEXO D. O calor de hidratação foi considerado na modelagem com base nos testes de calorimetria isotérmica apresentadas pelo autor. Para simular as condições de contorno térmico, as camadas de isolamento foram modeladas e o isolamento externo entre as superfícies foram assumidas como adiabáticas e a superfície exposta ao ambiente foi implementada, incluindo convecção e radiação. As interfaces entre diferentes materiais foram assumidas como perfeita, permitindo o livre fluxo de calor.

A modelagem foi realizada via ABAQUS para a seção central planificada do bloco, e o modelo 2D apresenta 1760 elementos e 1845 nós usando o elemento DC2D4 (4-node linear heat transfer quadrilateral), a Figura 50 ilustra a malha de elementos finitos adotada para o modelo desenvolvido.

Figura 50 – Malha utilizada na análise em MEF da seção central do bloco de concreto.



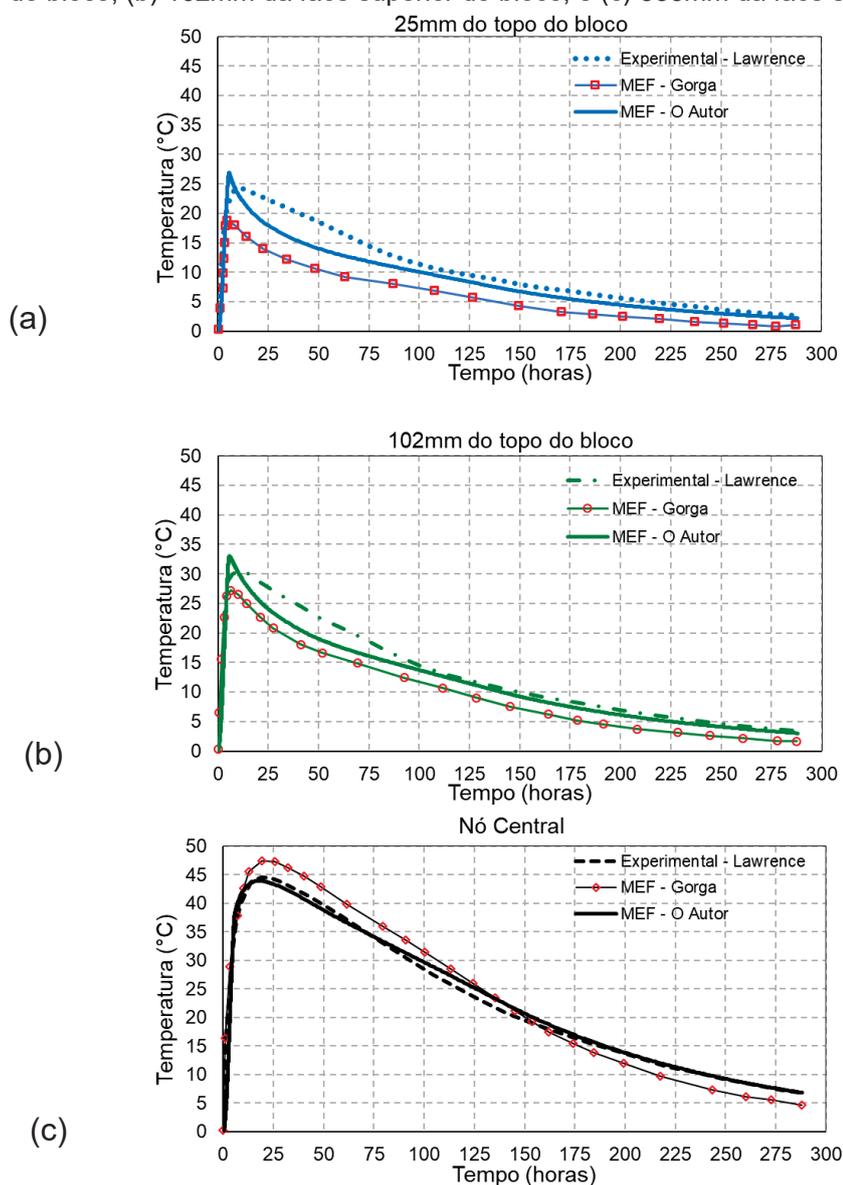
FONTE: O Autor (2023)

Destaca-se que o trabalho de Lawrence (2009) foi base para o desenvolvimento do relatório técnico “Desenvolvimento de parâmetros de projeto para concreto massa” do Departamento de Transportes da Flórida (TIA *et al.* 2010). Além

disso, o trabalho foi utilizado por Gorga *et al.* (2020) para validação do estudo desenvolvido pelo autor, e assim, os resultados obtidos por Gorga *et al.* (2020) também são ilustrados nesse estudo para comparação da acurácia do modelo térmico desenvolvido.

A temperatura mensurada em laboratório e por Gorga *et al.* (2020) para os pontos da região central do bloco são comparadas com os resultados obtidos pelo modelo em MEF desenvolvido para validação do modelo térmico e apresentadas nas Figura 51, correspondendo ao ponto central (533mm da face superior do bloco), ponto à 102mm da face superior do bloco e ponto à 25mm da face superior do bloco, respectivamente.

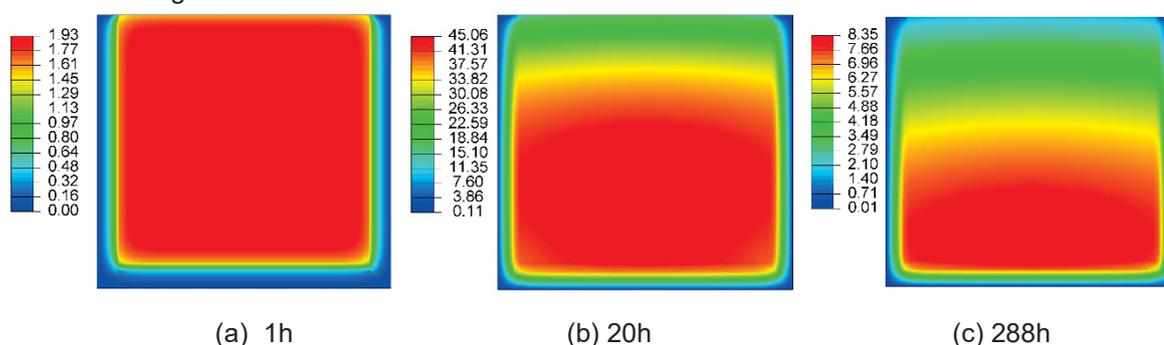
Figura 51 – Variação da temperatura ao longo do tempo na região central do bloco: (a) 25mm da face superior do bloco; (b) 102mm da face superior do bloco; e (c) 533mm da face superior do bloco.



FONTE: O Autor (2023)

Os resultados obtidos no modelo térmico foram próximos dos valores experimentais registrados por Lawrence (2009). Como esperado, a temperatura mais próxima da superfície atingiu uma temperatura máxima mais baixa e se estabilizou mais rápido que os demais pontos, por conta dos efeitos das perdas de calor por convecção e radiação. A distribuição da variação de temperatura para a seção central do bloco ao longo do tempo é apresentada na Figura 52 para ilustrar o ganho de calor inicial.

Figura 52 – Variação da temperatura (°C) na seção central do bloco para (a) 1h; (b) 20h; e (c) 288h após a concretagem.



FONTE: O Autor (2023)

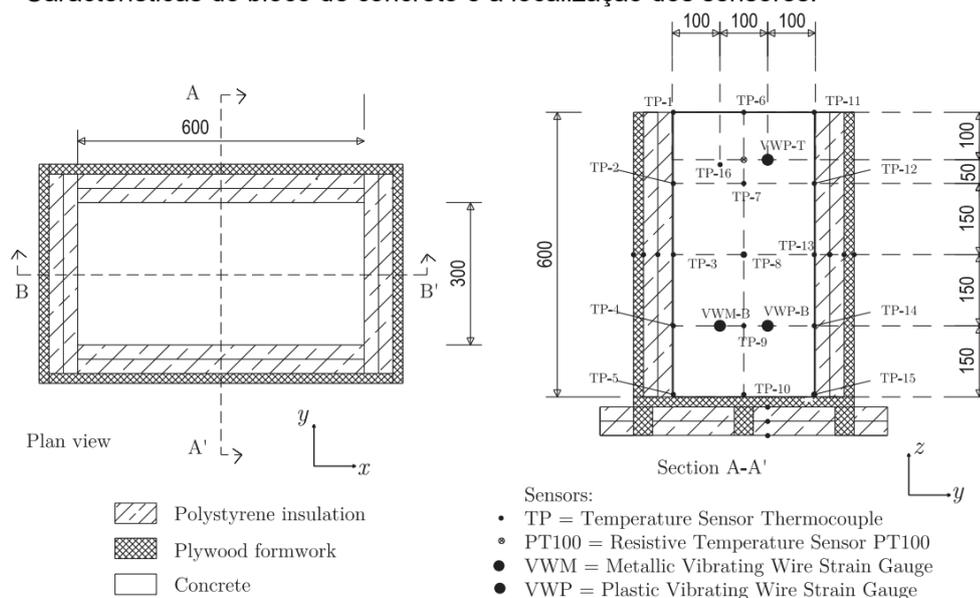
5.1.5 Azenha (2009)

Por fim, a última validação do modelo térmico foi implementada utilizando os estudos experimentais desenvolvidos na tese de doutorado de Azenha (2009), o qual apresenta vasta quantidade de dados e resultados da campanha experimental. O objetivo do experimento foi a validação do modelo numérico para temperatura e deformações térmicas. Um bloco de concreto com dimensões de 0,60×0,30×0,60 m foi considerado para o experimento, sendo que as faces laterais e a base do corpo de prova foram isoladas com placas de isopor de 6cm e fôrmas de compensado de 2,1cm. A Figura 53 apresenta as dimensões do bloco, dos elementos de isolamento e o posicionamento dos sensores para monitoramento da temperatura ao longo de 160 horas.

As propriedades térmicas do concreto e do isolamento são detalhadas no ANEXO E. Nas superfícies expostas ao ar, bem como nas superfícies isoladas, coeficientes de convecção-radiação equivalentes reproduzindo o fluxo de calor para o ambiente foram considerados. Considerou-se as propriedades térmicas do concreto e dos elementos de isolamento (isopor e fôrma), como calor específico, dilatação

térmica, densidade e condutividade térmica. O calor de hidratação gerado pelo concreto foi determinado com base nas equações apresentadas no Capítulo 2, utilizando a energia de ativação (E_a) e a energia total de hidratação (Q_c) fornecidas por Azenha (2009), bem como a composição química do cimento e o traço do concreto.

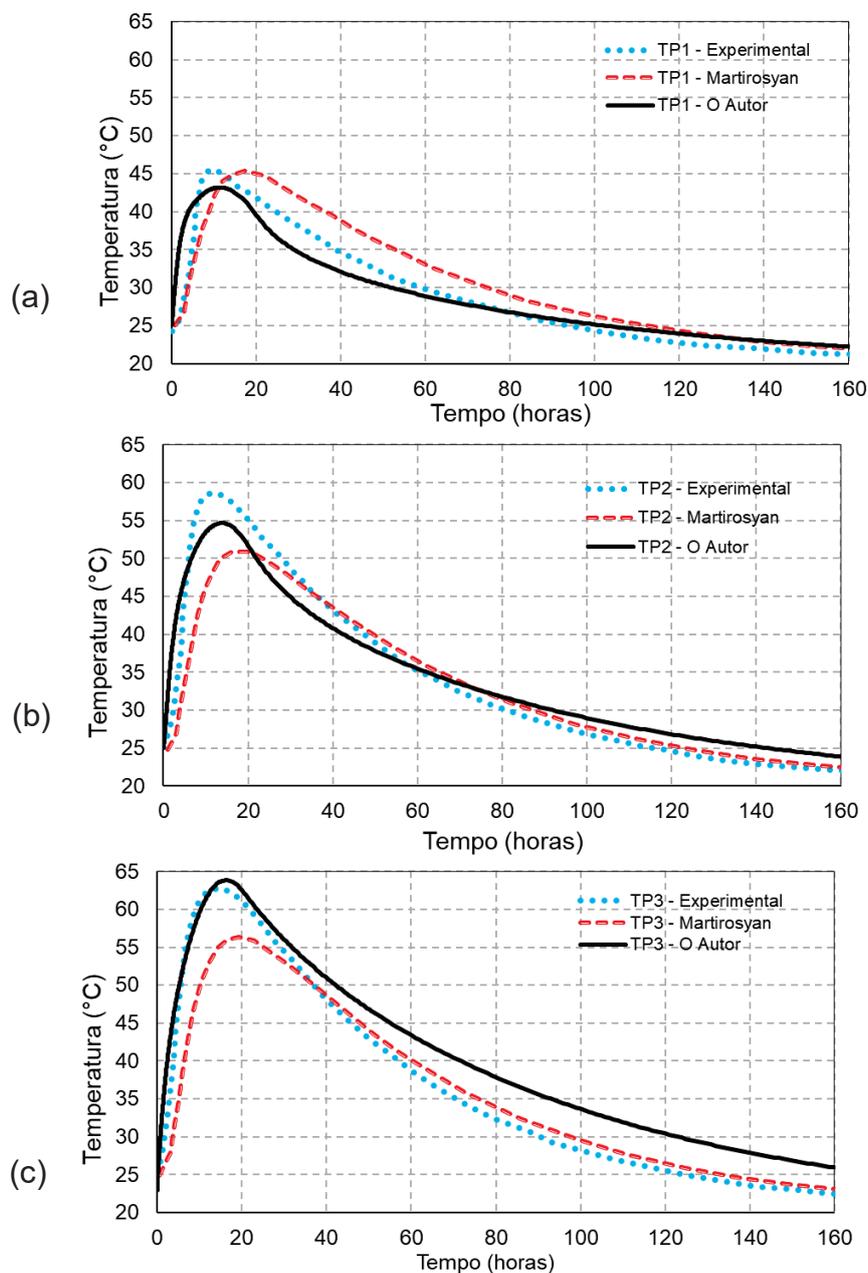
Figura 53 – Características do bloco de concreto e a localização dos sensores.



FONTE: Azenha (2009).

Os resultados obtidos por Azenha (2009) foram objetos de estudo da tese de doutorado de Martirosyan (2017) para validação de seu modelo térmico, e os resultados obtidos pelo autor são ilustrados nesse estudo para comparação da acurácia do modelo térmico proposto. Os resultados são correspondentes a seis termopares em diferentes posições (Figura 53), sendo: os termopares TP1 e TP11 foram localizados na superfície superior, próximos aos cantos; TP2 e TP12 foram colocados na profundidade de 15cm da superfície, em faces laterais isoladas; e TP3 e TP13 também foram localizados em faces isoladas laterais, a 30 cm de profundidade da superfície. A comparação dos resultados do modelo computacional com os resultados experimentais obtidos dos termopares e dos estudos de Martirosyan (2017) são apresentados na Figura 54. E a Figura 55 ilustra o perfil de temperatura do modelo numérico obtido por Azenha (2009) no tempo de 15.8 horas e do modelo térmico desse estudo.

Figura 54 – Comparação da variação da temperatura ao longo do tempo entre os resultados experimentais, de Martirosyan (2017) e do modelo computacional: (a) Sensor TP1; (b) Sensor TP2; e (c) Sensor TP3.

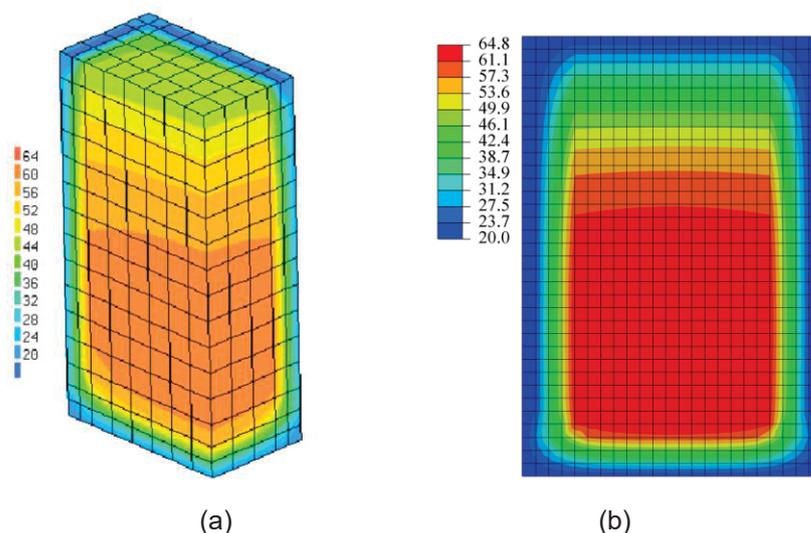


FONTE: O Autor (2023)

Os resultados obtidos no modelo térmico apresentam pequenas variações nas curvas de temperatura comparadas com os valores experimentais. As variações de resultados podem ser justificadas pelos parâmetros de entrada utilizados no modelo, uma vez que a curva de hidratação do concreto não foi fornecida. Assim, a geração de calor de hidratação foi calculada utilizando alguns dados fornecidos pelo autor e não com base na curva de geração de calor gerada pelo experimento de fato. No entanto, foi demonstrado que o modelo computacional fornece precisão suficiente

para simular o desenvolvimento da temperatura e a troca de calor com o ambiente para concretos em idade inicial.

Figura 55 – Perfil de temperatura no modelo numérico no tempo de 15.8 horas: (a) Azenha (2009); e (b) Validação do modelo térmico



FONTE: O Autor (2023)

5.2 VALIDAÇÃO DO MODELO TERMOMECÂNICO

A validação do modelo termomecânico visa realizar a análise de tensão em elementos de concreto em idade inicial para prever as tensões induzidas termicamente e o risco de fissuração associado. Para isso, as análises foram realizadas utilizando os estudos já apresentados na seção 5.1, sendo eles: Lin e Chen (2016), Kavamura *et al.* (2004) e Abeka *et al.* (2017).

5.2.1 Lin e Chen (2016)

O trabalho de Lin e Chen (2016) é a segunda parte do estudo apresentado no item 5.1.1 Lin e Chen (2015), e realiza uma análise de tensões pelo acoplamento da temperatura gerada pelos blocos de concreto durante o período de hidratação. Durante a idade inicial, a distribuição não uniforme do perfil de temperatura causa expansões térmicas desproporcionais dentro do corpo de concreto e a superfície do concreto em temperaturas pode estar sob altas tensões de tração. Assim, no estudo apresentado por Lin e Chen (2016) são analisadas as tensões de tração geradas no concreto ao longo do tempo de monitoramento.

Para calcular as tensões induzidas termicamente, estimativas precisas da resistência à tração do concreto e do módulo de elasticidade são cruciais. Tais propriedades são calculadas considerando as mudanças nas propriedades do concreto em função do grau de hidratação (α), a Equação 5.1 apresenta a resistência à compressão (f'_c), a Equação 5.2 a resistência à tração (f_{ct}) e a Equação 5.3 o módulo de elasticidade do concreto (E_c).

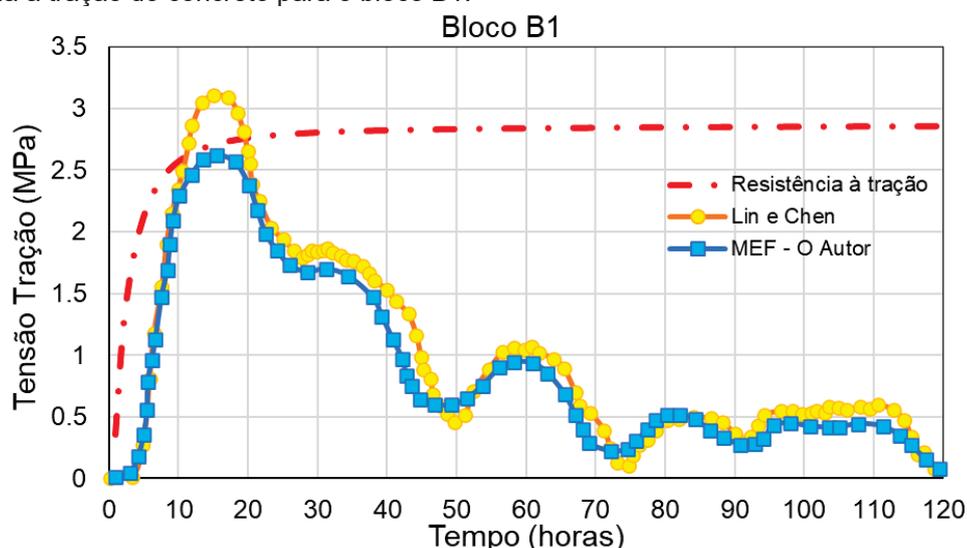
$$f'_c = 45.53\alpha - 1.71 \quad (\alpha \geq 0.04, f_{ck} \geq 0) \quad (5.1)$$

$$f_{ct} = 0.53\sqrt{45.53\alpha - 1.71} \quad (\alpha \geq 0.04, f_{ct} \geq 0) \quad (5.2)$$

$$E_c = 5407(45.53\alpha - 1.71)^{0.492} \quad (\alpha \geq 0.04, E_c \geq 0) \quad (5.3)$$

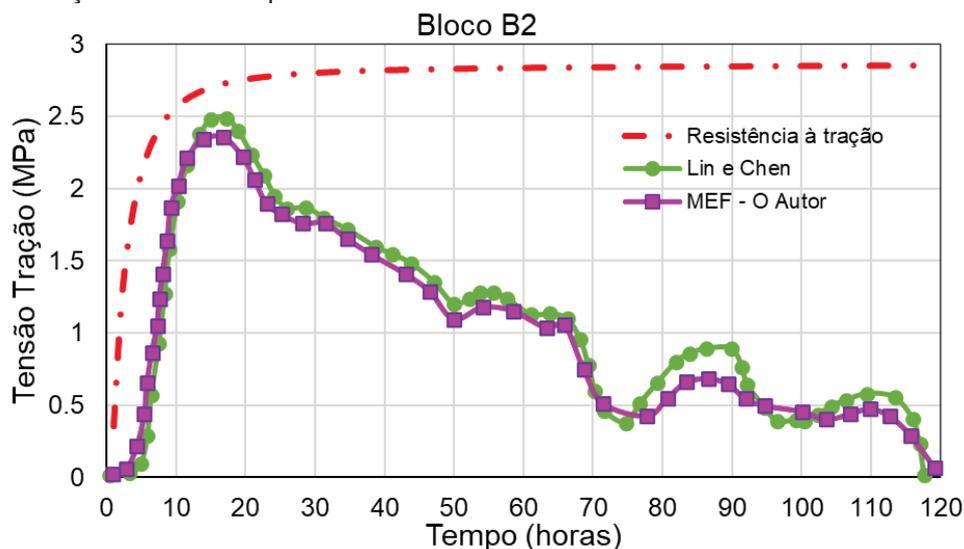
A análise de tensão foi realizada para cubos de concreto de 1,2 m usando o programa ABAQUS e a sub-rotina “USDFLD” descrita em FORTRAN. O modelo apresenta 64000 elementos e 68921 nós usando elemento linear 3D de 8 nós (C3D8R *An 8-node linear brick, reduced integration, hourglass control*) com tamanho de elemento de 3 cm. Os resultados mostraram que, devido à evolução da temperatura e à expansão térmica, os elementos internos foram se expandindo, o que fez com que o elemento de superfície fique em tensão de tração. A Figura 56 e Figura 57 apresentam os resultados comparados de tensões obtidos por Lin e Chen (2016) e pelo modelo computacional desenvolvido, e destacados em relação a resistência à tração do concreto, para os blocos B1 e B2, respectivamente.

Figura 56 – Comparação entre a tensão térmica obtida por Lin e Chen, pelo modelo numérico e a resistência à tração do concreto para o bloco B1.



FONTE: O Autor (2023)

Figura 57 – Comparação entre a tensão térmica obtida por Lin e Chen, pelo modelo numérico e a resistência à tração do concreto para o bloco B2.



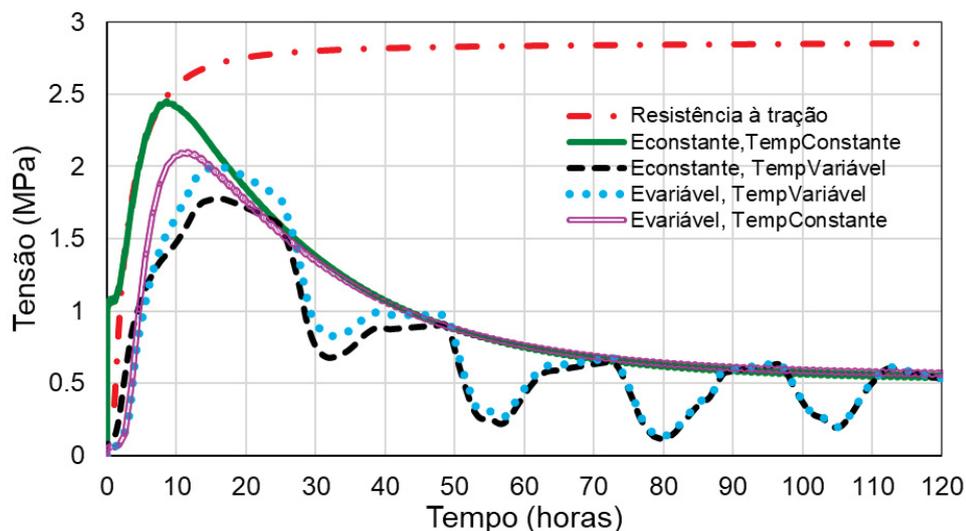
FONTE: O Autor (2023)

Observa-se que os padrões de contorno de tensão de tração superficial calculados para os dois cubos são semelhantes e que os resultados obtidos pelo modelo termomecânico são similares aos resultados de Lin e Chen (2016). Para o bloco B1 a tensão máxima obtida no modelo foi de 2,62MPa, enquanto os autores obtiveram 3,10MPa, o que caracteriza uma região de fissuração por ultrapassar a resistência à tração do concreto.

Assim como na seção 5.1.1, realizou-se a análise termomecânica para o modelo térmico adaptado para as condições climáticas de Curitiba, visando resultados mais condizentes com a realidade local. Ainda, uma análise paramétrica das tensões térmicas foi desenvolvida para identificar: 1. A influência do módulo de elasticidade do concreto ao longo da análise considerando seu valor constante no tempo e seu valor variável no tempo em função do grau de hidratação do concreto (Equação 5.3); 2. A influência da temperatura ambiente atuando no bloco de concreto ao longo do tempo. Assim, quatro modelos foram desenvolvidos: a. Módulo de elasticidade constante e temperatura ambiente constante; b. Módulo de elasticidade constante e temperatura ambiente real (variando no tempo); c. Módulo de elasticidade variável no tempo (função do grau de hidratação utilizando sub-rotina *USDFLD*) e temperatura ambiente constante; d. Módulo de elasticidade variável no tempo (função do grau de hidratação utilizando sub-rotina *USDFLD*) e temperatura ambiente real (variando no tempo).

A Figura 58 apresenta os resultados obtidos para os quatro modelos e comparados com a resistência à tração do concreto.

Figura 58 – Comparação das tensões térmicas de tração para a análise paramétrica do módulo de elasticidade e da influência da temperatura ambiente constante e variável no tempo.



FONTE: O Autor (2023).

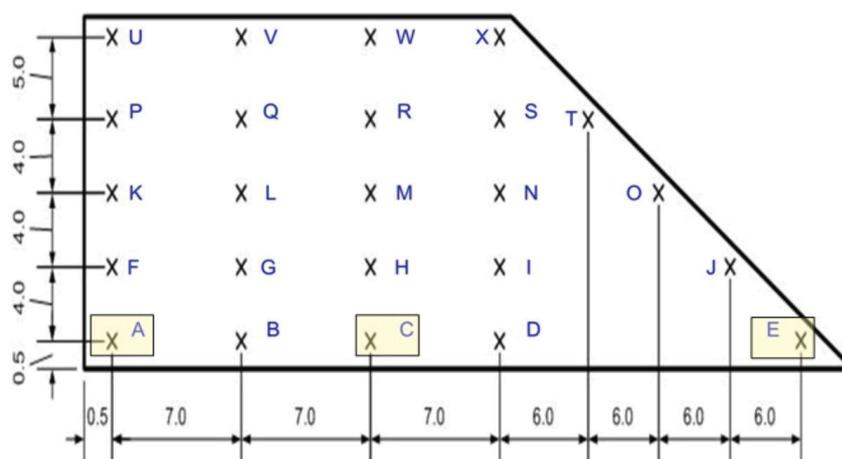
Os resultados obtidos demonstram que tanto a temperatura quanto o módulo de elasticidade influenciam diretamente nas tensões térmicas. A temperatura ambiente conduz o comportamento das tensões de tração ao longo do tempo, uma vez que as tensões críticas ocorrem nas faces do bloco de concreto, pois o efeito de aquecimento devido à hidratação e o efeito de resfriamento devido à perda de calor superficial ocorrem simultaneamente. A temperatura ambiente constante ainda induz uma tensão inicial no concreto devido ao gradiente de temperatura, o qual depende da temperatura de lançamento do concreto e da temperatura ambiente na etapa de concretagem. Já o módulo de elasticidade caracteriza o comportamento estrutural mais condizente com a realidade do material, sendo que o módulo constante ao longo do tempo gerou tensões mais elevadas quando associado a uma temperatura ambiente constante devido a relação direta da tensão-módulo-deformação.

A consideração do módulo de elasticidade variável no tempo gerou tensões menores nas horas iniciais, reduzindo a possibilidade de trincas induzidas por tensões térmicas e caracterizando o comportamento mais próximo do modelo real. No Capítulo 6 serão consideradas as hipóteses de módulo de elasticidade variando ao longo do tempo, bem como a temperatura ambiente real atuante no concreto para a obtenção dos resultados deste trabalho.

5.2.2 Kavamura *et al.* (2004)

O trabalho de Kavamura *et al.* (2004) apresentado no item 5.1.2 avança para a análise termomecânica da barragem hidroelétrica de Salto Caxias, considerando o acoplamento do campo de temperatura obtido na análise térmica da estrutura. Os resultados de tensões em X (σ_x), tensões em Y (σ_y) e tensões principais (σ_{11}) ao longo do tempo são apresentados para 3 pontos distintos da estrutura (Ponto A, C e E), conforme apresentado na Figura 59.

Figura 59 – Geometria da barragem com a localização dos pontos monitorados e o destaque para os pontos analisados.

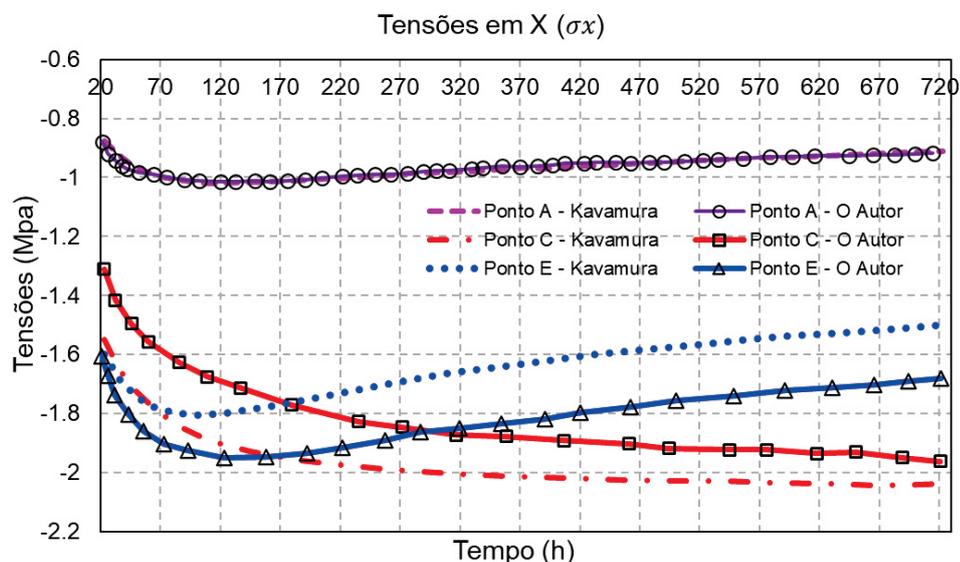


FONTE: Kavamura *et al.* (2004)

A Figura 60 apresenta o desenvolvimento de σ_x nos pontos A, C e E, ao longo do tempo, e observa-se apenas tensões de compressão nesses pontos. Os resultados obtidos pelo modelo termomecânico se aproximam dos valores apresentados por Kavamura *et al.* (2004). Há divergências nos valores do Ponto C e Ponto E, contudo, o comportamento das tensões demonstra comportamento similar, indicando bons resultados para o modelo.

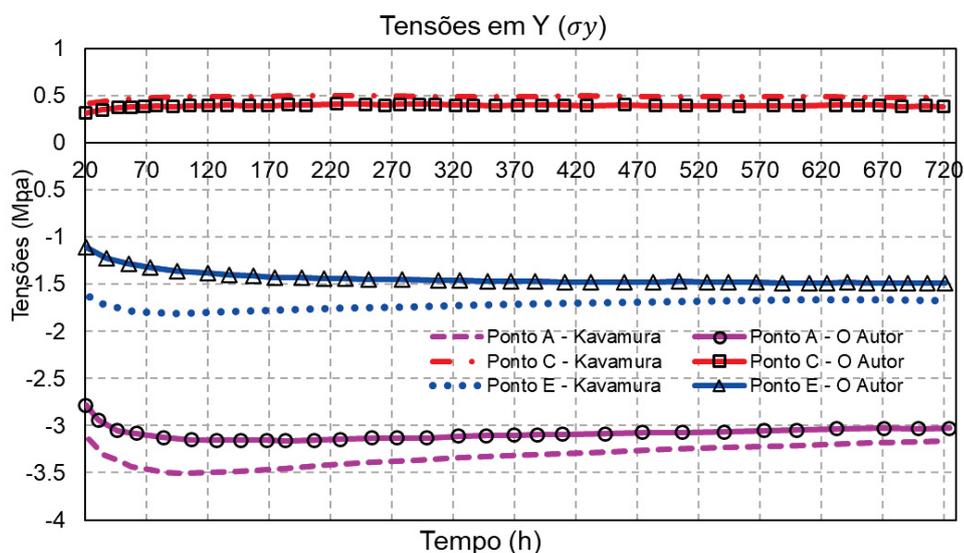
A Figura 61 ilustra o desenvolvimento de σ_y nos pontos A, C e E, ao longo do tempo nota-se a presença de tensões verticais de tração somente no ponto C. Os resultados obtidos nesse estudo apresentam grande similaridade com os resultados do autor, e as tensões verticais demonstram valores praticamente constantes no intervalo de tempo considerado, sinalizando a estabilidade da temperatura no interior do maciço.

Figura 60 – Comparativo entre as σ_x obtidas pelo autor e pela validação do modelo termomecânico (FEM) nos pontos A, C e E.



