

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM AMBIENTE CONSTRUÍDO

Vicente Junio de Oliveira Rosse

Durabilidade das estruturas de concreto armado: estudo comparativo entre prescrições normativas acerca de controle de fissuração

Juiz de Fora

2021

Vicente Junio de Oliveira Rosse

Durabilidade das estruturas de concreto armado: estudo comparativo entre prescrições normativas acerca de controle de fissuração.

Dissertação apresentada ao Programa de pós graduação em ambiente construído da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Ambiente Construído. Área de concentração: Ambiente Construído

Orientadora: Dra. Maria Teresa Gomes Barbosa

Coorientador: Dr. Walter Gabriel Bareiro

Juiz de Fora

2021

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Rosse, Vicente Junio de Oliveira .

Durabilidade das estruturas de concreto armado : Estudo comparativo entre prescrições normativas acerca de controle de fissuração /Vicente Junio de Oliveira Rosse. -- 2021.

77 f. : il.

Orientadora: Maria Teresa Gomes Barbosa

Coorientador: Walter Gabriel Bareiro

Dissertação (mestrado acadêmico) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Ambiente Construído, 2021.

1. Concreto Armado. 2. Estudo Analítico. 3. Fissuração. 4. Parâmetros de Durabilidade. 5. Desempenho em Serviço. I. Barbosa, Maria Teresa Gomes, orient. II. Bareiro, Walter Gabriel, coorient. III. Título.

Vicente Junio de Oliveira Rosse

Durabilidade das estruturas de concreto armado: Estudo comparativo entre prescrições normativas acerca de controle de fissuração

Dissertação apresentada ao Programa de pós graduação em ambiente construído da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Ambiente Construído. Área de concentração: Ambiente Construído.

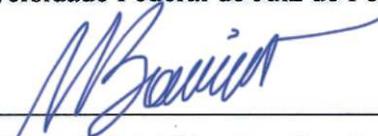
Aprovada em 05 de maio de 2021.

BANCA EXAMINADORA



D. Sc. Maria Teresa Gomes Barbosa - Orientadora

Universidade Federal de Juiz de Fora



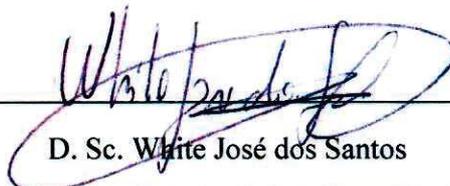
D. Sc. Walter Gabriel Bareiro - Coorientador

Universidade Federal de Juiz de Fora



D. Sc. Emil de Souza Sanchez Filho

Universidade Federal Fluminense



D. Sc. White José dos Santos

Universidade Federal de Minas Gerais

AGRADECIMENTOS

A Deus por permitir que todo este caminho fosse possível.

A minha família por todo apoio nos momentos difíceis e por todo carinho dado durante essa caminhada.

Ao Alexandre por me ajudar em todos os momentos.

Aos meus antigos amigos, que sempre me ouviram e aos novos que fiz no Programa de Pós-graduação em Ambiente construído, que deixaram tudo mais fácil.

A todos os professores que me auxiliaram nesse caminho, em especial aos meus orientadores Teresa e Walter.

Ao Programa de Pós-graduação em Ambiente construído por ter me proporcionado incríveis momentos de aprendizado.

À Universidade Federal de Juiz de Fora e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior pelas bolsas concedidas durante o mestrado.

RESUMO

A abertura excessiva de fissuras nas estruturas de concreto armado compromete suas funções essenciais, como capacidade de suporte e proteção contra agentes agressivos. Assim, os regulamentos destinados à durabilidade, usualmente, abordam o comportamento da fissuração no concreto. É possível observar que no Brasil, a normalização responsável pela durabilidade do concreto armado apresenta algumas inconsistências, relacionadas a parâmetros de projeto, como a classificação de agressividade ambiental e a estimativa da abertura de fissura. Neste sentido, este trabalho tem como objetivo efetuar uma análise crítica entre a ABNT NBR 6.118, o Eurocode 2 e *fib* Model Code 2010, no que tange aos requisitos de durabilidade para estruturas de concreto armado, tais como as classes de exposição, qualidade do concreto e aço, a espessura de cobertura, desempenho em serviço e abertura de fissuras. Em paralelo, são efetuadas análises referentes às influências desses parâmetros na estimativa da abertura de fissuras e na vida útil de projeto, bem como a apresentação de diretrizes a serem incorporadas nos processos de projeto brasileiros, para se obter um melhor desempenho das estruturas. Para tal, foram efetuadas uma análise qualitativa e uma quantitativa dos preceitos normativos. Sendo a primeira, responsável por evidenciar as diferenças presentes nos parâmetros analisados, e a segunda, responsável pelo estudo de uma viga bi-apoiada, submetida à variação dos requisitos que interferem na estimativa da abertura de fissuras. Foram verificadas diferenças entre a norma nacional e os padrões internacionais estudados, todavia, percebe-se que a norma apresenta prescrições que se adequam aos limites de durabilidade, sendo tão rigorosa quanto os códigos internacionais. Finalmente, observa-se que esse trabalho auxilia no estudo das propriedades do concreto armado e dos requisitos relacionados à durabilidade das estruturas, apresentando a influência das diferenças encontradas nos padrões que estimam a durabilidade das estruturas de concreto armado.

Palavras-chave: Concreto Armado, Estudo Analítico, Fissuração, Parâmetros de Durabilidade, Desempenho em Serviço.

ABSTRACT

The excessive crack widths in reinforced concrete structures compromise their essential functions, such as support capacity and protection against aggressive agents. Thus, the regulations for durability usually have concerns with the cracking behavior in concrete. In Brazil, the durability of reinforced concrete normalization has some inconsistencies, related to design parameters, such as the exposure classes and the crack width models. In this sense, this work has as the main objective to behave a critical analysis between ABNT NBR 6.118, Eurocode 2, and fib Model Code 2010, regarding the durability requirements for reinforced concrete structures, such as exposure classes, concrete quality and steel, cover thickness, serviceability and crack width. Parallely, it has made analyzes to the influence of these parameters in the crack width estimate and in the serviceability from concrete, as well as were showed guidelines to be incorporated in Brazilian design processes, in order to obtain a better performance of the structures. To this end, were made qualitative and quantitative analyses of the normative precepts. The first one was responsible for highlighting the differences present in the analyzed parameters, and the second one was responsible for the study of a bi-supported beam, subjected to the variety of requirements that interfere in the estimation of crack opening. Differences were found between the national standard and the international standards studied; however, it is clear that the standard has prescriptions that fit the limits of durability, being as strict as the international codes. Finally, it is observed that this work helps in the study of the properties of reinforced concrete and the requirements related to the durability of structures, showing the influence of differences found in the standards that estimate the durability of reinforced concrete structures.

Keywords: Reinforced Concrete, Analytical study, Cracking, Durability Parameters, Serviceability

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Relação carga x deformação simplificada para um membro de concreto armado submetido à tração.	37
Figura 2 – Representação simplificada das respostas à forças de tração no aço, concreto e aderência para o estágio de formação de fissura.	37
Figura 3- Solicitações na região de ancoragem da barra de aço.....	40
Figura 4 - Variação da abertura de fissura em um elemento de concreto armado	40
Figura 5 – Representação da perda de aderência entre aço e concreto.....	42
Figura 6 - Modelo de viga utilizado para estimativa da abertura de fissura.....	51
Figura 7 – Modelo de viga utilizado para a análise referente à variação da resistência.....	52
Figura 8 – Diagrama de tensão-deformação idealizado para armaduras de aço segundo os Model Code 2010 e Eurocode 2.....	60
Figura 9 - Diagrama simplificado tensão-deformação do aço para armaduras ativas segundo a NBR 6.118.....	60
Figura 10 – Representação da área de tensão efetiva segundo Eurocode 2.	69
Figura 11 – Diagrama momento-curvatura de um elemento fletido	70
Figura 12 - Representação do concreto de envolvimento da armadura.....	71
Figura 13 – Comparativo entre os valores calculados e os valores máximos para abertura de fissuras segundo as prescrições estudadas.....	72
Figura 14 - Relação da resistência do concreto com os valores de abertura de fissura para cada prescrição normativa estudada.....	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de cobrimento mínimo (em mm) para elementos de concreto armado segundo o Model Code.	45
Tabela 2 - Valores de cobrimento mínimo (em mm) para elementos de concreto armado segundo o Eurocode.	45
Tabela 3 - Valores de cobrimento nominal (em mm) para elementos de concreto armado segundo a normalização brasileira.	46
Tabela 4 - Valores de cobrimento mínimo (em mm) para os elementos de concreto armado segundo o Model Code.	62
Tabela 5 - Valores de cobrimento mínimo (em mm) para os elementos de concreto armado segundo o Eurocode.	63
Tabela 6 - Valores de cobrimento nominal (em mm) para elementos de concreto armado segundo a NBR 6.118.	63

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Relações de para qualidade do concreto segundo a EN206- Projetos de concreto.	47
Quadro 2 – Relações segundo a NBR 6.118 para melhor qualidade do concreto	47
Quadro 3 – Valores máximos para abertura de fissuras segundo as normalizações estudadas	49
Quadro 4 – Relações de valores para durabilidade para os modelos analisados neste trabalho, de acordo com as prescrições estudadas.....	51
Quadro 5 - Classificação de agressividade ambiental segundo a EN-206.	54
Quadro 6 - Classificação de agressividade ambiental segundo NBR 6.118.....	54

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CA	Concreto armado
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CAR	Concreto de Alta Resistência
EC2	Eurocode 2
ELS	Estado Limite de Serviço
ELS-F	Estado Limite de formação de fissuras
ELS-W	Estado Limite de abertura de fissuras
EN	Norma europeia
MC	Model Code
<i>mm</i>	Milímetros
NBR	Norma Técnica Brasileira
TS	<i>Tension Stiffening</i>
OAE	Obra de Arte Especial
pH	potencial hidrogeniônico
VU	Vida Útil
VUP	Vida Útil de Projeto
X0	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para locais muito secos
XA1	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para locais levemente agressivos
XA2	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para locais moderadamente agressivos
XA3	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para locais altamente agressivos
XC1	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para locais seco ou permanentemente molhado
XC2	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para locais com superfícies molhadas, raramente secas

XC3	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para áreas umidade moderada (protegido da chuva)
XC4	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para locais com ciclos de molhagem e secagem
XD1	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para áreas com umidade moderada (para superfícies expostas a cloreto)
XD2	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para piscinas molhadas raramente secas
XD3	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para zonas de respingos para pontes em rios
XF1	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para áreas expostas a chuva e baixo degelo
XF2	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para áreas expostas a água salobre sem agentes de degelo
XF3	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para áreas expostas a água salobre sem agentes de degelo
XF4	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para áreas expostas a água salobre com agentes de degelo
XS1	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para áreas expostas a exposição marítima longe da costa
XS2	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para áreas submersa em água do mar
XS3	Classificação de exposição ambiental adotada pelos Eurocode e Model Code para áreas de zonas de mare

LISTA DE SÍMBOLOS

a/c	Relação água-cimento
A_{cr}	Área de envolvimento de concreto responsável por controlar a fissuração
β	Coefficiente ligado ao carregamento da peça para cálculo da abertura de fissuras no MC2010
C	Cobrimento de concreto
C_{min}	Cobrimento mínimo da armadura
C_{nom}	Cobrimento nominal da armadura
Δc	Tolerância de Execução Para o Cobrimento
Δc_{dev}	Tolerância de Execução Para o Cobrimento (EC2)
E_{CI}	Módulo de Elasticidade ou Módulo de Deformação Tangente Inicial do Concreto
E_{CM}	Módulo de Elasticidade (Deformação) Secante do Concreto (EC2)
E_{CS}	Módulo de Elasticidade (Deformação) Secante do Concreto (NBR 6.118)
E_S	Módulo de Elasticidade do Aço da Armadura Passiva
f_{bd}	Tensão de aderência
f_c	Resistencia de dosagem do concreto (NBR 12.655)
f_{cj}	Resistencia Media à Compressão do Concreto (NBR 6.118)
f_{ck}	Resistência Característica à Compressão do Concreto
f_{ckcube}	Resistencia de Dosagem do Concreto
f_{ckinf}	Resistência Característica Inferior à Tração do Concreto
f_{cksup}	Resistência Característica Superior à Tração do Concreto
f_{cm}	Resistencia Media à Compressão do Cilindro de Concreto (EC2 e MC2010)
f_{ctm}	Valor médio das Resistências à Tração Axial do Concreto
f_{yk}	Tensão de escoamento característica do aço
G_F	Energia de fratura do concreto
l_b	Comprimento necessário de ancoragem
l_s	Comprimento de transferência
$l_{s,máx}$	Comprimento de transferência máximo
M_r	Momento de fissuração
t	Tempo
ν	Coefficiente de Poisson

W_k Variável que estima a abertura de fissuras

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	25
1.2	JUSTIFICATIVA	26
1.3	OBJETIVOS	28
1.4	ESTRUTURA DA PESQUISA	28
2	FISSURAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	30
2.1	PARÂMETROS PARA DURABILIDADE.....	30
2.1.1	<i>Conceitos Fundamentais Empregados na Manutenção das Estruturas.....</i>	<i>30</i>
2.1.2	<i>Classificação da agressividade ambiental</i>	<i>31</i>
2.1.3	<i>Propriedades do concreto armado.....</i>	<i>32</i>
2.1.4	<i>Espessura de cobertura de concreto.....</i>	<i>34</i>
2.1.5	<i>Estado limite de serviço.....</i>	<i>35</i>
2.1.6	<i>Estimativa da abertura de fissuras.....</i>	<i>35</i>
2.2	FORMAÇÃO DE FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO..	36
2.3	FATORES QUE INFLUENCIAM O SURGIMENTO E DESENVOLVIMENTO DE FISSURAS.....	39
2.4	INFLUÊNCIA DA ABERTURA DE FISSURAS NO CONCRETO ARMADO	42
3	ESTRUTURA METODOLÓGICA	44
3.1	PROCEDIMENTOS.....	44
3.2	ANÁLISE QUALITATIVA	45
3.2.1	<i>Caracterização da Agressividade ambiental.....</i>	<i>45</i>
3.2.2	<i>Avaliação da qualidade do concreto armado.....</i>	<i>46</i>
3.2.3	<i>Espessura de cobertura da armadura.....</i>	<i>47</i>
3.2.4	<i>Combinação de ações do Estado Limite de Serviço.....</i>	<i>48</i>
3.2.5	<i>Estimativa da abertura de fissuras.....</i>	<i>49</i>
3.3	ANÁLISE QUANTITATIVA	50
4	RESULTADOS E ANÁLISES	53
4.1	ANÁLISE QUANTITATIVA	53
4.1.1	<i>Análise da Caracterização da Agressividade Ambiental</i>	<i>53</i>
4.1.2	<i>Avaliação da Qualidade do Concreto Armado</i>	<i>56</i>
4.1.3	<i>Análise da Espessura de Cobertura da Armadura</i>	<i>62</i>
4.1.4	<i>Análise das Combinações de Ações de Serviço.....</i>	<i>64</i>

4.1.5	<i>Análise das Combinações de Estimativa da Abertura de Fissuras</i>	65
4.2	ANÁLISE QUANTITATIVA DA ABERTURA DE FISSURA.....	72
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	75
	REFERÊNCIAS	77

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto é considerado um dos materiais compósitos, com maior utilização na construção civil, possibilitando a produção de elementos estruturais versáteis, que respondem bem às solicitações mecânicas, por um custo relativamente baixo (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Entretanto, este material apresenta baixa resistência à tração, estando suscetível à formação de fissuras. Assim, a fim torná-lo mais resistente às solicitações combinadas são utilizadas barras de aço. Além disso, o concreto contribui, com a proteção ao aço através da espessura da camada de cobrimento, que atua como uma barreira contra agentes agressivos, ataques de cloretos, ataques químicos e outros (FIB, 2010; NAHUM; PELED; GAL, 2020; YANG; LI; LI, 2018).

Todavia, a presença de fissuras no concreto armado é bastante comum, uma vez que, mesmo sob ações de serviço, os valores críticos da resistência a tração do concreto podem ser atingidos, facilitando essa manifestação patológica. A presença de partes fissuradas causa um impacto significativo na vida útil dos elementos estruturais, acelerando o processo de degradação, dado que os tornam suscetíveis ao ataque de substâncias agressivas, passíveis de proporcionar corrosão à armadura e/ou induzir à carbonatação. Além do fato que, nas seções entre fissuras, ocorre o enrijecimento à tração do concreto (*tension stiffening*), devido às tensões de aderência (ABNT, 2014; CSUK, 2015; ECS, 2000; FIB, 2010).

Portanto, é importante planejar questões acerca da capacidade de serviço no projeto de estruturas de concreto armado (BALÁZS *et al.*, 2013), sendo indicado que as aberturas de fissuras sejam mantidas dentro dos limites estipulados pelos códigos e normas técnicas, a fim de serem evitados danos ao desempenho estimado (FIB, 2010). De acordo com Balázs *et al.* (2013), devem ser efetuadas análises no estado limite de serviço, com o intuito de determinar esses valores, levando em consideração fatores como aparência, estanqueidade e durabilidade das peças. Nesse sentido, são investigados parâmetros como cobrimento, diâmetro das barras e armadura efetiva de estribos, que podem interferir no comportamento da fissuração; de maneira que se bem dimensionados, eles tendem a garantir melhorias no desempenho da estrutura (PÉREZ CALDENTEY *et al.*, 2013).

1.2 JUSTIFICATIVA

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021b, a) o processo de produção de uma normalização consiste na formulação e aplicação de regras, visando solucionar ou prevenir problemas. Sendo buscada a consolidação de um documento consensual e aprovado por organismos reconhecidos, a fim de obter um grau ótimo de ordenação. Nesse sentido, foi observada na revisão feita em 2003 na NBR 6.118 (então denominada norma 0), a consolidação das preocupações com a durabilidade das estruturas de concreto armado. De maneira que, a versão atual da norma (NBR 6.118 (ABNT, 2014)) apresenta conceitos mais fortalecidos sobre o assunto, como os de manutenibilidade, vida útil e vida útil de projeto. Esses conceitos são consonantes à NBR 15.575 (ABNT, 2013), que apesar de tratar exclusivamente do desempenho de edificações habitacionais, mostrou a necessidade de adequação dos outros setores da construção civil.

Contudo, apesar do empenho do comitê Brasileiro de Construção Civil (ABNT/CB-002), em mantê-la aperfeiçoada e atualizada, a NBR 6.118 (ABNT, 2014) vem recebendo críticas de alguns autores, que mostram certas inconsistências no seu texto. Para Bolina e Tutikian (2016), são observadas deficiências na norma, no que se refere às prescrições de durabilidade para estruturas enterradas. Já Mezzomo *et al.* (2018), Leite; Girardi e Hastenpflug (2018), destacam que códigos internacionais como os MC (FIB, 2010) e EC (CEN, 2004) abordam uma maior especificação no que se trata das CAA, quando comparados à norma nacional. Além disto, Couto (2017) menciona a necessidade do tratamento probabilístico das incertezas geradas pelas prescrições apresentadas na NBR 6.118 (ABNT, 2014). Nesse sentido, pode ser observada uma carência de trabalhos que avaliem as relações entre os parâmetros de durabilidade, em conjunto da análise normativa, tendo em vista que os trabalhos existentes se concentram no estudo de parâmetros isolados/específicos.

Portanto, verifica-se a possibilidade de ser procedida uma investigação, em códigos internacionais, acerca das relações de determinados parâmetros que complementem os requisitos de durabilidade das estruturas de concreto armado, tais como requisitos para êxito da vida útil de projeto, desempenho das estruturas, controle da abertura de fissuras, cobrimento mínimo, agressividade ambiental, dentre outros.

Para tal, destaca-se nesse objeto, o Model Code 2010 (FIB, 2010) e o Eurocode 2 (CEN, 2004), sendo passíveis de uma contribuição efetiva. O Model Code 2010 (FIB, 2010) é classificado como uma base para códigos futuros, dado que considera avanços na área da

engenharia estrutural e apresenta estudos dos parâmetros a serem formulados para que se garanta melhores performances para as estruturas. De forma semelhante, o EN 1992 ou Eurocode 2 (CEN, 2004), afirma-se como uma contribuição ao estabelecimento e funcionamento do mercado da construção e serviços de engenharia da união europeia.

Esses códigos fornecem um amplo “estado da arte”, em relação às propriedades dos materiais destinados à confecção do concreto estrutural, que inclui, agregados leves, reforço com fibra e reforço não-metálico. De modo que, um dos principais focos do MC (FIB, 2010) é o ciclo de vida da peça, de maneira que todos os seus critérios de projeto estão relacionados à durabilidade, funcionalidade, confiabilidade e sustentabilidade.

Cabe mencionar que os Model Code (FIB, 2010) e Eurocode (CEN, 2004), são denominados *reference design codes*, devido ao fato de passarem por um consenso de todos os países constituintes, a fim de que seja atendido um critério de uniformidade (CEN, 2021). Além do fato que, os códigos possuem pesquisas que modelam os suas prescrições de durabilidade, o que auxilia a atestar suas eficiências, por exemplo, sob estado limite de serviço, ou em relação à abertura de fissuras (BASTESKÅR *et al.*, 2019; BEUSHAUSEN; TORRENT; ALEXANDER, 2019; DEBERNARDI; TALIANO, 2015; LAPI; ORLANDO; SPINELLI, 2018), dentre outros.

Além disto, Guedes e Rodrigues (2017) informam que, o modelo para estimar a abertura de fissuras, adotado pelos Model Code (FIB, 2010) e Eurocode (CEN, 2004), representa um significado físico para a abertura de fissura, diferentemente do que ocorre na NBR 6.118 (ABNT, 2014) e em outros padrões como o ACI 381 (ACI 318R, 2014). Estudos informam que, essa representação física pode auxiliar em processos de manutenção preditiva e preventiva (ALEXANDER; BEUSHAUSEN, 2019; BOROSNYÓI; BALÁZ, 2005; BOROSNYÓI; SNÓBLI, 2010; GUEDES; RODRIGUES, 2017; LAPI; ORLANDO; SPINELLI, 2018).

Dentre as contribuições esperadas para este presente trabalho, tem-se o estudo das propriedades do concreto armado, que influenciam na abertura de fissuras e, conseqüentemente na durabilidade e vida útil de projeto. Sendo analisadas, ainda, a influência das diferenças presentes entre os Model Code (FIB, 2010), Eurocode (CEN, 2004) e NBR 6.18 (ABNT, 2014), no que se refere aos modelos de cálculo para abertura de fissuras, generalização das classes de agressividade ambiental e prescrições referentes à qualidade do concreto e aço a serem usados. Balizados nas análises feitas, anteriormente, pelos autores brasileiros Bolina; Tutikian (2016), Mezzomo *et al.* (2018), Leite; Girardi e Hastenpflug (2018) e Couto (2017).

1.3 OBJETIVOS

Desta forma, o presente trabalho tem como objetivo principal uma análise crítica entre os requisitos de durabilidade das estruturas de concreto armado, presentes nas prescrições dos Model Code (FIB, 2010), Eurocode 2 (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014). De forma a apresentar diretrizes a serem consideradas no processo de projeto das estruturas de concreto armado, que possibilitem uma melhora na durabilidade da estrutura. Em paralelo, são estabelecidos os seguintes objetivos secundários:

- i) levantar os principais requisitos, tais como condições ambientais, materiais utilizados, carregamentos, espessura de cobrimento, e analisar suas influências no cálculo da fissuração;
- ii) efetuar a análise comparativa dos parâmetros normativos que regem os métodos de cálculo de fissuração e vida útil em peças de CA, através de um estudo analítico dos dados apresentados nas prescrições normativas;
- iii) apresentar diretrizes/parâmetros a serem incorporados no processo de projeto referentes à durabilidade das estruturas de CA no Brasil.

1.4 ESTRUTURA DA PESQUISA

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos.

O primeiro capítulo refere-se à introdução, consistindo em uma contextualização do comportamento da fissuração no concreto armado, mostrando suas interferências na durabilidade e desempenho das estruturas. Também neste capítulo é apresentada a relevância da pesquisa e seus objetivos.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica sobre o tema. Em que são observados estudos já iniciados sobre o assunto, que se mostrem relevantes e/ou contribuam para as análises. Além disso, são mostrados os principais conceitos sobre durabilidade, apresentados pelas prescrições normativas estudadas, que auxiliem nas análises do quarto capítulo.

No terceiro capítulo é apresentada a estrutura metodológica da pesquisa, metodologia e procedimentos, a serem utilizados para se obter os resultados. Para tal, são apresentadas as análises qualitativa e quantitativa dos dados.

No quarto capítulo são apresentados os resultados do trabalho, por meio das análises qualitativas e quantitativas, que mostram a influência dos parâmetros normativos no processo de fissuração, juntamente de diretrizes e parâmetros a serem adotadas no processo de projeto.

No quinto capítulo são apresentadas as considerações finais do trabalho.

2 FISSURAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

2.1 PARÂMETROS PARA DURABILIDADE

2.1.1 Conceitos Fundamentais Empregados na Manutenção das Estruturas

Alguns parâmetros são apontados pelos Model Code (FIB, 2010), EuroCode 2 (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014), a fim de se garantir desempenho e maior durabilidade às estruturas. A seguir é apresentado um resumo dos conceitos necessários para as análises que serão feitas nos posteriores capítulos deste trabalho:

- i) durabilidade – pode ser considerada a capacidade da estrutura em continuar resistindo às influências de carregamentos e cargas ambientais, previstas no pré-projeto. Junto disto, é esperado que sejam cumpridos requisitos de desempenho, com boa resposta às ações de dimensionamento, sem que se tenham despesas imprevistas em manutenção e reparo. Para tal, recomenda-se proteger as estruturas contra agentes degradantes, a fim de se alcançar a vida útil de projeto, assim, este parâmetro pode ser relacionado aos de manutenção e desempenho.
- ii) vida útil – é um parâmetro que pode ser aplicado à estrutura como um todo ou em partes, visto que seu valor pode ser diferente entre os elementos constituintes. Nesse sentido, a NBR 6.118 (ABNT, 2014) faz uma subdivisão entre vida útil e vida útil de projeto. Mais especificamente, a VUP é uma estimativa teórica da VU, que por sua vez é denominada como sendo o período de tempo que um edifício e seus sistemas prestam às atividades às quais foram projetados. Que por sua vez, é a parcela que pode ser influenciada negativa ou positivamente, por ações referentes à manutenção, intempéries, usuários, dentre outros. Para os MC (FIB, 2010) e EC2 (CEN, 2004), verifica-se conceitos como *required service life*, usada para se determinar a *specified service life*, que por sua vez, é usada no projeto de novas estruturas. Além destas, é apresentada a residual *service life*, que se refere às estruturas já existentes, possibilitando estimar as demandas por VU das partes interessadas no projeto, a fim de se propor intervenções preventivas e corretivas. Os códigos internacionais informam que este parâmetro está ligado a critérios como espessura de cobrimento, abertura de fissuras, verificação do estado limite de serviço e desempenho da estrutura projetada.

- iii) desempenho – é a capacidade da estrutura em se manter, sob condições plenas de utilização durante todo o período de VUP, sem danos. Está associado ao comportamento de um elemento ou conjunto de elementos componentes da estrutura, como consequência de ações impostas. Nesse sentido, são estudados critérios que possam auxiliar na avaliação entre a função projetada e as condições de uso. Assim, esse parâmetro é considerado como um indicador de durabilidade, manutenção e vida útil;
- iv) manutenibilidade – é um termo qualitativo que indica as condições e o período de tempo necessário para que ocorra os serviços de manutenção. A manutenção, por sua vez é um termo quantitativo que expressa o conjunto de ações efetuadas no reparo/recuperação de uma edificação ou partes de seus sistemas. Em resumo, a manutenção é um componente essencial da manutenibilidade. A NBR 15.575 (ABNT, 2014), qualifica um sistema quanto a facilidade de manutenção, isto é, promover solicitações mínimas para manutenção, em condições de serviço, quando os possíveis reparos são realizados, de modo que não gere mais ônus ao empreendimento. Destaca-se, aqui, a manutenção como sendo um conjunto de atividades essenciais, realizadas durante a vida útil da estrutura, a fim de se atender a requisitos de durabilidade.

2.1.2 Classificação da agressividade ambiental

Para os MC (FIB, 2010), EC2 (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014) é importante que sejam consideradas influências quanto à agressividade do meio, a ações físicas, químicas, térmicas, biológicas e a resultantes das condições atmosféricas (tanto sazonais, quanto relacionadas à características geográficas), desde o pré-projeto de uma estrutura. De modo que sejam considerados os níveis micro (influências localizadas) e macro (afetando a estrutura). Destaca-se, neste ponto, que o grau de degradação pode ser estimado com base em métodos experimentais e/ou investigação de estruturas antigas.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), isto é feito para que sejam evitadas manifestações patológicas, como, por exemplo:

- a) lixiviação – responsável pela dissolução e carreação de compostos hidratados, presentes na pasta de cimento, através da presença de água, podendo ser evitada pela restrição da abertura de fissuras, minimizando a penetração de água na estrutura, bem como o emprego de produtos hidrófugos;

- b) expansão por sulfato – causada pelo contato com água ou solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. Em geral, a prevenção pode ser feita pelo uso de cimento resistente a sulfatos;
- c) reação álcali-agregado – causada pelas reações entre os álcalis do cimento com agregados reativos em presença de umidade, que se expandem, gerando fissuras e/ou deslocamentos, que podem levar a um comprometimento da estrutura. Evita-se, identificando o tipo de elemento estrutural e sua situação quanto à presença de água (grau de exposição);
- d) despassivação por carbonatação – causada pela ação gás carbônico através das fissuras na estrutura de concreto. De modo que, em locais com mais umidade (na faixa de 50% - 60%) o processo pode ocorrer mais rápido. Além das consequências na superfície do concreto e a despassivação do aço, também podem acontecer a perda da seção de armadura e de sua aderência com o concreto. Previne-se, buscando formas de dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto, em geral com o aumento do revestimento e o controle da fissuração;
- e) despassivação por ação de cloretos – causada por elevado teor de íon-cloro no ambiente. Pode ser prevenida buscando formas de se dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. Em geral, é feito com o aumento da espessura de revestimento e o controle da fissuração, também recomenda-se usar concretos com baixa porosidade e com adição de escória ou material pozzolânico.

2.1.3 Propriedades do concreto armado

Segundo Mehta e Monteiro (2014) e Beushausen; Torrent e Alexander (2019), devido ao fato de o concreto possuir uma microestrutura heterogênea, para se programar manutenções mais efetivas, referentes à durabilidade, torna-se necessário analisar as propriedades dos materiais que constituem o traço, junto da relação existente entre eles. Assim, para que se consiga avaliar a qualidade do concreto estrutural utilizado, estima-se o módulo de elasticidade do material (deformação), a resistência mecânica (compressão e tração) e a qualidade das barras.

O MC (FIB, 2010) informa que, devido às variações de acordo com a seção e os materiais empregados no processo de concretagem, torna-se necessário conhecer os componentes do traço, como agregados e aditivos que possam influenciar nesta propriedade. Nesse sentido, os ensaios de resistência, são feitos a fim de auxiliar em análises de eventuais alterações da qualidade, como, por exemplo, dosagem inadequada, adições no aglomerante. Assim, o controle de qualidade e os testes em laboratório são partes importantes para garantia da VUP, segurança da estrutura, dos funcionários e dos usuários do empreendimento.

De acordo com Buttignol e Almeida (2013), ao se aumentar o f_c , é possível ter uma redução no processo de fissuração, visto que ocorre uma redução dos deslocamentos finais. Isto significa que, a parcela elástica é influenciada pela rigidez do elemento, ou seja, ao se aumentar a resistência à compressão, também ocorre um acréscimo no módulo de elasticidade e na resistência à tração, o que retarda o início da fissuração da peça. Para a NBR 5.739 (ABNT, 2007), devido a fatores de natureza aleatória (mistura heterogênea, diferentes graus de compactação para corpos de prova etc.), é comum ocorrer uma dispersão nos valores experimentais de resistência, obtidos em um mesmo lote de CP, fazendo com que a resistência à compressão seja uma variável aleatória.

Neste contexto, Kang *et al.* (2017) mencionam que o concreto não fissurado, localizado entre as aberturas de fissuras tende a suportar as tensões de tração, devido às forças de aderência, causando um aumento no deslocamento e fissuras da peça. Portanto, é indicado proceder ensaios que estimem a resistência à tração do concreto, como o ensaio de tração axial, o ensaio de tração na flexão ou o ensaio de tração por compressão diametral e, com os resultado obtido, em um destes, proceder cálculos que determinem a resistência à tração da peça (ABNT, 2014; ACI, 2001; BOROSNYÓI; BALÁZ, 2005).

No que se trata da estimativa da qualidade do concreto é comum ser usada a estimativa do módulo de elasticidade do material. Para Mufid Al-Samarai (2015), Shen *et al.* (2019) e Sohail *et al.* (2018) as deformações elásticas desse material dependem em grande parte de sua composição, especialmente dos agregados. Os autores ainda informam que, além da qualidade do concreto, é necessário considerar a composição dos elementos da estrutura, pois caso mal projetada, pode ocasionar sobrecarga em outras partes, gerando fadiga. Assim, conforme Borosnyói e Baláz (2005), nos elementos de pavimentos superiores feitos em CA, as barras de aço são colocadas mais próximas à superfície, a fim de se alcançar o maior braço de alavanca para as forças internas, visto que a contribuição de solicitações do concreto quando tensionado é diferente ao longo da seção.

Pode-se dizer que, uma das principais características do CA, é a solidarização existente entre armadura e concreto proveniente da aderência (ALMEIDA, 2009; BARBOSA, 2001; CHUST CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014). Então, esta propriedade pode ser relacionada à fissuração (FIB, 2010), tal que, sem ela, a armadura tende a deslizar dentro da matriz de concreto, fazendo com que não ocorra a contribuição de solicitações entre os materiais (BARBOSA, 2001). Nesse contexto, Fusco (2000) define a aderência como a soma de três mecanismos resistentes – adesão; atrito e engrenamento mecânico – a saber:

- i) a aderência por adesão é a parcela de resistência verificada na separação direta de uma chapa de aço do concreto, devido a uma força normal à essa chapa;
- ii) a aderência por atrito aparece uma vez que é rompida a adesão, a barra passa para estado de deslocamento relativo, insignificante, que causa este efeito;
- iii) a aderência por engrenamento mecânico é aquela oferecida pelos entalhes e nervuras das barras.

2.1.4 Espessura de cobrimento de concreto

Lapi; Orlando e Spinelli (2018) mencionam que a camada de concreto que protege a armadura de aço é responsável por mitigar diversos problemas relacionados à durabilidade das estruturas, tais como os efeitos da fissuração secundária, da ruptura por aderência aço-concreto, da corrosão de armaduras, da rigidez excessiva da peça, dentre outros. Os autores afirmam que existe uma relação entre a espessura do cobrimento, o diâmetro da barra e a taxa de armadura efetiva com as aberturas de fissuras. Pois, no processo de fissuração, mais especificamente, na fase de estabilização (vide seção 2.2) é necessário um comprimento mínimo de transferência que garanta a redistribuição das tensões entre o aço e o concreto. De maneira que, Borosnyói e Snóbli (2010) e Ghantous *et al.*, (2017) relatam que ao se ter uma situação de boa aderência, os valores do comprimento de transferência e da taxa de armadura tendem a zero, tornando os efeitos da fissuração menores naquele elemento estrutural.

Além disto, de acordo com o Michel *et al.* (2013), o cobrimento da armadura é um dos responsáveis pela proteção da estrutura contra a penetração de substâncias agressoras ao concreto e à armadura, principalmente pelo fato de o concreto ser altamente alcalino ($\text{pH} \approx 12$). Contudo, a superfície da peça (camada de cobrimento) está sujeita à penetração de fluídos e agentes agressivos, através de permeação, difusão, sucção capilar etc. Isto pode resultar em efeitos danosos, e, ainda, ter interferência de fatores ligados a diferentes ordens de grandezas,

por exemplo o fator a/c , materiais usados no traço (aditivos, composição do agregado), idade do concreto, tipo de cura e teor de umidade.

2.1.5 Estado limite de serviço

De acordo com Alexander e Thomas (2015), as verificações feitas no ELS são relacionadas ao desempenho da estrutura em serviço, aos carregamentos atuantes na peça, aos aspectos visuais, dentre outros. Para o Model Code 2010 (FIB, 2010) e o Eurocode 2 (CEN, 2004), os estudos que visam mitigar o surgimento e desenvolvimento de fissuras nas estruturas de CA devem ser efetuados de maneira a se adotar a situação mais desfavorável. Em outras palavras, buscando combinar as ações permanentes e variáveis de acordo com a sua grandeza e probabilidade de atuação simultânea em determinado período de tempo.

Para Beushausen e Fernandez Luco (2015), os códigos internacionais definem ações de serviço, como sendo aquelas que provocam deformações na estrutura, tal que a reação provocada pelas combinações de ações equivale ao carregamento atuante. Essas ações podem ser divididas em: diretas, provenientes da própria força, e indiretas, oriundas de deformações impostas. De forma semelhante, a NBR 6.118 (ABNT, 2014), faz essas relações para definir as ações de serviço, sendo indicado como procedimento de segurança a NBR 8681 (ABNT, 2004) que trata das ações e segurança nas estruturas.