FONTE: O Autor (2023)

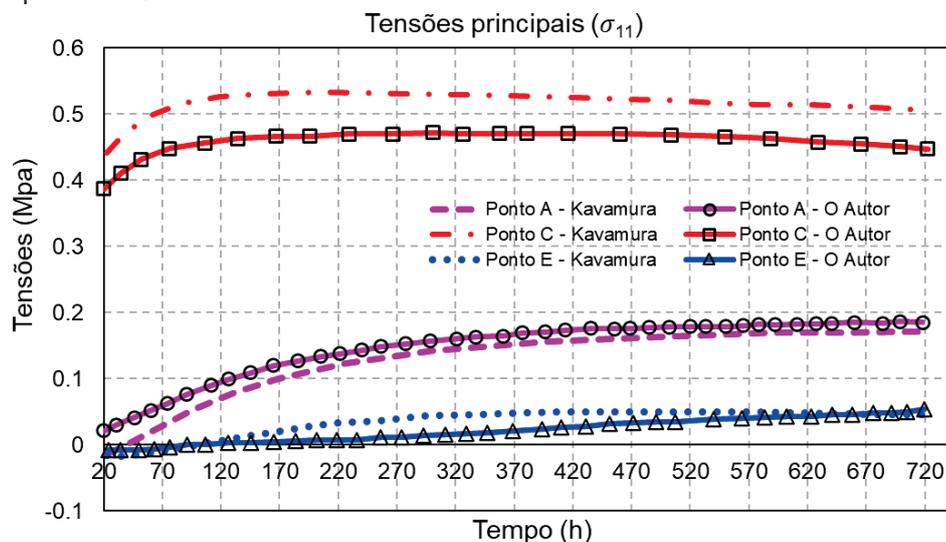
Figura 61 – Comparativo entre as σ_y obtidas pelo autor e pela validação do modelo termomecânico (FEM) nos pontos A, C e E.



FONTE: O Autor (2023)

A Figura 62 apresenta a variação da tensão principal σ_{11} nos pontos A, C e E, e os resultados do modelo termomecânico se assimila com os resultados de Kavamura, demonstrando eficiência do modelo. O ponto C no centro da geometria da barragem, apresenta as maiores tensões de tração, enquanto o ponto E no vértice da geometria, apresenta as menores tensões de tração analisadas, uma vez que o volume de concreto e calor de hidratação são menores no ponto E se comparados ao ponto A e C.

Figura 62 – Comparativo entre as σ_{11} obtidas pelo autor e pela validação do modelo termomecânico (FEM) nos pontos A C e E.



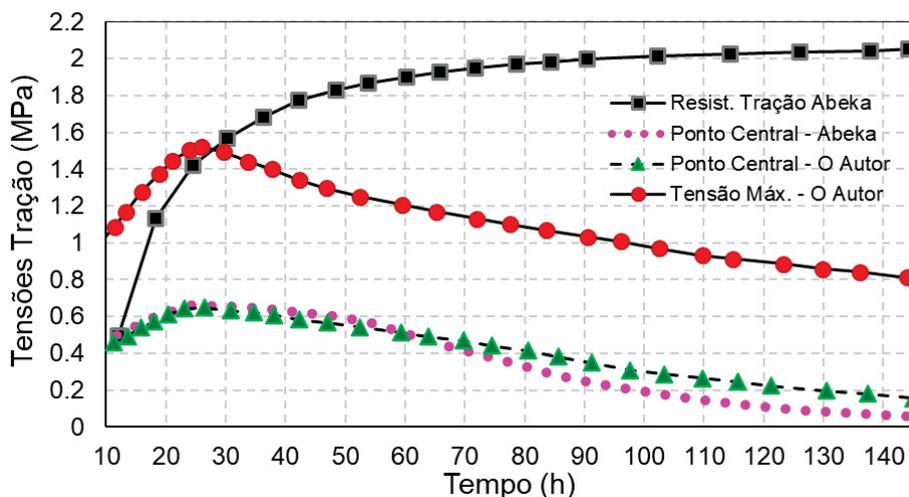
FONTE: O Autor (2023)

Observa-se que as tensões principais se caracterizam de acordo com o esperado, resultando em tensões de tração devido ao campo de temperatura gerado no processo de hidratação do concreto. No ponto interior C, a tensão elástica principal é significativa e o valor de aproximadamente de 0,53MPa (obtido por KAVAMURA *et al.*, 2004) e 0,47Mpa obtido pela análise, os quais estão próximos do valor limite de resistência à tração de projeto da barragem de Salto Caxias $\approx 0,8$ MPa (KAVAMURA *et al.*, 2004).

5.2.3 Abeka *et al.* (2017)

Por fim, a terceira validação do modelo termomecânico visa analisar as tensões principais do bloco experimental de Abeka *et al.* (2017) descrito no item 5.1.3 deste capítulo. As tensões térmicas são obtidas a partir do acoplamento dos resultados térmicos da primeira etapa de análise. Os resultados obtidos pelo autor são comparados pelos obtidos na validação do modelo termomecânico e ilustrados na Figura 63. Observa-se duas curvas de tensões resultantes da análise termomecânica, sendo de tensões máximas obtidas no bloco e tensões similares aos resultados apresentados por Abeka *et al.* (2017).

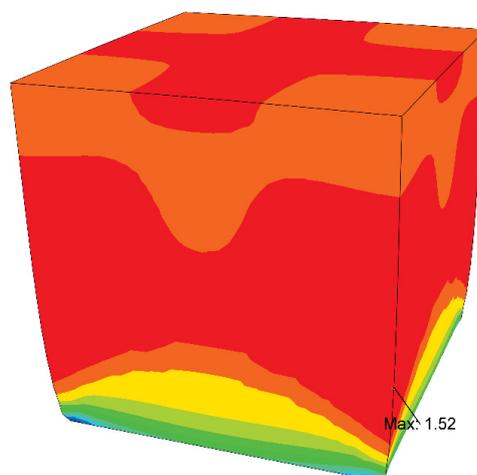
Figura 63 – Comparativo das tensões de tração obtidos pelo Autor e pelo modelo em FEM, e com a resistência à tração do concreto.



FONTE: O Autor (2023)

As tensões máximas ocorrem nos vértices do bloco de concreto, caracterizando o comportamento esperado para o campo de tensões, como descrito na seção 3.5 e ilustrado na Figura 64, enquanto a tensão que se aproxima dos resultados de Abeka *et al.* (2017), ocorre próximo ao ponto de temperatura máxima da análise térmica. Essa divergência de resultados foi observada na análise térmica em relação à temperatura de concretagem, temperatura ambiente e no comportamento do campo de temperatura apresentado pelo Abeka *et al.* (2017) (Figura 47). Ainda, pela tensão máxima obtida em relação a resistência à tração do concreto apresentada por Abeka *et al.* (2017), o bloco apresentaria fissuras de origem térmica.

Figura 64 – Tensão máxima de tração obtido na análise termomecânica do bloco de concreto de Abeka *et al.* (2017)



FONTE: O Autor (2023)

Os resultados apresentados na seção 5.2, indicam boa convergência de resultados para o modelo desenvolvido para análise de tensões de origem térmica do concreto.

O pacote do software comercial ABAQUS oferece vários modelos de materiais para representar a não linearidade e danos no concreto. No próximo item será validada a implementação matemática do modelo CDP (*Concrete Damaged Plasticity*), que é baseado no princípio de que o dano em materiais quase frágeis pode ser definido pela avaliação da energia de fratura dissipada necessária para gerar microfissuras. Assumiu-se que os principais mecanismos de falha são o esmagamento do concreto ou a fissuração por tração, conforme observado nos estudos desse item. Assim, duas validações são propostas na implementação do modelo CDP em elementos de concreto, e são detalhas na seção 5.3

5.3 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO DE DANO

O modelo de dano CDP requer sete parâmetros de entrada. Os cinco parâmetros base do modelo são definidos de acordo com a literatura (conforme detalhado na Seção 3.4), sendo:

- i. ângulo de dilatação (ψ) = 31°
- ii. excentricidade (ρ) = 0,10
- iii. razão entre a tensão de escoamento e a tensão de escoamento (f_{b0}/f_{c0}) = 1,16
- iv. razão entre a segunda tensão invariante e o meridiano de tração (k) = 0,67
- v. viscosidade (μ) = 0,001

Os dois parâmetros restantes são determinados com base nas formulações do Modelo CDP (ANEXO H), sendo: vi. tensão de compressão versus curva de deformação plástica e; vii. tensão de tração versus curva de deformação plástica.

Para a aplicação e validação do modelo, duas análises são realizadas com bases na adaptação de Lin e Chen (2016) e no trabalho de Vecchio e Shim (2004).

5.3.1 Lin e Chen (2016)

O trabalho de Lin e Chen (2015, 2016) não realizou a implementação do modelo CDP no concreto para análise da danificação de origem térmica. Assim, para a implementação do modelo, foi realizada uma análise para o Bloco B1 visando a

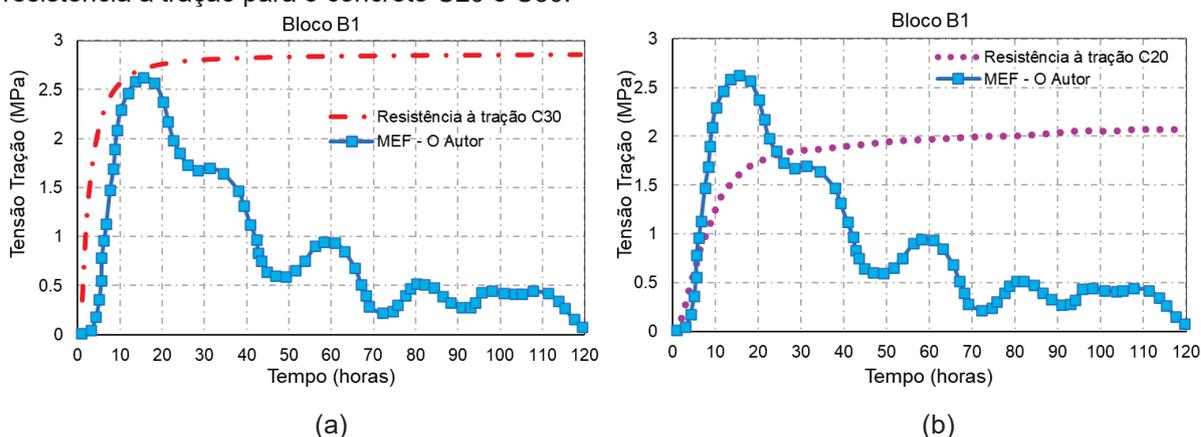
obtenção de resultados de dano caracterizado por fissuras de origem térmica. Na Figura 56 da seção 5.2.1 Lin e Chen (2016), observa-se que o Bloco B1, na análise dos autores, apresenta fissuração do concreto, enquanto os resultados do modelo garantem uma pequena margem de resistência as tensões de tração, evitando a danificação.

A análise de dano considerou o concreto descrito no trabalho de Lin e Chen (2016), caracterizado como um concreto C30 (30MPa). As curvas da danificação adotados na análise são detalhadas no ANEXO A. A Figura 65a ilustra a resistência à tração para o concreto C30, bem como as tensões de tração da análise termomecânica do bloco B1. Observa-se que o concreto não apresenta danificação na análise, pois não ultrapassa a resistência à tração do concreto.

Visando a implementação do modelo CDP, uma segunda análise é desenvolvida considerando um concreto com resistência menor para que ocorra a danificação do material, sendo um C20 (as curvas da danificação adotados na análise são detalhadas no ANEXO A). Assim, a Figura 65b ilustra a resistência à tração para o concreto C20, bem como as tensões de tração da análise termomecânica do bloco B1. Para o material menos resistente, as tensões apresentadas causariam fissuras de origem térmica no concreto entre 5h e 6h após a concretagem.

Na discretização do modelo, considerou-se as características do concreto para a determinação dos parâmetros com base no trabalho de Hafezolghorani *et al.* (2017), o qual descreve as propriedades do concreto para o modelo CDP. A Figura 66 apresenta os resultados obtidos na análise CDP via ABAQUS do bloco B1 considerando concreto C30 (Figura 66a) e concreto C20 (Figura 66b).

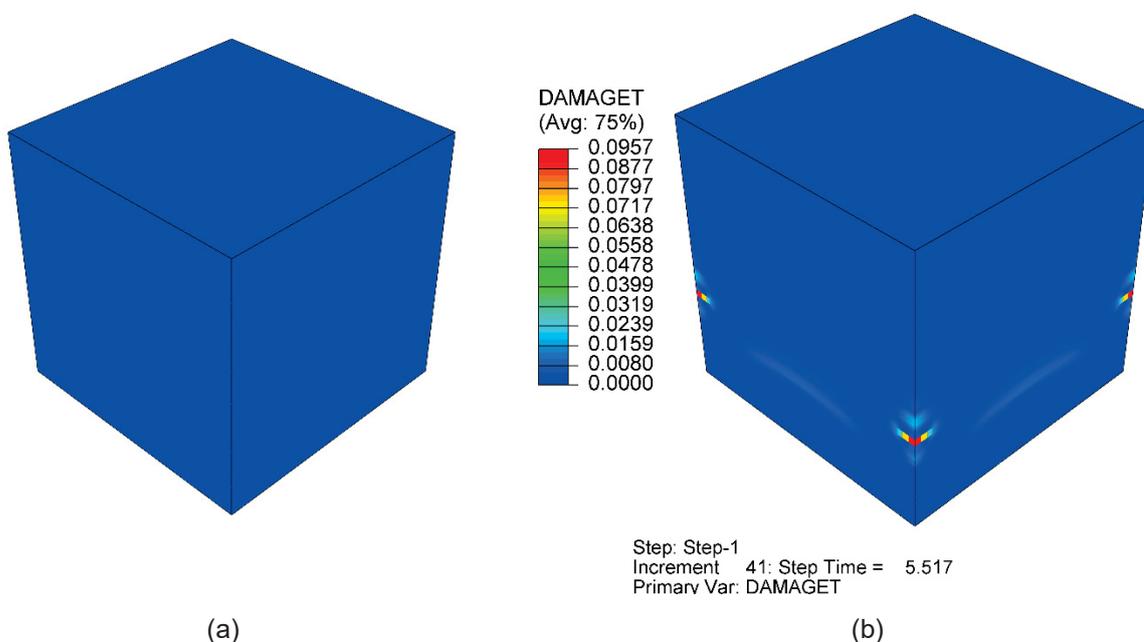
Figura 65 – Comparação entre a tensão térmica obtida pelo modelo numérico do bloco B1 e a resistência à tração para o concreto C20 e C30.



FONTE: O Autor (2023)

Os resultados atendem ao esperado e confirmam o comportamento de tensões detalhadas na Figura 56, em que não ocorre fissuração no bloco inicial com concreto de 30MPa e ocorre fissuração nas áreas críticas (vértices das faces do bloco) para o concreto de 20MPa. A Figura 66a não apresenta legenda do parâmetro DAMAGET e tempo de ocorrência, pois não há presença de danificação ao longo do tempo. A Figura 66b é correspondente ao tempo de 5,5 horas, momento em que as tensões de tração atingem a resistência à tração do concreto, e a análise CDP se propaga até 8,8 horas, quando o critério de falha atinge a danificação limite do concreto.

Figura 66 – Comparativo da danificação do bloco B1: (a) Concreto C30; (b) Concreto C20 no tempo de 5,5 horas.



FONTE: O Autor (2023)

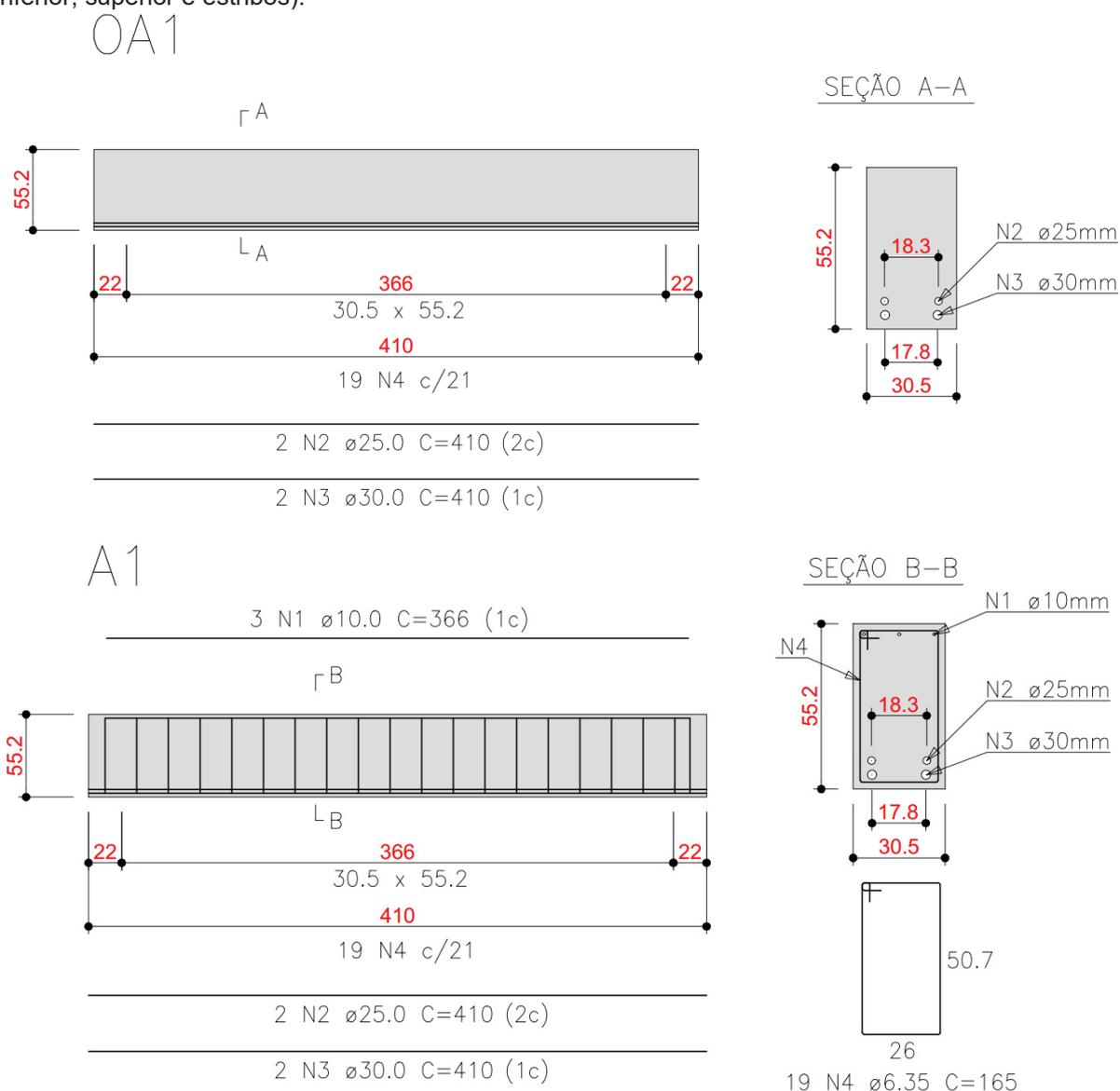
A adaptação do trabalho de Lin e Chen (2016) para a análise de critério de falha apresentou bons resultados e indicam que o modelo CDP no ABAQUS foi capaz de simular o comportamento do bloco de concreto na análise termomecânica.

5.3.2 Vecchio e Shim (2004)

No trabalho experimental de Vecchio e Shim (2004) 6 vigas de concreto com características variadas nas dimensões e nas armaduras foram ensaiadas. Duas vigas analisadas pelos autores: AO1 (somente armadura inferior) e A1 (armadura inferior, superior e estribos), são utilizadas para a implementação e validação do modelo CDP.

Na Figura 67 estão indicadas as seções transversais e características de armaduras, bem como as características geométricas das seções modeladas. Segundo os autores, a viga OA1 falhou devido à fissuração diagonal no experimento de laboratório, enquanto a viga A1 falhou devido à compressão de cisalhamento. As propriedades do material para a análise de danificação podem ser encontradas no ANEXO F.

Figura 67 – Dimensões e características das vigas OA1 (somente armadura inferior) e A1 (armadura inferior, superior e estribos).

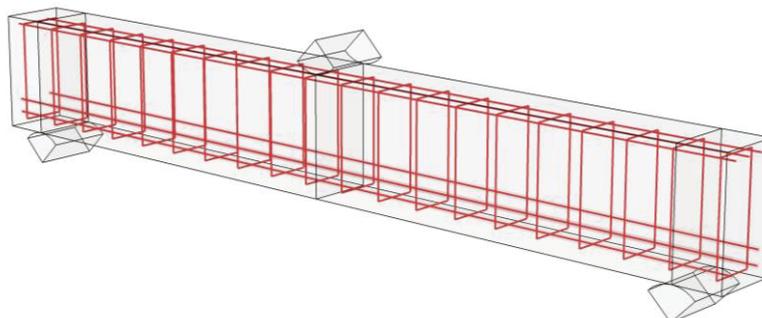


FONTE: Adaptado de Vecchio e Shim (2004).

O modelo computacional desenvolvido no presente trabalho utilizou elemento linear 3D de 8 nós (*C3D8R An 8-node linear brick, reduced integration, hourglass control*) para as vigas e elementos B31 (*2-node linear beam in space*) para as

armaduras, a Figura 68 apresenta a viga A1 implementada no ABAQUS. Os resultados da validação visam prever o comportamento força-deflexão das vigas e combinar os padrões de fissuração observados no teste de laboratório pelos autores.

Figura 68 – Geometria da Viga A1 analisada com destaque as armaduras longitudinais e estribos.

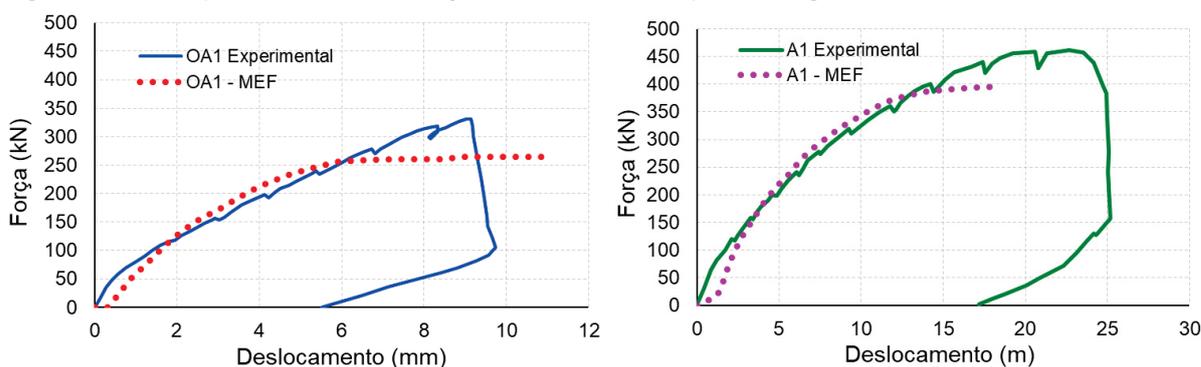


FONTE: O Autor (2023)

Os fenômenos como fluência, retração e deslizamento da armadura devido a tensões de aderência foram assumidos como tendo um efeito desprezível na análise. Tais considerações foram adotadas, pois a fluência é função do tempo de carregamento, e não houve tempo suficiente para se desenvolver uma vez que as vigas foram carregadas até a ruptura no mesmo dia. A retração foi desconsiderada, porque os corpos de prova foram mantidos em 100% de umidade relativa durante todo o período de teste. Por fim, assume-se que a armadura e o concreto possuem aderência perfeita em todos os pontos e o deslizamento da armadura foi totalmente desconsiderado para simplificar o modelo.

Com base nos valores selecionados para o modelo CDP, as curvas de força vs deflexão para as vigas OA1 e A1 foram calculadas. A Figura 69 ilustra a comparação entra a curva experimental obtida por Vecchio e Shim (2004) e pelo modelo implementado em MEF. A Tabela 18 apresenta os valores calculados e obtidos experimentalmente por Vecchio e Shim (2004) e os valores calculados pela implementação em MEF, bem como a razão entre os valores obtidos e a média.

Figura 69 – Comparativo da curva força vs deslocamento para as vigas OA1 e A1.



FONTE: O Autor (2023)

Tabela 18 – Resultados cálculos e experimentais obtidos por Vecchio e Shim (2004), valores numéricos obtidos pela implementação do modelo CDP e a razão entre os resultados de carga última e deflexão final no meio do vão da viga.

Viga	P_{u-Calc} [kN]	P_{u-Exp} [kN]	P_{u-MEF} [kN]	Vecchio P_u [%]	Nardino P_u [%]
OA1	311	331	265	1.06	0.85
A1	476	459	395	0.96	0.83
			Média	1.01	0.84
Viga	δ_{u-Calc} [mm]	δ_{u-Exp} [mm]	δ_{u-MEF} [mm]	Vecchio δ_u [%]	Nardino δ_u [%]
OA1	9.5	9.1	10.9	0.96	1.15
A1	14.3	18.8	18.1	1.31	1.27
			Média	1.14	1.21

FONTE: O Autor (2023) e adaptado de Vecchio e Shim (2004).

Conforme mostrado na Figura 69 e na Tabela 18, a carga última apresentou um coeficiente de variação menor que a deflexão última no meio do vão, o que significa que a aproximação dos deslocamentos foi menos precisa. Mesmo assim, as médias de ambos os parâmetros ficaram muito próximas dos valores medidos no laboratório – subestimação de 16% para as cargas e superestimação de 21% para os deslocamentos.

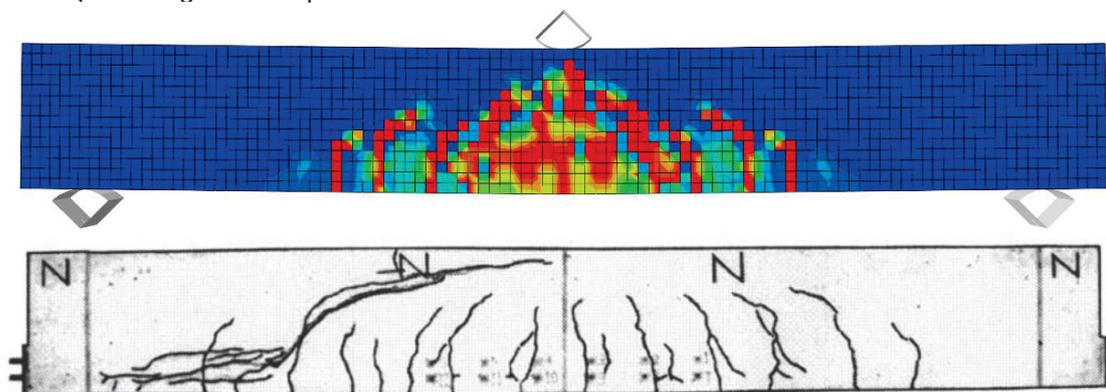
As curvas carga-deslocamento apresentaram inclinações muito semelhantes aos resultados dos testes de laboratório (Figura 69). No entanto, as curvas do modelo CDP ficaram todas ligeiramente acima das curvas experimentais em alguns momentos e posteriormente decaindo e ficando abaixo da curva experimental. Isto significa que o comportamento global está sendo capturado à medida que a carga aumenta, embora o desenvolvimento do modelo não acompanhe o comportamento

final do ensaio experimental, uma vez que o modelo finaliza a análise após atingir a danificação limite do concreto.

Para a análise dos resultados visuais, a parâmetro “*DAMAGET*” e “*DAMAGEC*” serão utilizadas. São responsáveis por medir a danificação da peça à tração e compressão, respectivamente, variando de 0 a 1. Quando esta variável possui o valor 0 significa que a rigidez do elemento está íntegra, e quanto mais próxima de 1, maior é a perda de rigidez do material. Ainda, é considerado um bom parâmetro para prever onde irá ocorrer a formação de fissuras.

A Figura 70 ilustra os resultados “*DAMAGET*” para a viga OA1, que apresenta somente armadura inferior sem a utilização de estribos. Segundos Vecchio e Shim (2004), a viga falhou devido à fissuração diagonal no experimento de laboratório e é possível observar esse comportamento no modelo, com fissuras diagonais. A fissuração não se propaga até os apoios e nem surgem fissuras de cisalhamento, como no experimento, pois o modelo CDP finaliza a análise após a danificação limite do concreto, mas é possível afirmar que os resultados estão condizentes com os obtidos no experimento.

Figura 70 – Resultados da análise de tração pelo parâmetro *DAMAGET* comparando com o padrão de fissuração da viga OA1 experimental.

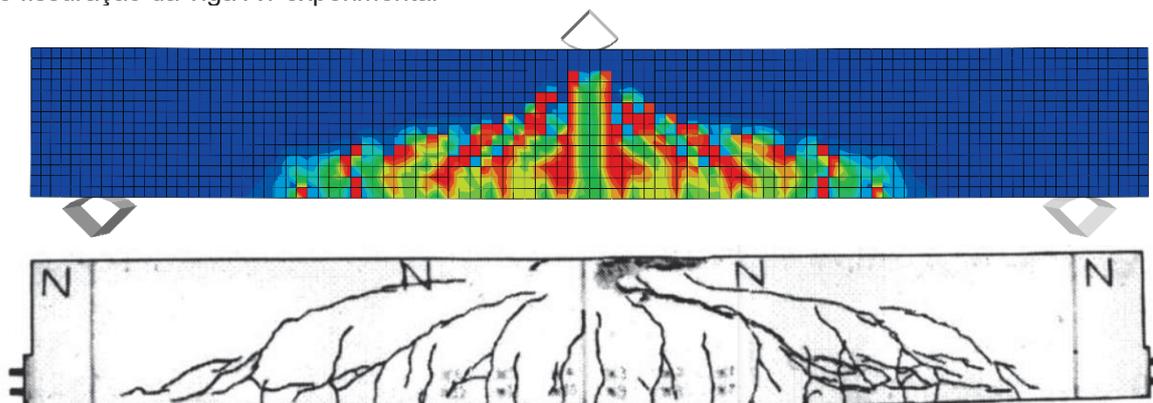


FONTE: O Autor (2023)

A Figura 71 e a Figura 72 ilustram os resultados de análise da viga A1 para tração (*DAMAGET*) e compressão (*DAMAGEC*), respectivamente, a qual considera armadura superior e a utilização de estribos. Segundos Vecchio e Shim (2004), a viga falhou devido à compressão de cisalhamento e é possível observar esse comportamento no modelo, bem como a falha devido à compressão na face superior da viga. Nos resultados de tração, há similaridade no padrão de fissuração entre os resultados obtidos em relação ao experimental, contudo, por conta da limitação do

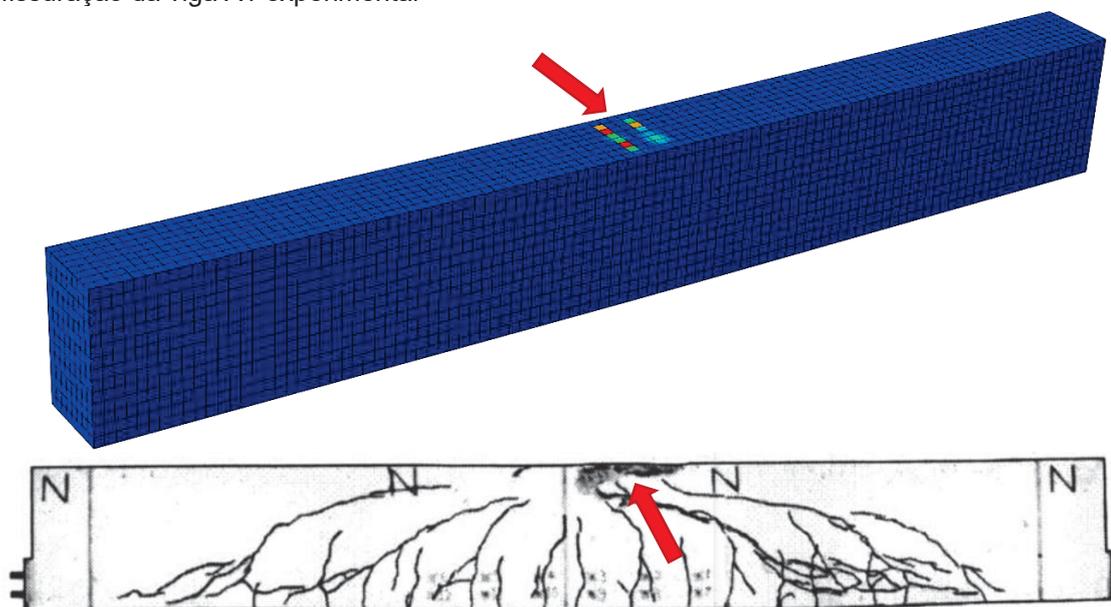
modelo CDP, não se observa as fissurações de cisalhamento e a extensão das fissuras até os apoios. Na Figura 72 destaca-se a falha na zona de compressão da viga caracterizada pelo esmagamento do concreto, o qual foi bem representado pelo modelo CDP implementado.

Figura 71 – Resultados da análise de tração pelo parâmetro DAMAGET comparando com o padrão de fissuração da viga A1 experimental



FONTE: O Autor (2023)

Figura 72 – Resultados da análise de tração pelo parâmetro DAMAGEC comparando com o padrão de fissuração da viga A1 experimental



FONTE: O Autor (2023)

As diferenças observadas entre os valores de laboratório e do modelo são provavelmente resultado das simplificações no modelo CDP e da suposição de aderência perfeita entre aço e concreto, bem como de alguns efeitos secundários, como fluência e retração. Apesar disso, pode-se afirmar que o modelo CDP via ABAQUS foi capaz de simular o comportamento de fissuração das vigas testadas,

assumindo que o modelo atende a proposta de análise de dano em elementos de concreto. As curvas de carga-deformação não foram analisadas, uma vez que o objetivo da implementação é validar a eficiência do modelo CDP em verificar a danificação do concreto.

No Capítulo 6 serão apresentados os resultados e discussões da aplicação do modelo termomecânico visando alcançar os objetivos propostos para essa tese.

6 APLICAÇÃO DA IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL: ANÁLISE TÉRMICA, TÉRMOMECÂNICA, DANIFICAÇÃO E CONSIDERAÇÕES DA DEGRADAÇÃO CAUSADA PELA DEF

Nesse capítulo serão apresentados os resultados e as respectivas discussões, obtidas a partir da aplicação do modelo termomecânico, a fim de alcançar os objetivos propostos para essa pesquisa. Os resultados serão apresentados por etapa de implementação, sendo: 6.1 Análise Térmica e Potencial de DEF; 6.2 Análise Termomecânica: Tensões de Tração e Análise Paramétrica do Módulo de Elasticidade; 6.3. Análise da Danificação: Aplicação do Modelo CDP; 6.4 Aplicação da Danificação das Propriedades Mecânicas do Concreto Devido a DEF.