2.1.6 Estimativa da abertura de fissuras

Conforme Chust Carvalho e Figueiredo Filho, (2014), a abertura de fissuras no concreto armado pode ser observada desde o início do tempo de cura, decorrente de variações do carregamento, deformações impostas, inadequações na execução da peça, dentre outros. Sendo as fissuras relacionadas ao carregamento da estrutura (cisalhamento, flexão, aderência, torção etc.), aquelas que podem gerar mais danos. Assim, de acordo com Lapi; Orlando e Spinelli (2018), a fissuração relacionada à exaustão na flexão da peça, têm seu processo dividido em duas etapas: formação e estabilização.

Segundo Allam *et al.* (2013), essa separação em duas etapas é importante, visto que após a fase de estabilização das fissuras, as barras de aço passam a suportar toda a carga axial de tração aplicada na peça, devido ao fato que o concreto na seção fissurada está comprometido. Além disso, Kang *et al.* (2017) informam que, o concreto entre seções fissuradas (que se encontra entre as fissuras consecutivas), tende a ser mais requisitado na contribuição das

solicitações de tração da peça, que se deve às forças de aderência entre aço e concreto. Este fato, causa um enrijecimento à tração na estrutura (*tension stiffening*), que por sua vez, interfere na performance da peça em relação ao desempenho em serviço e ao controle das fissuras.

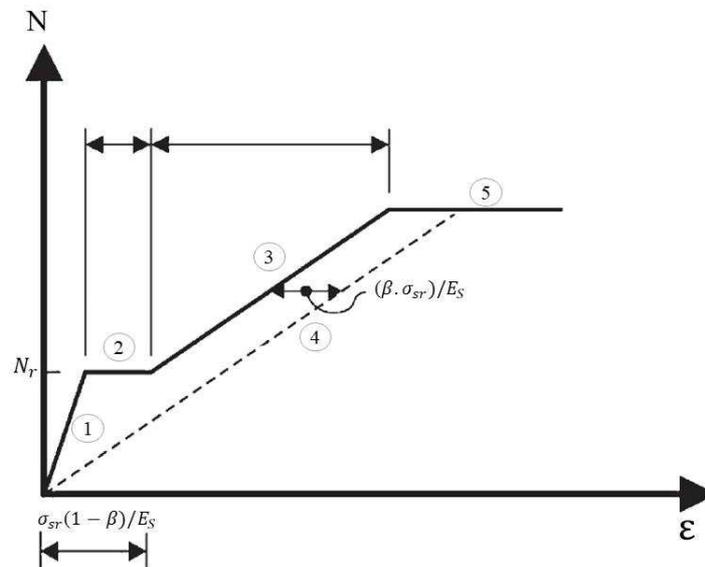
2.2 FORMAÇÃO DE FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

É afirmado em literaturas, como Chust Carvalho e Figueiredo Filho (2014), que formação de fissuras em estruturas de concreto armado pode acontecer tanto em concreto fresco, quanto endurecido. De maneira que, as ocorridas na fase inicial (após a concretagem da peça) são denominadas fissuras plásticas, decorrente do processo de cura, e são subdivididas em dois grupos, as fissuras plásticas por contração, e as por assentamento. Já as ocorridas no concreto endurecido, estão relacionadas às cargas de serviço ou às deformações da estrutura e demandam maior atenção, devido ao fato de levarem à fadiga (BOROSNYÓI; BALÁZ, 2005).

De acordo com códigos de referência, como o Eurocode 2 (CEN, 2004) e o Model Code (FIB, 2010), é necessário maior atenção às fissuras relacionadas à flexão da peça. Também denominadas de fissuras de exaustão na flexão, elas podem ser divididas nas fases de formação e a de estabilização da fissura. A fase de formação da fissura, ocorre em posições aleatórias e avança para as seções mais frágeis no interior da peça, em seguida, as forças de tração são encaminhadas pela armadura da seção fissurada. O que compromete a aderência aço-concreto, dado que, nesta situação a resistência à tração do concreto tende a zero.

Nesse contexto, a Figura 1, ilustra o comportamento de um membro submetido à tração, sendo possível verificar que no estágio de formação de fissuras (2), a força de tração axial não aumenta. No momento em que são atingidas fissuras suficientes para se garantir que as áreas de descontinuidade (vide Figura 2) não aumentem, o concreto passa a não contribuir para as solicitações de tração, como também, não é observada a formação de novas fissuras. Isto configura o início do estágio de estabilização das fissuras (3) (vide Figura 1), em que nenhuma nova fissura é formada, mas aquelas já existentes tendem a aumentar. Nesse sentido, Lapi; Orlando e Spinelli (2018) informam que, para que isso não ocorra, a distância entre duas fissuras consecutivas, na fase estabilizada, deve ser menor que $2l_s$ (vide Figura 2), garantindo que um acréscimo de carga não aumente a abertura da fissura.

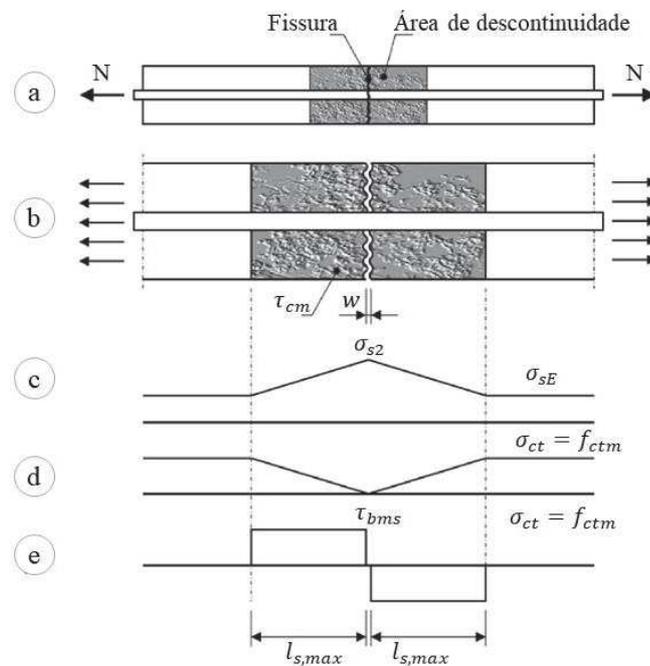
Figura 1 – Relação carga x deformação simplificada para um membro de concreto armado submetido à tração.



Fonte: Fédération Internationale du Béton (2010).

Legenda: (1) estágio sem fissuras; (2) estágio de formação de fissuras; (3) estágio de estabilização das fissuras; (4) barra de aço sem cobertura de concreto; (5) escoamento do aço.

Figura 2 – Representação simplificada das respostas à forças de tração no aço, concreto e aderência para o estágio de formação de fissura.



Fonte: Fédération Internationale du Béton (2010).

Legenda: (a) elemento de concreto com fissura central; (b) representação da área de descontinuidade; (c) diagrama de tensões do aço na área de descontinuidade; (d) diagrama de tensões do concreto na área de descontinuidade; (e) diagrama de tensões de aderência na área de descontinuidade.

Foi verificado por Pedrosa e Andrade (2017) que, as fissuras tendem a evoluir de acordo com o ataque de agentes degradantes à armadura, ocorrendo de forma mais rápida nos primeiros estágios de manifestações patológicas como a corrosão de armaduras. Isto ocorre, principalmente, devido à combinação entre a diminuição das tensões de tração no concreto e do enfraquecimento da armadura pela corrosão nos estágios consequentes. Nesse caso, observa-se que a qualidade e a espessura da camada de cobrimento interferem na manutenção da vida útil das barras de aço (ZHANG *et al.*, 2020). Considera-se que uma maior espessura de cobrimento de concreto, tem maior capacidade de proteção da armadura, mesmo em casos que se têm fissuras de grandes dimensões. Por outro lado, menores espessuras de cobrimento, mostram-se ineficientes, inclusive para fissuras de pequenas dimensões, (LOPEZ-CALVO *et al.*, 2018).

Verifica-se que, a abertura de fissuras pode ser influenciada da aderência aço-concreto, tanto na abertura, quanto no espaçamento. Nessas circunstâncias, é assumida a teoria do escorregamento, não devendo haver nenhum “escorregamento físico” entre o conjunto (aço+concreto) (BARBOSA, 2001). Para Caldentey (2017), isto ocorre devido ao fato de a aderência ser responsável pela transferência de forças da armadura para o concreto, por meio de forças de compressão radiais inclinadas, que estão localizadas nas regiões ao redor da barra. Assim, quando há presença de microfissuras (internas) na estrutura, é observado que elas tendem a se estender até a superfície da peça. Além disso, são constatadas diferenças no comportamento da estrutura, quando comparados concretos com e sem fissura.

Os autores ainda informam que, após o concreto atingir a deformação de fissuração, deve-se considerar uma tensão provinda da tração, sendo verificado que as barras de aço isoladas tornam-se responsáveis por suportar toda a solicitação axial da peça (CALDENTHEY, 2017). Nesse contexto, de acordo com Debernardi e Taliano (2015), nas seções entre fissuras, que estão localizadas ao redor das barras de aço, o concreto tende a suportar as forças de tração. Isto ocorre, principalmente, devido à capacidade de transferência proveniente da aderência entre aço-concreto, e contribui para um aumento da rigidez à tração da estrutura (*tension stiffening*).

Este efeito, vem sendo estudado, desde 1966 por Borges, o autor correlacionou o espaçamento da fissura com o cobrimento de concreto. Isto é representado pelo comprimento mínimo necessário, para garantir a redistribuição de tensão entre aço e concreto, isto é, o comprimento de transferência $l_{s,max}$ (vide Figura 2) (LAPI; ORLANDO; SPINELLI, 2018). Além disso, o autor desenvolveu cálculos referentes aos espaçamentos entre as fissuras, em função do cobrimento de concreto (c), diâmetro da barra (\emptyset) e da taxa de reforço efetiva

(\emptyset/ρ_{ef}); que são utilizados atualmente pelos Model Code (FIB, 2010) e EuroCode 2 (CEN, 2004).

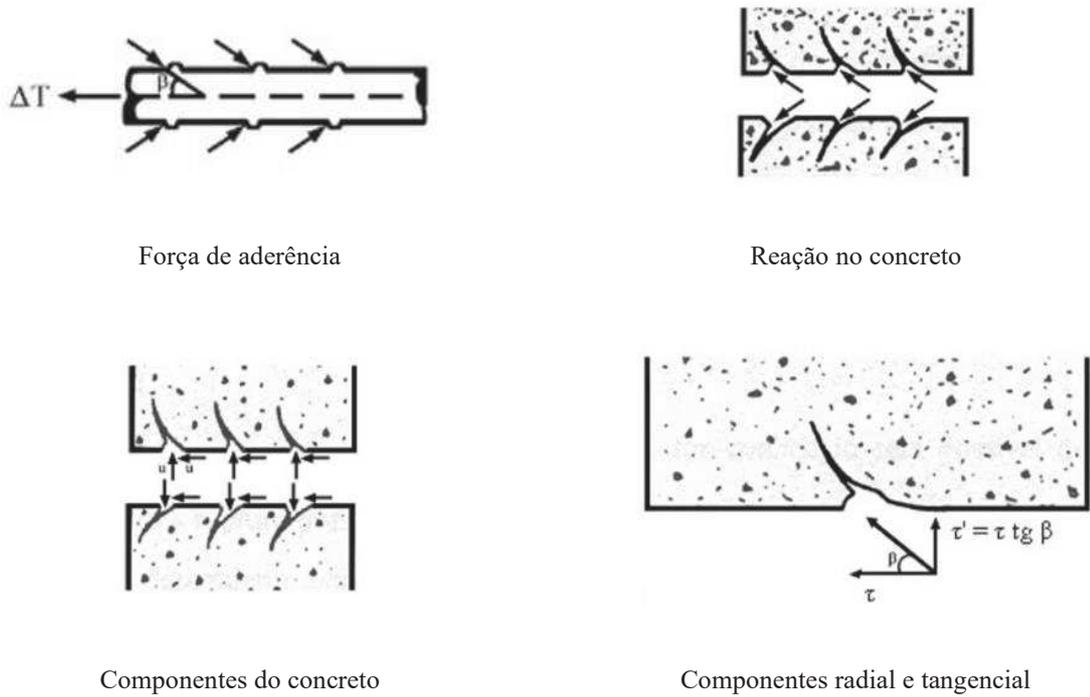
2.3 FATORES QUE INFLUENCIAM O SURGIMENTO E DESENVOLVIMENTO DE FISSURAS

De acordo com Ohno (2015), a propagação das fissuras no concreto é complexa, devido, principalmente, à composição heterogênea do material, como também ao comportamento da fissuração. O autor informa que, ao se iniciar o processo de fissuração, é observada uma área evolutiva de microfissuras, isto é, um processo microscópico de fissuração, conhecido como zona de processo de fratura, que por sua vez, influencia na configuração das aberturas de fissuras, que está ligada ao aço e à espessura de cobrimento, usados na obra. Para Mengel; Krauss e Lowke (2020), a presença de fissuras podem interferir, ainda, no transporte e carreamento de líquidos ou minerais até o interior da peça de CA.

Sendo verificado que, a composição do traço de concreto está ligada à fissuração, visto que fatores como a relação água/cimento, volume e formato dos agregados utilizados, emprego de aditivos, tipo de cimento utilizado e a maturidade das matrizes cimentícias, tendem a determinar a formação da microestrutura e, conseqüentemente, da geometria das fissuras (MENGEL; KRAUSS; LOWKE, 2020; THOMAS *et al.*, 2020). Nos elementos de CA, especificamente nas fibras tracionadas, é observada a presença de uma resultante radial da tensão de aderência, descoberta por Goto em 1971 (vide Figura 3). Essa componente perpendicular ao eixo da barra, tensiona o concreto, causando a formação de fissuras secundárias e, conseqüentemente, levando à ruptura da aderência aço-concreto, quando as forças de tração alcançam a resistência característica do concreto (BARBOSA, 2001).

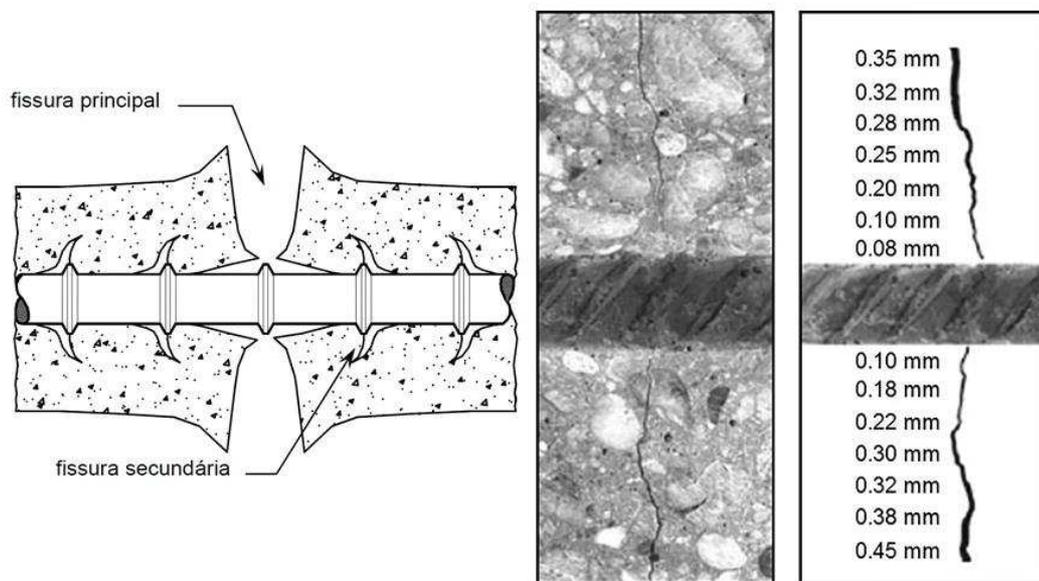
De acordo com Borosnyói e Snóbli (2010), existem evidências sobre as características das fissuras formadas no concreto que envolve as barras de aço, sendo que o tipo da barra utilizada (lisa, nervurada, entalhada, etc.) tende a interferir na configuração final das fissuras. Os autores informam que, podem ser observadas alterações nas configurações da abertura de fissuras, nas regiões em contato com as barras de aço (vide Figura 4), tais como, diminuição da tortuosidade e da largura. Verifica-se, que as fissuras secundárias internas, tendem a provocar perda de aderência, tornando necessário a ancoragem mecânica. Cabe ressaltar que para as solicitações cíclicas de carga, esse fenômeno deve ser considerado mais intenso (BOROSNYÓI; SNÓBLI, 2010; CEN, 2004; MENGEL; KRAUSS; LOWKE, 2020; OHNO, 2015).

Figura 3- Solicitações na região de ancoragem da barra de aço.



Fonte: Orangun; Jirsa e Breen (1977).

Figura 4 - Variação da abertura de fissura em um elemento de concreto armado



Fonte: adaptado de Borosnyói e Snóbli (2010)

Segundo Thomas *et al.* (2020), no que se refere à pasta de concreto, o uso de agregados reciclados pode influenciar no aumento da porosidade e na perda da densidade devido à heterogeneidade das partículas. Dessa forma, o concreto tem uma tendência a maior retração plástica e, assim, à formação de fissuras. Outro fator relevante é que, a quantidade de poros existente na peça, que está intimamente ligada ao seu processo de hidratação e cura, sendo que o emprego de um elevado fator água/cimento pode promover um acréscimo na quantidade de poros e microfissuras. Sendo necessário destacar que esses poros são continuamente preenchidos durante o processo de hidratação do cimento devido à formação dos hidratos de cálcio. Portanto, é importante especificar as concentrações de materiais usados, tipo de cimento e condições de cura, pois isto auxilia na modelagem da microestrutura da peça (WANG; FU; SONG, 2020).

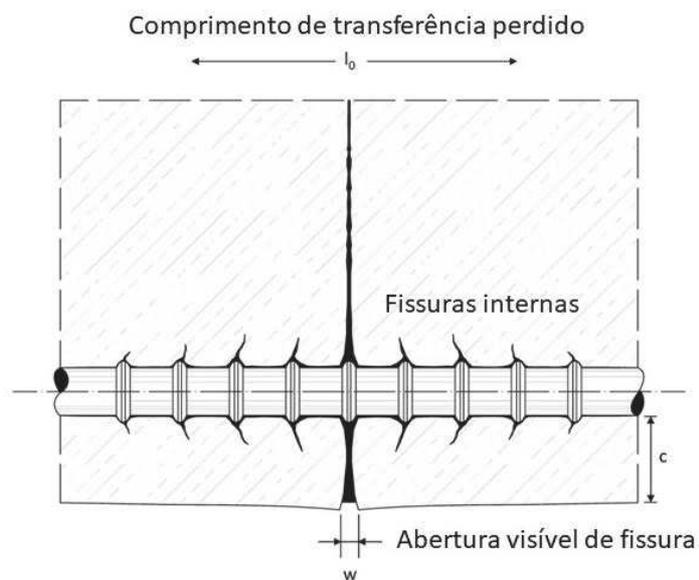
De acordo com Cortas *et al.* (2014), tanto o fator a/c, quanto a saturação dos agregados interferem no comportamento de fissuração do concreto. De maneira que o fator a/c, quando muito baixo, tende a provocar fissuras relacionadas ao aumento das tensões de retração no regime plástico. Já a saturação inicial dos agregados pode influenciar nos valores da resistência à compressão; destacando que a presença de agregados inicialmente saturados acarretam em uma maior fissuração, visto que há uma maior evolução do módulo de elasticidade a partir do tempo de pega inicial.

Foi constatado por Divanedari e Eskandari-Naddaf (2020) uma discordância em relação ao comportamento das fissuras, quando comparadas diferentes granulometrias de cimento. Observa-se que um aumento na dimensão do grão pode influenciar nas configurações das microfissuras, que por sua vez tendem a propagar em trajetória retilínea, possibilitando maiores aberturas de fissuras. Já para os cimentos de granulometrias mais finas, constata-se uma maior tortuosidade da microfissura e uma menor tendência à formação de fissuras visíveis. De acordo com Lee *et al.* (2020), uma proposta é adicionar escória na composição dos cimentos, como exemplo o CII-E, a fim de se ter um menor calor de hidratação, amenizar a retração e, conseqüentemente, diminuir a fissuração. Todavia, os autores informam a necessidade de se considerar, cautelosamente, características como hidratação do composto e condições de contorno da estrutura, visto que esses fatores auxiliam no controle de fissuras e outras manifestações patológicas.

2.4 INFLUÊNCIA DA ABERTURA DE FISSURAS NO CONCRETO ARMADO

No Brasil, as prescrições referentes à durabilidade do CA (NBR 6.118 (ABNT, 2014) e NBR 15.575 (ABNT, 2013)), estimam uma VUP mínima de 50 anos. Os códigos internacionais (MC (FIB, 2010) e EC (CEN, 2004)) informam que esta VUP pode ser aumentada, caso sejam feitos ajustes em parâmetros como resistência mecânica, qualidade do concreto, espessura de cobrimento, dentre outros. Contudo, os autores Alexander e Beushausen (2019), informam que a deterioração prematura das estruturas tem se mostrado um grande obstáculo ao ambiente construído, gerando demasiados ônus com serviços de manutenção e reparo com às estruturas.

Figura 5 – Representação da perda de aderência entre aço e concreto



Fonte: Lapi; Orlando e Spinelli (2018).

De acordo com Balázs *et al.* (2013) e Kang *et al.* (2017), podem ocorrer fissuras longitudinais (ao longo do comprimento da peça), devido à uma espessura de cobrimento insuficiente, que comprometem a aderência entre armadura e concreto, mantendo uniformes as deformações das barras de aço entre as fissuras (vide figura 5). Como consequência, observa-se uma redução dos efeitos de enrijecimento à tração (*tension stiffening*) na peça de CA. Nesse contexto, para Minelli; Tiberti e Plizzari, (2011) e Tiberti; Minelli e Plizzari (2015) os compostos cimentícios reforçados com fibras apresentam uma boa resposta às forças aplicadas. Isto se deve ao fato de as fibras presentes nesses compósitos, formarem uma espécie de “ponte” que liga as fissuras, auxiliando na resposta às solicitações do concreto.

De acordo com Deluce e Vecchio (2013), isto torna possível uma redução substancial nas aberturas de fissuras. Além disso, as resistências elástica e pós-escoamento, dos elementos tensionados podem ser aumentadas devido ao efeito de ligação das fibras e à ductilidade melhorada do concreto (AMIN; FOSTER; WATTS, 2016; BISCHOFF, 2003).

Mengel; Krauss e Lowke (2020) informam que, outro grande problema relacionado à abertura de fissuras, é a suscetibilidade das barras de aço à corrosão, sendo que, quanto mais fissurada a peça, maior a probabilidade de ocorrência. Para Ghantous *et al.* (2017), constata-se uma tendência, no processo de carbonatação da armadura, de diminuir a velocidade das reações com o tempo, assim os produtos da corrosão não se espalham para além da zona carbonatada. Em outras palavras, a zona carbonatada e a zona corroída passam a ter a mesma área, gerando uma espécie de “selo” que impede a entrada de oxigênio e água, contudo, isto faz com que as aberturas visíveis sejam “mascaradas” por processos prejudiciais à estrutura, o que pode acelerar a corrosão.

Segundo Yang; Li e Li (2018), as fissuras superficiais são conferidas geralmente pelo tempo de serviço, de maneira que ao se utilizar um programa de manutenção (preditiva ou preventiva), é possível obter uma melhora na vida útil das estruturas. De acordo com Kang *et al.* (2017) a contribuição do concreto convencional, para a resistência de estruturas de CA tracionadas, diminui rapidamente após sua fissuração. Os autores ainda informam que para os concretos reforçados, ou em situações que emprega CAD, podem ser observadas aberturas de fissuras na fase de pós-escoamento da armadura longitudinal, necessitando, portanto, de atenção para essa manifestação patológica. Assim, Allam *et al.* (2012) indicam a necessidade de serem observadas questões relacionadas à taxa de armadura, cobrimento e detalhamento (tais como o arranjo das barras), visto que esses se relacionam à aderência da peça e, conseqüentemente, com a fissuração.

3 ESTRUTURA METODOLÓGICA

3.1 PROCEDIMENTOS

Muito se discute sobre os processos e métodos da formação de fissuras em estruturas de concreto armado. Sendo abordadas as diferentes influências de parâmetros como resistência mecânica, qualidade do concreto, espessura de cobrimento, agressividade ambiental, solicitações de carga, dentre outros; que estão inseridos em regulamentações propostas com a finalidade de se alcançar maiores desempenhos e durabilidades (BOLINA; TUTIKIAN, 2016; DOUGLAS HOOTON, 2019; LOPEZ-CALVO *et al.*, 2018; MEZZOMO *et al.*, 2018).

Assim, é assumida uma possibilidade de contribuição efetiva ao se comparar o contexto normativo nacional, com os internacionais, mais especificamente, ao fib Model Code (FIB, 2010) e ao EuroCode 2 (CEN, 2004), já que o primeiro é a base fundamentadora dos comitês internacionais para regulamentação de suas prescrições e, o segundo apresenta diretrizes e parâmetros em prol das estruturas de concreto projetadas no território europeu, sendo considerado também um código de referência do assunto.

Diante do exposto, a análise qualitativa proposta nesse estudo é guiada pelo estudo das diferenças entre os parâmetros normativos referentes à durabilidade das estruturas de CA, como a resistência mecânica do concreto, a espessura de cobrimento, a agressividade ambiental, as combinações de ações e os modelos de previsão de abertura de fissuras. Em outras palavras, o procedimento adotado, análise comparativa, visa salientar os pontos fracos, identificando parâmetros passíveis de revisão em prol da melhoria dos projetos e processos construtivos, visando a melhora de performance da estrutura, no que se refere à sua durabilidade e vida útil, já que tornam-se obstáculos ao surgimento de anomalias como corrosão de armadura, rigidez excessiva, dentre outras (PÉREZ CALDENTEY *et al.*, 2013; YU *et al.*, 2015).

Para a análise quantitativa é proposto avaliar os cálculos de estimativa da abertura de fissuras, apresentados pelas prescrições normativas estudadas. Por meio de um estudo, que ilustra as diferenças encontradas na análise qualitativa. Na avaliação da qualidade do concreto estrutural, em geral, os principais parâmetros, objeto de estudo, são a agressividade do meio ambiente, a resistência mecânica, o módulo de elasticidade, a qualidade das barras, a espessura de cobrimento da armadura e os cálculos para se estimar a abertura de fissuras. A seguir são apresentados os itens normativos, a serem analisados à luz dos Model Code (FIB, 2010), EuroCode 2 (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014).

3.2 ANÁLISE QUALITATIVA

3.2.1 Caracterização da Agressividade ambiental

A caracterização da agressividade ambiental é um parâmetro que define outros, como espessura do cobrimento e abertura máxima de fissuras. Segundo os MC (FIB, 2010), EC (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014), esse parâmetro está ligado com o ambiente no qual a estrutura se localiza, sendo um item a ser considerado desde o pré-projeto, a fim de assegurar o desempenho e a durabilidade de peças projetadas; portanto, mostra-se crucial para um CA de alta vida útil.

A seguir, a Tabela 1 apresenta os valores referentes ao MC (FIB, 2010), a Tabela 2 refere-se ao EC2 (CEN, 2004), e a Tabela 3 à NBR 6.118 (ABNT, 2014).

Tabela 1 - Valores de cobrimento mínimo (em mm) para elementos de concreto armado segundo o Model Code.

	Classes de agressividade ambiental										
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XS2	XD3	XS3
cobrimento	10	15	25	30	35	40	45				

Fonte: adaptado de Fédération Internationale Du Béton (2010).

Tabela 2 - Valores de cobrimento mínimo (em mm) para elementos de concreto armado segundo o Eurocode.

Classe estrutural	Classes de agressividade ambiental										
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XS2	XD3	XS3
	Cobrimento mínimo (mm)										
S1	10	10	10	15	20	25	30	35	40	45	50
S2	10	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
S3	10	10	20	25	30	35	40	45	50	55	60
S4	10	15	25	30	35	40	45	50	55	60	65
S5	15	20	30	35	40	45	50	55	60	65	70
S6	20	25	35	40	45	50	55	60	65	70	75

Fonte: adaptado de Comité Europeen de Normalisation (2004).

Tabela 3 - Valores de cobrimento nominal (em mm) para elementos de concreto armado segundo a normalização brasileira.

	Classes de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Laje	20	25	35	45
Viga	25	30	40	50
Contato com solo	30		40	50

Fonte: adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Desta forma, a análise será constituída de um comparativo entre os procedimentos adotados pelos MC (FIB, 2010), EC (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014), no que se diz respeito à subdivisão das classes de agressividade e risco de deterioração, assim como as suas respectivas caracterizações para condições atmosféricas (sazonais e geográficas), que sejam compatíveis aos parâmetros nacionais, isto é, sendo excluídas aquelas relacionadas à ação de gelo e degelo.

3.2.2 Avaliação da qualidade do concreto armado

A avaliação qualidade do CA é dada parcialmente entre seus componentes, concreto e armadura. No que se refere ao concreto, tem-se a resistência mecânica traduzida em ensaios que avaliam seu comportamento à compressão e à tração, possibilitando análises referentes à qualidade, como o controle da dosagem e produção, ou seja, controla-se o processo e o produto. Nesse sentido, o Quadro 1, apresenta os padrões adotados pelos Model Code (FIB, 2010) e Euro Code 2 (CEN, 2004) (de acordo com a EN-206 (ECS, 2000)). Os valores apresentados relacionam faixas de agressividade ambiental, valores resistência do concreto e fator a/c . Sendo ainda informado, que estes devem ser relacionados ao tipo de cimento, pasta de concreto e outros.

Salienta-se que, esses valores são indicados para uma VUP de 50 anos, quando pretende-se estima-la em 100 anos, deve-se aumentar os valores da classe de concreto em 2; de maneira que as classes de concreto são definidas pela sua resistência à compressão, obtidas a partir de ensaios próprios que certificam a qualidade e auxiliam a estimar o desempenho em serviço e durabilidade das estruturas (CEN, 2004; FIB, 2010).

Quadro 1 – Relações de para qualidade do concreto segundo a EN206- Projetos de concreto.

	Classes de agressividade ambiental										
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XS2	XD3	XS3
Fator a/c	--	0,65	0,60	0,55	0,50	0,55	0,50	0,55	0,45	0,45	0,45
Classes de concreto	$\geq C30/37$		$\geq C35/45$		$\geq C40/50$			$\geq C45/55$			

Fonte: adaptado de Comité Europeen de Normalisation (2000).

O Quadro 2, apresenta as orientações da NBR 6.118 (ABNT, 2014) para se projetar uma estrutura de concreto com boa qualidade. Segundo a norma esses parâmetros apresentados na tabela têm grande interferência na durabilidade. Ressalta-se que, diferentemente dos códigos referência, não é apresentada a possibilidade de se projetar estruturas com uma VUP superior à de referência (VUP referência – 50 anos).

Quadro 2 – Relações segundo a NBR 6.118 para melhor qualidade do concreto

	Classes de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Fator a/c	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
Classe do concreto	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$

Fonte: adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

O procedimento utilizado para análise deste parâmetro foi considerar as informações fornecidas pelas prescrições dos códigos e das normas, isto é, as relações mínimas para qualidade de concreto, coeficientes adotados, restrições a serem adotadas em obra, procedimentos para obtenção dos valores das resistências e demais ensaios de qualidade, que considerem o nível de detalhe informado e as referências fornecidas.

3.2.3 Espessura de cobrimento da armadura

Como mencionado anteriormente, dentre as principais funções do cobrimento de concreto destacam-se a proteção física e química para as barras de aço. De modo que, as falhas nessa camada podem auxiliar no transporte de agentes agressores à armadura, que induzem, por exemplo, à corrosão, como também, comprometem a capacidade de suporte da estrutura. Desta

maneira, a espessura dessa camada pode acrescentar atributos ao desempenho da estrutura, caso seja devidamente ajustada (LAPI; ORLANDO; SPINELLI, 2018).

Os EC2 (CEN, 2004) e MC (FIB, 2010) apresentam o valor do cobrimento mínimo, já a NBR 6.118 (ABNT, 2014), o valor do cobrimento nominal. Como ambas as normalizações adotam uma equação para a estimativa do cobrimento nominal (vide equação 1), é possível comparar os valores do cobrimento final adotado por cada uma, junto dos seus respectivos valores de erro de execução.

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C \quad (1)$$

Onde:

C_{nom} é o cobrimento nominal;

C_{min} é o cobrimento mínimo;

ΔC é o fator de segurança de execução.

Portanto, para as análises e discussões, será feito um comparativo entre os valores de C_{nom} e C_{min} , apresentados pelos MC (FIB, 2010), EC (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014), levando em consideração o maior valor de ΔC apresentado (caso exista mais de um valor). Em resumo, aplica-se a equação 1 e, com os valores obtidos, analisa-se a diferença presente entre as três prescrições estudadas, no que se refere aos valores desse parâmetro.

3.2.4 Combinação de ações do Estado Limite de Serviço

As verificações do ELS, para o concreto armado, mostram-se cada vez mais importantes, porque uma estrutura sob cargas de serviço, tem seu comportamento afetado pela zona de tração do concreto (LAPI; ORLANDO; SPINELLI, 2018). Nesse sentido, pelo fato de apresentar baixa resistência à tração, o concreto pode apresentar manifestações patológicas como a abertura de fissuras, deformações excessivas, dentre outras (CHUST CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014; MEHTA; MONTEIRO, 2014). Para fins de análise, são exploradas as recomendações acerca da estrutura em serviço. Mais especificamente, procede-se uma investigação a respeito das combinações de ações de serviço utilizadas para estimar a carga atuante sob uma estrutura, quando se deseja verificar a abertura de fissuras no concreto armado. Para tal, serão analisados os procedimentos de cálculo adotados pelos MC (FIB, 2010), EC (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014), no que se refere às verificações do desempenho em serviço e durabilidade do CA.

3.2.5 Estimativa da abertura de fissuras

De acordo com Chust Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a abertura de fissura na estrutura representa uma falha na camada de cobrimento, possibilitando a entrada de substâncias agressoras à armadura, além disso induz à rigidez excessiva, o que leva à desestabilização da estrutura. O Quadro 3 ilustra os valores máximos de abertura de fissuras, para elementos de concreto armado, apresentado pelos MC (FIB, 2010), EC (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014).

Quadro 3 – Valores máximos para abertura de fissuras segundo as normalizações estudadas

Prescrições	Agressividade Ambiental	Abertura máxima (mm)
Model Code	X0-XC	0,3
	XD-XS	0,2
Eurocode	X0-XC1	0,4
	XC2-XS3	0,3
NBR 6.118	I	0,4
	II-III	0,3
	IV	0,2

Fonte: adaptado de Fédération Internationale du Béton (2010); Comité Européen de Normalisation (2004) e Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Para serem analisados os modelos utilizados por cada prescrição acerca da estimativa da abertura de fissuras, foram buscadas as informações sobre as expressões prescritas no MC (FIB, 2010), no EC2 (CEN, 2004) e na NBR 6.118(ABNT, 2014), assim como as respectivas metodologias de cálculo para a estimativa da abertura de fissuras, deformação, conformação superficial e outros fatores que influenciam este parâmetro.

3.3 ANÁLISE QUANTITATIVA

A fim de proceder uma análise mais concisa no que se refere aos parâmetros de qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado, propõe-se uma análise dos parâmetros nacionais e internacionais, que consiste em estudar sua aplicabilidade no contexto brasileiro. A saber, serão analisados: as classes de agressividade ambiental e suas relações com a abertura de fissuras e a relação entre resistência do concreto e taxa de armadura.

Primeiramente, propõe-se a aplicação de um estudo, em três vigas bi-apoiadas, dos métodos de estimativa da abertura de fissuras e durabilidade, presentes nos MC (FIB, 2010), EC (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014). Considerando a classes de agressividade ambiental como variável principal, visto que, de antemão, observa-se que este parâmetro determina aos demais. Isto é, estão ligados a ele (CAA): a espessura de cobrimento da armadura, a resistência mecânica e as relações de qualidade do concreto armado.

Ademais, é empregada, nas três vigas a serem estudadas, a mesma seção transversal (20 x 40 cm), um vão livre de 5 m, aço CA-50 ($f_y = 500$ MPa), a uma taxa de armadura $A_s = 15,75$ cm² (5 Φ 20 mm) (vide Figura 6), e o seguinte carregamento: permanente de $M_{g,k} = 280$ KN.m e variável de $M_{q,k} = 50$ KN.m. No Quadro 4, são apresentadas as classes de agressividade ambiental e os respectivos valores de cobrimento nominal (para cada CAA), de acordo com os MC (FIB, 2010), EC (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014). Portanto efetuou-se uma análise mais consistente acerca das prescrições sobre a estimativa da abertura de fissuras (w_k) e durabilidade, presentes nos MC (FIB, 2010), EC (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014).