Os resultados são apresentados para cada um dos materiais utilizados na aplicação do modelo, conforme descrito no Capítulo 4.

6.1 ANÁLISE TÉRMICA E POTENCIAL DE DEF

A primeira etapa de aplicação do modelo consiste na análise térmica, com o objetivo de determinar a geração de calor causada pelo processo de hidratação do concreto de acordo com a geometria dos blocos de concreto e o material utilizado, e o risco de formação de DEF associado a temperatura máxima obtida.

Na implementação da análise térmica as propriedades do material foram determinadas em função do processo de hidratação do concreto, sendo: Condutividade térmica (K_c); Calor específico (C_p) e Geração de calor (q). Ainda, para a análise foram consideradas: Temperatura concretagem (T_{conc}); Temperatura ambiente ($T_{ambiente}$) e a Convecção (h_c). As Equações 6.1 a 6.4 apresentam as formulações para determinação dos parâmetros.

$$\text{Grau de hidratação} \quad \alpha(t_e) = \alpha_u \exp\left(-\left[\frac{\tau}{t_e}\right]^\beta\right) \quad (6.1)$$

$$\text{Geração de calor} \quad q = Q_c \alpha(t_e) \left(\frac{\tau}{t_e}\right)^\beta \frac{\beta}{t_e} \exp\left(\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_r} - \frac{1}{T_c(t)}\right)\right) \quad (6.2)$$

$$\text{Condutividade térmica} \quad K_c(\alpha_r) = K_{uc}(1.33 - 0.33\alpha_r(t)) \quad (6.3)$$

$$\begin{aligned} \text{Calor Específico} \quad C_p(\alpha_r, T(t)) = & \frac{1}{\rho} (W_c \alpha_r C_{cef} + W_c (1 - \alpha_r) C_{cem} \\ & + W_a C_a + W_s C_s + W_w C_w) \end{aligned} \quad (6.4)$$

Os parâmetros utilizados nas formulações, bem como seus valores e unidades, são detalhados na Tabela 19. Os parâmetros adotados para a análise térmica são descritos na Tabela 20 e retoma-se a temperatura ambiente utilizada nas 200 horas de análise na Figura 73. Os parâmetros apresentados são baseados na caracterização dos materiais descritos na seção 4.3.2. A curva de geração de calor implementado no modelo é retomada na Figura 74, ilustrando a influência do tipo de mistura na análise térmica.

Tabela 19 – Parâmetros de entrada das formulações da análise térmica.

Parâmetro	Valor	Unidade
α_u	0,7251	s/uni
β	0,94	s/uni
τ	14	s/uni
E_a	35.000	J/mol
T_r	25	°C
R	8,314	J/mol°C
K_{uc}	6,73	J/m°C
ρ	2400	Kg/m ³
W_c	471	Kg/m ³
W_a	838	Kg/m ³
W_s	754	Kg/m ³
W_w	217	Kg/m ³
C_{cem}	740	J/kg°C
C_a	710	J/kg°C
C_s	840	J/kg°C
C_w	4184	J/kg°C
Q_c CPIV Bronholo	$1,28 \cdot 10^8$	J/m ³
Q_c CPV Bronholo	$1,77 \cdot 10^8$	J/m ³
Q_c CPV Bragança	$2,31 \cdot 10^8$	J/m ³
Expansão térmica (α_t)	$2 \cdot 10^{-6}$	°C ⁻¹
Convecção (h_c)	29.800	J/m ² h°C

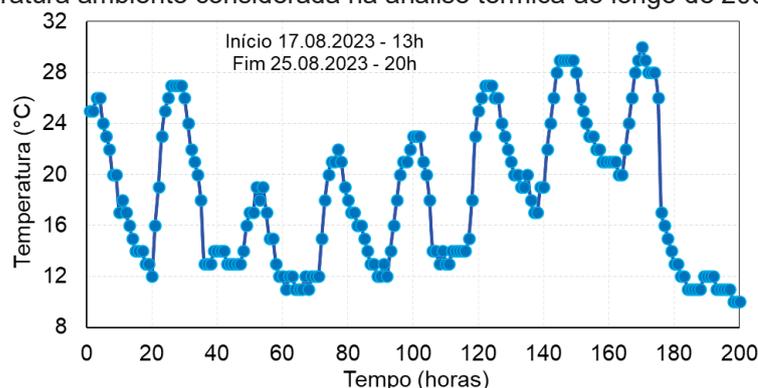
FONTE: O Autor (2023)

Tabela 20 – Parâmetros adotados para a análise térmica.

Propriedade	Valor	Unidade
Tempo de análise (t_{total})	200	h
Incremento de tempo (t_{steps})	0,1	h
Temperatura concretagem (T_{conc})	25	°C
Temperatura ambiente ($T_{ambiente}$)	Figura 73	°C

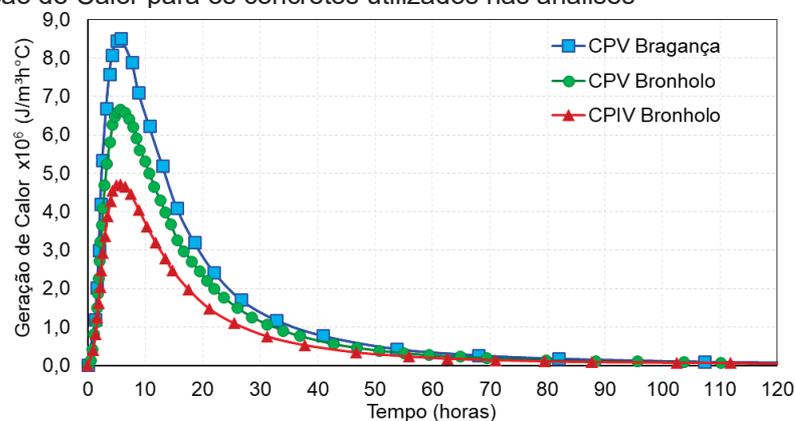
FONTE: O Autor (2023)

Figura 73 – Temperatura ambiente considerada na análise térmica ao longo de 200 horas.



FONTE: O Autor (2023)

Figura 74 – Geração de Calor para os concretos utilizados nas análises



FONTE: O Autor (2023)

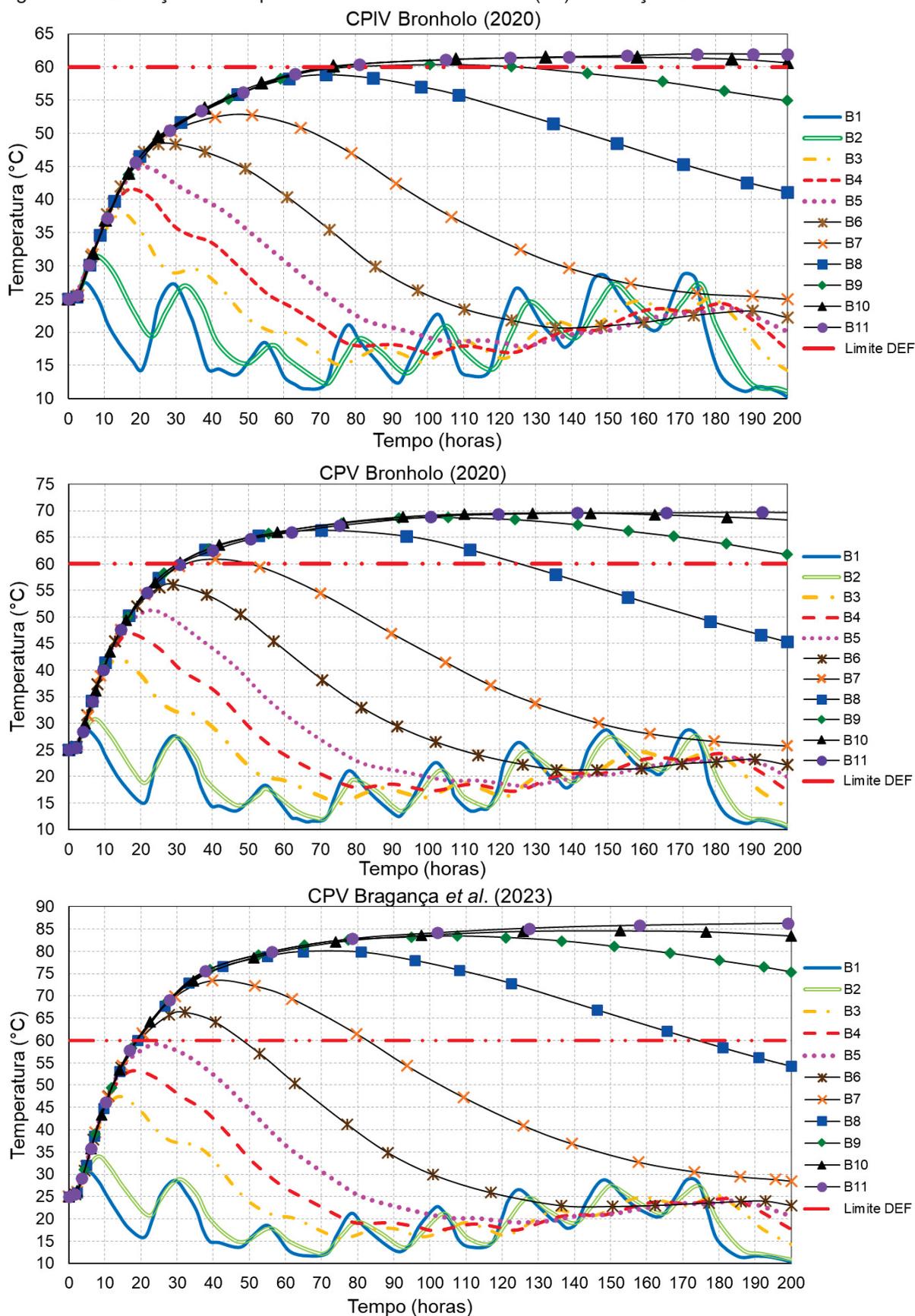
Para a implementação do modelo, 11 blocos de concretos, Tabela 21, são analisados considerando a aplicação de três diferentes concretos e mantendo todas as condições de contorno idênticas. Na Figura 75 estão apresentadas as curvas de temperatura no ponto central para os 11 blocos analisados para os três diferentes concretos utilizados.

Tabela 21 – Descrição dos blocos modelados para implementação do modelo termomecânico

Nomenclatura	Dimensão (m)	Material
Bloco B1	0,30x0,30x,30	
Bloco B2	0,50x0,50x0,50	
Bloco B3	0,80x0,80x0,80	
Bloco B4	1,00x1,00x1,00	
Bloco B5	1,20x1,20x1,20	CP-IV Bronholo (2020)
Bloco B6	1,50x1,50x1,50	CP-V Bronholo (2020)
Bloco B7	2,00x2,00x2,00	CP-V Bragança <i>et al.</i> (2023)
Bloco B8	3,00x3,00x3,00	
Bloco B9	4,00x4,00x4,00	
Bloco B10	5,00x5,00x5,00	
Bloco B11	6,00x6,00x6,00	

FONTE: O Autor (2023)

Figura 75 – Evolução da temperatura no centro dos blocos (°C) em função do tamanho do bloco.



FONTE: O Autor (2023)

Observa-se uma significativa influência da geometria do bloco e do tipo de concreto na curva de temperatura ao longo do tempo. O concreto CP-V de Bragança *et al.* (2023) apresentou as maiores temperaturas internas, como já esperado, uma vez que possui a maior geração de calor, conforme ilustrado na Figura 74. A Tabela 22 apresenta as temperaturas máximas (°C) obtidas nas análises para cada um dos blocos, bem como o correspondente tempo de ocorrência (horas).

Tabela 22 – Temperatura máxima e tempo de ocorrência para cada um dos blocos analisados.

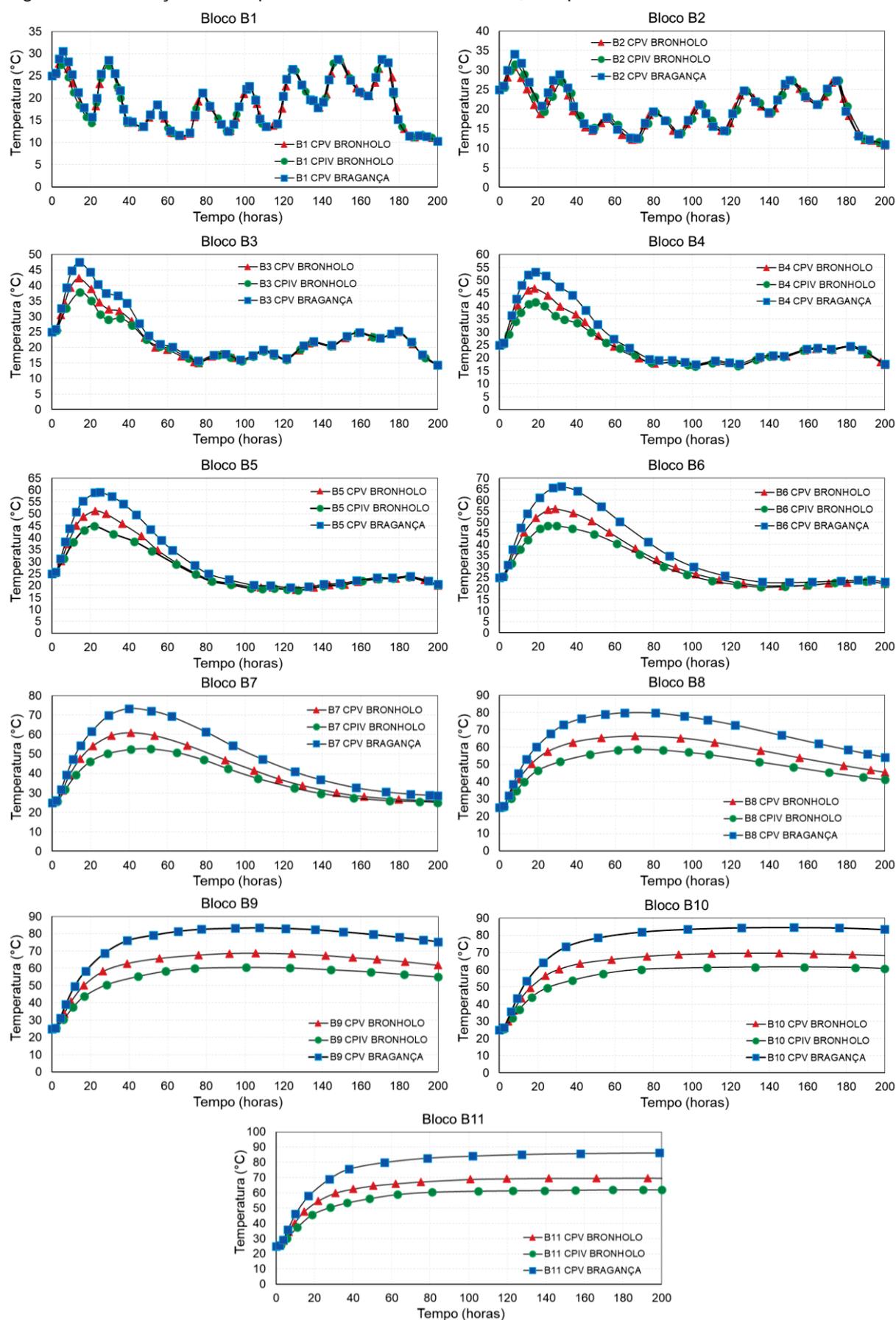
Nomenclatura	Dimensão (m)	CP-IV Bronholo (2020)	CP-V Bronholo (2020)	CP-V Bragança <i>et al.</i> (2023)
		Temperatura (°C) e Tempo (h)	Temperatura (°C) e Tempo (h)	Temperatura (°C) e Tempo (h)
Bloco B1	0,30x0,30x,30	28,7°C 171h	28,8°C 5,4h	30,5°C 5,6h
Bloco B2	0,50x0,50x0,50	31,4°C 8,18h	30,8°C 7,3h	34,1°C 7,9h
Bloco B3	0,80x0,80x0,80	37,8°C 14,5h	42,3°C 14h	47,5°C 14,3h
Bloco B4	1,00x1,00x1,00	41,5°C 18,5h	46,8°C 18h	53,3°C 18,7h
Bloco B5	1,20x1,20x1,20	44,8°C 22,1h	51,3°C 22,4h	59,1°C 24,9h
Bloco B6	1,50x1,50x1,50	48,4°C 25,1h	56,1°C 29h	66,3°C 32,1h
Bloco B7	2,00x2,00x2,00	52,7°C 51,2h	60,8°C 40,1h	73,5°C 39,8h
Bloco B8	3,00x3,00x3,00	58,8°C 71,6h	66,3°C 70,3h	80°C 64,9h
Bloco B9	4,00x4,00x4,00	60,4°C 100h	68,7°C 105,6h	83,4°C 107,5h
Bloco B10	5,00x5,00x5,00	61,4°C 132h	69,5°C 129h	84,6°C 152,7h
Bloco B11	6,00x6,00x6,00	61,9°C 158h	69,7°C 192h	86,3°C 200h

FONTE: O Autor (2023)

Na Figura 75, percebe-se que nos blocos menores (B1 e B2) a temperatura ambiente atua como efeito predominante no desenvolvimento da temperatura ao longo do tempo, sobrepondo a geração de calor dos blocos, independente do concreto utilizado. A partir do bloco B3, com seção de 80cm, tem-se um aumento significativo na temperatura máxima obtida, indicando que a geração de calor no interior do bloco tem predominância. Para este bloco, a temperatura máxima atingiu 47.5°C, 42.3°C e 37.8°C no centro do elemento para os concretos CP-V Bragança *et al.* (2023), CP-V Bronholo (2020) e CP-IV Bronholo (2020), respectivamente.

Na Tabela 22, observa-se um aumento temperatura máxima e tempo de ocorrência em função da geometria, obtendo valores maiores quanto maior o volume de concreto. A Figura 76 apresenta o comparativo de temperatura para cada um dos blocos, enfatizando o efeito do concreto utilizado na análise.

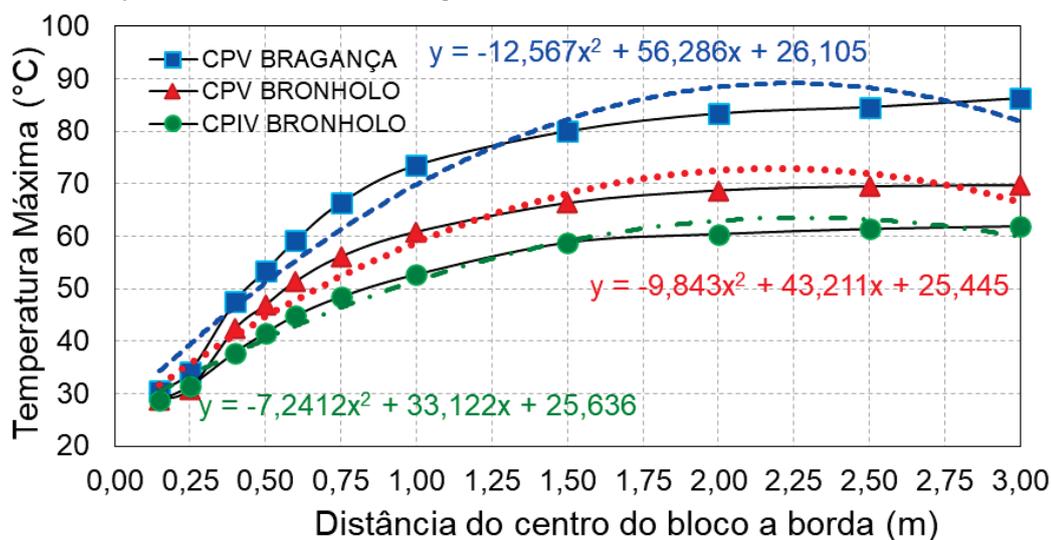
Figura 76 – Evolução da temperatura no centro dos blocos, comparativos individuais.



FONTE: O Autor (2023)

A temperatura máxima obtida para cada um dos blocos pode ser analisada por uma relação temperatura x distância do centro do bloco até a face. Com essa relação, determina-se uma equação de segunda ordem que representa a linha de tendência do crescimento da temperatura em função da geometria do bloco para cada um dos materiais analisados. A Figura 77 apresenta os resultados e as linhas de tendência para cada material, e observa-se que o crescimento da temperatura em relação a distância do centro do bloco até a borda tende a uma parábola. Destaca-se que a equação da linha de tendência se limita a aplicação de blocos com dimensões de até 3m do centro até a face de análise, bem como, para materiais com características similares aos aplicados nas análises; e para blocos com dimensões de até 40cm do centro até a face, a temperatura ambiente tem efeito predominante no desenvolvimento da temperatura de hidratação.

Figura 77 – Temperaturas máximas em função da distância do centro do bloco até a borda.

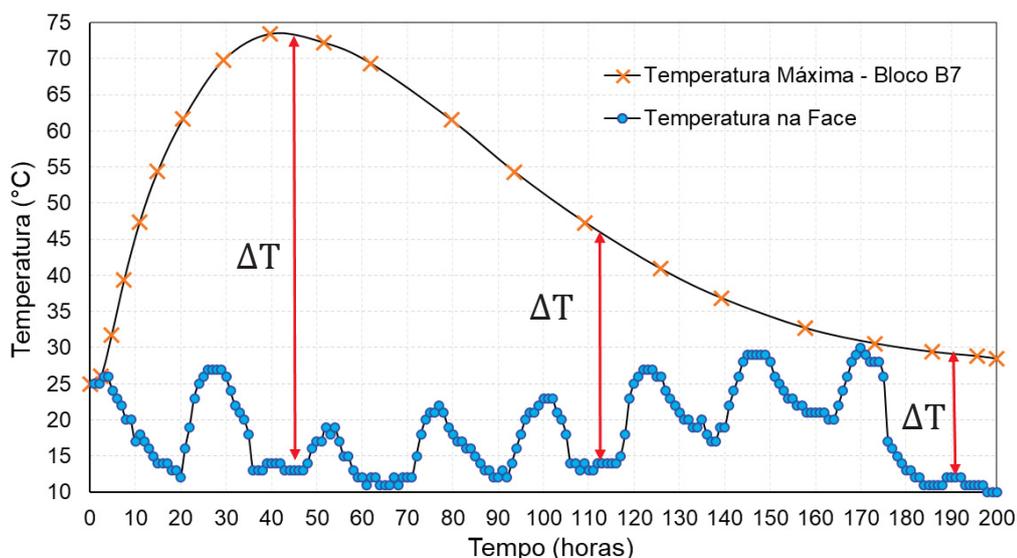


FONTE: O Autor (2023)

Outro resultado importante na análise térmica são as variações de temperatura (ΔT), ou seja, a variação entre a temperatura máxima e a temperatura na face externa do bloco (temperatura ambiente), conforme ilustra a Figura 78. Geralmente os valores de variações de temperatura são apresentados pela maior intensidade, contudo, nos resultados serão ilustrados os valores ao longo do tempo, uma vez que a temperatura ambiente não é um valor constante e sim, variável no tempo.

Mehta e Monteiro (2014) afirmam que a variação de temperatura no concreto é um dos principais fatores que influenciam nas tensões de tração de origem térmica, e que o controle da temperatura de lançamento do concreto é fundamental para evitar esse fenômeno.

Figura 78 – Variação de temperatura considerado nas análises.



FONTE: O Autor (2023)

Tia *et al.* (2010) apresentam especificações dos Departamentos de Transporte dos EUA em relação à máxima diferença de temperatura, sendo:

- a. Flórida: diferencial de temperatura em elementos designados como concreto massa, devem ser controlados até um máximo de 35 graus Fahrenheit (35°F) ou 20 graus Celsius (20°C);
- b. Colorado: diferencial de temperatura entre o ponto médio e um ponto de 2 polegadas (5cm) dentro da face exposta de todos os elementos de concreto massa não deve exceder 45°F (25°C). Além disso, afirma que a temperatura máxima de pico de cura de todos os elementos de concreto massa não deve exceder 165° F (74°C);
- c. Delaware: exige uma faixa de temperaturas diferenciais máximas com base no número de horas após o lançamento do concreto: primeiras 48 horas 40° F (22,2°C); próximos 2 a 7 dias 50° F (27,8°C) e; dos 8 aos 14 dias seguintes, 60° F (33,3°C).;
- d. Dakota do Norte: especifica que devem ser tomadas medidas e procedimentos para manter, monitorar e controlar o diferencial de temperatura

de 27,8°C (50°F) ou menos entre o interior e o exterior do elemento de concreto maciço.

O *American Concrete Institute* (ACI 224R-01, 2001) fornece diretrizes para limites de gradiente térmico no concreto. Gradiente térmico se caracteriza por uma variação de temperatura em relação a uma determinada dimensão do elemento, e indica que o gradiente térmico deve ser limitado a aproximadamente 35°C por metro (70°F por pé) de espessura da estrutura de concreto para evitar fissuras devido as tensões térmicas.

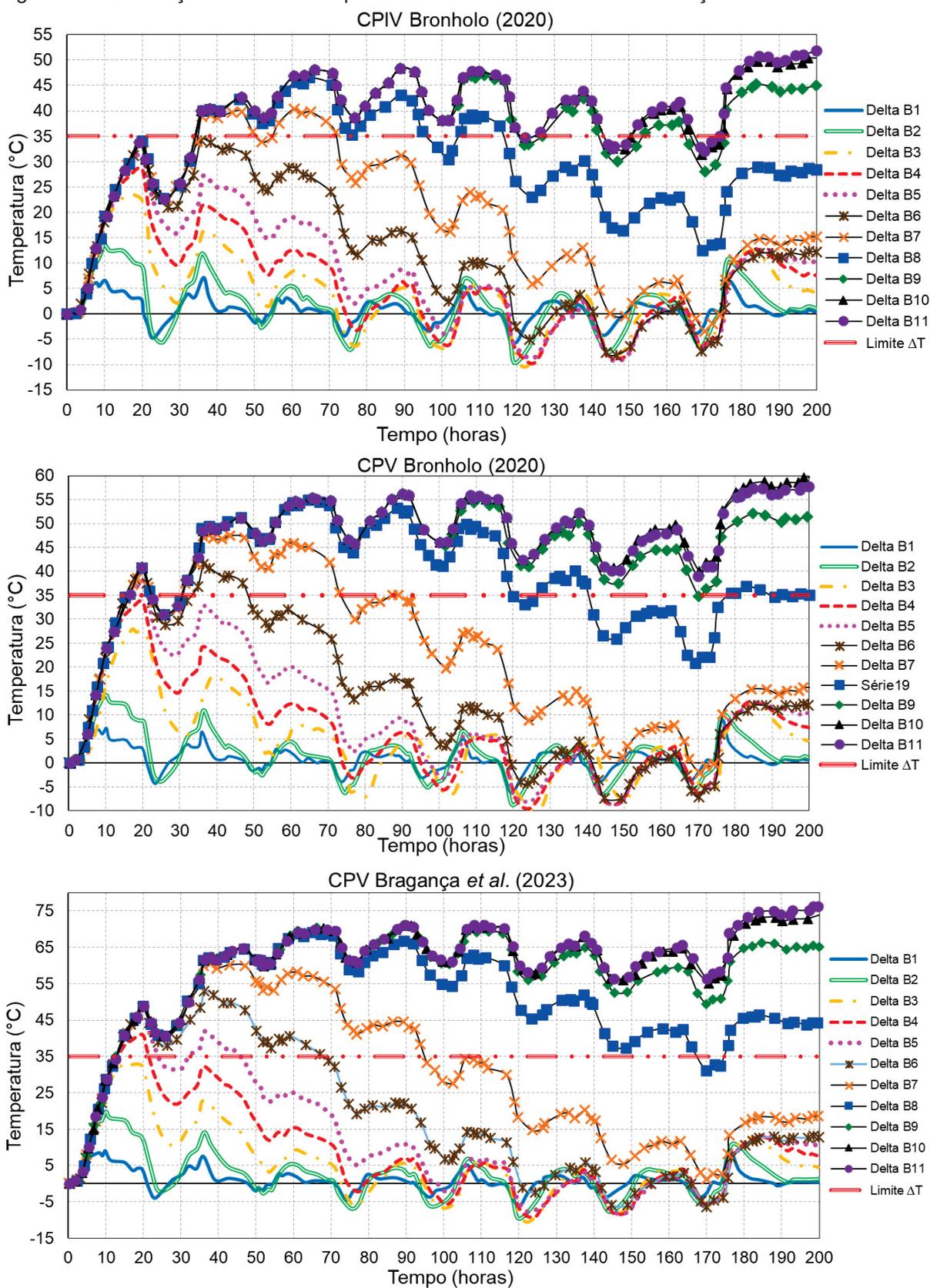
Contudo, é importante ressaltar que apenas o ACI 224R-01 (2001) indica alguma relação de dimensão geométrica para análise do gradiente, contudo, não especifica as características do material, condições de contorno ou confinamento para a análise do efeito do gradiente. As demais referências, não indicam uma correlação do gradiente e da dimensão geométrica do concreto massa para verificação. A Tabela 23 apresenta os máximos gradientes térmicos, o tempo de ocorrência e a espessura da atuação do gradiente térmico e, a Figura 79 ilustra as diferenças de temperatura do centro do bloco e da face, das análises realizadas para cada concreto utilizado.

Tabela 23 – Gradiente térmico máximo e tempo de ocorrência para cada um dos blocos analisados.

Nomenclatura	Dimensão do centro do bloco até a face (m)	CP-IV Bronholo (2020)	CP-V Bronholo (2020)	CP-V Bragança <i>et al.</i> (2023)
		Gradiente máximo (°C/m) e Tempo	Gradiente máximo (°C/m) e Tempo	Gradiente máximo (°C/m) e Tempo
Bloco B1	0,15	28,7°C 171h	7,1°C 36,4h	9,3°C 176h
Bloco B2	0,25	13,7°C 9,8h	14,2°C 10h	19,8°C 10h
Bloco B3	0,40	23,4°C 15,6h	27,9°C 14,8h	33,4°C 15h
Bloco B4	0,50	28,8°C 19,7h	33,7°C 19,9h	41°C 19,7h
Bloco B5	0,60	31,7°C 19,8h	38°C 20h	45,5°C 20h
Bloco B6	0,75	34,1°C 35,8h	41,5°C 36,4h	52,9°C 36,2h
Bloco B7	1,00	40,3°C 60,5h	47,6°C 37,9h	60,5°C 37,7h
Bloco B8	1,50	46,5°C 64,5h	54,9°C 64,7h	69,1°C 65h
Bloco B9	2,00	48,4°C 88,8h	56,2°C 90,2h	70,9°C 89h
Bloco B10	2,50	50,4°C 200h	59,6°C 200h	73,8°C 200h
Bloco B11	3,00	51,9°C 200h	57,7°C 200h	76,3°C 200h

FONTE: O Autor (2023)

Figura 79 – Diferença máxima de temperatura dos blocos analisados em função do tamanho do bloco.



FONTE: O Autor (2023)

Das 33 análises térmicas realizadas, 5 blocos (B7 ao B11) do CP-IV Bronholo (2020), 7 blocos (B5 ao B11) do CP-V Bronholo (2020) e 8 blocos (B4 ao B11) do CP-V Bragança *et al.* (2023) apresentam gradientes térmicos superiores aos 35°C. Contudo, o limite indicado pela ACI 224R-01 (2001) é por metro de material, assim, os blocos com maiores dimensões geométricas apresentam gradientes térmicos menores quando analisados por essa ótica. Considerando uma variação linear da temperatura, o Bloco B11 reduz de 51,9°C para 17,3°C/m, de 57,7°C para 19,2 °C/m e de 76,3°C para 25,4°C/m os valores de gradientes se comparados aos indicados na Tabela 23, respectivamente. Ainda, observa-se que o gradiente térmico acompanha o comportamento da curva de temperatura para cada um dos materiais, uma vez que as condições de contorno térmicas não foram alteradas. A Figura 80 apresenta o comparativo do gradiente de temperatura para cada um dos blocos com diferentes materiais.

O limite de gradiente térmico indicado pela ACI 224R-01 (2001) por metro de material é um valor de referência e não relaciona diretamente com a danificação do concreto devido às tensões de origem térmica, uma vez que não associa o gradiente às propriedades do material analisado. Na próxima seção, a análise de tensões e o comparativo com a resistência à tração do concreto indicarão se o concreto irá sofrer danificação ou não.

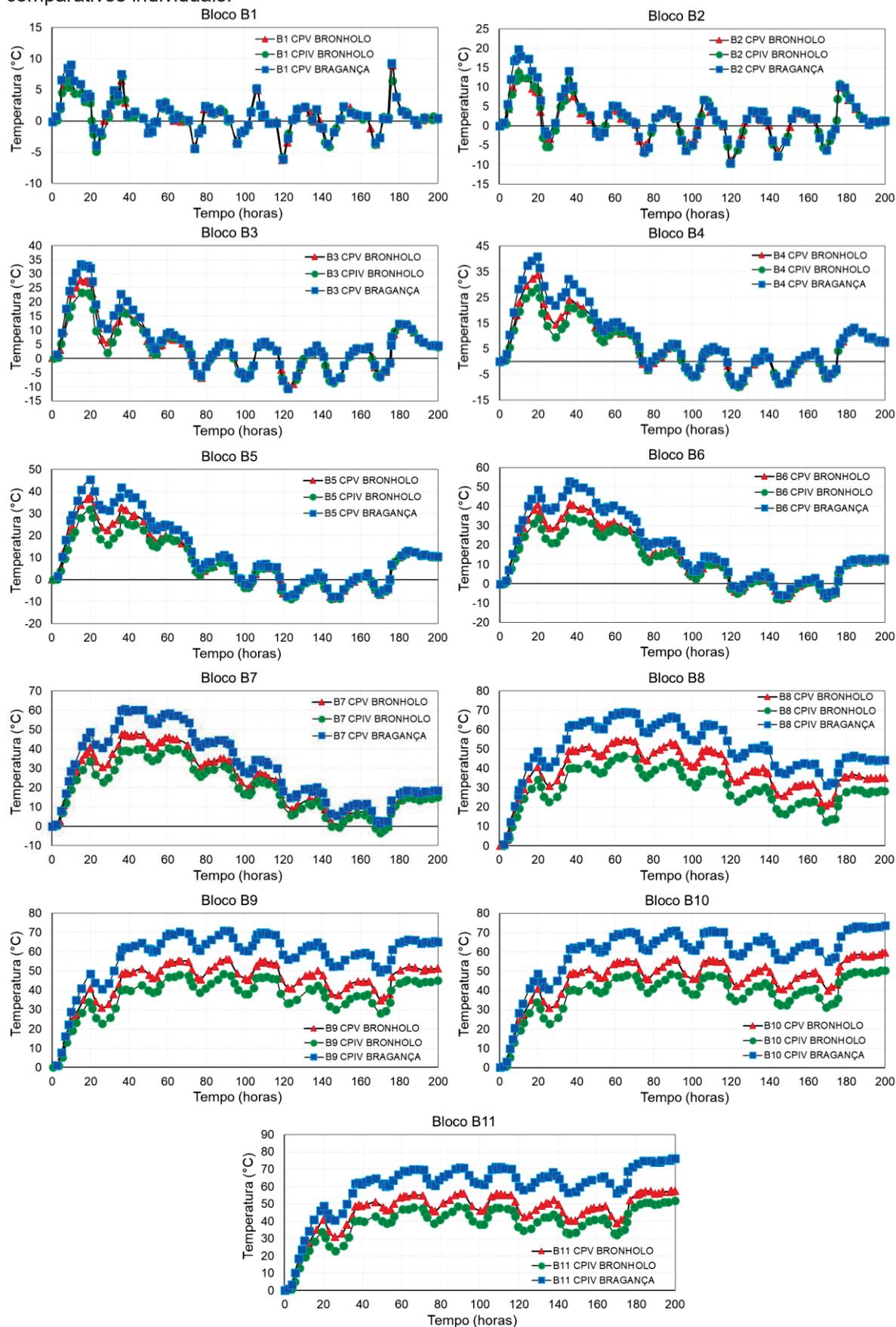
Como conclusões da etapa de análise térmica, é possível mapear quais regiões dos blocos apresentam potencial para formação de DEF e quais apresentam potencial de fissuração térmica. O potencial de formação de DEF, como apresentado no Capítulo 02, está associado a máxima temperatura gerado no bloco no processo de hidratação, e o potencial de fissuração térmica, está associado ao limite de gradiente proposto pela ACI 224R-01 (2001).

Tabela 24 – Blocos com potencial de desenvolvimento de DEF e de fissuração térmica.

Material	Potencial de DEF	Potencial de Fissuração Térmica
CP-IV Bronholo (2020)	B9, B10 e B11	B7, B8, B9, B10 e B11
CP-V Bronholo (2020)	B7, B8, B9, B10 e B11	B5, B6, B7, B8, B9, B10 e B11
CP-V Bragança <i>et al.</i> (2023)	B6, B7, B8, B9, B10 e B11	B4, B5, B6, B7, B8, B9, B10 e B11

FONTE: O Autor (2023)

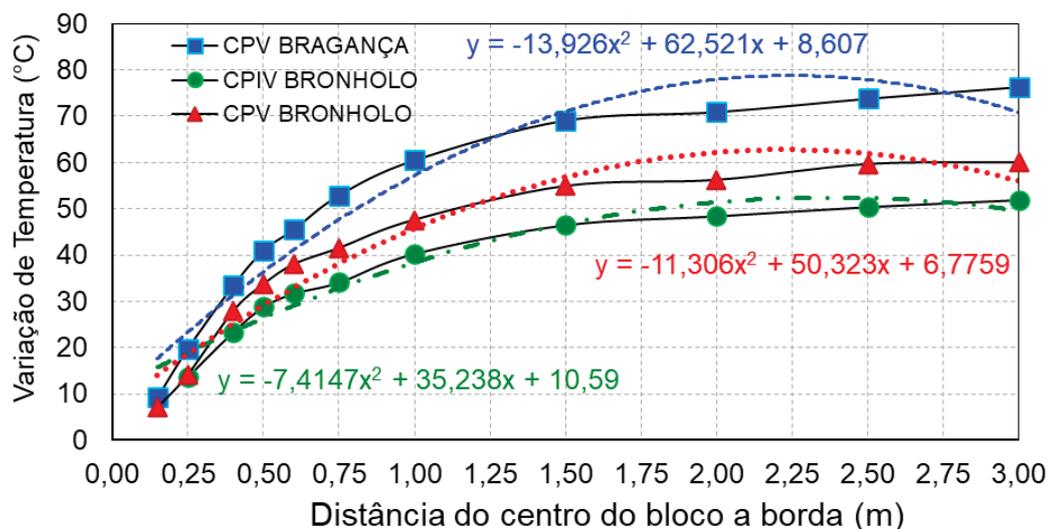
Figura 80 – Diferença máxima de temperatura do centro do bloco até a face (gradiente térmico), comparativos individuais.



FONTE: O Autor (2023)

O comportamento do gradiente térmico em função do material analisado e da geometria de cada um dos blocos é observado na Figura 81. Da mesma maneira que o crescimento da temperatura máxima, o gradiente térmico apresenta um comportamento próximo a uma equação de segunda ordem, com crescimento contínuo de acordo com o aumento da dimensão geométrica.

Figura 81 – Variação da temperatura em função da distância do centro do bloco até a borda.



FONTE: O Autor (2023)

Finalizando a implementação do modelo para a análise térmica, os resultados obtidos são armazenados para serem utilizados como dados de entrada na análise termomecânica, na qual serão analisadas as tensões de tração geradas pelo processo de hidratação do concreto, bem como a influência do módulo de elasticidade. Os questionamentos orientadores desta etapa de análise, apresentados na Seção 4.3.2.4, “Qual a influência do tipo de concreto na geração de calor devido ao processo de hidratação?”; “Qual a máxima temperatura obtida durante o processo de hidratação?”; “Qual a geometria crítica dentro dos critérios presentes na literatura para a possível formação da DEF?”. “Quais blocos apresentam gradiente térmico potencial de fissuração de origem térmica?”, foram sanados e a segunda etapa de análise é apresentada.

6.2 ANÁLISE TERMOMECÂNICA: TENSÕES DE TRAÇÃO E ANÁLISE PARAMÉTRICA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

A segunda etapa de aplicação do modelo consiste na análise termomecânica, com o objetivo de determinar as tensões de tração de origem térmica e comparar com a resistência à tração de cada material, visando identificar quais blocos apresentam fissuração devido ao processo de hidratação do concreto.

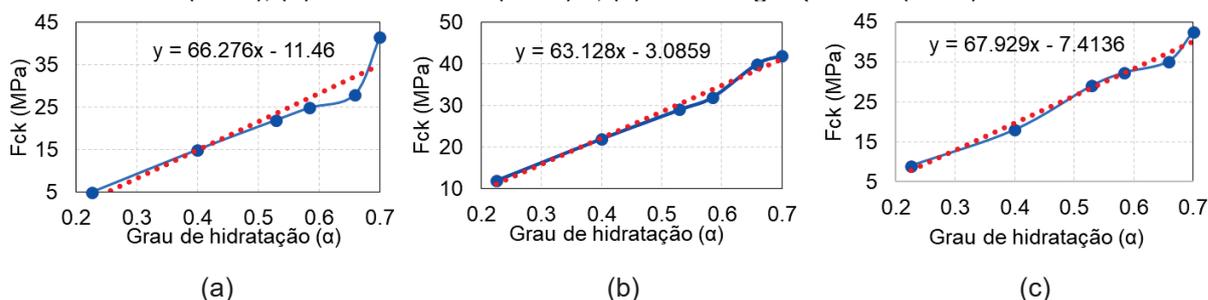
Na implementação da análise termomecânicas os resultados da análise térmica são utilizados como dados de entrada do modelo e as propriedades mecânicas do material foram determinadas em função do processo de hidratação do concreto, sendo: Resistência à Compressão (f_{ck}), Resistência à tração do concreto (f_{ct}) e Módulo de Elasticidade (E_{ci}), conforme Equações 6.5 e 6.6. A equação que descreve a relação linear do grau de hidratação do concreto com a resistência à compressão é apresentada na Seção 4.3.2 da Metodologia da Pesquisa e ilustradas na Figura 82.

$$f_{ck} = f(\alpha) \text{ e } f_{ct} = 0,30 \cdot f(\alpha)^{\frac{2}{3}} \quad (6.5)$$

$$\begin{cases} E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f(\alpha)} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f(\alpha)}{10} + 1,25 \right)^{1/3} & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6.6)$$

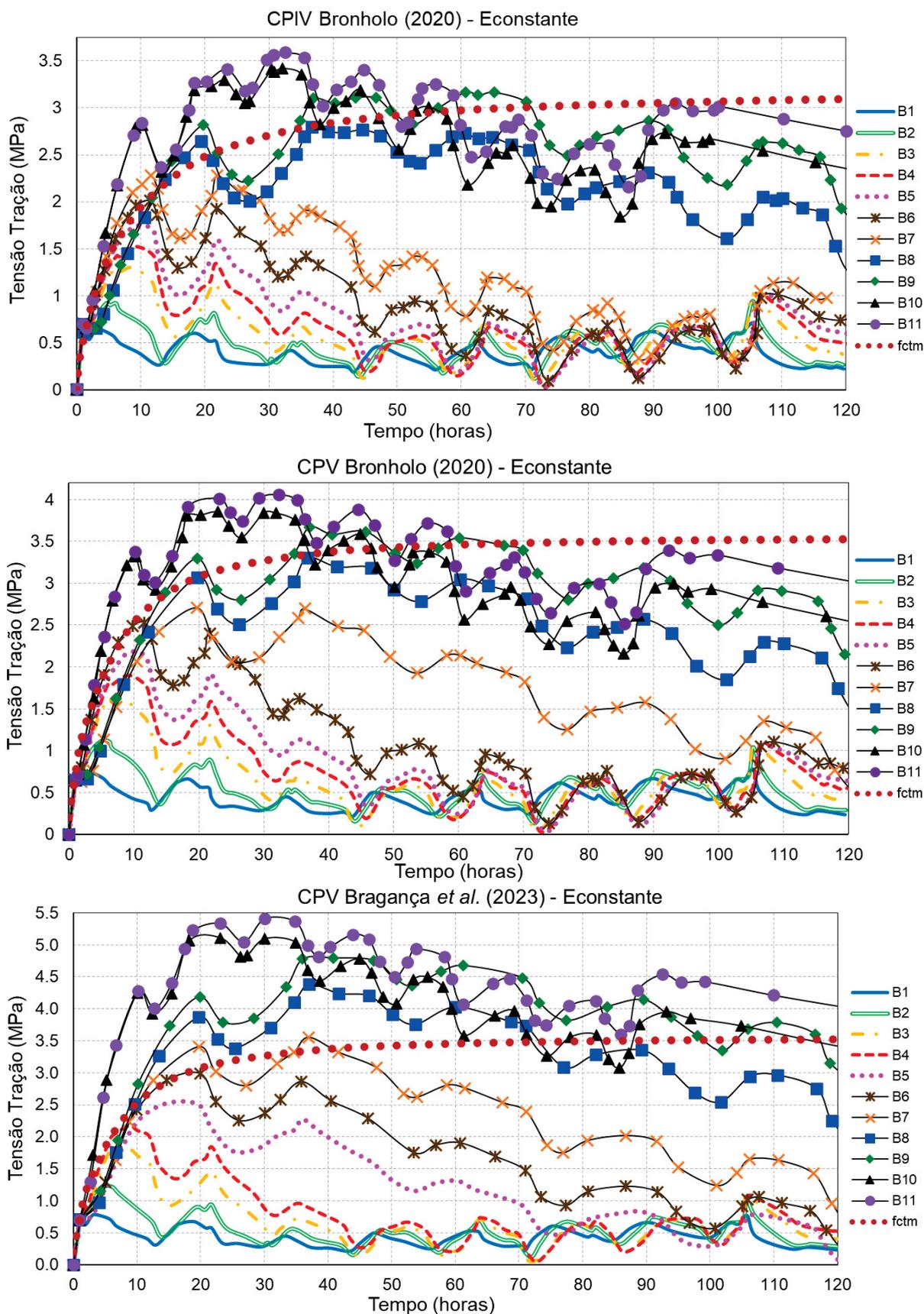
Duas análises de tensões são realizadas, considerando: 1. Módulo de Elasticidade Constante com o valor correspondente aos 28 dias de concretagem; 2. Módulo de Elasticidade Variável no tempo em função do grau de hidratação, conforme detalhado na seção 4.3.2.5, implementado com o auxílio de uma sub-rotina "USDFLD" em FORTRAN. As tensões de tração obtidas pelo modelo e comparadas com a resistência à tração de cada material são apresentadas na Figura 83 e Figura 84.

Figura 82 – Relação linear entre a resistência à compressão e o grau de hidratação do concreto: (a) CPV Bronholo (2020); (b) CPV Bronholo (2020) e; (c) CPV Bragança *et al.* (2023).



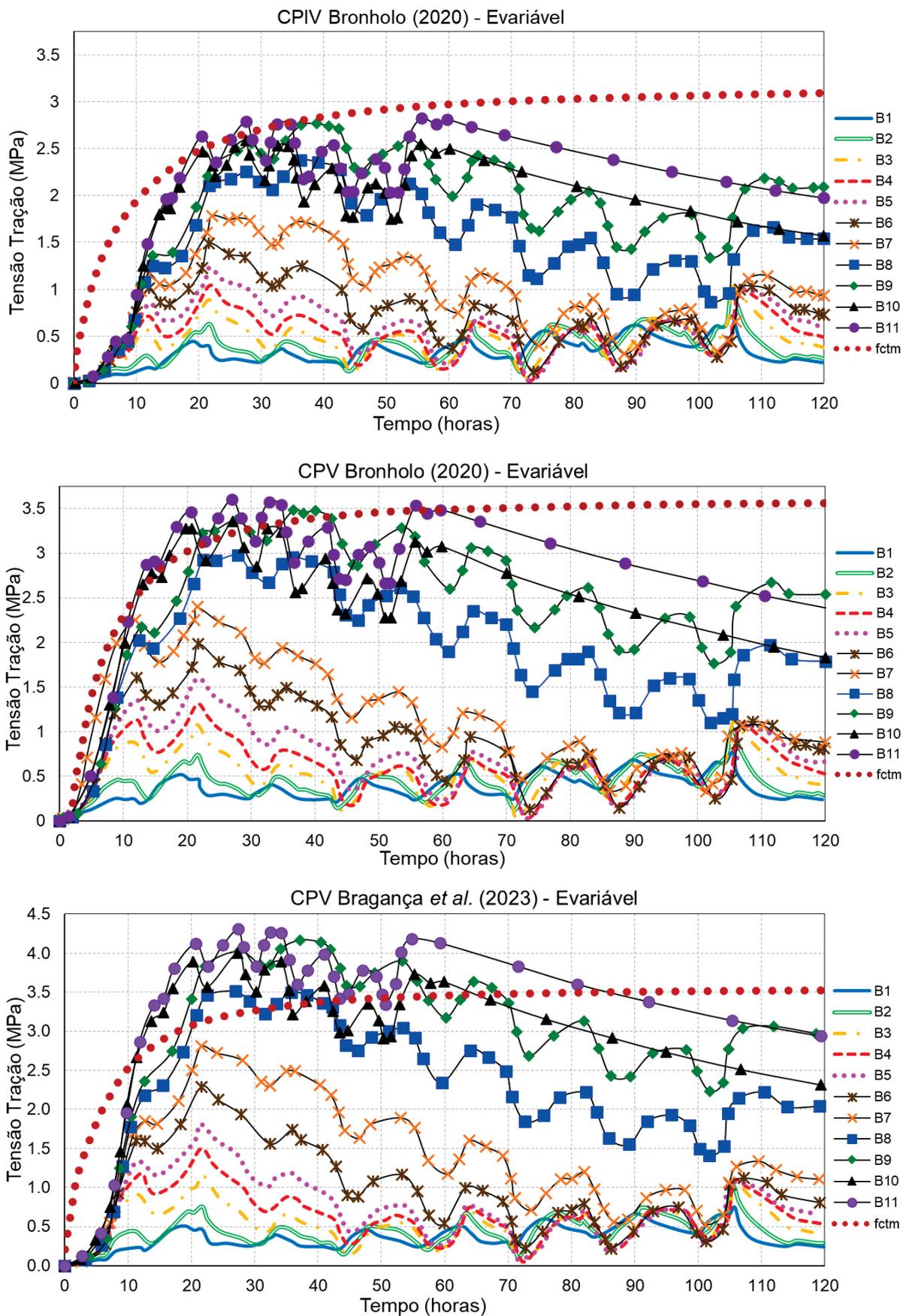
FONTE: O Autor (2023)

Figura 83 – Tensões de tração máximas ao longo do tempo em função da dimensão do bloco com módulo de elasticidade constante.



FONTE: O Autor (2023)

Figura 84 – Tensões de tração máximas ao longo do tempo em função da dimensão do bloco com módulo de elasticidade variável.



FONTE: O Autor (2023)

As tensões máximas considerando o módulo de elasticidade constante para os blocos com concreto CP-IV Bronholo (2020) variaram de 0,71MPa (B1) até 3,59MPa (B11), para o concreto CP-V Bronholo (2020) variaram de 0,78MPa (B1) até 4,06MPa (B11) e para o concreto CP-V Bragança *et al.* (2023) variaram de 0,79MPa (B1) até 5,41MPa (B11). Os blocos influenciados principalmente pela temperatura ambiente apresentam tensões de tração similares, enquanto os valores se afastam entre si para blocos maiores, chegando à diferença de 50.6% ao comparar o B11 CP-V Bragança *et al.* (2023) com B11 CP-IV Bronholo (2020).

Observa-se na Figura 83 e na Figura 84 que as tensões para os blocos B10 e B11 tendem a se estabilizar e apresentar um comportamento linear ao longo do tempo, contudo, esse comportamento linear se deve a simplificação do gráfico apresentado e que o comportamento real da curva de tensões são pequenas oscilações devido a baixa influência da temperatura ambiente nos blocos com maior volume de concreto. O mesmo comportamento será destacado na Figura 85, onde são apresentadas as tensões ao longo do tempo para cada bloco individualmente.

Com a consideração do módulo de elasticidade variando com o grau de hidratação, obtém-se tensões de tração mais condizentes com o comportamento real do bloco e observa-se uma crescente das tensões conforme o módulo se desenvolve, evitando o pico de tensões iniciais presentes com o módulo de elasticidade constante. As tensões máximas considerando o módulo de elasticidade variável para os blocos com concreto CP-IV Bronholo (2020) variaram de 0,71MPa (B1) até 2,76MPa (B11), para o concreto CP-V Bronholo (2020) variaram de 0,77MPa (B1) até 3,61MPa (B11) e para o concreto CP-V Bragança *et al.* (2023) variaram de 0,75MPa (B1) até 4,31MPa (B11).

O efeito do módulo de elasticidade na geração das tensões de tração é nítido, e há uma redução significativa nas tensões máximas obtidas, mas além disso, há uma mudança no comportamento das tensões ao longo do tempo, fazendo com que as tensões máximas ocorram em tempos maiores, permitindo ao concreto ganhar resistência inicial. Assim, as questões “*Qual a intensidade das tensões de origem térmica geradas nos blocos?*”; “*Qual o efeito do módulo de elasticidade na geração de tensões de tração?*” são respondidas e visualmente compreendidas.

Na Figura 83 e na Figura 84 é possível comparar as tensões de tração com a curva da resistência à tração de cada um dos concretos, e tem-se assim, um indicativo de fissuração. Visando responder as questões: “*Os blocos irão apresentar danificação*

devido ao processo de hidratação do concreto?”; “Quais concretos apresentam consequências estruturais mais intensas?”; “Os blocos com potencial de fissuração conforme limites ACI 224R-01 (2001) apresentaram tensões maiores que a resistência do concreto?”, a Tabela 25 indica quais os blocos apresentam tensões de tração maiores que a resistência à tração estimada no tempo correspondente, e observa-se que há menos blocos ultrapassando o limite da resistência quando o módulo de elasticidade é considerado mais próximo da realidade, com os valores variáveis ao longo do tempo. Destaca-se que a análise utilizando o módulo de elasticidade constante não apresenta resultados que podem ser utilizados para verificações estruturais, e seus valores são descritos ao longo desse trabalho para comparações com os resultados obtidos considerando o módulo de elasticidade variável ao longo do tempo em função do grau de hidratação do concreto.

Tabela 25 – Blocos com tensões de tração maiores que a tensão resistente à tração e blocos com potencial de fissuração devido ao gradiente térmico.

Condição	CP-IV Bronholo (2020)	‘CP-V Bronholo (2020)	CP-V Bragança et al. (2023)
E constante	B6 ao B11	B8 ao B11	B6 ao B11
E variável	B11*	B9 ao B11	B8 ao B11
ACI 224R-01	B7 ao B11	B5 ao B11	B4 ao B11

*os valores de tensão do B11 estão próximos da curva de resistência à tração.

FONTE: O Autor (2023)

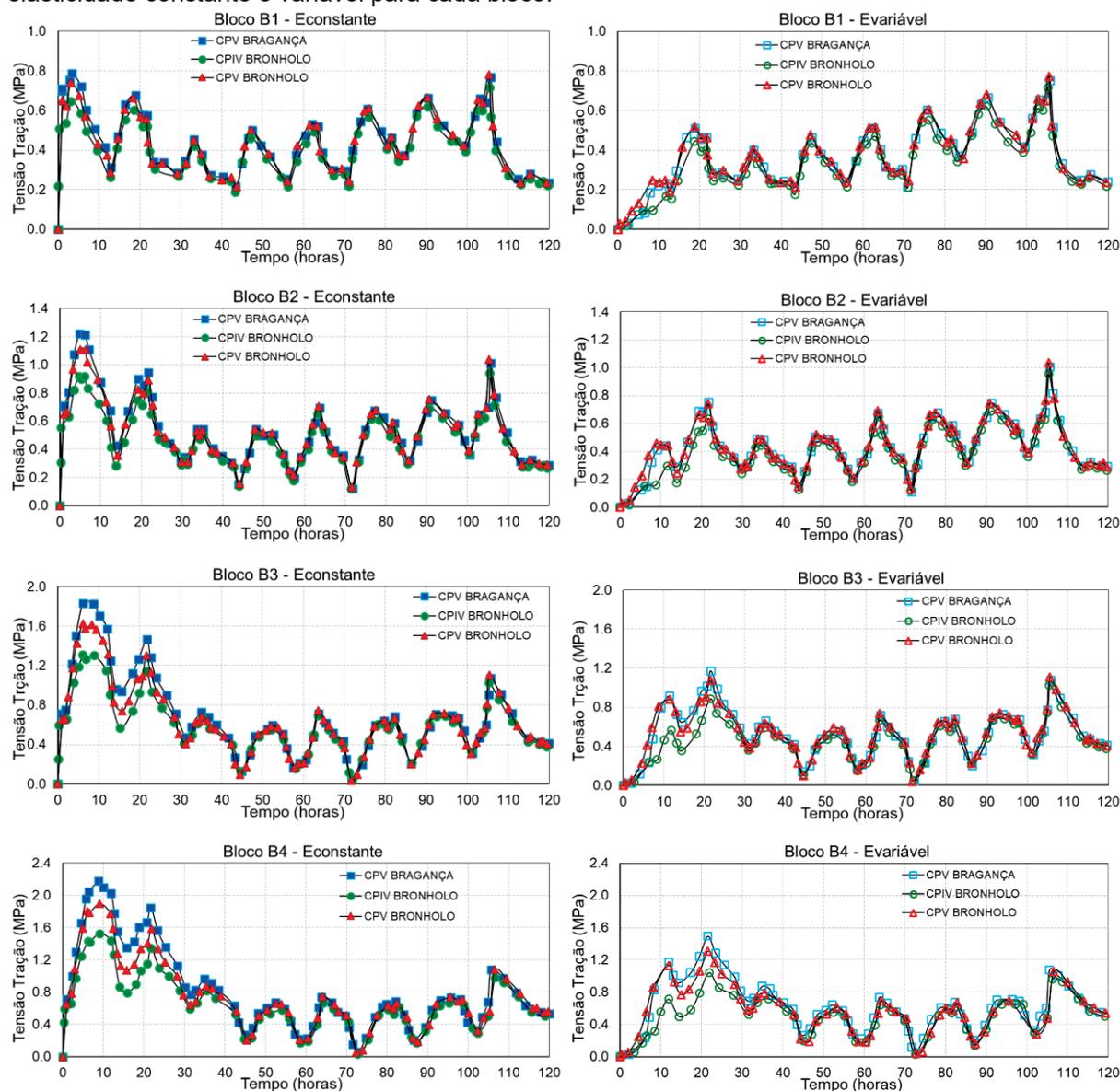
Na análise potencial de fissuração térmica pelos indicativos da ACI 224R-01 (2001), os indicativos são mais conversadores somente para o concreto CP-IV Bronholo (2020) no caso do Módulo de Elasticidade constante. Para os demais casos, o indicativo do gradiente térmico crítico não corresponde corretamente para todos os blocos, sendo que menos blocos apresentam fissuração de origem térmica na análise de tensões do que pelo potencial do gradiente térmico. Para os blocos com maior volume de concreto, os gradientes térmicos são maiores e conseqüentemente apresentam a maior tendência de fissuração, sendo necessário controlar a temperatura de concretagem e temperatura de cura do concreto para evitar a ocorrência de tensões térmicas elevadas.

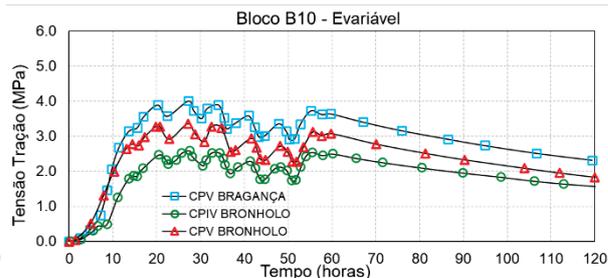
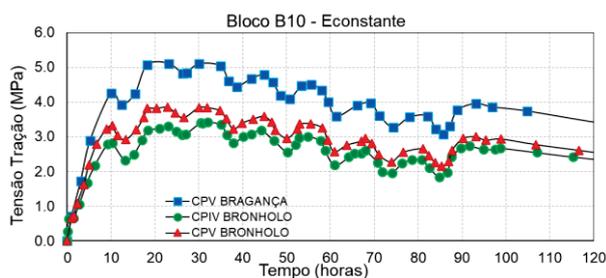
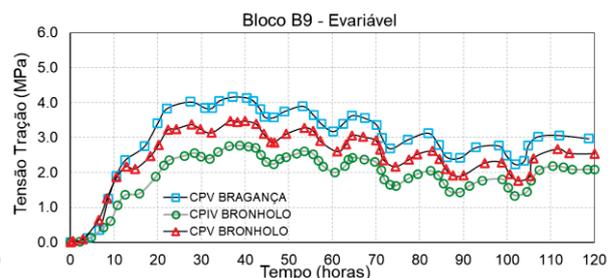
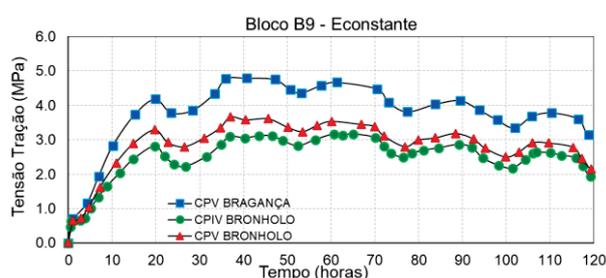
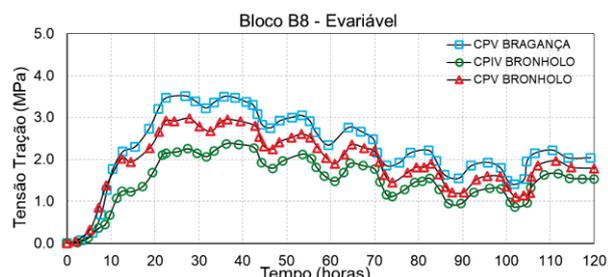
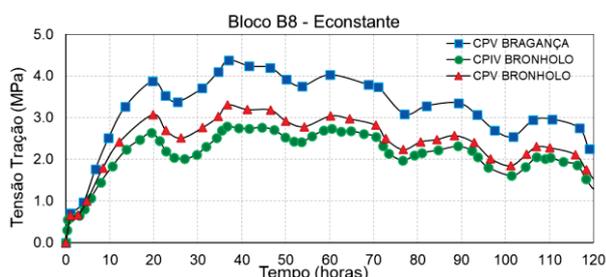
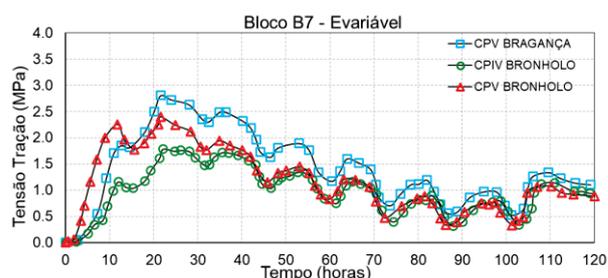
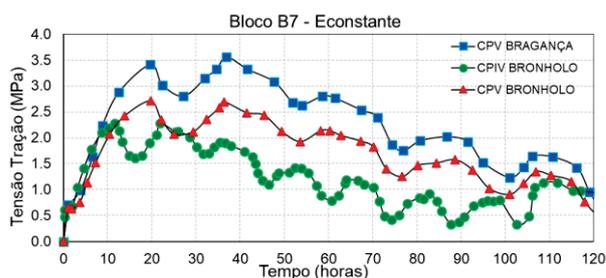
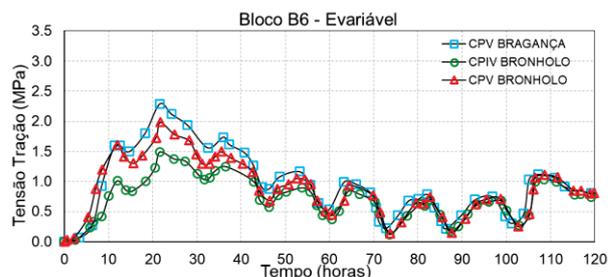
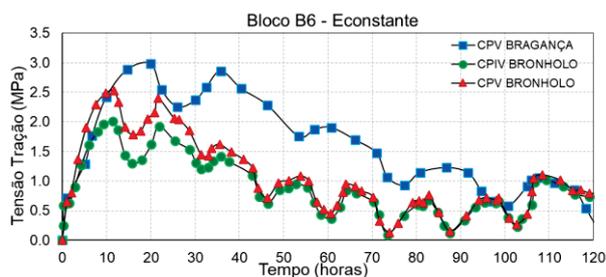
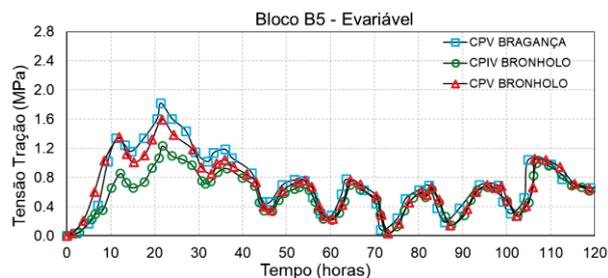
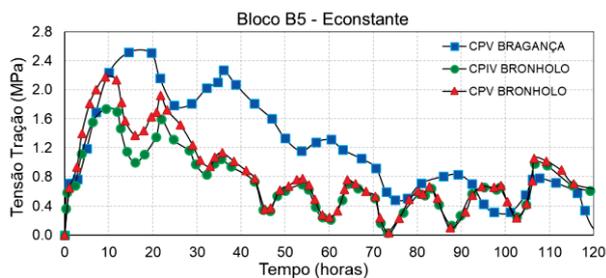
Observa-se também que os blocos com potencial de DEF por gerarem temperaturas acima de 60°C no processo de hidratação, não necessariamente irão apresentar danificação de origem térmica. No cenário mais condizente com a realidade, para o concreto CP-V Bronholo (2020) os blocos B7 ao B11 tem potencial

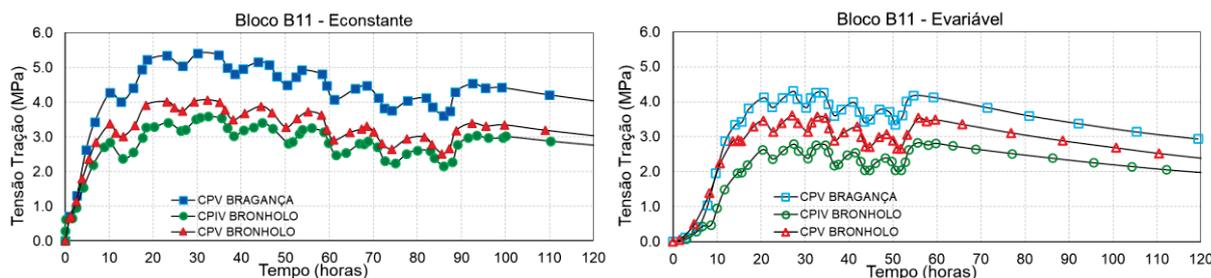
de DEF, mas somente os blocos B9 ao B11 apresentam danificação; e para o concreto CP-V Bragança *et al.* (2023) os blocos B6 ao B11 indicam potencial de DEF, contudo, os blocos B8 ao B11 tendem à fissuração de origem térmica.

Na Figura 85 são apresentadas as tensões de tração para cada um dos blocos, comparando os resultados obtidos em função do concreto utilizado e da consideração do módulo de elasticidade constante e variável. Nas comparações é possível observar que os valores de tensões entre os mesmos blocos tendem a se comportar de forma similar com o módulo constante e variável, contudo, reduzindo a intensidade máxima e comportamento da curva nas horas iniciais.

Figura 85 – Comparativo das tensões de tração ao longo do tempo considerando módulo de elasticidade constante e variável para cada bloco.







FONTE: O Autor (2023)

Os valores máximos de tensão e o tempo de ocorrência são detalhados na Tabela 26 (módulo constante) e na Tabela 27 (módulo variável). Para o módulo constante, as máximas tensões tendem a ocorrer até 12 horas após a concretagem para blocos com dimensões até 2m, enquanto no módulo variável esse tempo avança para 22 horas. Para blocos maiores, acima de 2m de dimensão, as máximas tensões ocorrem predominantemente na faixa das 25 horas até 35 horas. Outro comportamento observado nos resultados é uma tendência linear do crescimento das tensões em função da dimensão do bloco. A Figura 86 ilustra essa tendência com as curvas de tensões máximas em relação à distância do centro bloco até a borda, para as análises com o módulo de elasticidade variável.

Tabela 26 – Tensões máximas de tração e tempo de ocorrência por bloco para o Módulo de Elasticidade Constante.