Cabe ainda esclarecer que, foram escolhidas as CAA que se assemelhassem aos ambientes brasileiros, levando em consideração a subdivisão presente nos quadros 5 e 6 (vide seção 0). Essas CAA, também são descritas no Quadro 4, e seguem as seguintes categorias de exposição:

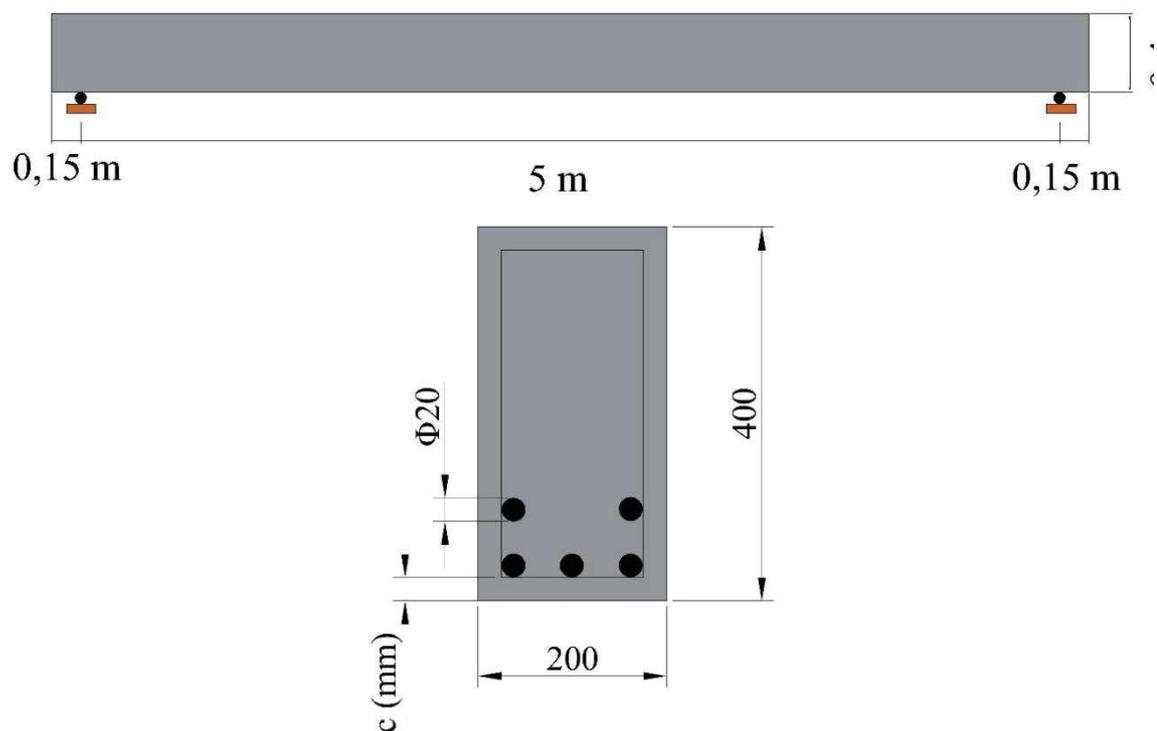
- i) viga A – categoria que possui risco de carbonatação do concreto e moderada agressividade;
- ii) viga B – categoria que possui risco de ataque de cloretos do concreto e alta agressividade;
- iii) viga C – categoria que possui risco de ataque de cloretos do concreto e elevada agressividade.

Quadro 4 – Relações de valores para durabilidade para os modelos analisados neste trabalho, de acordo com as prescrições estudadas.

	Modelos	Model Code	Eurocode	NBR 6.118
CAA	A	XC3	XC3	II
	B	XS1	XS1	III
	C	XS3	XS3	IV
Cobrimento em mm	A	35	33	25
	B	45	43	35
	C	55	53	45

Fonte: adaptado de Fédération Internationale du Béton (2010); Comité European de Normalisation (2004) e Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Figura 6 - Modelo de viga utilizado para estimativa da abertura de fissura.



Fonte: elaborado pelo autor.

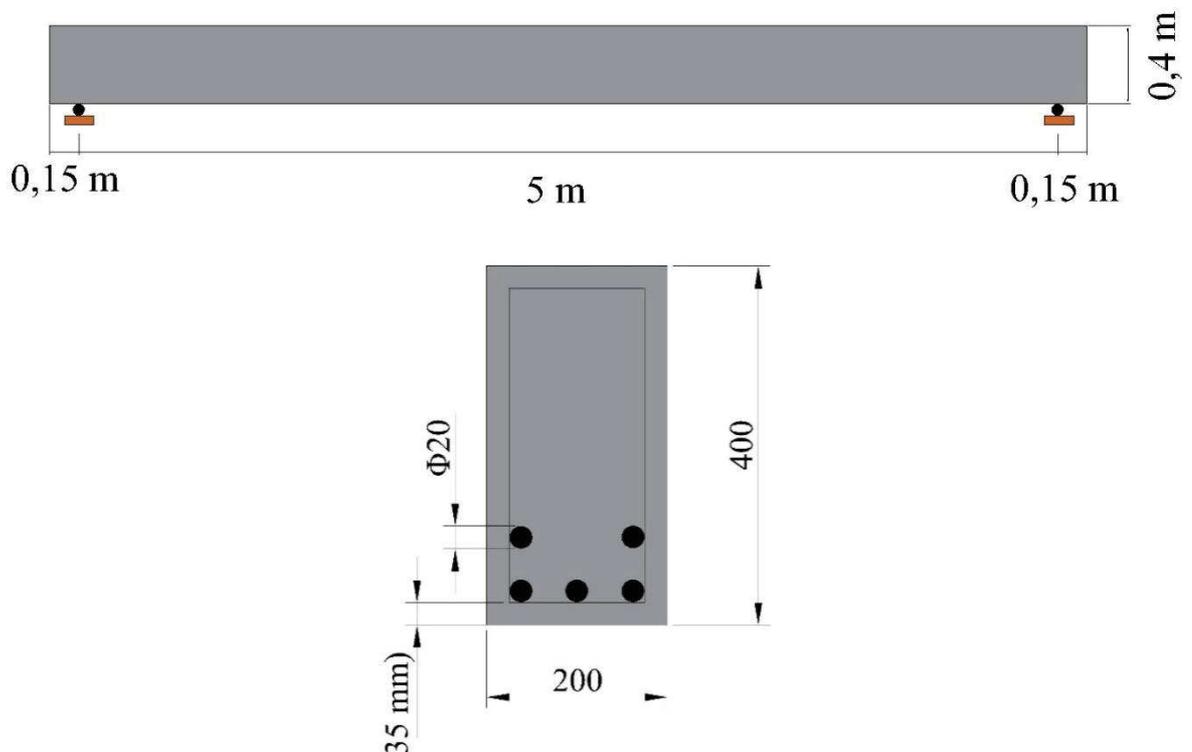
Legenda: os valores de “c” estão apresentados no quadro 4.

Posteriormente, efetua-se uma análise referente à relação entre a resistência do concreto armado com as aberturas de fissura, ou seja, f_c e W_k . Para tal, é utilizada como modelo, uma viga de seção transversal (20 x 40 cm), situada em uma CAA com risco de carbonatação do concreto e moderada agressividade (XC3 para os MC (FIB, 2010) e EC2 (CEN, 2004) e II para a NBR 6.118 (ABNT, 2014).

No mais utiliza-se, um vão livre de 5 m, aço CA-50 ($f_y = 500$ MPa), taxa de armadura $A_s = 15,75$ cm² (5 Φ 20 mm) (vide Figura 7), cobrimento mínimo de $c = 35$ mm (de acordo com as 4, 5 e 6) e o seguinte carregamento: permanente de $M_{g,k} = 280$ KN.m e variável de $M_{q,k} = 50$ KN.m.

No que se trata da variação da resistência, realiza-se uma variação dos valores de resistência de 10 em 10 MPa, iniciando-se em 40 MPa, já que o valor mínimo de f_c considerando a CAA é de 35 MPa (vide quadro 2 e 3, da seção 3.2.2). Portanto, a variação das resistências é feita da seguinte forma: 40 MPa, 50 MPa, 60 MPa, 70 MPa, 80 MPa e 90 MPa.

Figura 7 – Modelo de viga utilizado para a análise referente à variação da resistência.



Fonte: elaborado pelo autor.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 ANÁLISE QUANTITATIVA

As inconsistências na normalização brasileira no que se refere à durabilidade das estruturas de concreto armado, mostram a necessidade de atualização dos parâmetros a serem considerados para se obter melhor desempenho e vida útil de projeto. Assim, uma análise entre os padrões nacionais e internacionais é promissora, possibilitando uma construção crítica e robusta das deficiências existentes

A seguir, é apresentada uma abordagem crítica entre os parâmetros apresentados pelos Model Code 2010 (FIB, 2010), Eurocode 2 (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014), divididos em tópicos no que se refere às avaliações: da caracterização da agressividade ambiental, da qualidade do concreto armado, da espessura de cobrimento da armadura, das combinações do estado limite de serviço e dos cálculos para previsão da abertura de fissuras.

4.1.1 Análise da Caracterização da Agressividade Ambiental

De acordo com as prescrições presentes nos Model Code (FIB, 2010) e Eurocode (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014), deve-se relacionar as CAA com os critérios de projeto, a fim de se melhorar o desempenho da estrutura em relação ao ambiente no qual ela se localiza. De maneira que, a análise das condições ambientais, por meio das CAA é importante. Isto significa, que a depender das ações físico-química-mecânica incidentes em uma determinada peça, junto da área de exposição ambiental, poderá ser esperado diferentes níveis de ataques dos agentes deterioradores.

O Quadro 5, apresenta as CAA do Model Code (FIB, 2010) e Eurocode (CEN, 2004) que seguem os padrões da EN-206 (ECS, 2000) (norma base para as relações de qualidade do concreto a ser utilizado na Europa). Sendo divididas em 18 classes de agressividade, de acordo com a tendência de deterioração e tipo de atmosfera que será construída a estrutura. Há ainda, uma subdivisão em 5 categorias de exposição, que avaliam os riscos de ataque de agentes agressivos ao CA. Os códigos ainda informam, a necessidade de uma atenção especial do projetista às classes mais agressivas, que englobam ataques de gelo e degelo, ataques químicos, inclusive, sendo trazidas tabelas com valores limites para essas classes de exposição química (vide tabela 2 da seção 4.1, da EN-206 (ECS, 2000)).

Quadro 5 - Classificação de agressividade ambiental segundo a EN-206.

Classe de exposição	Categorias de exposição					
	Sem risco	Risco de Carbonatação	Risco de ataque cloretos		Ação de gelo-degelo	Ataque químico
	X0	XC1 XC2 XC3 XC4	XD1 XD2 XD3	XS1 XS2 XS3	XF1 XF2 XF3 XF4	XA1 XA2 XA3

Fonte: adaptado de Comité Europeen de Normalisation (2000).

O Quadro 6, apresenta as CAA da NBR 6.118 (ABNT, 2014), que são divididas em 4 classes, de acordo com o ambiente de exposição. De forma semelhante aos códigos de referência, elas indicam a tendência de deterioração. Contudo, não são apresentados dados que auxiliem a mensurar o grau de agressividade (por exemplo, a concentração de agentes agressivos, como o CL^-), sobretudo para as CAA mais agressivas, como é feito pelos códigos internacionais.

Quadro 6 - Classificação de agressividade ambiental segundo NBR 6.118.

Classe de Agressividade	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente	Risco de deterioração
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito Forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda para ambientes internos secos;

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove;

^c Ambientes quimicamente agressivos.

Fonte: adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

No geral pode-se dizer que, para a NBR 6.118 (ABNT, 2014), a agressividade do meio ambiente se relaciona à ações físicas e químicas atuantes na estrutura, independente de ações mecânicas, de variações volumétricas, de origem térmica dentre outras previstas no dimensionamento. Já para os Model Code (FIB, 2010) e Eurocode (CEN, 2004) essas ações dependem do local de emprego do concreto, portanto, são consideradas as condições especiais para o uso do concreto ou as medidas de proteção contra corrosão (tais como o uso de aço inoxidável ou aumento da espessura de cobrimento) (BEUSHAUSEN; TORRENT; ALEXANDER, 2019; MEZZOMO *et al.*, 2018).

De acordo Zych e Jaromska (2019), o Eurocode 2 (CEN, 2004), ainda apresenta a possibilidade de se combinar as classes de exposição ambiental nas situações em que os elementos de CA estiverem sujeitos a situações que representem alto risco ao mesmo, relativas à exposição ambiental. Contudo, os autores afirmam que não são apresentadas informações específicas sobre a essa combinação, sendo indicado apenas análises dos projetistas.

De antemão verifica-se que a NBR 6.118 (ABNT, 2014) é mais generalista em relação às CAA. Isto também foi constatado por Mezzomo *et al.* (2018), que mencionou a relevância de ser feito um maior detalhamento, principalmente em regiões mais agressivas, como o caso da atmosfera marinha. Além disso, constata-se no Quadro 6, que a norma permite uma minimização da CAA em estruturas que se adequem a determinadas situações, isto pode resultar em prejuízos à durabilidade do CA, caso ocorra erros de interpretação pelo projetista.

Constata-se na NBR 6.118 (ABNT, 2014):

- i) um detalhamento deficitário no que se refere aos atributos das diferentes CAA, necessitando de um maior detalhamento no que se refere a: umidade relativa, nível de agentes degradantes, poluentes, dentre outros;
- ii) falta de informações relativas à descrição da estrutura, tais como características arquitetônicas que amenizem os efeitos de agentes degradantes (ambientes protegidos de chuva, uso de materiais que reduzam os efeitos de agentes degradantes etc.). Sendo trazidas, apenas informações quanto à sua localização geográfica (p. ex.: localização rural, urbana e zona marinha);
- iii) possibilita adotar, a critério do projetista, CAA mais brandas (vide Quadro 6), podendo causar erros de interpretação e problemas na estrutura;
- iv) ausência de informações que auxiliem no estudo da degradação, como o grau de agressividade e concentração de agentes deterioradores, visto que, os códigos internacionais apresentam essas informações em tabela (vide tabela 2, seção 4.1 da EN206 (ECS, 2000)).

Portanto, indica-se adotar, em procedimentos de projetos que visem a durabilidade do concreto armado, uma maior distribuição para classificação dos ambientes, auxiliando em um melhor mapeamento e redução dos erros por meio dos projetistas. De forma que, a identificação das CAA seja feita com melhor precisão, deixando claro as estruturas que necessitam de maior atenção, devido às características sazonais e/ou geográficas relacionadas à agressividade ambiental.

No que se refere às “classificações gerais do tipo de ambiente”, apresentadas pela NBR 6.118 (ABNT, 2014), observa-se, por exemplo, na classe I, dividida entre rural e submersa, a necessidade de se especificar as condições para se considerar o ambiente rural. Assim como, tem-se a possibilidade de adotar classificações similares às dos MC (FIB, 2010) e EC (CEN, 2004), ou seja, locais permanente molhados e com umidade moderada (protegidos de chuva), utilizando além das características geográficas, dados relativos à umidade relativa, índices pluviométricos, dentre outros.

De maneira semelhante, podem ser feitas alterações nas classificações II, III e IV, que tratam de zonas urbanas, marinhas, industriais e de respingos de maré, que se apresentam carentes de dados relativos à proximidade para se adotar essas classificações, isto é, a qual faixa de distância de cidades, do mar ou de indústrias, deve-se adotar essas CAA. Portanto indica-se que seja assumida uma classificação que considere a distância, indique as concentrações de agentes agressivos (tais como CL^- e CO_2), a fim de auxiliar na caracterização da exposição a agentes danosos à estrutura.

4.1.2 Avaliação da Qualidade do Concreto Armado

Quanto ao controle de manutenção e qualidade dos elementos de CA, pode ser observada uma preocupação em mantê-los com bom desempenho durante toda a VUP. Por exemplo, os MC (FIB, 2010) e EC2 (CEN, 2004) especificam a respeito da qualidade do concreto, recomendando cuidados como a drenagem adequada da estrutura durante o processo de cura, evitar-se produtos à base de cloreto na composição do traço e ao usar aditivos que se obedeça às recomendações do fabricante. Além disso são apresentados novos materiais, melhores relações a/c, dentre outros, com o foco em melhorar a VUP da estrutura. Em relação à NBR 6.118 (ABNT, 2014), é indicada a NBR 12.655 que de forma semelhante aos códigos de referência se preocupa com a qualidade do concreto, contudo não apresentando muitos fatores inovadores.

Quanto ao concreto utilizado, observa-se semelhanças entre os Model Code (FIB, 2010), Eurocode 2 (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014) para:

- i) coeficiente de dilatação térmica igual a $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;
- ii) coeficiente de Poisson igual a $\nu = 0,2$, com ressalva para os códigos referência, MC (FIB, 2010) e EC (CEN, 2004), que separam o ν para peças fissuradas ($\nu = 0$) e não fissuradas ($\nu = 0,2$).

As prescrições estudadas, determinam que os valores de f_c sejam estimados com base na resistência característica dos corpos de prova. Mais especificamente, a NBR 6.118 (ABNT, 2014) menciona uma quantidade mínima para o lote a ser testado, bem como o coeficiente de variação da amostra. Os EC2 (CEN, 2004) e MC (FIB, 2010), apresentam uma distinção nos valores de a resistência característica, segundo a geometria dos corpos de prova, cilíndricos (f_{ck}) ou cúbicos ($f_{ck,cube}$). Esta resistência deve ser considerada, preferencialmente, aos 28 dias, todavia, sendo permitida uma variação no tempo t , da seguinte forma:

$$\text{i) } f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa) para } 3 < t < 28 \text{ dias;} \quad (2)$$

$$\text{ii) } f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ para } t \geq 28 \text{ dias.} \quad (3)$$

Em que f_{cm} é:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (4)$$

Onde:

$$\Delta f = 8 \text{ MPa.}$$

No que se refere à resistência à tração do concreto, tanto o Model Code (FIB, 2010), quanto a NBR 6.118 (ABNT, 2014) prescrevem ensaios para obtenção das resistências à tração indireta, sendo determinados $f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$, assim, para o cálculo de abertura de fissuras, as prescrições utilizam os valores de $f_{ct,m}$.

$$f_{ctk,min} = 0,7f_{ctm} \quad (5)$$

$$f_{ctk,max} = 1,3f_{ctm} \quad (6)$$

Onde:

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} \text{ para classes de concreto } \leq \text{C50;} \quad (7)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + \Delta f)) \text{ para classes de concreto } > \text{C50.} \quad (8)$$

O Eurocode 2 (CEN, 2004), indica que a $f_{ct,m}$ seja a maior tensão alcançada sob carga de tração concêntrica, de modo que seu desenvolvimento está ligado aos processos de cura, condições de secagem e às dimensões dos elementos estruturais. Sendo que seu valor está relacionado, também, à variação do tempo de cura, podendo ser calculado da seguinte forma:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm} \quad (9)$$

Onde:

$\alpha = 1$ para $t < 28$ dias;

$\alpha = 2/3$, para $t \geq 28$ dias.

O Model Code (FIB, 2010), ainda, apresenta o conceito de energia de fratura G_F , considerada aquela necessária para que uma fissura se propague quando o concreto está sob tração, que é calculada sob área unitária e, preferencialmente, por testes experimentais, no entanto, na ausência destes, pode ser usada a seguinte combinação:

$$G_F = 73 \cdot f_{ctm}^{0,18} \quad (10)$$

Onde:

f_{ctm} é o valor médio das resistências à tração axial do concreto

No que se refere à deformação, verifica-se que, o MC (FIB, 2010) e o EC2 (CEN, 2004) adotam o módulo de elasticidade dos seus componentes, inferindo que, especialmente os agregados, influenciam diretamente nos valores. O MC (FIB, 2010), apresenta o seguinte cálculo para E_{ci} :

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad (11)$$

Onde:

$\Delta f = 8$ MPa;

$E_{c0} = 21,5 \cdot 10^3$ MPa;

α_E é 1,0 para agregados quartzito, para demais deve-se consultar tabela própria.

Para o Eurocode (CEN, 2004) deve-se encontrar E_{cm} , um valor compreendido entre $\sigma_c = 0$ e $0,4f_{cm}$, assim, pode ser determinado pela seguinte equação:

$$E_{cm(t)} = (f_{cm(t)}/f_{cm})^{0,3} E_{cm} \quad (12)$$

Onde:

$E_{cm(t)}$ e $f_{cm(t)}$ são valores nas idades t dias;

E_{cm} e f_{cm} são valores quando passados os 28 dias de idade.

A NBR 6.118 (ABNT, 2014) adota os módulos de deformação tangencial (E_{ci}) e secante (E_{cs}) da peça. Que, preferencialmente, devem ser estabelecidos via ensaio, entretanto, quando estes não forem realizados, pode-se estimar os valores da seguinte forma:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} ; \quad (13)$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (14)$$

$$E_{ci} = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5}, \text{ para idades entre 7 e 28 dias e } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 45 MPa;} \quad (15)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para idades aos 28 dias e } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;} \quad (16)$$

$$E_{ci} = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5}, \text{ para idades entre 7 e 28 dias e } f_{ck} \text{ de 50 MPa a 90 MPa;} \quad (17)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ aos 28 dias e } f_{ck} \text{ de 55MPa a 90MPa} \quad (18)$$

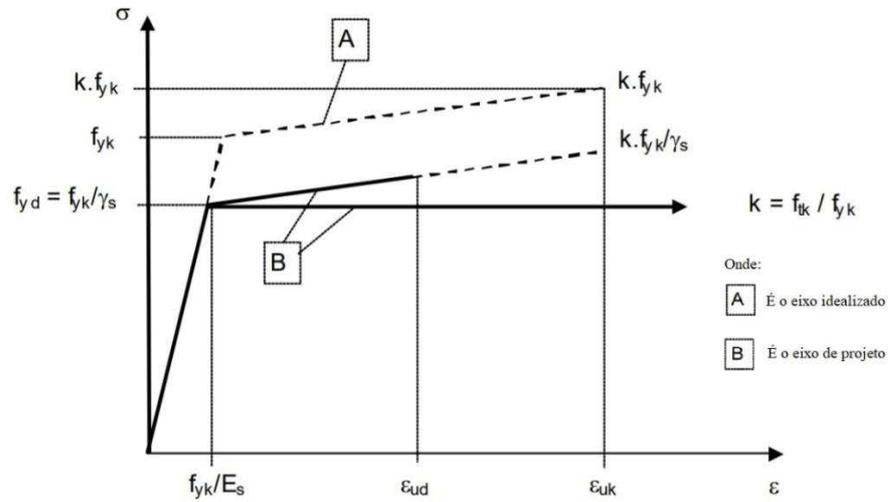
Cabe ressaltar que, os valores de α_E dependem do tipo de agregado utilizado, sendo: 1,2 para basalto; 1,0 para granito e gnaisse, 0,5 para calcário e 0,7 para arenito.

Em relação às barras de aço, o EC2 (CEN, 2004) indica que a resistência ao escoamento atenda à faixa de $400 \geq f_{yk} \geq 600$ MPa, o MC (FIB, 2010) adota um desvio máximo de 0,2% do diagrama tensão/deformação (vide Figura 8) e a NBR 6.118 (ABNT, 2014) indica que seja analisado o escoamento designado pelo fabricante do aço. Constata-se semelhanças entre as prescrições em alguns valores como, por exemplo:

- i) massa específica (7.850 kg/m³);
- ii) coeficiente de dilatação térmica ($10^{-5}/^{\circ}\text{C}$);
- iii) módulo de elasticidade ($E_s = 200$ GPa), com ressalva para a NBR 6.118 (ABNT, 2014), que divide os valores para armaduras passivas ($E_s=210$ GPa) de armaduras ativas (E_s : 200 GPa).

No que se trata do escoamento do aço (resistência máxima à tração do aço), tanto o Model Code (FIB, 2010), quanto o Eurocode 2 (CEN, 2004) mencionam que a ductilidade do aço pode ser estimada, para fins de cálculo, através do diagrama idealizado de tensão-deformação (vide Figura 8). O MC (FIB, 2010), ainda recomenda que para barras de aço obtidas por processos de trefilação a frio, as tensões de escoamento reais sejam diferentes (vide seção 5.2.5.1 MC (FIB, 2010, p.173)). Assegurando que, o valor real de f_{yk} , permaneça na faixa entre 5 e 10% em relação ao valor estimado em projeto, devido ao fato que, nas situações de flexão, a estrutura atingirá a tensão máxima de compressão do concreto antes do escoamento do aço, ocasionando uma ruptura frágil na peça (FIB, 2010).

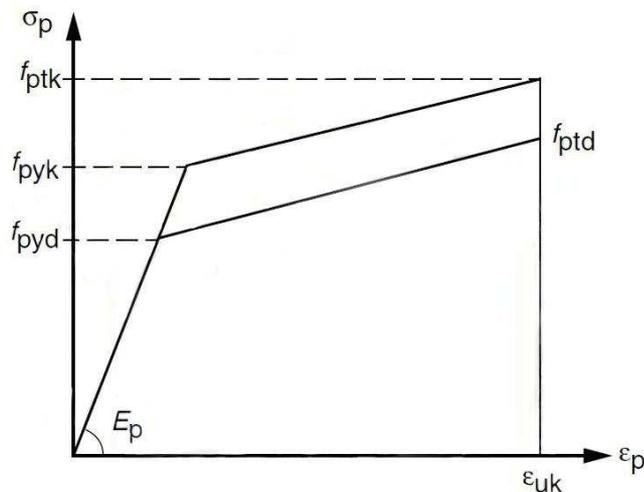
Figura 8 – Diagrama de tensão-deformação idealizado para armaduras de aço segundo os Model Code 2010 e Eurocode 2.



Fonte: Comité Europeen de Normalisation (CEN, 2004).

A NBR 6.118 (ABNT, 2014) indica que o f_{yk} seja, preferencialmente, fornecidos pelo fabricante, com os valores característicos de tração e alongamento na ruptura satisfazendo aos mínimos estabelecidos pelas normalizações próprias (NBR 6.349, NBR 7.483 e NBR 7.482). No entanto, nas verificações de abertura de fissuras é permitido o uso do diagrama simplificado de tensão-deformação do aço, ilustrado na Figura 9.

Figura 9 - Diagrama simplificado tensão-deformação do aço para armaduras ativas segundo a NBR 6.118.



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Por fim, o Model Code 2010 (FIB, 2010), o Eurocode 2 (CEN, 2004) e a NBR 6.118 (ABNT, 2014) caracterizam a qualidade de aderência das barras de aço por sua inclinação no interior da peça e pelo coeficiente de conformação superficial. De modo que, os valores mínimos deste coeficiente são estabelecidos em função da categoria do aço utilizado. Sendo indicado o uso de barras de aço com superfícies entalhadas ou nervuradas, que auxiliem na aderência por engrenamento mecânico. São verificadas as situações de boa aderência aço-concreto, de acordo com a posição das barras durante a concretagem. É considerada “situação de boa aderência” aquelas em que a inclinação for superior a 45° , ou caso menor que isto, adota-se a seguinte relação (ABNT, 2014, p.34):

- i) para “ $h < 60$ cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima”;
- ii) para “ $h > 60$ cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima”.

A seguir é listado um resumo das diferenças relativas a este parâmetro no que se refere à NBR 6.118 (ABNT, 2014):

- i) não separar o v entre peças fissuradas e não-fissuradas;
- ii) não adotar uma estimativa para energia de fissuração;
- iii) não fazer as verificações relativas a f_{yk} por meio de equacionamentos.

Nesse sentido, de acordo com Nakamura; Higai (2001), a energia de fratura é uma propriedade do material ligada ao efeito escala do concreto. De modo que, observa-se um aumento dos deslocamentos na peça e uma diminuição da dureza do concreto a medida que o valor de G_F aumenta (MAMEDE, 2011).

No que se refere aos valores do escoamento, de acordo com Kang *et al.* (2017) é imprescindível proceder verificações, a fim de assegurar boas respostas de desempenho em serviço. Por esse motivo, observa-se a possibilidade de a NBR 6.118 (ABNT, 2014) adotar uma estimativa para os valores de f_{yk} , que auxiliem nas situações pós-fissuração, tendo em vista que nesses casos, as barras de aço são responsáveis por suportar todas as forças de tração atuantes na estrutura (LAPI; ORLANDO; SPINELLI, 2018).

Ademais, de acordo com os Model Code 2010 (FIB, 2010) e Eurocode 2 (CEN, 2004), a subdivisão, feita entre os valores do coeficiente de Poisson, auxilia na estimativa das deformações. Portanto, indica-se que seja adotada, pela NBR 6.118 (ABNT, 2014), essa separação dos valores entre peças fissuradas e não fissuradas.

4.1.3 Análise da Espessura de Cobrimento da Armadura

De acordo com Pérez Caldentey *et al.* (2013), este parâmetro “espessura da camada de cobertura”, influencia na abertura de fissuras, por esse motivo deve-se fazer uma análise específica a respeito. Como mencionado anteriormente, a equação 1 (vide seção 3.2.3) é usada para estimar os valores de cobertura nominal, de maneira semelhante, para as três prescrições estudadas (NBR 6.118 (ABNT, 2014), MC (FIB, 2010) e EC2 (CEN, 2004))

Verifica-se que a diferença entre as prescrições estudadas consiste no valor do fator de segurança de execução. De acordo com os códigos internacionais (MC (FIB, 2010) e EC2 (CEN, 2004)), esse valor pode auxiliar na durabilidade da peça, na prevenção de corrosão de armaduras, dentre outros. Tendo as seguintes faixas de valor para cada prescrição estudada:

- i) para o MC (FIB, 2010) deve-se adotar $5 \geq \Delta C \geq 10\text{mm}$ (sendo indicado como padrão $\Delta C = 10\text{ mm}$);
- ii) para o EC2 (CEN, 2004), admite-se um valor médio de $\Delta C = 8\text{mm}$;
- iii) a NBR 6.118 (ABNT, 2014), também, considerada uma tolerância de execução um valor de $\Delta C = 10\text{ mm}$; em situações onde consegue-se ter um maior controle da qualidade durante o processo de execução, permite-se adotar $\Delta c = 5\text{ mm}$.

Assim, as Tabela 4 a 6 ilustram os valores de C_{min} e C_{nom} , de acordo com os Model Code (FIB, 2010), EuroCode 2 (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014), para se obter uma VUP de no mínimo 50 anos.

Tabela 4 - Valores de cobertura mínimo (em mm) para os elementos de concreto armado segundo o Model Code.

		Classes de agressividade ambiental										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XS2	XD3	XS3
Viga	C_{min}	10	15	25	30	35	40	45				
	C_{nom}	20	25	35	40	45	50	55				

Fonte: adaptado de Fédération Internationale du Béton (2010).

Tabela 5 - Valores de cobrimento mínimo (em mm) para os elementos de concreto armado segundo o Eurocode.

		Classes de agressividade ambiental										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XS2	XD3	XS3
Viga	C_{min}	10	15	25		30	35		40		45	
	C_{nom}	18	23	33		38	43		48		53	

Fonte: adaptado de Comité European de Normalisation (2004).

Tabela 6 - Valores de cobrimento nominal (em mm) para elementos de concreto armado segundo a NBR 6.118.

		Classes de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
Viga	C_{min}	15	20	30	40
	C_{nom}	25	30	40	50

Fonte: adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Além disto, verifica-se que tanto o MC (FIB, 2010), quanto o EC2 (CEN, 2004) não indicam cobrimentos mínimos para as classificações ambientais XF1 - XA3 (alta agressividade ambiental), indicando que o projetista faça uma abordagem mais criteriosa nessas CAA. Ademais, o Model Code (FIB, 2010) inclui a possibilidade de se estimar uma vida útil acima de 100 anos, para isso deve-se acrescentar 30% aos valores de C_{min} . Todavia, de acordo com Beushausen e Fernandez Luco (2015) e Douglas Hooton (2019) é indicado analisar a aplicação deste aumento na VUP, de forma isolada, considerando as características particulares da estrutura.

Verifica-se também que, os valores de cobrimento mínimo para as menores classes de agressividade ambiental se assemelham. Contudo, principalmente, pelo fato de a NBR 6.118 (ABNT, 2014) não fazer uma divisão mais detalhada das CAA, os valores para as faixas mais agressivas de CAA, que deveriam ser analisados com maior critério pelas regulamentações e pelos projetistas, ficam defasados quando comparados aos valores dos MC (FIB, 2010), EC2 (CEN, 2004). Por exemplo as classes IV e XS3, que representam em ambas as prescrições as de zonas de maré, possui na NBR 6.118 (ABNT, 2014) um $C_{min} = 35\text{mm}$, enquanto nos MC (FIB, 2010), EC2 (CEN, 2004) um $C_{min} = 45\text{mm}$.

4.1.4 Análise das Combinações de Ações de Serviço

A primeira vista, observa-se que os Model Code (FIB, 2010) Eurocode (CEN, 2004) apresentam três combinações de ações (combinações características, frequentes e quase-permanentes), que resumidamente, fazem o produto entre o somatório do carregamento permanente atuante na peça e dos fatores de redução para cada combinação específica. Além dessas três, os códigos apresentam uma quarta combinação de ações, que faz associações relacionadas à fadiga da estrutura. O MC (FIB, 2010), relaciona essa combinação aos abalos sísmicos, denominando-a como combinação de ações sísmicas. O Eurocode (CEN, 2004), relaciona essa combinação às cargas cíclicas atuantes na estrutura, sendo denominada de combinação de ações sísmicas.

Para a NBR 6.118 (ABNT, 2014) são apresentadas 3 combinações de ações, que seguem os padrões de cálculo dos códigos de referência, contudo não são apresentadas combinações referentes à fadigas, para cargas sísmicas a norma indica que sejam seguidos os procedimentos da NBR 15.421 (ABNT, 2006). Além disso, a norma brasileira faz uma analogia entre o ELS e as fases de abertura de fissuras, por meio dos ELS-F e ELS-W, sendo que o primeiro é responsável pelas primeiras fissuras e o segundo pela abertura de fissuras.

No que se trata da estimativa da abertura de fissuras e, conseqüentemente, da estimativa das cargas atuantes na estrutura quando deseja-se estimar a fissuração. As prescrições do Model Code (FIB, 2010), do Eurocode 2 (CEN, 2004) e da NBR 6.118 (ABNT, 2014) indicam usar as combinações frequentes de ações, detalhadas para cada prescrição a seguir:

- i) Model Code (FIB, 2010) – as cargas permanentes são somadas aos valores frequentes e ao somatório das cargas quase-permanentes atuantes, da seguinte forma:

$$E_d = G + P + \psi_{1,1}Q_{K,1} + \sum_{i>1}(\psi_{2,i}Q_{k,i}) \quad (19)$$

- ii) Eurocode (CEN, 2004) – as ações permanentes são somadas às forças de protensão e cargas variáveis atuantes, a saber:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1}Q_{K,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (20)$$

- iii) NBR 6.118 (ABNT, 2014) – toma-se uma ação variável principal como frequente e as demais são adotadas como quase-permanentes, a saber:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk} \quad (21)$$

Onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

$G_{k,j}$ é o valor característico das ações permanentes;

$Q_{k,i}$ é o valor característico das ações variáveis;

P é o valor representativo dos efeitos de protensão quando houverem;

Ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ações variáveis;

Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ações variáveis.

Nesse sentido, verifica-se grande similaridade entre as expressões utilizadas para combinar as ações de carregamento das prescrições do Model Code (FIB, 2010), Eurocode (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014). De maneira geral, sendo feitos somatórios das cargas atuantes e dos fatores de redução, portanto, não sendo encontradas disparidades ou lacunas neste parâmetro.

4.1.5 Análise das Combinações de Estimativa da Abertura de Fissuras

Como mencionado anteriormente, a estimativa da abertura de fissuras no concreto é feita como forma de se verificar boas condições para a durabilidade da estrutura, dessa forma as prescrições técnicas apresentam modelos para esta finalidade. Nesse sentido, os MC 2010 (FIB, 2010) e EC2 (CEN, 2004), procedem a estimativa da abertura de fissuras por meio do produto entre o comprimento de transferência máximo e a deformação média da estrutura (vide equações 22 e 23), configurando ao cálculo um significado físico do processo de fissuração. Já a NBR 6.118 (ABNT, 2014), faz o cálculo a partir dos estádios de deformação do material e das combinações de ações, isto é, em uma relação entre cada região de envolvimento das forças aplicadas e de parâmetro variáveis como o diâmetro da barra e suas características de aderência (como entalhes e nervuras), taxa de armadura, módulo elástico, dentre outros (GUEDES; RODRIGUES, 2017).

Ressalta-se, segundo Balázs *et al.* (2013), que tanto o Model Code (FIB, 2010), quanto o Eurocode 2 (CEN, 2004), utilizam em seus parâmetros, métodos simplificados do cálculo de abertura máxima de fissura, que consideram variáveis como espessura de cobrimento da armadura, diâmetro da barra (ou diâmetro equivalente), propriedades do aço, assim como sua distribuição na armadura. O autor ainda informa que no MC (FIB, 2010), a palavra fissura (crack), refere-se às aberturas visíveis e perpendiculares à armadura, sendo excluídas, por exemplo, aquelas oriundas dos excessos de carga em pilares. Além disso, são abordadas pelo código (MC (FIB, 2010)) os conceitos de microfissuras e TS, sendo a primeira considerada responsável pelo início do processo de fissuração, e a segunda relacionada a um fator de utilização β , que por sua vez é associado ao carregamento da peça, e auxilia na avaliação da deformação média do aço ao longo do $l_{s,máx}$.