Nomenclatura	CP-IV Bronholo (2020)	CP-V Bronholo (2020)	CP-V Bragança et al. (2023)
	Tensão Máxima (Mpa) e Tempo	Tensão Máxima (Mpa) e Tempo	Tensão Máxima (Mpa) e Tempo
Bloco B1	0,71 105h	0,78 105h	0,79 3,4h
Bloco B2	0,94 105h	1,10 4,9h	1,22 4,8h
Bloco B3	1,31 6,1h	1,63 6,1h	1,83 6,2h
Bloco B4	1,52 9,1h	1,90 9,1h	2,18 8,8h
Bloco B5	1,74 9,3h	2,18 9,1h	2,52 14,5h
Bloco B6	2,01 11,4h	2,53 11,6h	2,99 19,9h
Bloco B7	2,28 11,6h	2,71 19,7h	3,56 36,9h
Bloco B8	2,78 36,7h	3,31 36,7h	4,38 37h
Bloco B9	3,16 60,6h	3,67 37,04h	4,79 40,8h
Bloco B10	3,42 32,1h	3,85 22,9h	5,11 23,1h
Bloco B11	3,59 32,5h	4,06 32,3h	5,41 30h

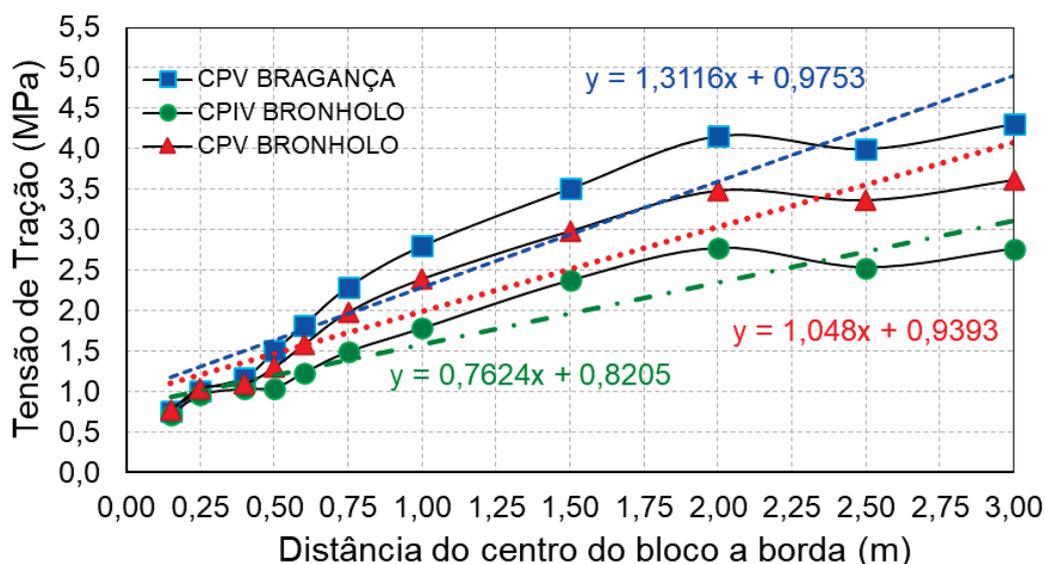
FONTE: O Autor (2023)

Tabela 27 – Tensões máximas de tração e tempo de ocorrência por bloco para o Módulo de Elasticidade Variável.

Nomenclatura	CP-IV Bronholo (2020)	CP-V Bronholo (2020)	CP-V Bragança et al, (2023)
	Tensão Máxima (Mpa) e Tempo	Tensão Máxima (Mpa) e Tempo	Tensão Máxima (Mpa) e Tempo
Bloco B1	0,71 105h	0,77 105,6h	0,75 105,7h
Bloco B2	0,96 105,3h	1,04 105,3h	1,01 105,6h
Bloco B3	1,03 105,4h	1,10 105,5h	1,17 21,6h
Bloco B4	1,04 21,8h	1,30 21,6h	1,50 21,5h
Bloco B5	1,23 21,7h	1,58 21,7h	1,82 21,3h
Bloco B6	1,49 21,6h	1,98 21,7h	2,29 21,5h
Bloco B7	1,78 22,1h	2,39 21,5h	2,8 21,6h
Bloco B8	2,37 36,2h	2,98 27,8h	3,51 26,9h
Bloco B9	2,77 38,8h	3,48 36,6h	4,16 37,2h
Bloco B10	2,53 32,6h	3,36 27,1h	4,0 27,3h
Bloco B11	2,76 34,7h	3,61 27h	4,31 27,4h

FONTE: O Autor (2023)

Figura 86 – Tensões de tração em função da distância do centro do bloco até a borda para condições de módulo de elasticidade variável no tempo.



FONTE: O Autor (2023)

A equação linear corresponde as linhas de tendência das tensões para os diferentes concretos analisados e pode ser utilizada como uma estimativa inicial de tensão máxima de tração do bloco de concreto, visando medidas de precaução para controle térmico da hidratação. Um estudo mais completo com variações do consumo de cimento das misturas, bem como as condições de contorno térmicas (temperatura de concretagem e temperatura ambiente), podem complementar os resultados e gerar equações para cenários amplos de análise.

Com a determinação das tensões de tração de origem térmica a partir da aplicação do modelo termomecânico, são implementadas as análises de danificação do concreto pelo modelo CDP.

6.3 ANÁLISE DA DANIFICAÇÃO: APLICAÇÃO DO MODELO CDP

A aplicação do modelo CDP visa validar a análise de tensões de tração e obter a danificação do concreto. Para isso, determinar os parâmetros de entrada do modelo é fundamental, sendo que os parâmetros básicos são detalhados na Seção 3.4 e na Seção 4.2.2; sendo:

- i. ângulo de dilatação (ψ) = 31°
- ii. excentricidade (ρ) = 0,10
- iii. razão entre a tensão de escoamento compressivo inicial sob carga biaxial e a tensão de escoamento compressivo inicial sob carga uniaxial (f_{b0}/f_{c0}) = 1,16
- iv. razão entre a segunda tensão invariante e o meridiano de tração (k) = 0,67
- v. viscosidade (μ) = 0,001

Contudo, são necessárias as curvas do comportamento do concreto à compressão e à tração, relacionando a resistência com a deformação plástica e a deformação plástica com a intensidade da danificação. A máxima deformação do concreto foi calculada utilizando a Equação 6.7 proposta por Hsu Hsu (1994), onde σ_{cu} é a tensão máxima de compressão do concreto endurecido.

$$\varepsilon_0 = 1,290836 \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{cu} + 2,114 \cdot 10^{-3} \quad (6.7)$$

Com a determinação da deformação máxima e os demais parâmetros, são calculadas as relações das tensões, deformações plásticas e danificação com base em Elkady (2023), Reinhardt e Cornelissen (1984), Carreira e Chu (1985), Model Code (2010), GB (2010) e Labibzadeh *et al.* (2023). Os resultados de tração e compressão para o concreto CP-IV são apresentados na Tabela 28 e Tabela 29 e ilustrados na Figura 87; e resultados de tração e compressão para o concreto CP-V são apresentados na Tabela 30 e Tabela 31 e ilustrados na Figura 88. Pela similaridade do comportamento mecânico dos concretos CP-V utilizados nesse trabalho, optou-se por utilizar os mesmos parâmetros de entrada para análise do material de Bronholo (2020) e de Bragança *et al.* (2023).

Tabela 28 – Parâmetros do modelo CDP para o concreto CP-IV à tração.

TRAÇÃO			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
3,140	0,00000	0,00000	0,00000
2,224	0,00031	0,29182	0,00031
1,604	0,00061	0,48916	0,00061
1,199	0,00092	0,61825	0,00092
0,938	0,00123	0,70139	0,00123
0,768	0,00154	0,75540	0,00154
0,653	0,00184	0,79199	0,00184
0,569	0,00215	0,81878	0,00215
0,501	0,00246	0,84035	0,00246
0,442	0,00277	0,85929	0,00277
0,387	0,00307	0,87687	0,00307
0,334	0,00338	0,89360	0,00338
0,310	0,00369	0,90959	0,00369
0,290	0,00400	0,92474	0,00400
0,270	0,00430	0,93892	0,00430

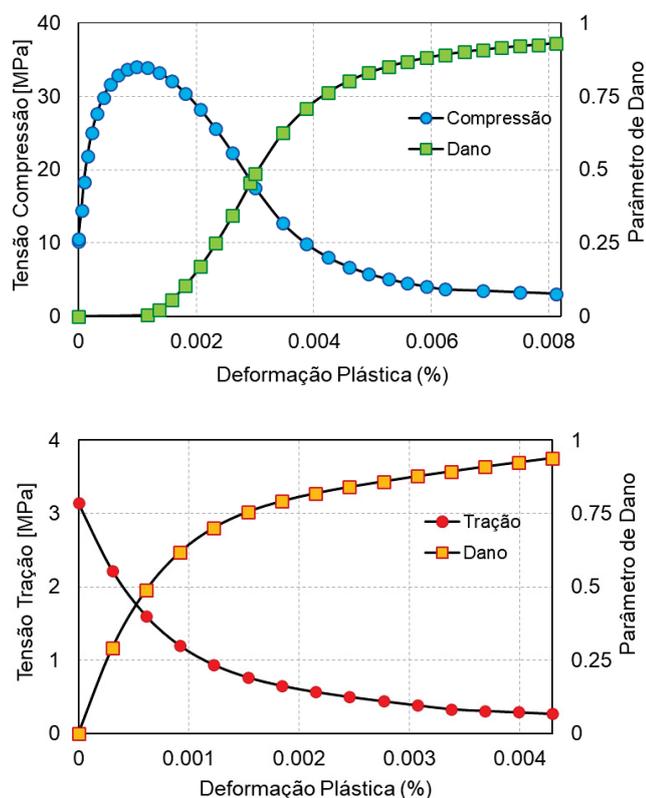
FONTE: O Autor (2023)

Tabela 29 – Parâmetros do modelo CDP para o concreto CP-IV à compressão,

COMPRESSÃO			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
10,2	0,00000	0,00000	0,00000
10,6	0,00000	0,00444	0,00117
14,4	0,00005	0,02336	0,00137
18,3	0,00010	0,05699	0,00159
21,9	0,00016	0,10556	0,00182
25,0	0,00023	0,16930	0,00207
27,6	0,00032	0,24846	0,00233
29,8	0,00042	0,34327	0,00262
31,6	0,00054	0,45400	0,00292
32,8	0,00068	0,48589	0,00301
33,7	0,00083	0,62559	0,00347
34,0	0,00099	0,70882	0,00388
33,2	0,00137	0,76335	0,00424
32,1	0,00159	0,80146	0,00460
30,4	0,00182	0,82937	0,00494
28,2	0,00207	0,85057	0,00527
25,5	0,00233	0,86715	0,00559
22,3	0,00262	0,88043	0,00592
18,6	0,00292	0,89128	0,00624
17,5	0,00301	0,90031	0,00655
12,7	0,00347	0,90793	0,00687
9,9	0,00388	0,91445	0,00719
8,0	0,00424	0,92009	0,00750
6,7	0,00460	0,92940	0,00813
5,8	0,00494	0,93681	0,00875
5,1	0,00527	0,94288	0,00937
4,5	0,00559	0,95029	0,01030
4,1	0,00592	0,97112	0,01433
3,5	0,00687	0,98014	0,01680
3,2	0,00813	0,99534	0,02174

FONTE: O Autor (2023)

Figura 87 – Curvas das relações de compressão, tração, deformação plástica e danificação para o concreto CP-IV.



FONTE: O Autor (2023)

Tabela 30 – Parâmetros do modelo CDP para o concreto CP-V à tração

TRAÇÃO			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
2,000	0,00000	0,00000	0,0000
3,671	0,00010	0,07547	0,00004
3,300	0,00016	0,17060	0,00010
2,878	0,00023	0,27594	0,00016
2,565	0,00028	0,36321	0,00023
2,211	0,00038	0,43947	0,00031
1,882	0,00045	0,50786	0,00037
1,616	0,00055	0,58333	0,00049
1,371	0,00065	0,63994	0,00058
1,160	0,00077	0,69733	0,00071
0,996	0,00089	0,74292	0,00084
0,865	0,00100	0,77909	0,00101
0,764	0,00115	0,81132	0,00120
0,641	0,00133	0,83962	0,00143
0,574	0,00151	0,86164	0,00164
0,523	0,00164	0,88050	0,00184
0,473	0,00179	0,89780	0,00203
0,376	0,00209	0,91352	0,00219
0,310	0,00230	0,92610	0,00234
0,270	0,00250	0,94104	0,00250

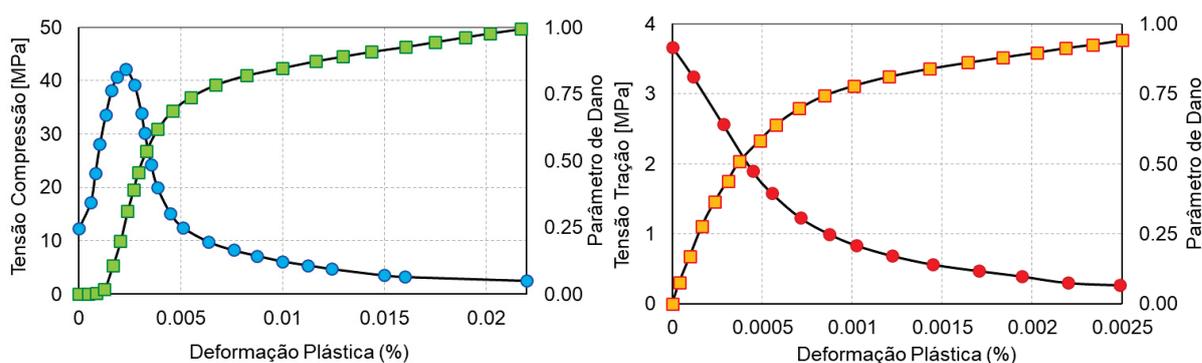
FONTE: O Autor (2023)

Tabela 31 – Parâmetros do modelo CDP para o concreto CP-V à compressão,

COMPRESSÃO			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
12,381	0,0000	0,0000	0,0000
17,273	0,0006	0,0016	0,0005
22,641	0,0008	0,0039	0,0009
28,139	0,0010	0,0197	0,0013
33,593	0,0013	0,1065	0,0017
38,182	0,0016	0,1979	0,0020
40,779	0,0019	0,3115	0,0024
42,208	0,0023	0,3927	0,0027
39,177	0,0027	0,4574	0,0029
33,896	0,0031	0,5363	0,0033
30,216	0,0032	0,6191	0,0039
24,286	0,0035	0,6885	0,0046
20,000	0,0039	0,7382	0,0055
15,152	0,0045	0,7839	0,0067
12,511	0,0051	0,8194	0,0082
9,827	0,0064	0,8478	0,0100
8,268	0,0076	0,8730	0,0116
7,229	0,0088	0,8904	0,0130
6,190	0,0100	0,9085	0,0144
5,455	0,0112	0,9267	0,0160
4,762	0,0124	0,9448	0,0175
3,275	0,0160	0,9771	0,0202
2,537	0,0220	0,9937	0,0217

FONTE: O Autor (2023)

Figura 88 – Curvas das relações de compressão, tração, deformação plástica e danificação para o concreto CP-V.



FONTE: O Autor (2023)

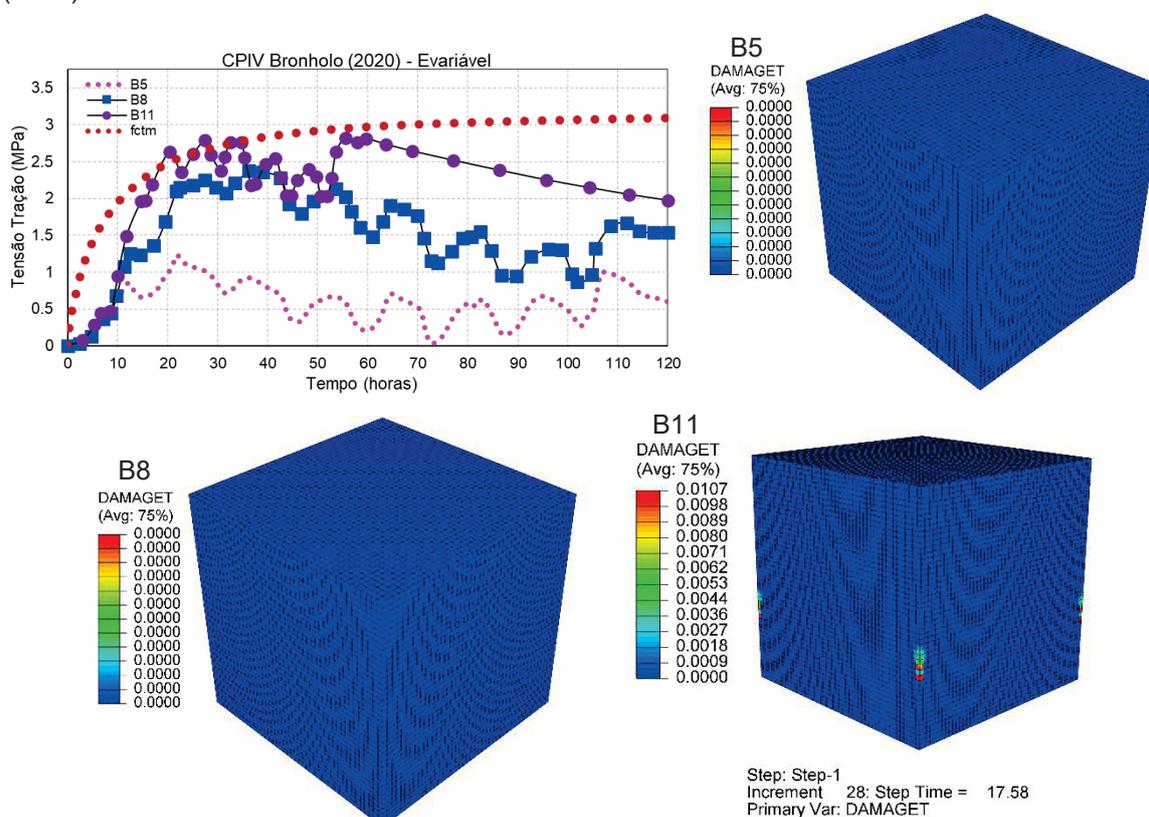
Na análise dos resultados obtidos na aplicação do modelo CDP via ABAQUS, a variável “*DAMAGET*” relacionada com a plastificação do material e responsável por medir a danificação da peça à tração, variando de 0 a 1, (conforme apresentado na Tabela 28, Tabela 30, Figura 87 e Figura 88), será utilizada. Quando esta variável possui o valor 0 significa que a rigidez do elemento está íntegra, e quanto mais

próxima de 1, maior é a perda de rigidez do material, ainda, é considerado um bom parâmetro para prever onde irá ocorrer a formação de fissuras.

Para analisar os resultados do modelo CDP, foram selecionados 3 blocos de cada material, considerando um bloco com baixas tensões de tração comparadas à resistência à tração, com tensões próximas à resistência e com tensões superiores à resistência à tração, visando validar o comportamento obtido com o modelo termomecânico. Para o concreto CP-IV Bronholo (2020), definiu-se os blocos B5, B8 e B11; para o concreto CP-V Bronholo (2020) os blocos B7, B9 e B11 e; para o concreto CP-V Bragança et al. (2023) utilizou-se os blocos B6, B8 e B11.

A Figura 89, a Figura 90 e a Figura 91 apresentam os resultados obtidos na análise do modelo CDP para o concreto CP-IV Bronholo, CP-V Bronholo e CP-V Bragança, respectivamente. As análises cujos resultados não apresentam danificação ao longo do tempo não contém o tempo de análise correspondente, enquanto os blocos que apresentam danificação, o tempo da análise é apresentado conjuntamente com os resultados. Visando a comparação dos resultados, as tensões de tração em relação a resistência à tração dos blocos analisados também são ilustradas.

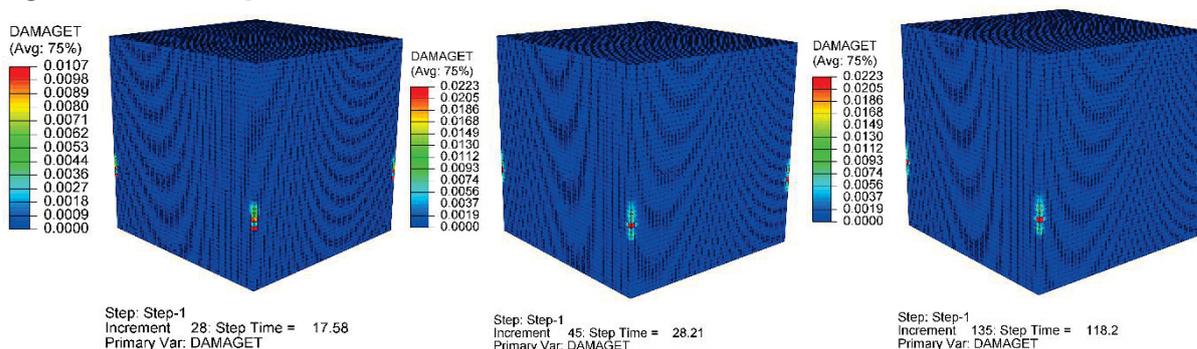
Figura 89 – Resultados do modelo CDP para os blocos B5, B8 e B11 do concreto CP-IV Bronholo (2020)



FONTE: O Autor (2023)

Ao observar a Figura 89, tem-se o comportamento esperado, onde os blocos B5 e B8 não apresentam danificação ao longo da análise, havendo integridade do módulo de elasticidade nos resultados obtidos e nenhum indício de fissuração. Já o bloco B11 indicou danificação nos vértices onde as tensões máximas de tração ocorrem e o tempo de análise correspondente foi de 17,58 horas. Na curva de tensões ao longo do tempo, observa-se que as 21h as tensões solicitantes ultrapassam a resistência à tração do concreto, tempo muito próximo ao obtido na análise. É importante ressaltar que os resultados do parâmetro “*DAMAGET*” nem sempre é constatada visivelmente em elementos reais, pois elas ocorrem muitas vezes em níveis microscópicos (micro fissuração) causando a redução de rigidez do concreto. Nas análises se está utilizando um modelo de dano distribuído, assim, é possível prever o padrão de formação destas fissuras, mas não o local exato onde irão ocorrer as maiores trincas. A Figura 90 apresenta a danificação do bloco B11 ao longo do tempo de análise.

Figura 90 – Danificação do bloco B11 com 17h, 28h e 118h de análise.



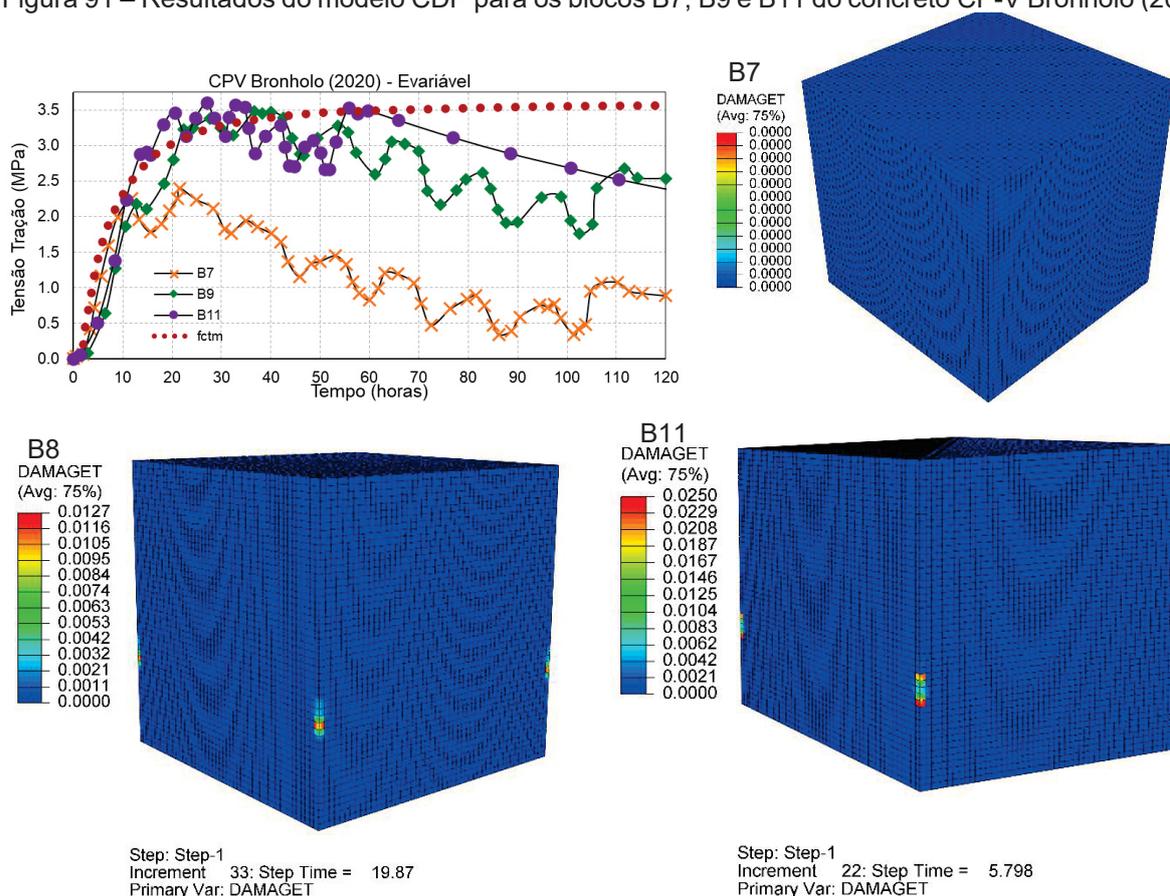
FONTE: O Autor (2023)

Nos resultados obtidos para o bloco B11 do concreto CP-IV Bronholo (2020), destaca-se que o modelo CDP apresentou excelente representação das tensões de tração obtidas na análise termomecânica, onde a danificação se inicia as 17h e intensifica-se até as 28h de análise, após isso até o tempo final mantêm o valor de dano acumulado, como ilustra a Figura 90. Esse comportamento condiz com a curva de tensões em relação a resistência do concreto, a qual a tensão solicitante ultrapassa o resistente no período de 17h-30h, aproximadamente, e em seguida reduz a intensidade até o final da análise, não aumentando a danificação acumulada.

Os resultados para o concreto CP-V Bronholo (2020) indicados na Figura 90

também apresentam boa concordância com os resultados plotados na curva de tensões ao longo do tempo de análise. O bloco B7 não indica danificação ao longo do tempo mesmo com as tensões de tração se aproximando da resistência do concreto. O bloco B8 e B11 apresentam danos nos vértices onde ocorrem as maiores tensões, no tempo de 19,87h e 5,79h, respectivamente. No gráfico, as tensões do bloco B8 ultrapassam a resistência do concreto em cerca de 22h, indicando boa convergência com o modelo CDP, enquanto no bloco B11 isso ocorre com 12,5h de análise e no modelo CDP as 5,79h, contudo, mesmo com a divergência observada, o modelo de dano condiz com os resultados de tensões obtidos. Tal diferença nos valores obtidos pode ser justificado pela análise de dano em função da curva da deformação plástica fornecida, enquanto no modelo termomecânico, as tensões são calculadas em função da variação do módulo de elasticidade e das deformações de origem térmica.

Figura 91 – Resultados do modelo CDP para os blocos B7, B9 e B11 do concreto CP-V Bronholo (2020)

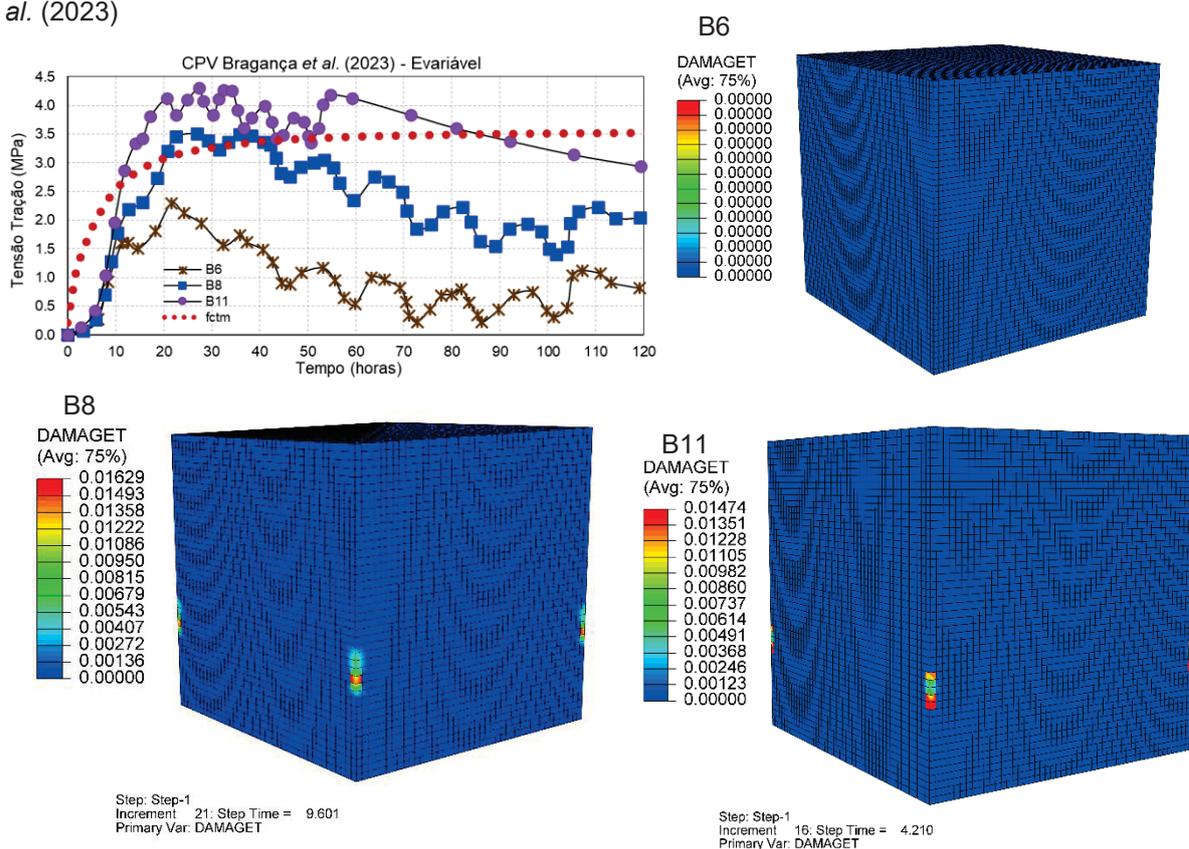


FONTE: O Autor (2023)

Os resultados para o concreto CP-IV Bragança *et al.* (2023) ilustrados na Figura 91 indicam que o bloco B6 não sofre danificação ao longo do tempo de análise, contudo os blocos B8 e B11 apresentam o início da danificação com 9,6h e 4,2h de

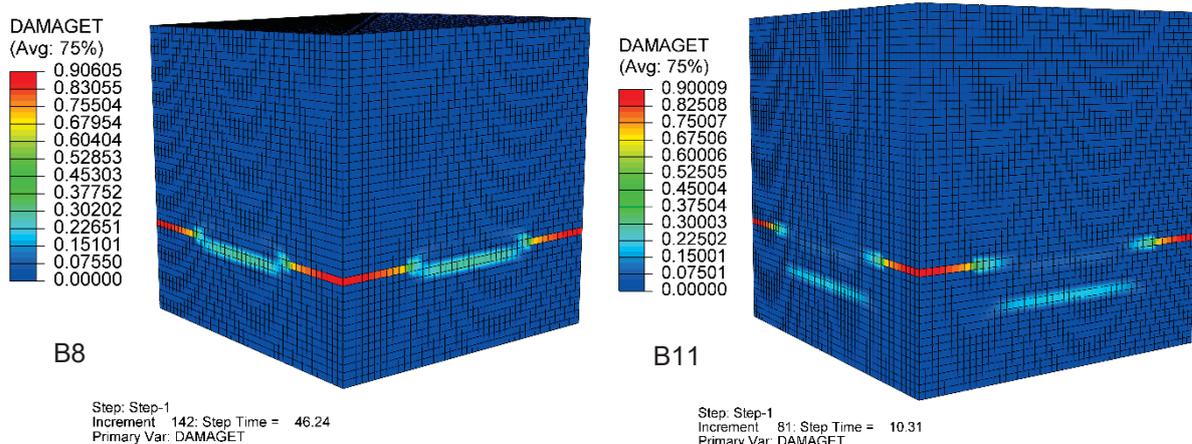
análise, respectivamente. Em ambos os casos o modelo CDP indicou o início do dano no concreto com menos da metade do tempo observado no gráfico de tensões, sendo 20,5h comparados com 9,6h (B8), e 11,5h comparados a 4,21h (B11). A justificativa para tal divergência, conforme indicado anteriormente, pode ser pela entrada de dados do dano em função das deformações plásticas fornecidas à análise. Para o bloco B8 e B11 com concreto CP-V Bragança *et al.* (2023), apresenta-se também os danos máximos obtidos na análise (Figura 93), na qual o modelo computacional convergiu para a continuidade da análise, ao contrário de outros blocos analisados que o modelo apresenta divergência devido ao surgimento da danificação e a análise é interrompida antes de chegar até a danificação máxima ou tempo máximo de análise.

Figura 92 – Resultados do modelo CDP para os blocos B6, B8 e B11 do concreto CP-V Bragança *et al.* (2023)



FONTE: O Autor (2023)

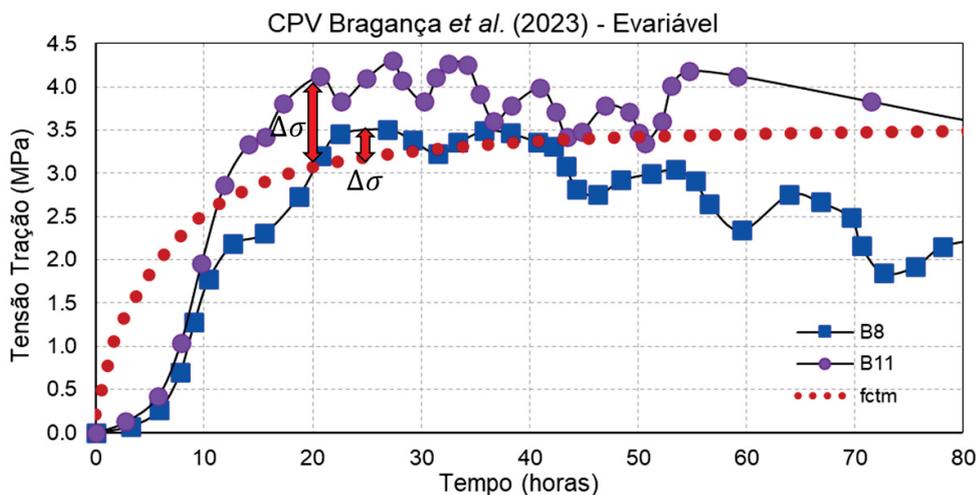
Figura 93 – Danificação máxima obtida na análise dos blocos B8 e B11 do concreto CP-V Bragança *et al.* (2023).