Quanto às aberturas de fissuras em uma estrutura, o Eurocode 2 (CEN, 2004) e o Model Code (FIB, 2010), abordam os requisitos de forma que não sejam prejudicados o bom funcionamento ou durabilidade da peça, além de ter a necessidade de se garantir uma aparência aceitável. O MC (FIB, 2010) ainda infere que o cálculo de w_k fornece uma estimativa da abertura de fissura superficial dos elementos tensionados (vide seção 7.6.4.4.1 do MC (FIB, 2010, p.284).

Assim, para o Model Code (FIB, 2010), a w_k é estimada da seguinte maneira:

$$w_k = 2l_{s,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \quad (22)$$

Onde:

$l_{s,max}$ é o comprimento efetivo;

ε_{sm} é deformação média do aço;

ε_{cm} é deformação média do concreto;

ε_{cs} é tensão de contração do concreto.

Para o EC2 (CEN, 2004) a estimativa é feita da seguinte forma:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (23)$$

Onde:

$s_{r,max}$ é o espaçamento máximo de fissuras;

ε_{sm} tensão média do vergalhão entre fissuras;

ε_{cm} é a tensão de concreto entre fissuras.

Em que os cálculos do comprimento de transferência máximo $l_{s,max}$ e da abertura máxima de fissuras $s_{r,max}$ são feitos da seguinte forma:

- i. Para o MC (FIB, 2010), o cálculo de $l_{s,max}$ é feito da seguinte forma:

$$l_{s,max} = k \cdot c + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p,eff}} \quad (24)$$

Onde:

k é um parâmetro empírico para influenciar o cobrimento de concreto, adotado como sendo 1,0;
 c cobrimento (a expressão 12 é válida para $c \leq 75$ mm, vide item 7.6.4.4 do Model Code (FIB, 2010));

τ_{bms} é a tensão de aderência aço-concreto;

ϕ_s é o diâmetro nominal das barras.

Salienta-se que, caso de se use um $c > 75$ mm, o Model Code (FIB, 2010) recomenda uma análise mais detalhada, preferencialmente, baseada em procedimentos de mecânica das fraturas (vide item 7.6.4.4 do Model Code (FIB, 2010)).

- ii. Para o EC2 (CEN, 2004), o cálculo $S_{r,max}$ é feito da seguinte forma:

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \times \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (25)$$

Onde:

ϕ é o diâmetro da barra, ou diâmetro equivalente (para mais de uma barra);

C é o cobrimento da armadura;

k_1 é um coeficiente que leva em conta propriedades do aço;

k_2 é um coeficiente que leva em consideração a distribuição do aço na armadura;

k_3 e k_4 tem valores recomendados, respectivamente 3,4 e 0,42.

Para o cálculo da deformação, os códigos fazem a separação das equações de acordo com as fases da abertura da fissura, isto é, de formação e de estabilização. Na fase de formação das fissuras os códigos usam as tensões induzidas por cargas, fazendo a diferença entre as deformações medias da armadura (sob combinação relevante de carga) e o concreto entre fissuras. Para o Model Code (FIB, 2010), calcula-se da seguinte forma:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \left(\frac{\sigma_{sr}}{E_s} \right) (1 - \beta) - \eta_r \varepsilon_{sh} \quad (26)$$

Onde:

β é o fator de utilização (vide tabela 7.6-2 do Model Code (FIB, 2010));

η_r é um coeficiente que considera a retração;

ε_{sh} considera a retração do aço;

σ_{sr} , α_e são apresentados no apêndice.

O EC2 (CEN, 2004) também faz essa separação das fases da fissuração, contudo não menciona a diferença entre aberturas internas e externas no cálculo, que é dado por:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.60 \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \right) \quad (27)$$

Onde:

σ_s é a tensão na armadura de tração numa seção fissurada;

Quanto à fase de estabilização das fissuras, o Model Code (FIB, 2010), indica o seguinte modelo para cálculo:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \beta \cdot \sigma_{sr}}{E_s} - \eta_r \cdot \varepsilon_{sh} \quad (28)$$

Onde:

σ_s tensão suportada pela armadura em uma fissura;

σ_{sr} é a tensão máxima suportada pela armadura em uma região fissurada;

α_e é uma relação entre os módulos de elasticidade

$\rho_{p,eff}$ é uma relação entre área de concreto e $A_{c,eff}$ (a $A_{c,eff}$ pode ser observada na Figura 10);

β é um coeficiente empírico que depende do carregamento (tabela 7.6-2 Model Code (FIB, 2010));

η_r é um coeficiente que considera a retração.

O Eurocode 2 (CEN, 2004), adota a seguinte equação:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (29)$$

Onde:

σ_s é a tensão na armadura de tração numa seção fissurada;

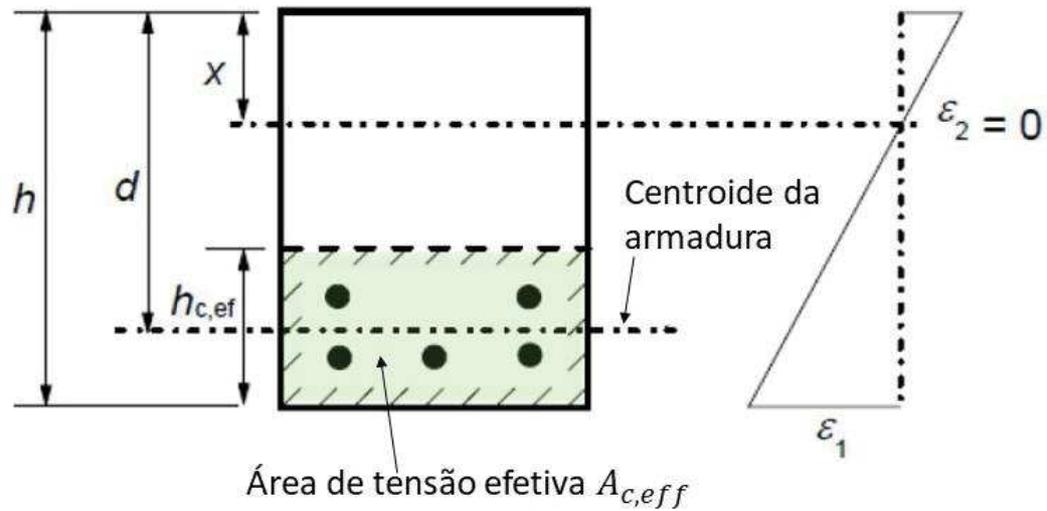
α_e é uma relação entre os módulos de elasticidade

$\rho_{p,eff}$ é uma relação entre área de concreto, diâmetro das barras de aço e $A_{c,eff}$

k_t é um coeficiente que depende da duração da carga aplicada, sendo 0,6 para carga a curto prazo e 0,4 para carga longo prazo);

$A_{c,eff}$ é a área de tensão efetiva de concreto (vide Figura 10)

Figura 10 – Representação da área de tensão efetiva segundo Eurocode 2.

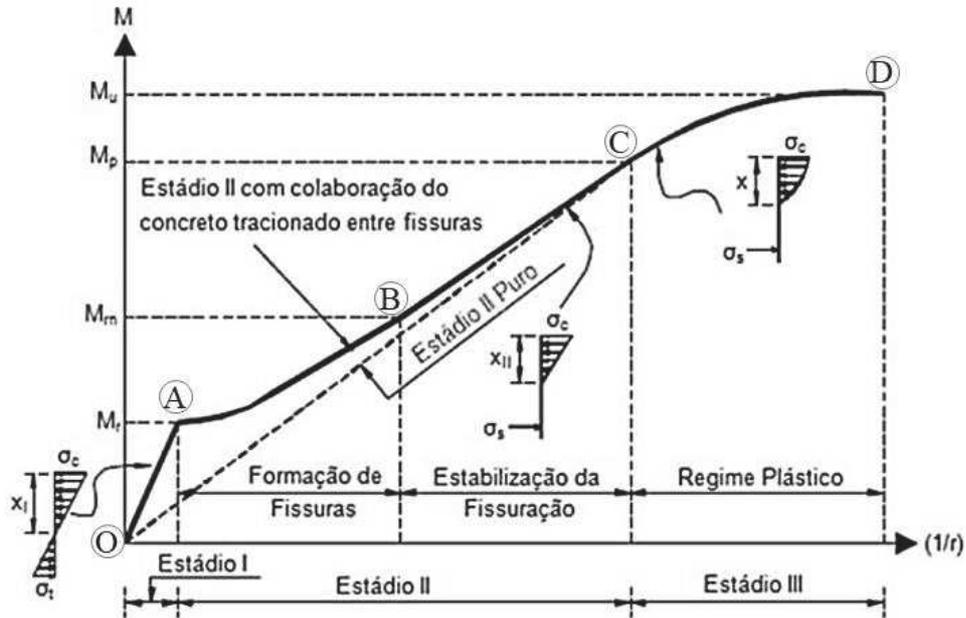


Fonte: adaptado de Eurocode 2 (2004).

No que se refere à NBR 6.118 (ABNT, 2014) é indicado se estimar os valores sob combinação de ações do ELS-W, onde ocorre a fissuração. A norma informa que a verificação da abertura de fissuras mostra em qual estágio de deformação a estrutura atua, sendo este, um aspecto relevante da peça em serviço.

Para Guarda (2005) a atuação das ações de serviço (valores reais) encontra-se nos estádios I ou II (vide Figura 11), sendo que o I tem como característica não formar fissuras de flexão visíveis, e o II caracteriza-se por apresentar fissuras nas zonas de tração, sendo, portanto, o concreto desprezado. Dessa forma, a Figura 11 apresenta uma analogia com momento de fissuração M_r , usado pela norma para se estimar a mudança de estágio de deformação. Em outras palavras, constata-se que no trecho AO ocorrem as pequenas tensões, nas quais as forças de tração não ultrapassam os valores da resistência característica do concreto. A partir do momento que se atinge o valor de M_r , isto é, no ponto A, surge a primeira fissura na região do momento fletor e, à medida que o momento fletor solicitante aumenta, surgem novas fissuras na estrutura, que ocorrem até o ponto C, final do estágio II, considerado também o de estabilização das fissuras.

Figura 11 – Diagrama momento-curvatura de um elemento fletido



Fonte: Guarda (2005).

Desta forma, a NBR 6.118 (ABNT, 2014), faz a separação entre os estádios de deformação do concreto através do momento de fissuração M_r , dado por:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} \quad (30)$$

Onde:

$\alpha = 1,2$, para seções “T” ou “TT”; $1,3$, para seções I ou T invertido; $1,5$, para seções retangulares;

y_t é a distância do centro de gravidade da seção até a fibra tracionada.

Finalmente, no que se refere à estimativa da abertura de fissuras, a NBR 6.118 (ABNT, 2014) indica se considerar o menor valor entre equações 31 e 32, a saber:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (31)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (32)$$

Onde:

σ_{si} ; ϕ_i ; E_{si} e ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento em questão (vide Figura 12 e seção 17.3.3.2 da NBR 6.118 (ABNT, 2014));

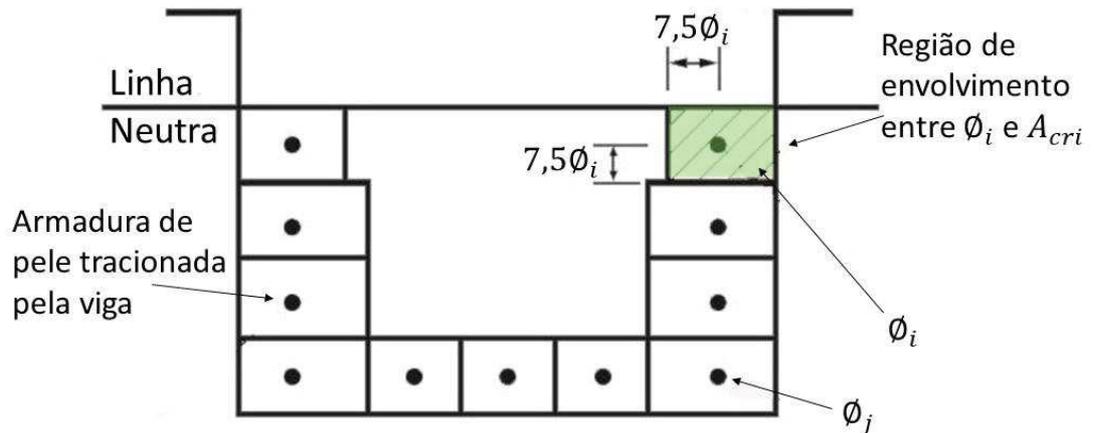
ϕ_i é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

η_1 é o coeficiente de conformação superficial das barras, dado de acordo com sua superfície;

ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente;

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

Figura 12 - Representação do concreto de envolvimento da armadura



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

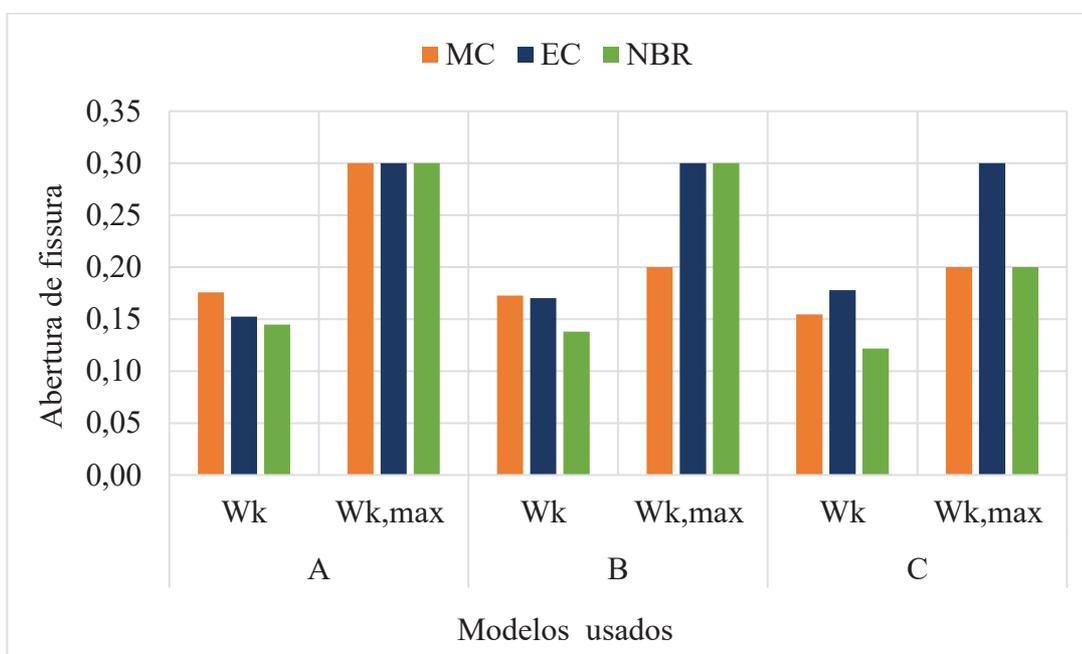
Nesse contexto, pelo fato de a NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu modelo de abertura de fissuras, não utilizar a multiplicação entre a deformação média da estrutura e o comprimento de transferência máximo, como também não permitir diferenciar as aberturas internas e externas de fissuras. Que, como mencionado anteriormente, auxiliam na programação de manutenções preventivas e preditivas na estrutura e, conseqüentemente, na redução de custos pós-obra. Verifica-se a possibilidade de se incluir nos modelos da norma nacional, as fases da abertura de fissuras (formação e estabilização), a fim de configurar seu significado físico, isto é, o comprimento de transferência para a redistribuição das solicitações atuantes, como é adotado pelo Model Code (FIB, 2010). Auxiliando, assim, nos programas de manutenção e, conseqüentemente, na melhora do desempenho e durabilidade das estruturas de concreto armado.

Todavia é importante salientar que, na seção 4.2 são feitas análises mais concisas relativas à abertura de fissura. Elas auxiliam na verificação desse parâmetro, bem como na comparação da norma brasileira perante aos códigos internacionais. Podendo indicar se as diferenças entre os modelos, apontadas por Guedes e Rodrigues (2017), causam impacto na vida útil dos elementos projetados.

4.2 ANÁLISE QUANTITATIVA DA ABERTURA DE FISSURA

A Figura 13 apresenta as estimativas das aberturas de fissuras para as vigas A, B e C, calculadas por meio das equações 22, 23, 31 e 32, seguindo as respectivas metodologias dos Model Code (FIB, 2010), Eurocode (CEN, 2004) e NBR 6.118 (ABNT, 2014). Juntamente, são apresentados os valores máximos de abertura ($w_{k,max}$) para cada uma delas (de acordo com o Quadro 3), a fim de que se atenda à VUP de 50 anos.

Figura 13 – Comparativo entre os valores calculados e os valores máximos para abertura de fissuras segundo as prescrições estudadas.



Fonte: elaborado pelo autor.