FONTE: O Autor (2023)

Apesar do início da danificação do bloco B8 ocorrer antes da curva de tensões cruzar a resistência do concreto, a danificação máxima do bloco praticamente coincide com o término do pico de tensões obtidas na análise termomecânica (cerca de 45h). Já para o bloco B11, a danificação máxima coincide com o tempo de crescente afastamento das tensões solicitantes em relação à resistência do concreto. Pela ótica de um gradiente de tensões ($\Delta\sigma$) solicitantes em relação a resistência do concreto, o valor de $\Delta\sigma$ do Bloco B8 se mantém pequeno e constante ao longo do tempo, enquanto o $\Delta\sigma$ do Bloco B11 aumenta significativamente no tempo, conforme ilustra a Figura 94, justificando porque a danificação máxima do bloco B8 se estende até 46h e o bloco B11 atinge seu ápice com 10,31h de análise.

Figura 94 – Indicação do gradiente de tensões na análise de danificação do bloco B8 e B11 com concreto CP-V Bragança *et al.* (2023).



FONTE: O Autor (2023)

Com os resultados da implementação do modelo CDP apresentados e detalhados, pode-se retomar aos objetivos específicos dessa etapa da pesquisa: “O modelo CDP aplicado é eficiente para a análise de danificação de origem térmica nas idades iniciais?”. Sim, o modelo apresenta confiabilidade nos resultados obtidos para análise de danificação de origem térmica devido ao processo de hidratação do concreto. E “Os blocos com tendência a formação de DEF, apresentam danos estruturais nas idades iniciais?”. Não necessariamente, pois nem todos os blocos com potencial de DEF, indicados na Tabela 24, apresentam tensões de tração maiores que a resistência do concreto, contudo, é importante ressaltar que a formação da DEF irá causar degradação das propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo, como detalhado na Seção 3.5, e não necessariamente irá impactar na danificação do concreto nas idades iniciais.

Na próxima seção são analisadas as consequências da formação da DEF nas propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo.

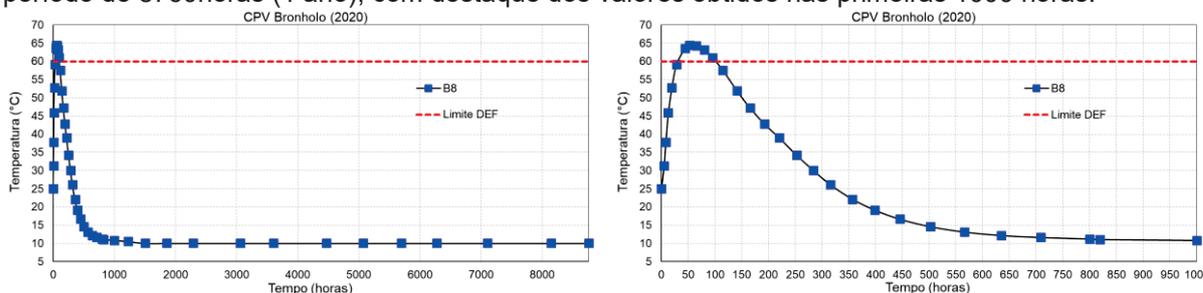
6.4 APLICAÇÃO DA DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF: BLOCO DE CONCRETO

Como detalhado na seção 3.5, a formação de etringita tardia (DEF) resulta em danos nas propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo, devido ao processo expansivo que ocorre internamente no material. Esses danos incluem a redução da resistência à compressão, resistência à tração e o módulo de elasticidade. Para isso, a geometria de um bloco é definida com base na curva de temperatura e analisado com o concreto CP-V Bronholo (2020), pois o material apresenta a caracterização do módulo de elasticidade e resistência à compressão durante 1 ano de monitoramento para o concreto de referência e com a presença de DEF, assim opta-se por estudar o bloco B8.

Uma nova análise térmica foi realizada considerando o período de 1 ano (8760 horas) para se obter as curvas de temperatura devido ao processo de hidratação do concreto e utilizar esses resultados como dados de entrada da análise termomecânica. Destaca-se que, para a análise de 8760 horas, a temperatura ambiente foi aplicada somente para o período de 200h (conforme detalhado na seção 4.3.2.2 e na seção 6.1) após esse período a temperatura tende a se estabilizar e visto que a temperatura ambiente não gera uma influência significativa na temperatura

internas dos blocos com dimensões maiores que 80cm, essa simplificação foi adotada. A curva de temperatura ao longo de 8760 horas é apresentada na Figura 95.

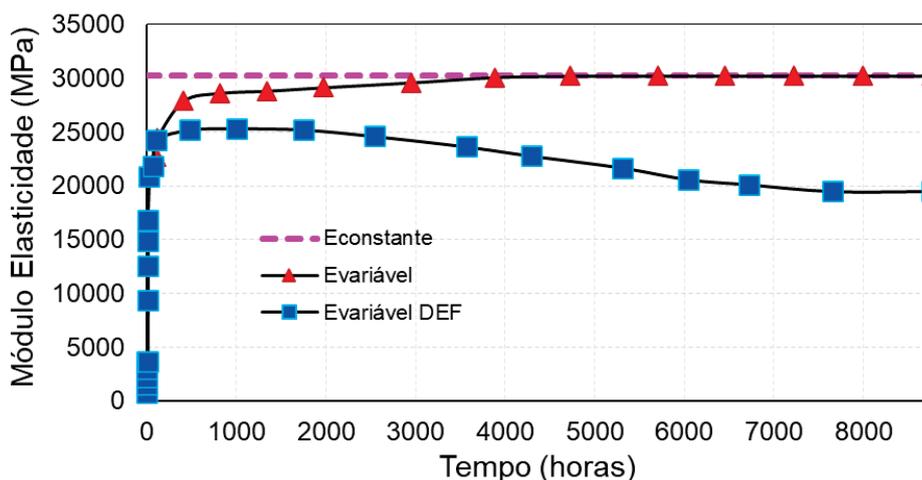
Figura 95 – Evolução da temperatura no centro do bloco B8 para o concreto CP-V Bronholo (2020) no período de 8760 horas (1 ano), com destaque dos valores obtidos nas primeiras 1000 horas.



FONTE: O Autor (2023)

Na análise termomecânica, 3 considerações do módulo de elasticidade são consideradas: I. Módulo de elasticidade constante; II. Módulo de elasticidade variável para condição não afetada por DEF e; III. Módulo de elasticidade variável considera a degradação devido à DEF. Os dados implementados foram obtidos experimentalmente por Bronholo (2020). O módulo de elasticidade constante considera o valor estabilizado ao longo do tempo. A Figura 96 apresenta as variações do módulo de elasticidade ao longo do tempo que são considerados nas análises.

Figura 96 – Variação do módulo de elasticidade ao longo de 1 ano do concreto CP-V com base nos resultados experimentais de Bronholo (2020).

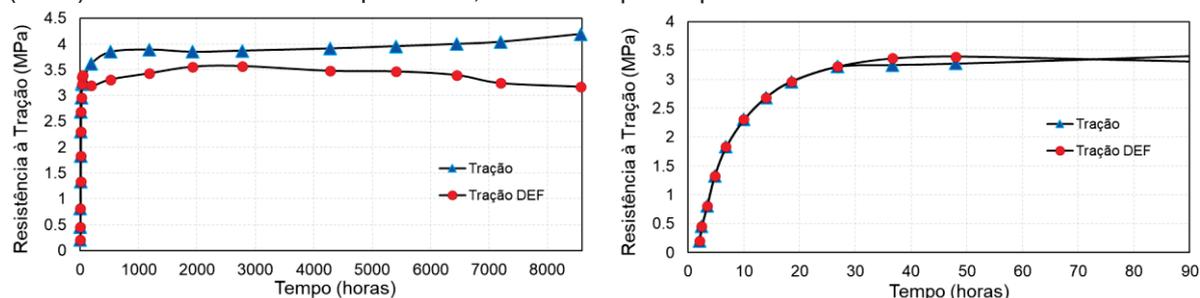


FONTE: O Autor (2023)

A resistência à tração é calculada utilizando a Equação 3.2 com base nos resultados da resistência à compressão experimentais de Bronholo (2020) e ilustrados na Figura 21 na seção 3.5.3. A resistência à tração para 8760 horas e com ênfase nas

horas iniciais é ilustrada na Figura 97, tais resultados serão utilizados para comparação com as tensões de tração solicitantes.

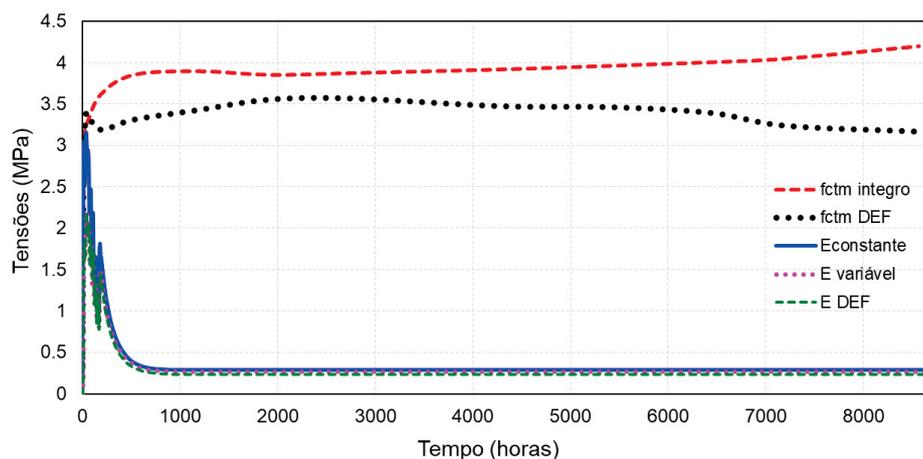
Figura 97 – Desenvolvimento da resistência à tração ao longo de 1 ano do concreto CP-V Bronholo (2020) afetado e não afetado pela DEF, com destaque as primeiras 90 horas.



FONTE: O Autor (2023)

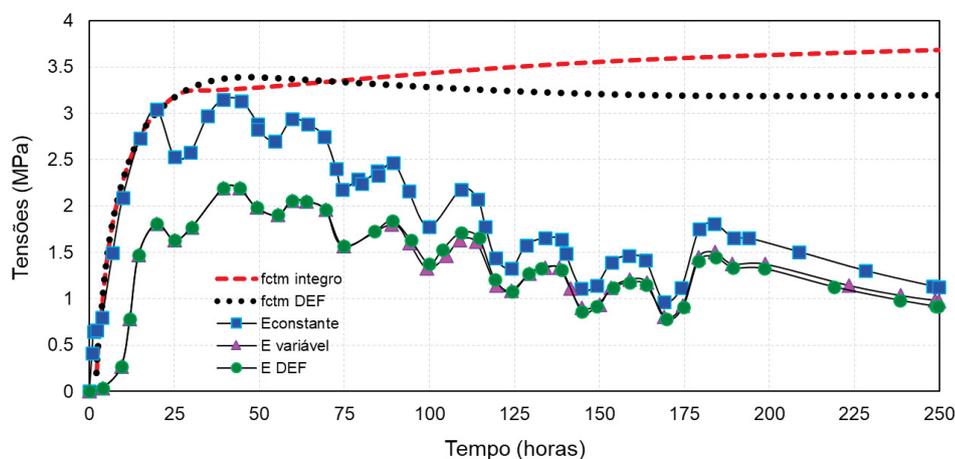
As tensões de tração obtidas pelo modelo para o módulo de elasticidade constante, variável inteiro e variável afetado por DEF são apresentadas na Figura 98 ao longo de 8760 horas. O módulo degradado pela DEF foi considerado constante em todo o bloco. A Figura 99 ilustra a comparação entre as tensões solicitantes e as resistências do concreto inteiro e afetado por DEF durante as primeiras 250 horas, período no qual as tensões solicitantes máximas ocorrem antes do processo de estabilização.

Figura 98 – Tensões de tração para o bloco B8 CP-V Bronholo (2020) considerando o Módulo constante, variável inteiro e variável afetado por DEF comparadas a resistência à tração do concreto inteiro e afetado por DEF no período de 1 ano.



FONTE: O Autor (2023)

Figura 99 – Tensões de tração para o bloco B8 CP-V Bronholo (2020) considerando o Módulo constante, variável inteiro e variável afetado por DEF comparadas a resistência à tração do concreto inteiro e afetado por DEF nas primeiras 250 horas de análise.



FONTE: O Autor (2023)

Observa-se que as tensões solicitantes são afetadas diretamente pela consideração do módulo de elasticidade constante ou variável, como detalhado na Seção 6.2, contudo, a consideração da degradação do módulo de elasticidade devido a DEF não apresenta influência significativa nas tensões obtidas ao longo das 8760 horas de análise, com resultados praticamente iguais à consideração do módulo variável para o concreto inteiro. As tensões máximas obtidas para o bloco B8 selecionado para avaliação da degradação das propriedades mecânicas devido à DEF não ultrapassa a resistência do concreto, assim, não apresentando danificação.

Importante ressaltar que não é coerente uma comparação entre as tensões obtidas nessa análise com as tensões obtidas na seção 6.2, pois, na implementação do modelo termomecânico as propriedades mecânicas foram calculadas em função do grau de hidratação do concreto com base na composição química e na caracterização físicas e mecânica do material. Já nas análises dessa seção, as propriedades mecânicas utilizadas foram baseadas nos resultados experimentais de Bronholo (2020).

Expostos os resultados, retoma-se as perguntas acerca do tema: “*Dos blocos com suposta formação de DEF, a degradação das propriedades mecânicas da DEF intensifica a danificação do concreto nas idades iniciais?*”. No estudo realizado, não houve intensificação da danificação, uma vez que as tensões obtidas se assimilam as da análise com o módulo de elasticidade variável do concreto inteiro e as perdas de resistência à tração do concreto iniciam aproximadamente a partir de 75 horas, momento que o pico de tensões de tração de origem térmica tende a se reduzir (vide

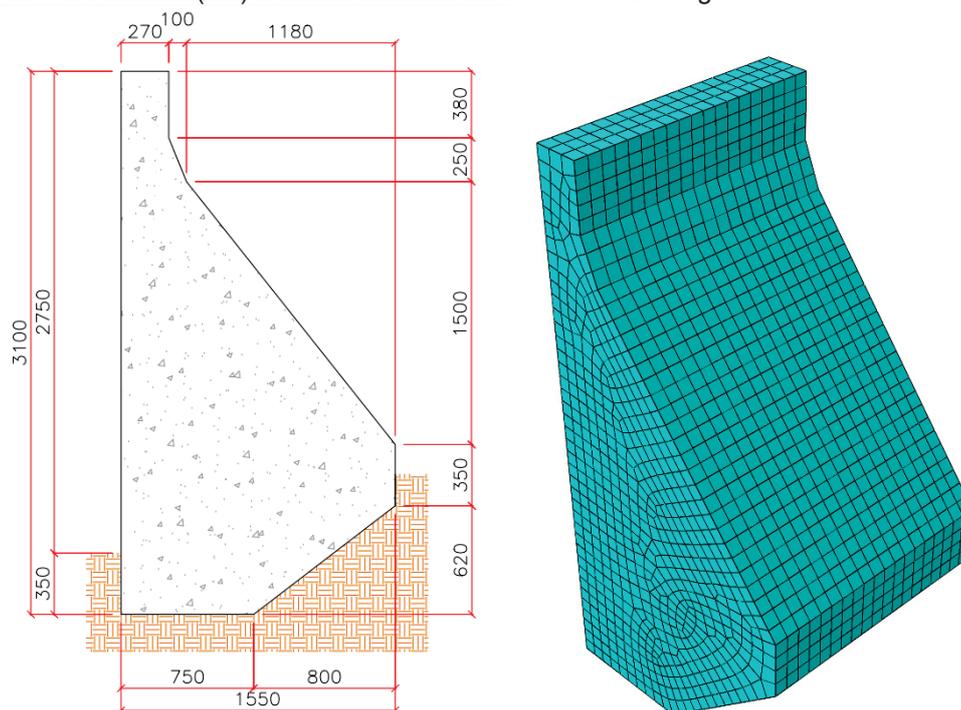
Figura 84). Porém, para volumes de concreto maiores do que os abordados nesse estudo, há uma tendência de intensificação da degradação sim, pois os picos de tensões tendem a se prolongar por mais tempo e com maior intensidade, atingindo a faixa de tempo em que a resistência à tração começa a reduzir.

“As perdas das propriedades mecânicas devido a DEF ao longo do tempo, causam impactos estruturais complementares ao processo de hidratação do concreto?”. Com base no escopo dessa pesquisa, não foi visível impactos estruturais complementares às tensões de tração de origem térmica devido ao processo de hidratação do concreto. Contudo, em estruturas com maior volume de concreto e com esforços solicitantes externos (carregamentos, pressões de água, empuxo, vibrações, impactos, dentre outros), as perdas das propriedades mecânicas (resistência à tração e compressão, e módulo de elasticidade) importantes para a integridade estrutural do concreto, possivelmente causaram impactos estruturais complementares em relação a análise global da estrutura.

6.5 APLICAÇÃO DA DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF: BARRAGEM DE CONCRETO

Visando uma melhor compreensão do efeito das degradações mecânicas devido ao efeito da DEF em estruturas massa, uma nova análise é realizada. A Barragem de Concreto utilizada na análise foi estudada por Campos (2012) e Campos *et al.* (2018) com o objetivo de examinar o efeito da reação interna de sulfato e nesse estudo, sua geometria será utilizada para estudar o efeito do processo de hidratação do concreto, bem como as tensões de tração geradas ao considerar o efeito o módulo de elasticidade constante, variável no tempo para o concreto integro e variável no tempo com a degradação devido à DEF, conforme Figura 96. A Figura 100 apresenta as dimensões da barragem (cm) e a malha de elementos finitos considerada na análise. Destaca-se que para esse estudo adotou-se um comprimento hipotético de 15 metros.

Figura 100 – Geometria (cm) e malha utilizada na análise da Barragem de Concreto.



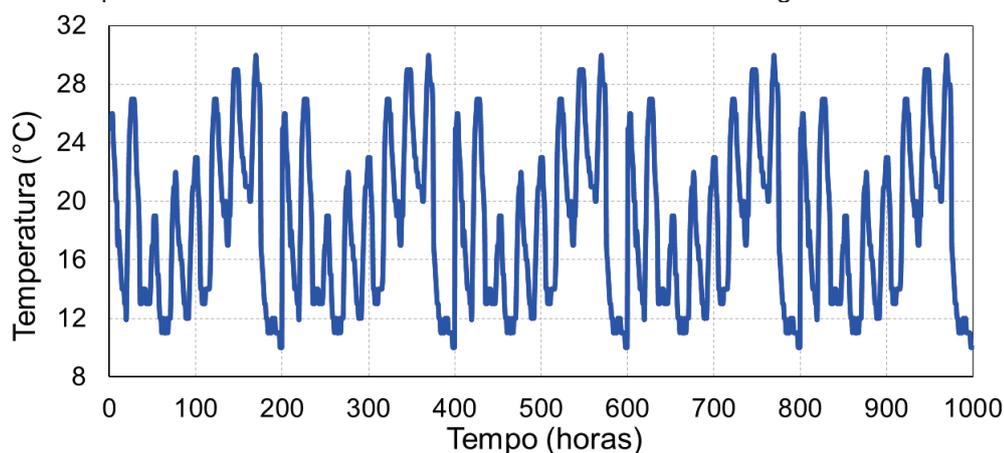
FONTE: O Autor (2023)

Para a implementação da danificação do concreto devido ao efeito da DEF para o estudo de caso da Barragem de Concreto, tem-se:

- a. O material considerado para a barragem será adotado como sendo o concreto CP-V Bronholo (2020);
- b. Propriedades térmicas variando ao longo do tempo em função do grau de hidratação, conforme detalhado na Seção 6.1;
- c. Temperatura ambiente (Figura 101) utilizada nas análises térmicas (200 horas) é replicada ao longo de 1000 horas iniciais da análise termomecânica;
- d. Temperatura na face montante em 10°C ao longo de todo tempo de análise, considerando a temperatura devido ao contato com a água;
- e. Temperatura inicial da barragem (concretagem) de 25°C ;
- f. Coeficiente de convecção de $29.800 \text{ J/m}^2\text{h}^{\circ}\text{C}$ em todas as faces da barragem, considerando que haverá troca de calor em todas as direções do elemento estrutural;
- g. Restrições mecânicas nas faces em contato com o solo, considerando restrição em todas as direções do elemento.
- h. Tempo total de análise de 8760 horas (1 ano) com incrementos de tempo de 1 hora.

- i. Módulo de elasticidade considerado de três maneiras: I. Constante; II. Variável para condição não afetada por DEF e; III. Variável considerando a degradação devido à DEF, conforme Figura 96.
- j. Considera-se a análise para concretagem em etapa única.
- k. Aplica-se a consideração da formação da DEF em toda a estrutura de forma homogênea.

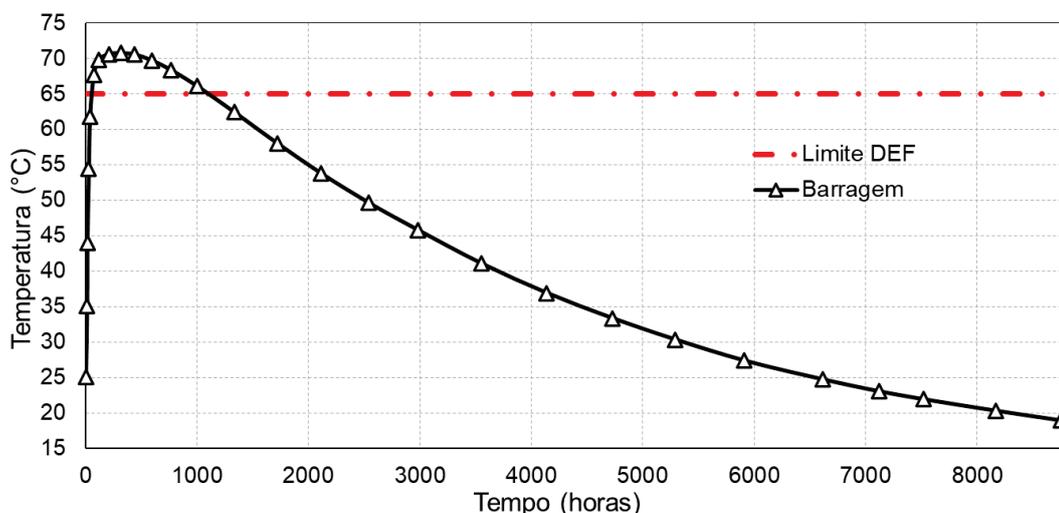
Figura 101 – Temperatura ambiente considerada na análise térmica ao longo de 1000 horas.



FONTE: O Autor (2023)

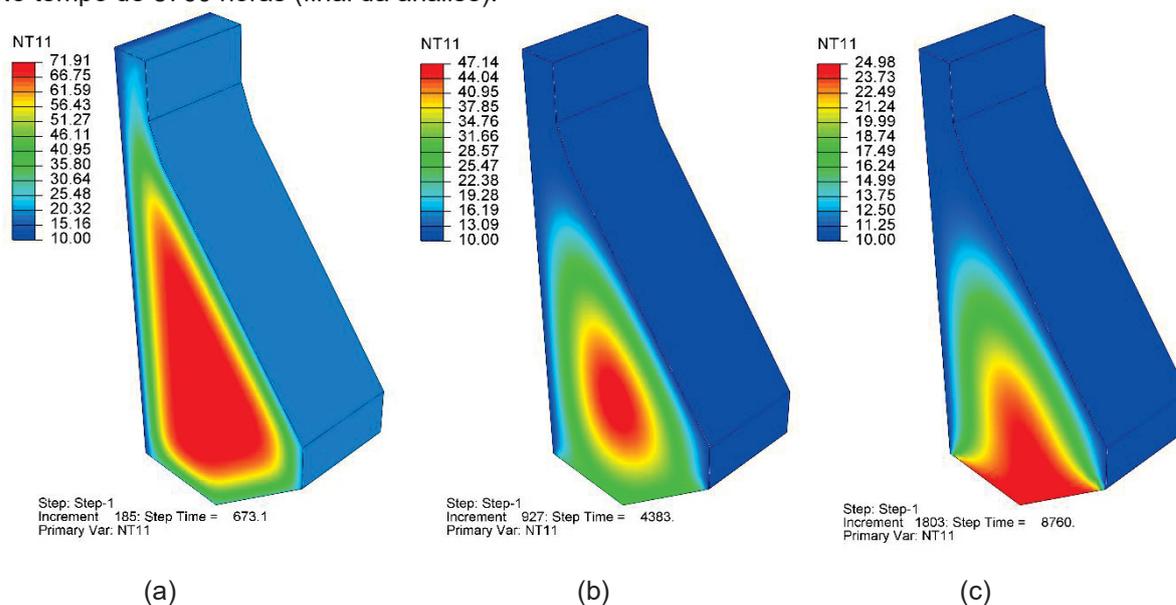
A análise foi realizada ao longo de 8760 horas (1 ano) e a curva de temperatura no ponto em que ocorre a máxima temperatura da estrutura é ilustrado na Figura 102, e o perfil de temperatura para o tempo em que ocorre a máxima temperatura (71.9°C em 673 horas após a concretagem), para metade do tempo total de análise e para o tempo final de análise são apresentados na Figura 103. Observa-se que a barragem atinge temperaturas acima do limite indicado para evitar a formação de DEF, e por se tratar de um grande volume de concreto, as altas temperaturas se prolongam durante um longo período (cerca de 1100h).

Figura 102 – Evolução da temperatura no ponto de máxima temperatura da Barragem de Concreto, considerando o material como concreto CP-V Bronholo (2020).



FONTE: O Autor (2023)

Figura 103 – Perfil de temperatura da análise térmica da Barragem de Concreto: (a) No tempo de 673 horas a qual ocorre a máxima temperatura; (b) Com 4383 horas (metade do tempo de análise) e; (c) No tempo de 8760 horas (final da análise).

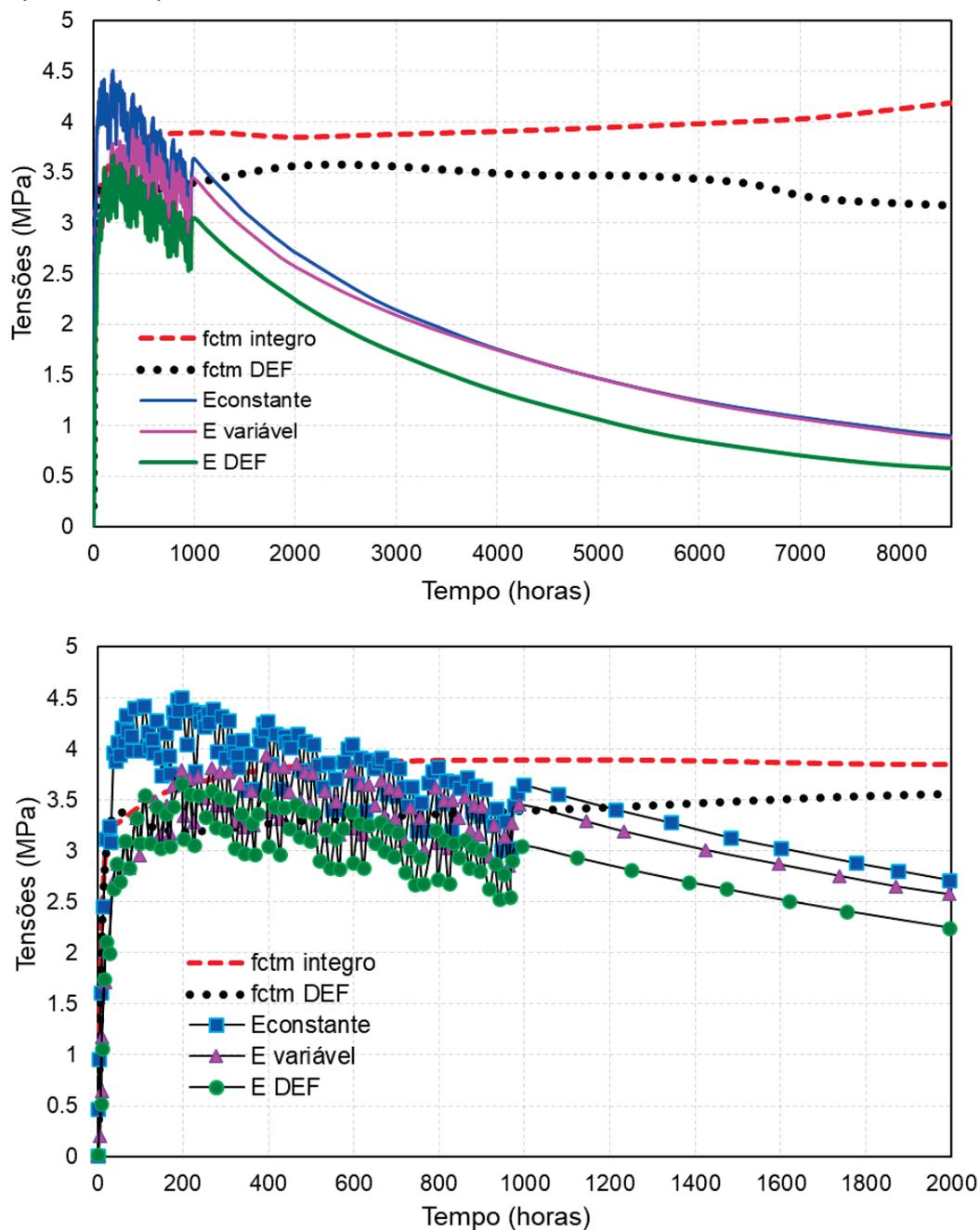


FONTE: O Autor (2023)

As tensões de tração obtidas pelo modelo termomecânico ao implementar o módulo de elasticidade constante, variável inteiro e variável afetado por DEF são apresentadas na Figura 104 ao longo de 8760 horas e com ênfase nas 2000 horas iniciais. A Figura 105 ilustra a comparação entre as tensões solicitantes e as resistências à tração do concreto inteiro e afetado por DEF durante as primeiras 1000 horas de análise, período no qual as tensões solicitantes máximas ocorrem antes do

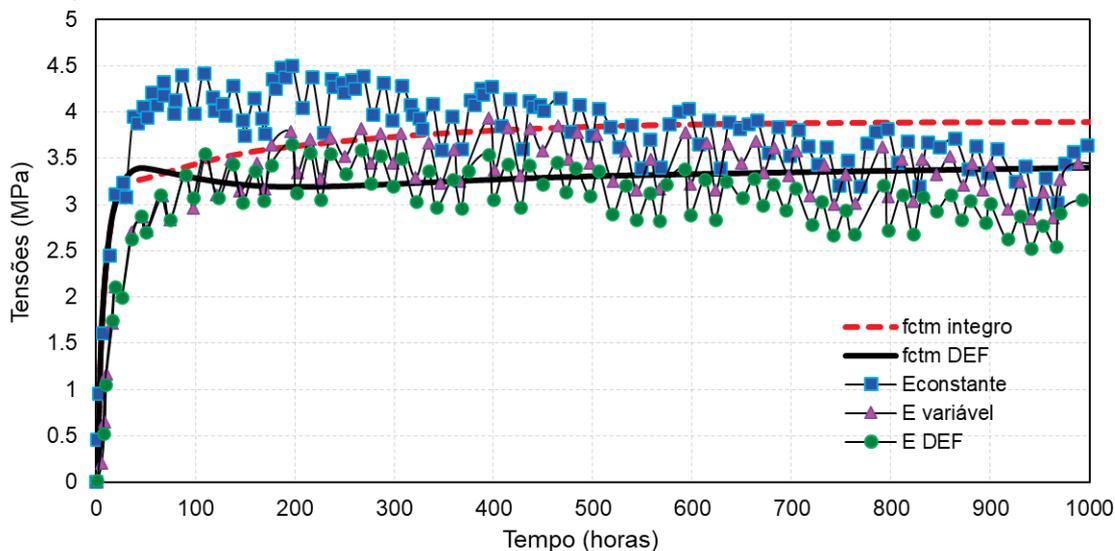
processo de estabilização, e, período no qual foi considerado o efeito da temperatura ambiente variável no tempo.

Figura 104 – Tensões de tração para a Barragem de Concreto considerando o Módulo constante, variável inteiro e variável afetado por DEF comparadas a resistência à tração do concreto inteiro e afetado por DEF no período de 8760 horas e com ênfase nas 2000 horas iniciais.



FONTE: O Autor (2023)

Figura 105 – Tensões de tração para Barragem de Concreto considerando o Módulo constante, variável integro e variável afetado por DEF comparadas a resistência à tração do concreto integro e afetado por DEF nas primeiras 1000 horas de análise.

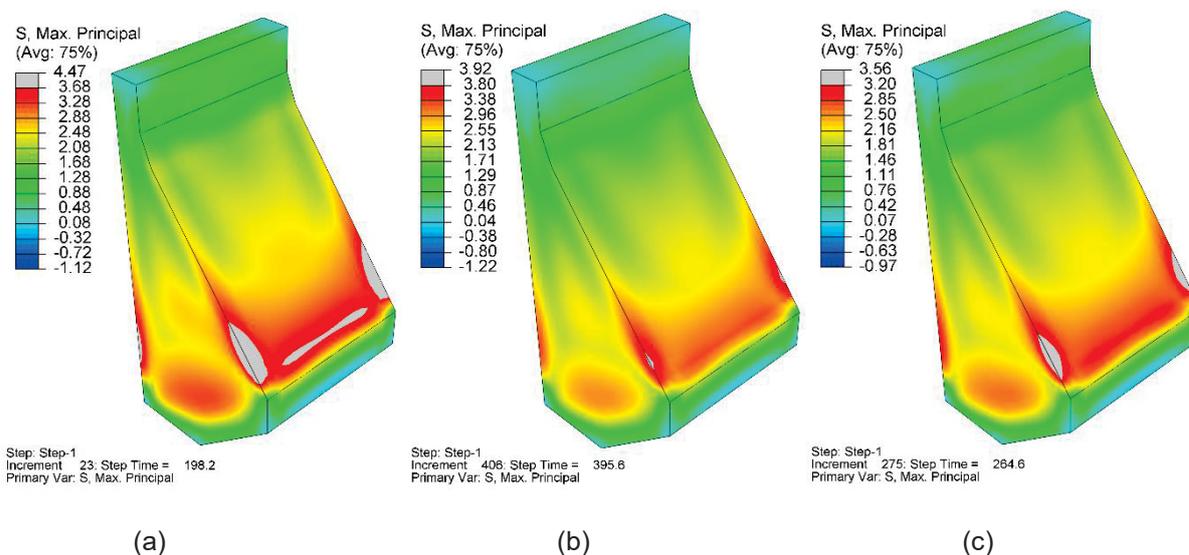


FONTE: O Autor (2023)

Observa-se que a intensidade das tensões de tração é maior que a resistência à tração do concreto, atingindo valor máximo de 4,47MPa com o módulo de elasticidade constante; 3,92 MPa considerando o módulo de elasticidade variável no tempo para o concreto integro e; 3,56MPa quando a degradação as propriedades mecânicas devido à DEF são consideradas, conforme ilustra a Figura 106, onde as tensões resistentes à tração estão indicados como limites da escala (em cinza). Ao considerar o módulo constante, as tensões apresentam intensidade muito maior que a resistência do material integro, contudo, tal consideração não condiz com o comportamento próximo da realidade da estrutura. O efeito do módulo de elasticidade degradado devido à DEF é observado na curva de tensões correspondente, onde há uma redução das tensões solicitantes a partir do momento que a DEF começa a degradar o material devido ao processo expansivo da reação, em cerca de 150 horas após a concretagem. A resistência à tração degradada é muito significativa na análise estrutural, uma vez que, ao considerar o módulo simplesmente variável, há um gradiente de tensões ($\Delta\sigma$) muito elevado que levaria o surgimento de fissuras, contudo, o gradiente de tensões ($\Delta\sigma$) do concreto integro é muito pequeno e as tensões solicitantes ultrapassam a resistência sutilmente, indicando danificação não acumulativa no tempo. Já as tensões de tração com a DEF atuando, o gradiente de tensões ($\Delta\sigma$) entre as 150h e 300h é elevado, indicando que haveria a danificação

mais intensa do concreto na face a jusante da barragem, se comparada com o concreto sem a formação da DEF.

Figura 106 – Tensões máximas de tração obtidas na análise termomecânica da Barragem de Concreto considerando: (a) Módulo de elasticidade constante; (b) Módulo de elasticidade variável no tempo para o concreto integro e; (c) Módulo de elasticidade variável no tempo para o concreto afetado pela DEF.



(a)
 FONTE: O Autor (2023)

Com a nova análise realizada para a Barragem de Concreto, é necessário atualizar as respostas das perguntas acerca do tema: “*Dos blocos com suposta formação de DEF, a degradação das propriedades mecânicas da DEF intensifica a danificação do concreto nas idades iniciais?*”. No estudo realizado para uma estrutura massa de maiores dimensões, houve sim a intensificação da danificação, uma vez que as tensões obtidas na análise com o módulo de elasticidade variável do concreto integro ficam muito próximas da resistência à tração do concreto integro, enquanto, ao considerar o módulo de elasticidade degradado, as tensões solicitantes são significativamente maiores do que a resistência à tração danificada. Logo, a redução da intensidade das tensões de tração devido ao módulo de elasticidade degradado não compensa a perda de resistência à tração do concreto, havendo danificação mais intensa quando há presença de DEF.

“*As perdas das propriedades mecânicas devido a DEF ao longo do tempo, causam impactos estruturais complementares ao processo de hidratação do concreto?*”. Ao analisar os resultados obtidos para a Barragem de Concreto, são visíveis impactos estruturais complementares as tensões de tração de origem térmica devido ao processo de hidratação do concreto. Observa-se o aumento do tempo de

ocorrência da temperatura elevado no interior da barragem (acima de 60°C) e conseqüentemente, as tensões de tração também se prolongam no tempo, até aproximadamente 1200 horas após a concretagem, atingindo o período de análise em que as expansões internas do concreto devido a DEF se desenvolvem e as propriedades mecânicas sofrem degradação significativa. Assim, para grandes volumes de concreto, a degradação das propriedades mecânicas devido a DEF ao longo do tempo causa impactos estruturais complementares ao processo de hidratação.

Assim, com os resultados detalhados e discutidos da implementação do modelo da análise térmica com análise do potencial de DEF e tendência de fissuração devido ao gradiente térmico; do modelo termomecânico com a análise das tensões de tração e o estudo paramétrico do efeito do módulo de elasticidade nos resultados; do modelo CDP para análise da danificação do concreto e por fim, o estudo da consideração da danificação das propriedades mecânicas do concreto devido ao efeito da DEF, finaliza-se a etapa de aplicação do modelo e na próxima seção são apresentadas as considerações finais e perspectivas de trabalhos futuros.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E PERSPECTIVAS FUTURAS

O estudo apresentado permitiu a análise de concretos nas idades iniciais visando compreender o processo de hidratação do concreto e os consequentes impactos de aspectos estruturais. Assim, são destacadas algumas considerações finais de acordo com a etapa de aplicação do modelo e as questões que representam os objetivos específicos são correlacionados.

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A ANÁLISE TÉRMICA

a. A metodologia aplicada no trabalho se mostrou eficiente no que tange a determinação dos materiais aplicados e das geometrias dos blocos utilizadas nas análises. Os resultados obtidos foram suficientes para realizar uma análise térmica profunda e compreender o comportamento do fenômeno;

b. O modelo térmico desenvolvido se mostrou confiável para analisar o processo de hidratação do concreto nas idades iniciais, visando obter as temperaturas e os gradientes térmicos gerados na concretagem de blocos de concreto. A variação das propriedades térmicas em função do grau de hidratação do concreto é fundamental para obtenção de resultados mais próximos da realidade;

c. O tipo de concreto utilizado nos blocos apresentou influência direta na geração de calor devido ao processo de hidratação. A mistura de CP-V com o maior calor de hidratação devido a caracterização química do cimento, desenvolveu as maiores temperaturas internas nos blocos e consequentemente os maiores gradientes térmicos. Observa-se que as características do concreto não causam influência na análise, uma vez que todas as misturas utilizaram as mesmas proporções de materiais, e o que de fato diferem as misturas são as características químicas e físicas do cimento;

d. Para blocos com pequenas dimensões (B1:30cm e B2:50cm), a consideração da temperatura ambiente é fundamental para analisar o processo de hidratação do concreto, uma vez que a temperatura ambiente atua como efeito predominante no desenvolvimento da temperatura ao longo do tempo, sobrepondo a geração de calor devido ao processo de hidratação do concreto;

e. O tempo para a ocorrência da temperatura máxima depende da dimensão da estrutura analisada, mas, observa-se que a partir de 15 horas há

temperaturas que se aproximam dos limites propostos e esse tempo se estende até 40 horas (em média);

f. As temperaturas máximas indicadas para o processo de concretagem não devem exceder entre 60°C e 65°C, visando garantir a integridade estrutural com a minimização do surgimento de tensões de origem térmica e evitar a formação de etringita tardia (DEF). As máximas temperaturas obtidas para o concreto CP-IV Bronholo (2020) foi 61,9°C, para CP-V Bronholo (2020) 69,7°C e para CP-V Bragança *et al.* (2023) a temperatura foi de 86,3°C. Contudo, ao analisarmos a Tabela 22, é possível observar que a temperatura máxima obtida no processo de hidratação tende a se estabilizar a partir de uma determinada geometria de bloco, indicando uma temperatura limite que as propriedades químicas do cimento podem desenvolver;

g. Apesar de resultados térmicos diferentes em função do material utilizados nos blocos, conclui-se que a geometria crítica de bloco para possíveis temperaturas acima do limite da literatura para formação da DEF é de 1.20m. A partir desse volume de concreto, há grande tendência de temperaturas internas acima de 60°C, as quais podem ser controladas ou variar em função da temperatura de concretagem, temperatura ambiente e do processo de cura nas idades iniciais, além do tipo do cimento e mistura empregados;

h. O gradiente térmico é uma das variáveis analisadas que ainda não é totalmente compreendida na literatura, uma vez que há diversos valores de referência internacionais, mas sem uma definição da dimensão correspondente ao valor. De acordo com a ACI 224R-01 (2001) o gradiente térmico deve ser limitado a aproximadamente 35°C por metro de espessura, mas sem relacionar quaisquer outras características químicas, físicas, mecânicas ou de taxa de armadura. Ao analisar o gradiente térmico total obtidos, blocos com dimensões de 1m (B4) já apresentam valores superiores aos limites da ACI, indicando assim, que há potencial de fissuração de origem térmica.

7.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A ANÁLISE TERMOMECAÂNICA

a. O modelo termomecânico desenvolvido para análise das tensões de tração de origem térmica se mostrou eficiente e os resultados obtidos se demonstram confiáveis e condizentes com o comportamento termomecânico.

b. A consideração da relação linear do grau de hidratação do concreto com a resistência à compressão (seção 3.3), utilizado para calcular a resistência à tração e o módulo de elasticidade, se mostraram coerentes e a implementação no modelo termomecânico foi funcional;

c. As tensões de tração de origem térmica são diretamente proporcionais às intensidades de temperaturas obtidas na análise térmica; e dependem diretamente e de forma intensa do módulo de elasticidade do concreto. A consideração do módulo de elasticidade constante ou variável ao longo do tempo é fundamental nos resultados obtidos, apresentando uma redução média de 21% nas tensões máximas ao considerar o módulo de elasticidade variável. A partir do bloco B6 (1,50m) obteve-se tensões de tração que ultrapassam a resistência à tração do concreto, com intensidades máximas de 3,59MPa, 4,06MPa e 5,41MPa ao considerar o módulo constante com concreto CP-IV Bronholo (2020), concreto CP-V Bronholo (2020) e concreto CP-V Bragança *et al.* (2023), respectivamente; e 2,76MPa, 3,61MPa e 4,31MPa para análises com módulo de elasticidade variável. Destaca-se que para as análises estruturais deve-se utilizar o módulo de elasticidade variável no tempo, uma vez que o módulo de elasticidade constante é uma simplificação que não condiz com o comportamento real da estrutura;

d. Da mesma forma que na análise térmica, os resultados da análise termomecânica são diretamente proporcionais as propriedades do cimento utilizado, logo, os cimentos com maior calor de hidratação irão gerar temperaturas mais elevadas e tensões de tração mais intensas, e blocos com maior volume de concreto geram tensões maiores. O cimento CP-V apresenta tensões de tração mais intensas em relação ao cimento CP-IV;

e. Com base no gradiente térmico, a ACI 224R-01 (2001) indica concretos com potencial de fissuração por origem térmica, contudo, os resultados obtidos pelo modelo termomecânico contradizem as indicações da ACI ao analisar os blocos com menores volumes de concreto. A Tabela 25 indica quais blocos apresentam tensões de tração maiores que a resistência à tração e as indicações com base na ACI, e conclui-se que a ACI 224R-01 (2001) tende a resultados conservadores, uma vez que não há uma correlação com a mistura do concreto, as condições de contorno mecânicas e térmicas, nem com as propriedades mecânicas do concreto e sim, uma indicação baseada somente no gradiente térmico;

f. Não há influência direta da formação da DEF devido as altas temperaturas obtidas no processo de hidratação do concreto e a intensidade das tensões de tração. A DEF irá causar danificações nas propriedades mecânicas concreto e por consequência poderá influenciar na fissuração do concreto, contudo, a intensidade das tensões de tração está relacionada com a análise térmica e com os parâmetros térmicos e mecânicos do concreto e não com a possível formação da DEF.

7.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A ANÁLISE DA DANIFICAÇÃO A PARTIR DA APLICAÇÃO DO MODELO CDP

a. O modelo termomecânico com a aplicação do critério de dano baseado no modelo CDP (*concrete damage plasticity*) se mostrou confiável e os resultados obtidos visando a implementação da análise de tensões de tração foi satisfatória. Os blocos analisados confirmaram os resultados obtidos na análise termomecânica e a danificação visual representada pelo parâmetro “*DAMAGET*” corresponde aos danos esperados, tanto em local de ocorrência, quanto em tempo de análise. Assim, pode-se afirmar que o modelo CDP é eficiente para a análise da danificação do concreto devido ao processo de hidratação nas idades iniciais;

b. Os parâmetros de entrada para a implementação do modelo CDP: curvas do comportamento do concreto à compressão e à tração, relacionando a resistência com a deformação plástica e a deformação plástica com a intensidade da danificação, se mostraram corretos, uma vez que os resultados obtidos condizem com os valores esperados e com as tensões de tração da análise termomecânica;

c. Os danos estruturais obtidos estão diretamente relacionados as tensões de tração da análise termomecânica e ao comportamento plástico do concreto em relação à tração, deformações plásticas e danificação, não havendo uma influência direta da tendência da formação de DEF nos blocos e a danificação do concreto.

7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE APLICAÇÃO DA DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF: BLOCO DE CONCRETO

a. A consideração da formação da DEF no concreto afeta as propriedades mecânicas do material. O modelo termomecânico considerando a degradação do

módulo de elasticidade se mostrou eficiente e os resultados obtidos condizem ao comportamento esperado;

b. A degradação das propriedades mecânicas da DEF não intensifica a danificação do concreto nas idades iniciais, para as condições desse estudo, onde analisou-se a geometria do Bloco B8. Observa-se que a intensidade das tensões obtidas se assimila aos valores da análise termomecânica sem danificação. As maiores perdas de propriedades mecânicas do concreto afetado pela DEF ocorrem a partir de 75 horas e de forma mais intensa a partir de 200 horas após a concretagem, período no qual a temperatura máxima e as tensões de tração críticas devido ao processo de hidratação do concreto tendem a reduzir.

c. As perdas das propriedades mecânicas devido a DEF ao longo do tempo não causam impactos estruturais complementares ao processo de hidratação do concreto para os volumes de concretos analisados na primeira etapa (Bloco B8). A DEF ocorre devido a intensidade do processo de hidratação, e as consequências estruturais divergem em tempos de ocorrência.

7.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE APLICAÇÃO DA DANIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A DEF: BARRAGEM DE CONCRETO

a. A consideração da formação da DEF no concreto afeta as propriedades mecânicas do material, o modelo termomecânico na análise da barragem considerando a degradação do módulo de elasticidade se mostrou eficiente e os resultados obtidos condizem ao comportamento esperado;

b. A degradação das propriedades mecânicas da DEF intensifica a danificação do concreto nas idades iniciais, para as condições concretos massa de grande volume. Ao realizar a análise na estrutura da barragem, ocorrem impactos estruturais mais intensos ao comparar o efeito da DEF com o concreto sem danificação. Isso ocorre porque a temperatura interna, bem como as tensões de tração atuam durante um período de tempo maior (1200 horas), onde a degradação das propriedades mecânica é significativa, assim, a danificação do concreto é intensificada.

c. As perdas das propriedades mecânicas devido a DEF ao longo do tempo causam impactos estruturais complementares ao processo de hidratação do concreto para grandes volumes de concretos. Na análise da barragem, a temperatura acima de

60°C se prolonga no tempo e por consequência as tensões de tração ocorrem durante um período maior, na qual a danificação das propriedades mecânicas do concreto devido a DEF podem ocorrer simultaneamente. Ainda, para esse estudo, a danificação da resistência à tração é mais significativa do que a redução das tensões solicitantes devido a degradação do módulo de elasticidade.

7.6 PERSPECTIVAS FUTURAS

Apesar dos avanços relatados nas seções anteriores, durante o desenvolvimento desta tese de doutorado, observou-se que diversos temas e aspectos relacionados necessitam de mais pesquisas e análises. Por esse motivo, nessa seção são apresentadas diversas perspectivas para pesquisas futuras.

- Mais estudos experimentais precisam ser desenvolvidos com elementos de concreto em escala macro e com perspectivas de análise estrutural. Na literatura, a maioria dos experimentos visam a análise do material e do processo químico das reações, não se atendo aos parâmetros e resultados fundamentais para a implementação computacional com fins estruturais;

- Extensa campanha experimental deve ser implementada para coletar dados de temperatura, composição, expansão e propriedades mecânicas do concreto, a fim de calibrar e validar o modelo computacional em relação aos dados experimentais;

- Complementar o modelo térmico e termomecânico com sub-rotinas internas do ABAQUS para consideração das propriedades térmicas variando ao longo do tempo, a fim de obter resultados mais precisos;

- Ampliar as aplicações do modelo termomecânico e de danificação via CDP para estruturas reais que apresentem resultados de monitoramento, visando a calibração do modelo;

- Em relação a DEF, é preciso aumentar o tempo de análise estrutural e considerar os esforços solicitantes externos (carregamentos, pressões de água, empuxo, vibrações, impactos, dentre outros) da estrutura, visando aprofundar quais os efeitos que a danificação das propriedades mecânicas do concreto irá causar ao longo da vida útil da estrutura e não somente no período de hidratação do concreto;

- Considerar o efeito estrutural causado pela expansão da DEF, complementando a consideração da danificação das propriedades mecânicas do concreto.
- Na modelo analisando o efeito da DEF, implementar uma sub-rotina que analise ponto a ponto a temperatura máxima desenvolvida para consideração da degradação das propriedades mecânica do concreto;
- Implementar o processo de Redes Neurais Artificiais, a partir do banco de dados da análise de hidratação do concreto, para automatizar a verificação do processo de formação da DEF e da possível danificação de origem térmica do concreto;
- Realizar estudo de malha adaptativa na análise termomecânica considerando a danificação do concreto visando melhorar a precisão da solução numérica nas regiões que ocorrem as tensões de tração críticas.

REFERÊNCIAS

- ABEKA, H.; S. AGYEMA; M. ADOM-ASAMOAH. Thermal effect of mass concrete structures in the tropics: Experimental, modelling and parametric studies. **Civil & Environmental Engineering**, pp. 1-18, 2017.
- AGÊNCIA INTERNACIONAL DE ENERGIA (IEA). Disponível em: <<https://www.iea.org/statistics/electricity/>>. Acesso em: 02 de nov. de 2023.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens. Disponível em: < <https://www.snisb.gov.br/portal-snisb/documentos-e-capacitacoes?tipo=documento&id=121>>. Acesso em: 02 de nov. de 2023.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 207.1-21**: Mass Concrete - Guide. ACI Committee 207. 34 p., 2022.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 224 R-01**: Control of Cracking in Concrete Structures, Reported by ACI Committee 318. American Concrete Institute, 2001.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 319/19**: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) An ACI Standard Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19) Reported by ACI Committee 318, American Concrete Institute, 2019.
- ANDRIOLO, F.R. AAR dams affected in Brazil report on the current situation, Proceedings of the **11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction ICAAR**, Quebec, 2000.
- ARAÚJO, J.M. **Estruturas de concreto**: a resistência à compressão e critérios de ruptura para o concreto. Editora Dunas, Rio Grande do Sul, 2001.
- ARAÚJO, T. D. P. Avaliação numérica de prismas de blocos maciços de concreto para a alvenaria estrutural. In: **XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering**, Florianópolis, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA **NBR 6118:2023** Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2023
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. **NBR 15577-6:2018** Agregados – Reatividade álcali-agregado parte 6: Determinação da expansão em prismas de concreto. Rio de Janeiro, 2018.
- ATKINS, P. W., **Physical Chemistry**. Oxford University Press: New York, 1998.
- AZENHA, M. **Numerical Simulation of The Structural Behavior Of Concrete Since Its Early Ages**. 2009. 379 f. Tese (Doutorado em *Philosophy in Civil Engineering*), Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2009.
- BATHE, K.J. Finite Element Procedures, Prentice Hall, Inc., New Jersey, USA, 1996.

- BATTAGIN, I.L.S; BATTAGIN, A.F.; SBRIGHI NETO, C. The alkali-aggregate reaction Brazilian technical standard makes its first birthday, **IBRACON Concreto e Construções** [Online]. Vol. 54, pp. 34-47, 2009.
- BAUER, S.; CORNELL, B.; FIGURSKI, D.; LEY, T.; MIRALLES, J.; FOLLIARD, K. **Alkali-silica reaction and delayed ettringite formation in concrete: A literature review**. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, 2006.
- BAZANT, Z.P.; PLANAS, J. **Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials**. Routledge, New York, 1998.
- BLANCO, A.; PARDO-BOSCH, F.; CAVALARO, S.; AGUADO, A. Lessons learned about the diagnosis of pathologies in concrete dams: 30 years of research and practice. **Construction and Building Materials**, vol. 197, p. 356 – 368, 2019.
- BOBKO, C.P.; SERACINO, R.; ZIA, P.; EDWARDS, A. **Crack Free Mass Concrete Footings on Bridges in Coastal Environments**. Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, North Carolina State University, 2013.
- BOMPA, D. V.; ONET, T. Identification of concrete damaged plasticity constitutive parameters. *In: The National Technical Scientific Conference – Modern Technologies for the 3rd Millenium*, Oradea, Romenia, 2010.
- BOUZABATA, H., MULTON, S.; SELIER, A.; HOUARI, H. Effects of Restraint on Expansion due to Delayed Ettringite Formation. **Cement and Concrete Research**, vol. 42, no. 7, pp. 1024–1031, 2012.
- BRACCI, J.M. **Performance of lap splices in large-scale column specimens affected by ASR and/or DEF — extension phase**. Report 0-5722-2, Project 0-5722. Texas Department of Transportation, Research and Technology Implementation Office, Texas A&M Transportation Institute, 2015.
- BRAGANÇA, M. O. G. P.; HASPARYK, N. P.; BRONHOLO, J. L.; SILVA, A. S.; PORTELLA, K. F.; KUPERMAN, S. C. Electrochemical impedance spectroscopy and ultrasound for monitoring expansive reactions and their interactions on cement composites. **Construction and Building Materials**, vol. 305, pp. 124726, 2021.
- BRAGANÇA, M. O. G. P.; HASPARYK, N. P.; PORTELLA, K. F.; DIAS, B.G.; FARIAS, L. A.; BRONHOLO, J. L.; SILVA, A. S.; KUPERMAN, S. C. Def-related expansion in concrete samples and blocks with nano-sio₂. **Construction and Building Materials**, vol. 384, pp. 131009, 2023.
- BRONHOLO, J. L. 2020. **Estudo do ataque individual e misto de DEF e RAA e de seus efeitos deletérios nas propriedades físico-químicas e mecânicas de concretos e argamassas de cimento Portland Pozolânico e de alta resistência**. 2020, 216 f. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento de Tecnologia). Departamento de Engenharia Civil, Instituto de Engenharia do Paraná, 2020.

- BROWN, P. W.; BOTHE, J.V. The stability of ettringite. **Advances in Cement Research**, vol. 5 no.18, pp. 47–63, 1993.
- BRUNAUER, S.; COPELAND, L.E. Tilt Chemistry of Concrete. **Scientific American**, vol. 210, no. 4, pp. 80-92, 1964.
- BRUNETAUD, X.; DIVET, L.; DAMIDOT, D. Impact of unrestrained Delayed Ettringite Formation-induced expansion on concrete mechanical properties. **Cement and Concrete Research**, vol. 38, pp. 1343–1348, 2008.
- BURMEISTER, L. C. **Convective heat transfer**. 2nd ed. New York: Wiley-Interscience, 1993.
- BYE, G. C., **Portland Cement: Composition, Production and Properties**. Pergamon Press: Oxford, 149 pp., 1983.
- BYFORS, J. **Plain concrete at early ages**. Swedish Cement and Concrete Research Institute, CBI, forskning Fo research, n.80, 1980.
- CAMPOS, A. **Análisis numérico de presas de hormigón bajo acciones expansivas**. Tesis doctoral. Universitat Politecnica de Catalunya, 2012.
- CAMPOS, A.; LÓPEZ, C. M.; BLANCO, A.; AGUADO, A. Effects of an internal sulfate attack and an alkali-aggregate reaction in a concrete dam. **Construction and Building Materials**, v. 166. pp. 668-683, 2018.
- CAROL, I.; RIZZI, E.; WILLAM, K. On the formulation of anisotropic elastic degradation. I. Theory based on a pseudo-logarithmic damage tensor rate. **International Journal of Solids and Structures**, vol. 38, no.4, pp. 491–518, 2001.
- CARREIRA, J. D., e CHU, K.-H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. **ACI Journal Proceedings**, vol. 82, n. 6, 1985.
- CARVALHO, A. G. **Energia de ativação dos concretos: experimentação e modelagem**. 2002. 144 f. Dissertação (Mestrado em ciência em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil – COOPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens. Disponível em: <<http://cbdb.org.br/sistema-informatizado-do-cadastro-nacional-de-barragens-brasil>>. Acesso em: 02 de nov. de 2023.
- CEARY, M. S. **Characterization of delayed ettringite formation in Maryland bridges**. 2007. 304 f. Tese (PhD) University of Maryland, College Park, Maryland, 2007.
- CEB-FIP. **Model Code for Concrete Structures**, Fédération International du Béton (FIB), 2010.
- CERVENKA, V. **Inelastic finite element analysis of reinforced concrete panels under in-plane loads**. Tese (Doutorado). University of Colorado, 1970.

- CHAUDHARI, S. V.; CHAKRABARTI, M. A., 2012. Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code ABAQUS. **International Journal of Computer Applications**, vol.44, no.7, pp. 14-18.
- CHEN A.C.; CHEN W.F. Constitutive relations for concrete. **J. Eng. Mech**, vol. 101, no. 4, pp.465–481, 1975
- CHEN, H-L.R.; LEON, S.M.G. On-site measurement of heat of hydration of delivered mass concrete. **Construction and Building Materials**, vol. 269, pp. 121246, 2021.
- CHEN, W.; BROUWERS, H. J. H.; SHUI, Z. H. Three-dimensional computer modeling of slag cement hydration. **J. Mater. Sci.** vol, 42, no. 23, pp. 9595–9610, 2007.
- COLLEPARDI, M. A. state-of-the-art review on delayed ettringite attack on concrete. **Cement and Concrete Composites**, vol. 25, no. 4-5, pp. 401–407, 2003.
- COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (CPH). **Instrucción del Hormigón Estructural EHE-19**, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008
- COPE, R.; RAO, P.; CLARK, L.; NORRIS, P. Modelling of reinforced concrete behaviour for finite element analysis of bridge slabs. *In*: Taylor, C. (Ed.), **Numerical Methods for Non-linear Problems**, Pineridge Press, Swansea, pp. 457 – 470, 1980.
- CPH. Instrucción del Hormigón Estructural **EHE-08**, Comisión Permanente del Hormigón (CPH), Ministerio de Fomento, Madrid, 2008
- D'ALOIA, L.; CHANVILLARD, G., Determination of the Apparent Activation Energy of Concrete: Ea. Semi-Adiabatic Tests of Heat Development. *In*: **Recent Advances in Concrete Technology**, Tokushima, Japan, pp. 561-585, 1998.
- DE SÁ, G.N.S. **Avaliação computacional da reserva de carga de “Regiões B E D” de concreto armado considerando a distribuição das armaduras, modelos constitutivos não-lineares para os materiais e danificação do concreto**. 2020. 174 p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Universidade Federal do Paraná, 2020.
- DE SCHUTTER, G., TAERWE, L., Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete. **Materials and Structures**, vol. 29, pp. 335-344, 1996.
- DESCHENES, D.J. **ASR/DEF-damaged bent caps: shear tests and field implications**. 2009. 295 f. Dissertação (Mestrado em Science in Engineering). University of Texas at Austin, 2009.
- DIAMOND, S. Delayed ettringite formation—Processes and problems. **Cement and Concrete Composites**, vol. 18, no.3, pp. 205–215, 1996.
- DIVET, L.; PAVOINE, A. Delayed ettringite formation in massive concrete structures: an account of some studies of degraded bridges. *In*: **International RILEM Workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation**, pp. 98 – 126, 2004.

- DRUCKER, D.C.; PRAGER, W. Soil Mechanics and Plastic Analysis on Limit Design. **Quarterly of Applied Mathematics**, vol.10, no.2, pp. 157-165, 1952.
- ELKADY, A. **ABAQUS_CDP_Generator: A tool for generating concrete damage parameters for ABAQUS**. Zenodo, Version v23.04, 2023.
- EUROPEAN COMMISSION. **Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1: General rules and rules for buildings**. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. 2004.
- FAIRBAIRN, E.M.R. South and Central America. In: SIMS, I.; POOLE, A.B. (org). Alkali-aggregate reaction in concrete – a world review. CRC Press, Taylor and Francis, 767 p., 2017.
- FOURIER, J.B.J. **Théorie Analytique de la Chaleur**. Firmin Didot, Paris, pp. 499-508, 1822.
- FRØLICH, L.; WADSÖ, L.; E SANDBERG, P. Using isothermal calorimetry to predict one day mortar strengths. **Cement and Concrete Research**, vol.88, no.6, pp. 108–113, 2006.
- GAJDA, J. **Mass Concrete for Buildings and Bridges**. Portland Cement Association, Skokie, 2007.
- GÁLVEZ, J.C.; ČERVENKA, J.; CENDÓN, D.A.; SAOUMA, V. A discrete crack approach to normal/shear cracking of concrete. **Cement and Concrete Research**, vol. 32, no.10, 2002, p. 1567-1585.
- GAMBALE, P.; POSSAN, E.; HASPARYK, N. A importância do controle da temperatura do concreto na prevenção de fissurações e da DEF, para a garantia do desempenho das estruturas. **Revista Técnico-Científica do CREA-PR**, 32ª edição, p. 1-15, 2023.
- GATUINGT, F.; PIJAUDIER-CABOT, G. Coupled damage and plasticity modelling in transient dynamic analysis of concrete. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, vol. 26, no.1, pp. 1–24, 2002
- GAUTHIER, E.; REGOURD, M. Le Durcissement du Béton em Fonction de la Température: In: **RILEM International Conference on Concrete at Early Ages**, ENPC Paris, pp. 145-150, 1982.
- GB. **Code for design of concrete structures**. GB 50010-2010, National Standard of the People's Republic of China, Beijing, China, 2010.
- GIANNIET, E.; FOLLIARD, K.; ZHU, J.; BAYRAK, O.; KREITMAN, K.; WEBB, Z.; HANSON, B. **Non-Destructive Evaluation of In-Service Concrete Structures Affected by Alkali-Silica Reaction (ASR) or Delayed Ettringite Formation (DEF)–Part 1**. Report No. FHWA/TX-13/0-6491-1, Center of Transportation Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA, 2013.
- GIANNINI, E. R. **Evaluation of concrete structures affected by alkali-silica reaction and delayed ettringite formation**. 2012. 328 f. Tese (Doctor of Philosophy), University of Texas at Austin, 2012.

- GIANNINI, E. R.; SANCHEZ, L. F.; TUINUKUAFE, M. A.; FOLLIARD, K. J. Characterization of concrete affected by delayed ettringite formation using the stiffness damage test. **Construction and Building Materials**, vol. 162, pp. 253–264, 2018.
- GOBBI, A. **Reacciones expansivas internas: estudio de los áridos y hormigón de presas**. Tese de doutorado. Universitat Politècnica de Catalunya, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Barcelona. 181 p., 2019.
- GODART, B. Pathology, assessment and treatment of structures affected by delayed ettringite formation. **Structural Engineering International**, vol. 27, no. 3, pp. 362–369, 2017.
- GOLTERMAN, P. Mechanical predictions on concrete deterioration – part 2: classification on crack patterns, **ACI Mater. J.** vol.92, p. 1–6, 1995.
- GORGA, R. V. **Engineering-based FE approach to appraise slender structures affected by alkali-aggregate reaction (ARR)**. 2018. 163 f. Dissertação (Mestrado em Applied Science in Civil Engineerin) Department of Civil Engineering, University of Ottawa, 2018.
- GORGA, R.V.; SANCHEZ, L.F.M.; MARTÍN-PEREZ, B.; FECTEAU, P.L.; CAVALCANTI, A.J.C.T.; e SILVA, P.N. Finite Element Assessment of the ASR-Affected Paulo Afonso IV Dam. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, Vol. 34, n. 4, 2020.
- GU, Y.; MARTIN, R.-P.; OMIKRINE METALSSI, O.; FEN-CHONG, T.; DANGLA, P. Pore size analyses of cement paste exposed to external sulfate attack and delayed ettringite formation. **Cement Concr. Res.**, vol. 123, pp. 105766, 2019.
- GUPTA, A.; AKBAR, H. Cracking in reinforced concrete analysis, **Journal of Structural Engineering-ASCE**, vol. 110, pp. 1735 – 1746, 1984
- HAFEZOLGHORANI, M.; HEJAZI, F.; VAGHEI, R.; BIN JAAFAR, M. S.; E KARIMZADE, K. Simplified Damage Plasticity Model for Concrete. **Structural Engineering International**, vol. 27, n. 1, pp. 68-78, 2017.
- HANSEN P.F.; PEDERSEN, E.J. Curing of concrete structures. *In: Draft DEB—guide to durable concrete structures*, Comité Euro-International du Béton, Switzerland, 1985.
- HANSEN, P.F.; PEDERSEN, E.J. Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete. **Nord. Betong**, vol.1, pp. 19-34,1989
- HANSEN, T., C., Physical structure of hardened cement paste. A classical approach. **Materials and Structures**, vol. 19, no. 114, pp. 423-436, 1986.
- HANY, N. F.; HANTOUCHE, E. G. E HARAJLI, M. H. Finite element modeling of FRP-confined concrete using modified concrete damaged plasticity. **Engineering Structures**, vol. 125, pp. 01-14, 2016.
- HASPARYK, N. P., KUPERMAN, S. C.; TORRES, J. R. Combined attack from AAR and DEF in the foundation blocks of a building. *In: 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, 2016, São Paulo.

Proceedings of the 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. São Paulo, UNESP, 2016.

- HASPARYK, N. P.; KUPERMAN, S. C. Deterioração do concreto por reações expansivas. *In: XXXII— Seminário Nacional de Grandes Barragens— Comitê Brasileiro de Barragens*. Rio de Janeiro, Brasil: Comitê Brasileiro de Barragens, Salvador, 2019.
- HASPARYK, N. P.; SCHOVANZ, D.; KUPERMAN, S. C. **Instrução técnica Furnas nº GSTE004R0 - Método de ensaio para a avaliação do potencial de ocorrência da etringita tardia (DEF) em concreto**, Ed. FURNAS, 2020.
- HASPARYK, N. P.; SCHOVANZ, D.; TIECHER, F.; KUPERMAN, S. C. Global analysis of DEF damage to concretes with and without fly-ash. **Rev. IBRACON Estruturas e Materiais**, vol.15, no. 3, pp.1–19, 2022.
- HELENE, P.; SILVA FILHO, L.C. Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração. **Concreto: Ciência e Tecnologia**, vol. 2, 2011.
- HILLERBORG, A.; MODEER, M.; E PETERSSON, P. E. Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. **Cement and Concrete Research**, vol. 6, pp. 773–782, 1976.
- HOBBS, D. W. Expansion and cracking in concrete associated with delayed ettringite formation. *In: ERLIN, B.(editor). Ettringite: the sometimes host of destruction*. Michigan, USA: American Concrete Institute, p. 159-182, 1999.
- HÖHLIG, B., C.; SCHRÖFL, C.; HEMPEL, S.; NOACK, I.; MECHTCHERINE, V.; SCHMIDT, D.; TROMMLER, U.; ROLAND, U. Heat treatment of fresh concrete by radio waves—Avoiding delayed ettringite formation. **Construction and Building Materials**, vol. 143, no.3, pp. 580–588, 2017.
- HSU, L.S.; HSU, C. Complete Stress-Strain Behaviour of High-Strength Concrete under Compression. **Magazine of Concrete Research**, vol. 46, pp. 301-312, 1994.
- ICOLD-CIGB: COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES - INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Disponível em: <https://www.icold-igb.org/article/GB/world_register/general_synthesis/number_of_dams-by-country-members> . Acesso em 02 de nov. de 2023.
- IFSTTAR. **Recommendations for preventing disorders due to Delayed Ettringite Formation**: technical guide. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux - IFSTTAR, 70 p., 2018.
- JANNA, W.S. **Engineering Heat Transfer**. Second Edition, CRC Press, Florida, 2000
- JOHNSON, S., **Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete**. University of Illinois at Urbana-Champaign - Department of Civil and Environmental Engineering, 2006.
- KANG, H.D. **Triaxial Constitutive Model for Plain and Reinforced Concrete Behavior** University of Colorado: Boulder ProQuest Dissertations Publishing, 1997.

- KAVAMURA, E.E.; CARVALHO, N.F.; HECKE, N.M.; MACHADO, R.D.; LACERDA, L.A.; KRUGER, D.A.V. Análise Termo-mecânica Bidimensional De Estruturas De Concreto Executadas Por Camadas. *In: Congresso APMTAC - Métodos Computacionais Em Engenharia*, Lisboa, Portugal, pp. 1-14, 2004.
- KELHAM, S. The effect of cement composition and fineness on expansion associated with delayed ettringite formation. **Cement and Concrete Composites**, vol. 18, no. 3, pp. 171–179, 1996.
- KENNERLY, R. A. Ettringite formation in Dam Gallery. **Journal Proceedings**, vol, 62, no.5, p. 559-576, 1965.
- KHAN, A.A.; COOK, W.D.; MITCHELL, D. Thermal Properties and Transient Analysis of Structural Members during Hydration. **ACI Materials Journal**, vol. 95, n.3, pp. 293-302, 1998.
- KIM, K., H; JEON, S.E.; KIM, J.K.; YANG, S. An experimental study on thermal conductivity of concrete. **Cement and Concrete Research**, vol. 33, no.7, pp. 363-371, 2003.
- KMIECIK, P., KAMINSKI M., 2011. **Modelling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken into Consideration**. Archives of Civil and Mechanical Engineering. 2011.
- KNUDSEN, T., Modeling Hydration of Portland Cement - The Effect of Particle Size Distribution. *In: Conference Proceedings, "Characterization and Performance Prediction of Cement and Concrete*. United Engineering Trustees, Inc., New Hampshire, pp. 125-150, 1982.
- KRÄTZIG W.B; PÖLLING R. An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. **Computers & Structures**, vol 82, no.15, pp. 1201–1215, 2004.
- KUPERMAN, S.C. Brazilian experience with AAR, International Workshop on Managing AAR in Dams, [Presentation]. **ICOLD 81st Annual meeting, Seattle**, 2013.
- LABIBZADEH, M.; ZAKERI, M.; SHOAI, A. A new method for CDP input parameter identification of the ABAQUS software guaranteeing the uniqueness and precision. **International Journal of Structural Integrity**, vol.8, n. 2, pp. 264-284, 2017.
- LAWRENCE, A. **A Finite Element Model For The Prediction Of Thermal Stresses In Mass Concrete**. 2009. 177 f. Tese (Doutorado em *Philosophy*), University of Florida, Florida, 2009.
- LEMAITRE, J. **A course on damage mechanics**. Editora Springer-Verlag, 1996.
- LEON, G.; CHEN, H.-L. Thermal analysis of mass concrete containing ground granulated blast furnace slag. **ICE Proceedings Civil Engineering**, vol. 2, no. 1, pp. 254–270, 2021.

- LI, Y.; NIE, L.; WANG, B. A numerical simulation of the temperature cracking propagation process when pouring mass concrete. **Automation in Construction**, vol. 37, pp. 203–210, 2014.
- LIN, Y.; CHEN, H.-L. Thermal analysis and adiabatic calorimetry for early-age concrete members. J. **Journal of Thermal Analysis and Calorimetry**, vol.122, 937–945, 2015.
- LIN, Y.; CHEN, H.-L. Thermal analysis and adiabatic calorimetry for early-age concrete members. Part 2 - Evaluation of thermally induced stresses. **Journal of Thermal Analysis and Calorimetry**, vol. 124, pp. 227-239, 2016.
- LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A Plastic-Damage Model for Concrete. **International Journal of Solids and Structures**, vol. 25, pp. 299–329, 1989.
- MA, K.; LONG, G.; XIE, V. A real case of steam-cured concrete track slab premature deterioration due to ASR and DEF. **Case Studies in Construction Materials**, vol. 6, pp. 63–71, 2017.
- MALBOIS, M.; NEDJAR, B.; LAVAUD, S.; ROSPARS, C.; DIVET, L.; TORRENTI, J. M. On DEF expansion modelling in concrete structures under variable hydric conditions. **Construction and Building Materials**, vol. 207, pp. 396–402, 2019.
- MALM, R. **Guideline for FE analyses of concrete dams**. Energiforsk, Stockholm, 2016.
- MANDER, J.B.; BRACCI, J.M.; HURLEBAUS, S.; GRASLEY, Z.; KARTHIK, M.M.; LIU, S.-H.; SCOTT, R.M. **Structural Assessment of "D" Region Affected by Premature Concrete Deterioration: Technical Report**. Report No. FHWA/TX- 12/0-5997-1, Texas A&M Transportation Institute, College Station, Texas, USA, 2012.
- MAPLE, **versão 18, Maplesoft**. Disponível em: <<https://www.maplesoft.com>>. Acesso em 14 nov. 2023.
- MARTIN, R.; SANCHEZ, L. F. M. Diagnosis of AAR and DEF: Comparison of residual expansion, stiffness damage test and damage rating index. *In*: **15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction**, 2011.
- MARTIN, R.P. **Analyse sur structures modèles des effets mécaniques de la réaction sulfatique interne du béton**. 2010. 578 f. Tese (Doutorado) Université Paris Est Spécialité: Structures et Matériaux, 2010.
- MARTIN, R.P.; BAZIN, C.; TOUTLEMONDE, F. Alkali aggregate reaction and delayed ettringite formation: common features and differences. *In*: **14th International conference on alkali aggregate reaction ICAAR14**, França, 10 p., 2012.
- MARTIROSYAN, R. **Development of a coupled finite element model for early age concrete behavior**: Application to concrete pavements. 2017. 182 f. Tese (Doutorado em *Ingeniería de la Construcción*). Universitat Politècnica de Catalunya Departament d'Enginyeria de la Construcció, Barcelona, 2017.

- MCADAMS, W.; MCGRAW-HILL. **Heat transmission**. New York-London, 3ed., pp. xiv - 532, 1954.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M.. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. 2 ed. São Paulo: IBRACON, 2014
- MELO, S.K.D.E. **Estudo da formação da etringita tardia em concreto por calor de hidratação do cimento**. 2010. 150f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Construção Civil) Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2010.
- METEORED. Histórico da previsão do tempo para Curitiba. **TEMPO**, 2023. Disponível em: <<https://www.tempo.com/curitiba-sactual.htm>>. Acesso em: 04 de set. de 2023
- MICHAŁ, S.; ANDRZEJ, W. **Calibration of the CDP model parameters in ABAQUS**. 2015.
- MIELLENZ, R.C.; MARUSIN, S.L.; HIME, W.G.; JUGOVIC, Z.T. Investigation of Prestressed Concrete Railway Tie Distress. **Concrete International**, v. 17, n. 12, p. 62–68, 1995.
- MILLS, RH. Factors influencing cessation of hydration in water cured cement pastes. *In: Symposium on structure of Portland cement paste and concrete*, no. 90. Highway Research Board, Washington, pp. 406–24, 1966.
- MINDESS, S.; YOUNG, J.F. **Concrete**. Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1981.
- NAKAMURA, H.; HAMADA, S.; TANIMOTO, T.; MIYAMOTO, A. (1999). Estimation of thermal crack resistance for mass concrete structures with uncertain material properties. **American Concrete Institute Structural Journal**, vol. 96, n.4, p. 509-518, 1999.
- NARDINO, C.; MACHADO, R.D.; PIERALISI, R. “Thermomechanical analysis of early age concrete by computer modeling”. *In. “Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering”*. Foz do Iguaçu, Brasil, pp. 11095, 2022.
- OÑATE, E. **Structural analysis with the finite element method, linear statics**, vol. 1, Basis and Solids, International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Barcelona, Spain, 2009.
- OZOL, M. A.; STRAD, W. Delayed ettringite formation at Brewer stadium, Boone, North Caroline. **Cement Concrete and Aggregates CCAGDP**, v. 22, n. 1, p. 24-34, 2000
- PAVOINE, A. **Evaluation du potentiel de réactivité des bétons vis-à-vis de la formation différée de l’ettringite**. 2003. 229 f.Tese (Doutorado). Université Pierre et Marie Curie – Paris VI, 2003.
- POOLE, A.B. Introduction, chemistry and mechanisms. *In: SIMS, I.; POOLE, A.B. (org). Alkali-aggregate reaction in concrete – a world review*. CRC Press, Taylor and Francis, 767 p., 2017.

- PORTELLA, F. K., HASPARYK, N. P.; BRAGANÇA, M. D. G. P.; BRONHOLO, J. L.; DIAS, B. G.; LAGOEIRO, L. E. Multiple techniques of microstructural characterization of DEF: Case of study with high early strength Portland cement composites. **Construction and building materials**, v. 311, p. 125341, 2021.
- PRATES AGUIAR, O. **Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**. 2015. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2015.
- PRICE, W. H. Factors influencing concrete strength. **Journal Proceedings**, vol. 47, no.2, pp. 417–432, 1951.
- PROENÇA, S. P. B. **Sobre modelos matemáticos do comportamento não-linear do concreto: análise crítica e contribuições**. 1988. 330 f. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1988.
- RASHID, Y. R. Analysis of prestressed concrete pressure vessels. **Nuclear Engineering and Design**, vol. 7, no. 4, pp. 334-355, 1968.
- REDDIAR, M.K.M. **Experimental Performance and Modeling of ASR and DEF Deteriorated Structural Concrete Bridges**. 2015. 291 f. Tese (Doutorado), Universidade do Texas, EUA, 2015.
- REGOURD M.; MORTUREAUX, B.; GAUTIER, E. Characterization et activation thermique des ciments au laitier. *In: International Congress on Chemistry of Cernent, 7th Proceedings*, Paris, v.18, n.6, p.910-918, 1980.
- REINHARDT, H. W., e CORNELISSEN, H. A. W. Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading. **Cement and Concrete Research**, vol. 14, n. 2, pp. 263-270, 1984.
- SABBAG, A.F. **Verificação da existência de reação álcali-agregado no concreto da UHE de Mascarenhas**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Paraná, Pós-graduação em construção civil, Curitiba. 105 p., 2003.
- SAEED, M.K.; RAHMAN, M.K.; BALUCH, M.H. Early age thermal cracking of mass concrete blocks with Portland cement and ground granulated blast-furnace slag. **Magazine of Concrete Research**. vol 68, no. 13, pp. 1–17, 2006.
- SAHU, S.; THAULOW, N. Delayed ettringite formation in Swedish concrete railroad ties. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 9, p. 1675–1681, 2004.
- SANCHEZ, L. F. M.; DRIMALAS, T.; FOURNIER, B.; MITCHELL, D.; BASTIEN, J. Comprehensive damage assessment in concrete affected by different internal swelling reaction (ISR) mechanisms. **Cement and Concrete Research**, vol. 107, p. 284-303, 2018.
- SANCHEZ, L.F.M.; MULTON, S.; SELIER, A.; CYR, M.; FOURNIER, B.; e JOLIN, M. Comparative study of a chemo–mechanical modeling for alkali silica reaction (ASR) with experimental evidences. **Construction and Building Materials**. Vol. 72, pp. 301–315, 2014.

- SCHINDLER, A., K., DOSSEY, T., McCOLLOUGH, F., B. **Temperature control during construction to improve the long term performance of portland cement concrete pavements.** Research Project 0-1700. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, 2002
- SCHINDLER, A.K.; FOLLIARD, K.J. Heat of Hydration Models for Cementitious Materials. **American Concrete Institute**, vol.102, no.1, pp. 24–33, 2005.
- SCHOVANZ, D. **Estudo da formação da etringita tardia (DEF) em concretos com cimento Portland pozolânico e de alta resistência.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade Meridional – IMED, Passo Fundo, 2019.
- SCHUTTER, G.D. Fundamental study of early age concrete behavior as a basis for durable concrete structures. **Materials and Structures**, vol. 35, no.1, pp. 15-21, 2002a.
- SCHUTTER, G.D. Influence of hydration reaction on engineering properties of hardening concrete. **Materials and Structures**, vol. 35, no 8, pp. 447-452, 2002b.
- SHEN, D.; LIU, C.; WEN, C.; KANG, J.; LI, M.; JIANG, H. Restrained cracking failure behavior of concrete containing MgO compound expansive agent under adiabatic condition at early age. **Cement and Concrete Composites**, vol.135, pp. 104825, 2023.
- SHEN, D.; KANG, J.; JIAO, Y.; LI, M.; LI, C. Effects of different silica fume dosages on early-age behavior and cracking resistance of high strength concrete under restrained condition. **Construction and Building Materials**, vol. 263, pp. 120218, 2020.
- SHEN, L.; REN, Q.; CUSATIS, G.; CAO, M.; XU, C.; YANG, Y. Numerical study on crack thermal resistance effect on thermo-mechanical coupled behavior of concrete structure at room temperature. **International Journal of Solids and Structures**, vol. 182-183, pp. 141–155, 2020
- SHIMADA, Y. **Chemical path of ettringite formation in heat cured mortar and its relationship to expansion.** 2005. 260 f. (Doctor of Philosophy). Northwestern University, pp 457, 2005.
- SIMULIA DASSAULT SYSTÈMES CORPORATION. **ABAQUS/CAE** - Complete ABAQUS Environment - version 2020. Simulia Dassault Systèmes Corporation, Providence, RI, USA, 2019.
- SMOLONA, A.; KLENCZAK, B.; AZENHA, M. E SCHLICKE, D. Thermo-Mechanical Analysis of Mass Concrete Foundation Slabs at Early Age—Essential Aspects and Experiences from the FE Modelling. **Materials**, vol 15, no.5, pp. 1815, 2022.
- SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo, Pini, 255 p., 2009.
- SUIDAN, M.; SCHNOBRICH, W. Finite element analysis of reinforced concrete, **J. Struct. Div. ASCE** **99**, pp. 2109 – 2122, 1973.

- TAYLOR, H. F. W.; FAMY, C.; SCRIVENER, K. L. Delayed ettringite formation. **Cement and Concrete Research**, vol. 31, no. 5, pp. 683–693, 2001.
- TAYLOR, H.F.W. **Cement chemistry**. 2.ed. London: Thomas Telford Publishing, 1997.
- TAYLOR, H.F.W., Modification of Bogue Calculation. **Advances in Cement Research**, Vol. 2, no. 6, pp. 73-79, 1989.
- TAYLOR, H.F.W.; Famy,C.; Scrivener, K.L. Delayed ettringite formation. **Cement and Concrete Research**, vol. 31, no. 5, pp. 683–693, 2001.
- THIEBAUT, Y. **Évaluation des structures en béton armé atteintes de réaction sulfatique interne**. 2019. 360 f. (Doutorado) Université Fédérale Toulouse Midi-Pyrénées, 2019.
- THOMAS, M. D. A.; FOURNIER, B.; FOLLIARD, K. J.; IDEKER, J. H.; RESENDEZ, Y. Diagnosing delayed ettringite formation in concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 38, n.6, p. 841-847, 2008.
- TIA, M.; FERRARO, C.; LAWRENCE, A.; SMITH, S.; e OCHIAI, F. **Development of Design Parameters for Mass Concrete Using Finite Element Analysis**. Final Report. UF. Project nº 00054863. Department of Civil & Coastal Engineering, College of Engineering, University of Florida, Gainesville, Florida, 2010.
- TIECHER, F.; LANGOSKI, M.; HASPARYK, N. Behavior of mortars with different types of cement when induced to delayed ettringite formation (DEF). **Revista ALCONPAT**, vol. 11, n. 3, pp. 1–16, 2021
- TOSUN, H. Effect of SO₃ content and fineness on the rate of delayed ettringite formation in heat cured portland cement mortars. **Cement and Concrete Composites**, vol. 28, no.9, pp. 761–772, 2006.
- TUNG, W.S.; KUPERMAN, S.C.; MELO, I.A.; DARDIS, C.R.; AUGUSTINIS, J.A.; OHARA, M.T. SABESP and the Alkali-Aggregate Reaction, RAA 2006 **IBRACON II simpósio sobre reação álcali-agregado em estruturas de concreto**, Rio de Janeiro, 2006.
- VAN BREUGEL, K. Prediction of temperature development in hardening concrete. In: Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. **RILEM Report 15**, R. Springenschmid, E & FN SPON, 1998.
- VAN BREUGEL, K. **Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement based materials**. 1997. (Doutorado) Delft University Press, The Netherlands.
- VECCHIO, F. J.; SHIM, W. Experimental and analytical reexamination of classic concrete beam tests. **Journal of Structural Engineering (ASCE)**, vol. 130, no. 3, pp. 460-469, 2004.
- VEJMELKOVÁ, E.; PADEVĚT, P.; ČERNÝ, R. Effect of cracks on hygric and thermal characteristics of concrete. **Bauphysik**, vol. 30, no.6, pp. 438–444, 2008.

- WAHALATHANTRI, B.; THAMBIRATNAM, D.; CHAN, T.; FAWZIA, S. A material model for flexural cracks simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS. *In: Proceedings of the First International Conference on Engineering, Designing and Developing the Built Environment for Sustainable Wellbeing*, Queensland University of Technology, Queensland University of Technology, Brisbane, Qld, pp. 260-264, Brisbane, Australia, 2011.
- WIGHT, J.K.; MACGREGOR, J.G. **Reinforced concrete: mechanics and design**. 5th ed. Pearson Prentice Hall: Upper Saddle River, p. 58–59, 2009.
- WILLAM, K.; PRAMONO, E.; STUR, S. Fundamental issues of smeared crack models. *In: Shah, S.P.; Swartz, S.E. (Eds.), Proceedings of the SEMRILEM International Conference on Fracture of Concrete and Rock*, SEM, Springer-Verlag, New York, 1987, pp. 192 – 207
- WU, S.; HUANG, D.; LIN, F.-B.; ZHAO, H.; WANG, P. Estimation of cracking risk of concrete at early age based on thermal stress analysis. **Journal of Thermal Analysis and Calorimetry**. 2011, vol.105, no.1, pp. 171–186.
- YAN, J. B.; XIE, J. Behaviours of reinforced concrete beams under low temperatures. **Construction and Building Materials**, vol. 141, pp. 410-425, 2017.
- YIKICI, T. A; SEZER, H.; CHEN, H-L. R. Modeling Thermal Behavior of Mass Concrete Structures at Early Age. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, vol. 2676, no.6, pp. 1–13, 2022.
- YUNUS, A.C. **Heat Transfer: A Practical Approach**. McGraw-Hill, New York, NY, 2ed. 2002.
- ZHANG, Y.; PAN, Y.; ZHANG, D. A literature review on delayed ettringite formation: Mechanism, affect factors and suppressing methods. **Magazine of Concrete Research**, vol. 73, no.7, pp. 325–342, 2021.
- ZHUANG, S.; SUN, J. The feasibility of properly raising temperature for preparing high-volume fly ash or slag steam-cured concrete: An evaluation on DEF, 4-year strength and durability. **Construction and Building Materials**, vol. 242, p. 118094, 2020.

ANEXO A

DADOS DA ANÁLISE TÉRMICA, TERMOMECAÂNICA E DANIFICAÇÃO
LIN E CHEN (2015, 2016)

As propriedades térmicas variando em função das formulações:

Grau de hidratação $\alpha(t_e) = \alpha_u \exp\left(-\left[\frac{\tau}{t_e}\right]^\beta\right)$

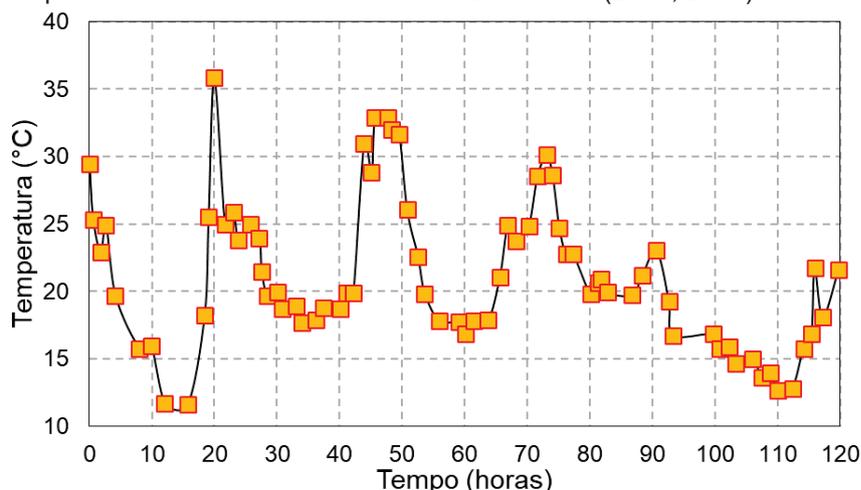
Geração de calor $q(t) = Q_c \alpha(t_e) \left(\frac{\tau}{t_e}\right)^\beta \frac{\beta}{t_e} \exp\left(\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_r} - \frac{1}{T_c(t)}\right)\right)$

Condutividade térmica $K_c(\alpha_r) = K_{uc}(1.33 - 0.33\alpha_r(t))$

Calor Específico $C_p(\alpha_r, T(t)) = \frac{1}{\rho} (W_c \alpha_r C_{cef} + W_c (1 - \alpha_r) C_{cem} + W_a C_a + W_s C_s + W_w C_w)$

Parâmetro	Valor	Unidade
α_u	0,703	s/uni
β	0.94	s/uni
τ	14	s/uni
E_a	41.841	J/mol
T_r	296	K
R	8,314	J/mol°C
K_{uc}	1,87	W/mK
ρ	2400	Kg/m ³
W_c	335	Kg/m ³
W_a	969	Kg/m ³
W_s	844	Kg/m ³
W_w	139	Kg/m ³
C_{cem}	740	J/kg°K
C_a	710	J/kg°K
C_s	840	J/kg°K
C_w	4.184	J/kg°K
Q_c	$1,67 \cdot 10^8$	J/m ³
Expansão térmica (α_t)	$2 \cdot 10^{-6}$	°C ⁻¹
Convecção (h_c)	358	W/m ² K
Tempo de análise (t_{total})	120	h
Temperatura concretagem (T_{conc})	30 e 26	°C
Temperatura ambiente ($T_{ambiente}$)	Figura 107	°C

Figura 107 – Temperatura Ambiente das análises de Lin e Chen (2015, 2016).



FONTE: Lin e Chen (2015).

Propriedades mecânicas variando em função do grau de hidratação (α), sendo: resistência à compressão (f'_c), resistência à tração (f_{ct}) e o módulo de elasticidade do concreto (E_c).

$$f'_c = 45,53\alpha - 1,71 \quad (\alpha \geq 0,04, f_{ck} \geq 0)$$

$$f_{ct} = 0,53\sqrt{45,53\alpha - 1,71} \quad (\alpha \geq 0,04, f_{ct} \geq 0)$$

$$E_c = 5407(45,53\alpha - 1,71)^{0,492} \quad (\alpha \geq 0,04, E_c \geq 0)$$

Os parâmetros do modelo CDP utilizados para as análises de danificação são descritos:

a. CONCRETO C30

COMPRESSÃO – CONCRETO C30			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
15,3	0	0	0
19,2	4,82E-05	0	4,82E-05
22,5	0,000119844	0	0,000119844
25,2	0,000214786	0	0,000214786
27,3	0,000333074	0	0,000333074
28,8	0,000474708	0	0,000474708
29,7	0,000639689	0	0,000639689
30	0,000828016	0	0,000828016
29,7	0,001039689	0,01	0,001039689
28,8	0,001274708	0,04	0,001274708
27,3	0,001533074	0,09	0,001533074
25,2	0,001814786	0,16	0,001814786
22,5	0,002119844	0,25	0,002119844
19,2	0,002448249	0,36	0,002448249
15,3	0,0028	0,49	0,0028
10,8	0,003175097	0,64	0,003175097
5,7	0,003573541	0,81	0,003573541

TRAÇÃO – CONCRETO C30			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
3	0	0	0
0,03	0,001167315	0,99	0,001167315

b. CONCRETO C20

COMPRESSÃO – CONCRETO C20			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
10,2	0	0	0
12,8	7,74E-05	0	7,74E-05
15	0,000173585	0	0,000173585
16,8	0,000288679	0	0,000288679
18,2	0,000422642	0	0,000422642
19,2	0,000575472	0	0,000575472
19,8	0,00074717	0	0,00074717
20	0,000937736	0	0,000937736
19,8	0,00114717	0,01	0,00114717
19,2	0,001375472	0,04	0,001375472
18,2	0,001622642	0,09	0,001622642
16,8	0,001888679	0,16	0,001888679
15	0,002173585	0,25	0,002173585
12,8	0,002477358	0,36	0,002477358
10,2	0,0028	0,49	0,0028
7,2	0,003141509	0,64	0,003141509
3,8	0,003501887	0,81	0,003501887

TRAÇÃO – CONCRETO C20			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
2	0	0	0
0,02	0,000943396	0,99	0,000943396

ANEXO B

DADOS DA ANÁLISE TÉRMICA E TERMOMECAÂNICA – KAVAMURA *et al.* (2004)

Os parâmetros e respectivos valores utilizados nas análises térmicas e termomecânicas do Kavamura *et al.* (2004) são:

Parâmetro	Valor	Unidade
Densidade	2.388	kg/m ³
Calor específico	1.105	J/kg°C
Condutividade Térmica	6.445,93	J/mh°C
Coefficiente de expansão térmica	7,07e-6	°C ⁻¹
Coefficiente de convecção	50.232	J/m ² h°C
Coefficiente de Poisson	0,2	s/und
Módulo de Elasticidade	Equação B.1	MPa
Resistência do concreto	10,2	MPa
Tempo de análise	720	horas
Temperatura de concretagem	24	°C
Temperatura ambiente	23.7	°C

$$E = \frac{d}{(0,00212 + d \cdot 0,000162)} \quad d \text{ em dias} \quad \text{Equação B.1}$$

Valores utilizados na curva de geração de calor do concreto:

Tempo (horas)	q(t) J/m ² h
0	1.125.084
24	647.776
48	170.467
72	150.260
120	64.089
168	34.614
240	17.410
336	8.893
480	4.287
672	2.128

ANEXO C

DADOS DA ANÁLISE TÉRMICA E TERMOMECAÂNICA – ABEKA *et al.* (2017)

Os parâmetros e respectivos valores utilizados nas análises térmicas e termomecânicas do Abeka *et al.* (2017) são:

Parâmetro	Valor	Unidade
Densidade	2.400	kg/m ³
Calor específico	0,96	kJ/kg°C
Condutividade Térmica	9	kJ/mh°C
Coefficiente de expansão térmica	2e-6	°C ⁻¹
Coefficiente de convecção	29,3	kJ/m ² h°C
Coefficiente de Poisson	0,18	s/und
Módulo de Elasticidade	26.600	MPa
Resistência do concreto	10,2	MPa
Tempo de análise	144	horas
Temperatura de concretagem	31.8	°C
Temperatura ambiente	-	°C

Abeka *et al.* (2017) não fornece a curva de geração de calor do concreto utilizado nas análises, assim, com base nas informações disponíveis da composição do cimento, calculou-se a curva de geração de calor pela Equação C.1.

$$q(t) = Q_c \alpha(t_e) \left(\frac{\tau}{t_e} \right)^\beta \frac{\beta}{t_e} \exp \left(\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_r} - \frac{1}{T_c(t)} \right) \right) \quad \text{Equação C.1}$$

ANEXO D

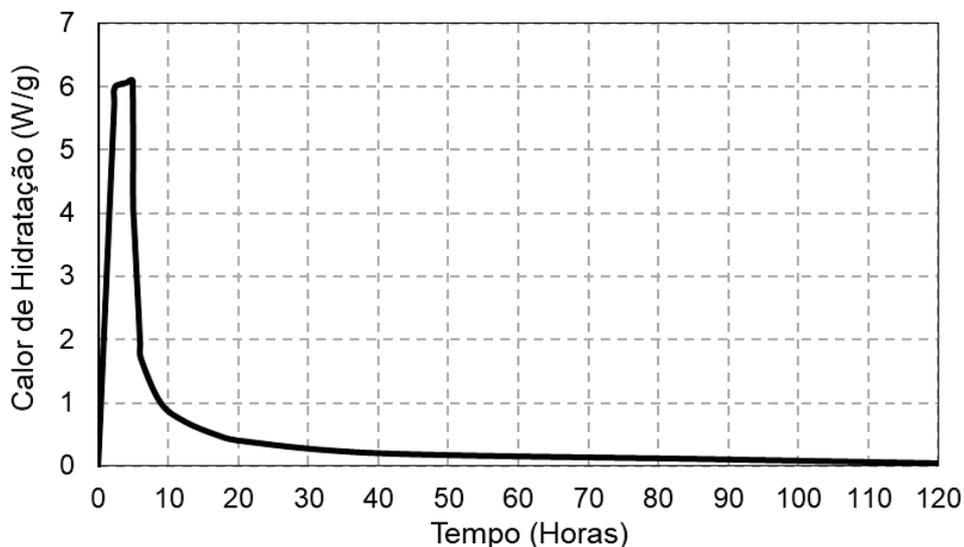
DADOS DA ANÁLISE TÉRMICA– LAWRENCE. (2009)

Os parâmetros e respectivos valores utilizados nas análises térmicas de Lawrence (2009) são:

Parâmetro	CONCRETO	PLYWOOD	POLYSTYRENE	GERAL
Módulo de elasticidade (GPa)	44,2	8,3	2,5	-
Coeficiente Poisson	0,2	0,2	0,4	-
Densidade (kg/m ³)	2450	620	1000	-
Expansão térmica	1,00E-05	1,60E-05	8,50E-05	-
Condutividade térmica (J/mh°C)	8532	540	126	-
Calor específico (J/kg°C)	940	1377	27	-
Coeficiente de convecção (W/°Cm ²)	-	-	-	23
Emissão de radiação	-	-	-	0.82
Stefan-Boltzmann constant (J/hm ² K ⁴)	-	-	-	2,04E-4

A curva de geração de calor de hidratação é fornecida por Lawrence (2009) e ilustrada na Figura 108.

Figura 108 – Calor de hidratação para o concreto utilizado por Lawrence (2009).



FONTE: Lawrence (2009).

ANEXO E

DADOS DA ANÁLISE TÉRMICA– AZENHA (2009)

Os parâmetros e respectivos valores utilizados nas análises térmicas de Azenha (2009) são:

Parâmetro	CONCRETO	PLYWOOD	POLYSTYRENE	GERAL
Módulo de elasticidade (GPa)	39	-	-	-
Coefficiente Poisson	0,20	-	-	-
Densidade (kg/m ³)	2450	620	1000	-
Expansão térmica	8E-06	-	-	-
Condutividade térmica (W/mK)	2,6	0,15	0,035	-
Calor específico (J/m ³ °K)	2,4 x10 ⁶	8,54 x10 ⁵	2,84x10 ⁴	-
Coefficiente de convecção (W/m ² K)	8,0	4,20		-
Temperatura inicial (°C)	25	23	23	-
Temperatura ambiente (°C)	-	-	-	20
Energia de ativação – E_a (kJ/mol)	-	-	-	44.71
Calor de hidratação – Q_c (J/m ³)	-	-	-	1,43 · 10 ⁸
Stefan-Boltzmann constant (J/hm ² K ⁴)	-	-	-	2,04E-4

Azenha (2009) não fornece a curva de geração de calor do concreto utilizado nas análises, assim, com base nas informações disponíveis da composição do cimento, E_a e Q_c , calculou-se a curva de geração de calor pela Equação E.1.

$$q(t) = Q_c \alpha(t_e) \left(\frac{\tau}{t_e} \right)^\beta \frac{\beta}{t_e} \exp \left(\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_r} - \frac{1}{T_c(t)} \right) \right) \quad \text{Equação E.1}$$

ANEXO F

DADOS DA ANÁLISE DE DANIFICAÇÃO – VECCHIO E SHIM (2004)

Os parâmetros e respectivos valores utilizados na análise de danificação de Vecchio e Shim (2004) são:

Viga	f_{ck} (MPa)	ϵ_0 (mm/mm)	E_c (MPa)	f_t (MPa)
OA1	22,6	0,0016	36.500	2,37
A1	22,6	0,0016	36.500	2,37

Os valores que determinam o comportamento do concreto à compressão e à tração, relacionando a resistência com a deformação plástica e a deformação plástica com a intensidade da danificação, são apresentados:

COMPRESSÃO			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
6,78	0	0	0
7,42775	0	0,007419	0,001217
13,593550	0,000035	0,024727	0,001431
17,172594	0,000140	0,050079	0,001650
19,553319	0,000278	0,082059	0,001874
21,092992	0,000440	0,161732	0,002330
22,019698	0,000618	0,309843	0,003032
22,597318	0,001009	0,422103	0,003509
22,038552	0,001431	0,495818	0,003808
21,465677	0,001650	0,570644	0,004153
20,743011	0,001874	0,629450	0,004488
19,895432	0,002100	0,746487	0,005457
18,942599	0,002330	0,772903	0,005772
17,900251	0,002562	0,857143	0,007319
16,781138	0,002796	0,877634	0,007929
15,595698	0,003032	0,893818	0,008537
14,352559	0,003270	0,906855	0,009143
13,058915	0,003509	0,917542	0,009747
11,720811	0,003749	0,930343	0,010651
9,702284	0,004153	0,943217	0,011855
8,373433	0,004488	0,954966	0,013356
5,728723	0,005457	0,963681	0,014856
4,197925	0,006396	0,971640	0,016653
3,228196	0,007319	0,982149	0,019947
2,399440	0,008537	0,986566	0,021743

TRAÇÃO – CONCRETO C20			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica (%)	Parâmetro de Dano	Deformação inelástica (%)
2,382	0	0	0
1,686876	0,000066	0,291824	0,000066
1,216814	0,000131	0,489163	0,000131
0,909325	0,000197	0,618251	0,000197
0,711295	0,000263	0,701387	0,000263
0,582639	0,000328	0,755399	0,000328
0,495468	0,000394	0,791995	0,000394
0,431673	0,000459	0,840353	0,000525
0,380279	0,000525	0,876873	0,000656
0,335164	0,000591	0,893603	0,000722
0,293289	0,000656	0,924739	0,000853
0,253438	0,000722	0,938922	0,000919