Ao analisar a Figura 13, constata-se que:

- i) os valores estimados da abertura de fissura, segundo as prescrições estudadas, estão abaixo dos limites máximos permitidos ($w_k < w_{k,max}$), quando deseja-se atender a VUP de 50 anos. Indicando que, o dimensionamento e verificação de serviço se adequam às prescrições de durabilidade;
- ii) os valores calculados para abertura de fissuras (w_k) pela normalização brasileira são menores que os dos códigos internacionais, sendo mais rigoroso quanto mais desfavorável for o ambiente. A exemplo tem-se a Viga C, na qual os valores de w_k para

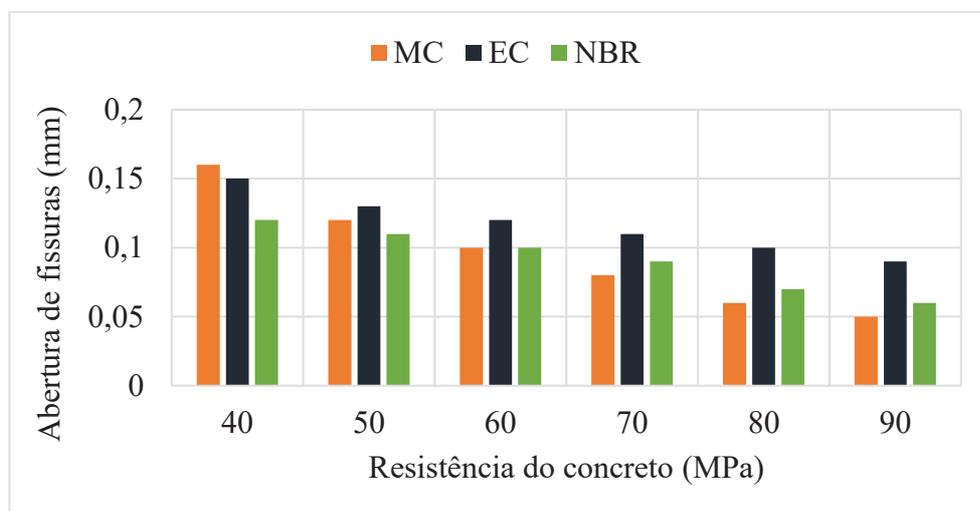
a NBR 6.118 (ABNT, 2014) são 27% menores que o MC (FIB, 2010) e 46% menores que o EC2 (CEN, 2004);

- iii) no que se trata dos valores limite de abertura de fissura ($w_{k,max}$) (para uma VUP de 50 anos), observa-se semelhança nos ambientes com risco de carbonatação (viga A). Entretanto, em regiões onde há alto risco de ataque de cloretos (viga B e C), as prescrições da NBR 6.118 (ABNT, 2014) e do EC2 (CEN, 2004) são menos restritivos que o Model Code (FIB, 2010);
- iv) uma variação significativa entre os valores de w_k e $w_{k,max}$, por meio da NBR 6.118 (ABNT, 2014), sendo por exemplo cerca de 60% menor para a viga C.

Neste contexto, percebe-se que essa variação entre os valores máximos e calculados (entre w_k e $w_{k,max}$), poderá resultar em superdimensionamento e maiores gastos com a obra, mas assegura um ganho efetivo na vida útil das estruturas. Esse procedimento, adotado na normalização brasileira (ABNT, 2014), de certa forma, contribui favoravelmente para a deficiência existente nos requisitos que definem as CAA.

A Figura 14 apresenta as previsões para de abertura de fissura, para os códigos de referência internacionais (MC (FIB, 2010) e EC (CEN, 2004)) e a norma brasileira (ABNT, 2014). Ao se variar os valores de resistência mecânica do concreto e manter constante a taxa de armadura ($5 \Phi 20$ mm), para um ambiente que possui risco de carbonatação do concreto e agressividade moderada (CAA: XC3 para os MC (FIB, 2010) e EC (CEN, 2004) e II para a NBR 6.118 (ABNT, 2014)).

Figura 14 - Relação da resistência do concreto com os valores de abertura de fissura para cada prescrição normativa estudada.



Fonte: elaborado pelo autor.

É possível observar uma maior exigência no que se refere a abertura das fissuras à medida em que se aumenta a resistência do concreto, mais especificamente o MC (FIB, 2010) apresenta valores 52% menores, o EuroCode (CEN, 2004) 75% menores, e a NBR 6.118 (ABNT, 2014) 70% menores; cabendo ressaltar que para tal, foi considerada a diferenças percentual entre os concretos comuns (40 e 50 MPa) e os de alta resistência (60 a 90 MPa). Portanto, constata-se que para os concretos de alto desempenho, mais especificamente os concretos de alta resistência, é esperado menores aberturas de fissura. Isso pode ser explicado, de acordo com Ferreira; Hanai (FERREIRA; HANAI, 2017), pelo fato de a propagação de tensões nesses concretos (CAR) ser classificada como ruptura “quase-frágil”, devido à alta resistência. Nesses casos, observa-se a presença de microfissuras mais profundas, principalmente no que se trata dos planos de fratura. Portanto, sendo necessário um maior cuidado com o controle da fissuração.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Verifica-se que a NBR 6.118 (ABNT, 2014) apresenta diferenças, já constatadas anteriormente por autores brasileiros, no que se trata de aspectos como a subdivisão das classes de agressividade ambiental, nos valores de cobertura (mínimo e nominal), como também no que se refere à estimativa da abertura de fissuras. Nesse sentido, tem-se que os códigos internacionais, Model Code (FIB, 2010) e EuroCode (CEN, 2004), apresentam um maior detalhamento nesses parâmetros.

Mais especificamente, a análise qualitativa do presente trabalho, apresentou um comparativo entre os padrões presentes nas três prescrições normativas estudadas. Mostrando que os procedimentos adotados se diferem, principalmente no que se trata das CAA, constatada como sendo um parâmetro intimamente ligado aos demais, ou seja, estima-se os valores de espessura de cobertura, resistência mecânica e abertura de fissuras a partir dele.

Através da análise quantitativa, foi possível constatar que as prescrições (NBR 6.118 (ABNT, 2014), o MC (FIB, 2010) e o EC (CEN, 2004)), se adequam à verificação dos valores máximos, além do fato de a normalização brasileira apresentar mais restrição que os demais para abertura de fissuras. Em resumo, podem ser observados valores calculados 48% menores (em média) que os máximos permitidos, para a NBR 6.118 (ABNT, 2014), 26% menores (em média) para o Model Code (FIB, 2010), e 44% menores (em média) para o EuroCode (CEN, 2004).

Já no que se trata do estudo da resistência do concreto, observa-se de maneira geral uma maior restrição dos códigos. De maneira que, para os concretos de alta resistência (CAR) (f_c entre 60 a 90 Mpa) são estimados valores, em média, 65% menores que para os concretos comuns (40 e 50 MPa). Tal fato está correlacionado, inclusive, ao tipo de ruptura (quase-frágil) dos concretos de alta resistência.

Ademais, no estudo efetuado foi possível ressaltar pontos passíveis de serem fortalecidos na normalização brasileira, tais como:

- i) uma revisão da subdivisão da classificação das classes de agressividade ambiental na qual a estrutura se localiza, através de um maior detalhamento das existentes, auxiliando, assim, em uma maior precisão na definição das características de projeto e segurança para a estrutura;
- ii) a adoção da estimativa da energia de fratura (como já é feito no Model Code (FIB, 2010)), a possibilidade de fazer a verificação de f_{yk} por equações (que já é adotado

pelos códigos de referencia), assim como a separação dos valores do coeficiente de Poisson entre estruturas fissuradas e não-fissuradas;

- iii) necessidade de rever os valores das espessuras da camada de cobrimento, a fim de se considerar as fissuras internas e o comprimento de transferência necessário para que a fissura se estabilize. Já que os dados nacionais subestimam os valores de C_{nom} e C_{min} em algumas das CAA, se comparados aos MC (FIB, 2010) e EC2 (CEN, 2004);
- iv) uma reavaliação do modelo proposto para abertura de fissuras, já que seu surgimento e desenvolvimento estão condicionados às fases de abertura e estabilização. Que por sua vez, auxiliam em programas de manutenção.

Finalmente, é possível concluir que o presente trabalho ressaltou as singularidades presentes nas prescrições estudadas, fazendo uma análise referente ao contexto nacional. Sendo destacadas as necessidades de revisão de alguns pontos passíveis de melhora na normalização brasileira. Como também, mostrou que o padrão brasileiro se mostra eficiente, no que se refere aos limites para garantia da durabilidade das estruturas (valores de abertura de fissuras).

REFERÊNCIAS

ALEXANDER, Mark; BEUSHAUSEN, Hans. Durability, service life prediction, and modelling for reinforced concrete structures – review and critique. **Cement and Concrete Research** v. 122, n. February, p. 17–29, 2019. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.04.018>>.

ALLAM, Said M; SHOUKRY, Mohie S; RASHAD, GEHAD E; HASSAN, Amal S. Crack width evaluation for flexural RC members. **Alexandria Engineering Journal** v. 51, n. 3, p. 211–220, 2012. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.aej.2012.05.001>>.

ALLAM, Said M; SHOUKRY, Mohie S; RASHAD, GEHAD E; HASSAN, Amal S. Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members. **Alexandria Engineering Journal** v. 52, n. 2, p. 163–173, 2013. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.aej.2012.12.005>>.

ALMEIDA, Maria Cascão Ferreira De. **Estruturas Isostáticas**. [S.l: s.n.], 2009. 168 p. .978-8586238833.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318R-14** - Building Code Requirements for Structural Concrete. [S.l: s.n.], 2014. p. 1–524.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 350-01** Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures. 2001, p. 1–487.

AMIN, Ali; FOSTER, Stephen James; WATTS, Murray. Modelling the tension stiffening effect in SFR-RC. **Magazine of Concrete Research** v. 68, n. 7, p. 339–352, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12.655**: Concreto de cimento Portland-Preparo, controle, recebimento e aceitação-Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15.575-1**: Edificações habitacionais – Desempenho - Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro: [s.n.], 2013.978-85-07-01197-2.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos MétodoC. Rio de Janeiro: [s.n.], 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: Concreto – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. **Conceito da Normalização nacional**. Disponível em: <<http://www.abnt.org.br/normalizacao/o-que-e/o-que-e>>. Acesso em: 25 jan. 2021a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. **Conceituação de normalização**. Disponível em: <<http://www.abnt.org.br/normalizacao/o-que-e/o-que-e>>. Acesso em: 25 jan. 2021b.

BALÁZS, György L; BISCH, Philippe; BOROSNYÓI, Adorján; BURDET, Olivier; BURNS, Clare; CERONI, Francesca; CERVENKA, Vladimir; CHIORINO, Mario A; DEBERNARDI, Piergiorgio; ECKFELDT, Lars; EL-BADRY, Mamdouh; FEHLING, Ekkehard; FOSTER, Stephen J; GHALI, Amin; GRIBNIAK, Viktor; GUIGLIA, Matteo; KAKLAUSKAS, Gintaris; LARK, Robert J; LENKEI, Peter; LORRAIN, Michel; MARÍ, Antonio; OZBOLT, Josko; PECCE, Marisa; PÉREZ CALDENTEY, Alejandro; TALIANO, Maurizio; TKALCIC, Damir; TORRENTI, Jean Michel; TORRES, Lluís; TOUTLEMONDE, François; UEDA, Tamon; VITEK, Jan L; VRÁBLÍK, Lukáš. Design for SLS according to fib Model Code 2010. **Structural Concrete** v. 14, n. 2, p. 99–123, 2013.

BARBOSA, Maria T. Gomes. **Avaliação Do Comportamento Da Aderência Em Concretos De Diferentes Classes De Resistência**. (tese de doutorado) Universidade Federal Do Rio De Janeiro, 2001. 210 p.

BASTESKÅR, Mikael; ENGEN, Morten; KANSTAD, Terje; FOSSÅ, Kjell T. A review of literature and code requirements for the crack width limitations for design of concrete structures in serviceability limit states. **Structural Concrete** v. 20, n. 2, p. 678–688, 2019.

BEUSHAUSEN, Hans; FERNANDEZ LUCO, Luis. Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability: State-of-the-Art. **Report RILEM TC 230-PSC**. [S.l.: s.n.], 2015. 1–373 p. 18 v.

BEUSHAUSEN, Hans; TORRENT, Roberto; ALEXANDER, Mark G. Performance-based approaches for concrete durability: State of the art and future research needs. **Cement and Concrete Research** v. 119, n. July 2018, p. 11–20, 2019. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.01.003>>.

BISCHOFF, Peter H. Tension stiffening and cracking of hybrid fiber-reinforced concrete. **ACI Materials Journal** v. 110, n. 6, p. 715–721, 2003.

BOLINA, F.; TUTIKIAN, B. Specification faced with durability to meet superior level of performance in structural elements buried. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais** v. 9, n. 2, p. 275–296, 2016.

BOROSNYÓI, A.; BALÁZ, G. L. Models for flexural cracking in concrete: the state of the art. **CEB-FIP bulletins** v. 1, p. 10, 2005.

BOROSNYÓI, ADORJÁN; SNÓBLI, IVÁN. Crack width variation within the concrete cover of reinforced concrete members. **Anyagtechnológia - Materials Technology** p. 70–74, 2010.

BUTTIGNOL, T. E.T.; ALMEIDA, L.C. Concrete compressive characteristic strength analysis of pile caps with three piles. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais** v. 6, n. 1, p. 158–177, 2013.

CALDENTEY, Alejandro Perez. Proposal of new crack width formulas in the Eurocode 2, background, experiments, etc. **In: Crack width calculation methods for large concrete structures, Workshop proceedings from a nordic miniseminar** n. 12, p. 17–20, 2017.

CHUST, Roberto Carvalho; FIGUEIREDO FILHO, Jasson R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo NBR 6118:2014**. p. 415, 2014.

COMITE EUROPÉEN DU NORMALISATION. **CEN: EN 1990 Eurocode**: Basis of structural design. [S.l: s.n.], 2002.

COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. **CEN: EN 1992 Eurocode 2**: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. [S.l: s.n.], 2004.

CONCRETE SOCIETY UK. **CSUK: Relevance of Cracking in Concrete to Reinforcement Corrosion**. [S.l.]: 2nd ed. Hampshire. Disponível em: <<https://www.thenbs.com/PublicationIndex/documents/details?Pub=CS&DocID=313554>>. 2015

CORTAS, R. et al. Effect of the water saturation of aggregates on the shrinkage induced cracking risk of concrete at early age. **Cement and Concrete Composites** v. 50, p. 1–9, 2014. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.02.006>>.

COUTO, Rafael Aredes. **Avaliação Probabilística da Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado Sujeitas à Carbonatação**. Dissertação (mestrado) Universidade Federal De Minas Gerais, p. 113, 2017.

DEBERNARDI, Pier Giorgio; TALIANO, Maurizio. An improvement to Eurocode 2 and fib model code 2010 methods for calculating crack width in RC structures. **Struct Concrete** p. 1–33, 2015. Doi:0039011090489.

DELUCE, Jordon R.; VECCHIO, Frank J. Cracking behavior of steel fiber-reinforced concrete members containing conventional reinforcement. **ACI Structural Journal** v. 110, n. 3, p. 481–490, 2013.

DIVANEDARI, Hadi; ESKANDARI-NADDAF, Hamid. Insights into surface crack propagation of cement mortar with different cement fineness subjected to freezing/thawing. **Construction and Building Materials** v. 233, p. 11720, 2020. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117207>>.

DOUGLAS HOOTON, R. Future directions for design, specification, testing, and construction of durable concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 124, n. April, p. 105827, 2019. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105827>>.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **ECS EN 206-1**: Concrete - Part 1: Specification, performance and conformity, 2000.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Bulletin 55**: Model Code for Concrete Structures 2010. Berlim, Germany: Ernst & Sohn, Wiley, 2010.

FERREIRA, Luiz Eduardo Teixeira; HANAI, João Bento De. Mecânica da Fratura e Fraturamento do Concreto. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia dos Materiais**. Ibracon ed. [S.l: s.n.], 2017. 8521615957.

FUSCO, Pericles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: [s.n.], 382p. 2000.

GHANTOUS, Rita Maria et al. Effect of crack openings on carbonation-induced corrosion. **Cement and Concrete Research** v. 95, p. 257–269, 2017. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.014>>.

GUARDA, Mônica Cristina Cardoso Da. **Cálculo de deslocamentos em pavimentos de edifícios de concreto armado**. 2005. 266 p.

GUEDES, Filipa Maria Carneiro Pacheco Marques; RODRIGUES, Rui Vaz. Effect of crack openings on carbonation-induced corrosion. **Cement and Concrete Research** v. 95, p. 257–269, 2017. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.014>>.

HASSAN, A. S. **Crack control for reinforced concrete members subjected to flexure**. Master of Science Thesis, Alexandria University, Alexandria, Egypt, 2008.

KANG, Shao Bo; TAN, Kang Hai; ZHOU, Xu Hong; YANG, Bo. Influence of reinforcement ratio on tension stiffening of reinforced engineered cementitious composites. **Engineering Structures** v. 141, p. 251–262, 2017. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.029>>.

LAPI, Massimo; ORLANDO, Maurizio; SPINELLI, Paolo. A review of literature and code formulations for cracking in R/C members. **Structural Concrete** v. 19, n. 5, p. 1481–1503, 2018.

LEE, Bang Yeon; JEON, Sang Min; GEUN CHO, Chang; KIM, Hyeong Ki. Evaluation of time to shrinkage-induced crack initiation in OPC and slag cement matrices incorporating circulating fluidized bed combustion bottom ash. **Construction and Building Materials** v. 257, p. 119507, 2020. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119507>>.

LEITE, Helena Rodrigues; GIRARDI, Ricardo; HASTENPFLUG, Daniel. Durabilidade do Concreto: Análise dos Requisitos dos Materiais Constituintes. **Revista de Engenharias da Faculdade Salesiana** v. 8, p. 14–25, 2018.

LOPEZ-CALVO, H. Z; MONTES-GARCÍA, P; JIMÉNEZ-QUERO, V. G; GÓMEZ-BARRANCO, H; BREMNER, T. W; THOMAS, M. D. A. Influence of crack width, cover depth and concrete quality on corrosion of steel in HPC containing corrosion inhibiting admixtures and fly ash. **Cement and Concrete Composites** v. 88, p. 200–210, 2018.

MAMEDE, Nuno Fernando da Silva. **Estudo Paramétrico do Punçoamento em Lajes Fungiformes através de Análise Numérica**. 2011. 132 p.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto Microestrutura, Propriedade e Materiais**. 2. ed. [S.l: s.n.], 2014. 715 p. .978-85-98576-21-3.

MENGEL, Lena; KRAUSS, Hans Werner; LOWKE, Dirk. Water transport through cracks in plain and reinforced concrete – Influencing factors and open questions. **Construction and Building Materials**, 2020. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118990>>.

MEZZOMO, P; CHRIST, Roberto; PACHECO, F; MAURER, Eduardo. Análise comparativa das premissas de durabilidade da norma brasileira e de normas internacionais. 2018, Campo grande-MS: **Anais...** Congresso Brasileiro de Patologia das Construções - CBPAT, 2018. p.1–8.

MICHEL, A; SOLGAARD, A. O; PEASE, B. J; GEIKER, M. R; STANG, H; OLESEN, J. F. Experimental investigation of the relation between damage at the concrete-steel interface and initiation of reinforcement corrosion in plain and fibre reinforced concrete. **Corrosion Science** v. 77, p. 308–321, 2013. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.corsci.2013.08.019>>.

MINELLI, Fausto; TIBERTI, Giuseppe; PLIZZARI, Giovanni. Crack control in RC elements with fiber reinforcement. **American Concrete Institute, ACI Special Publication** n. 280 SP, p. 76–93 , 2011.9781618397973.

MUFID AL-SAMARAI. Durability of Concrete in the Arabian Gulf. **Journal of Materials Science and Engineering A** v. 5, n. 12, p. 398–408, 2015.

NAHUM, Lior; PELED, Alva; GAL, Erez. The flexural performance of structural concrete beams reinforced with carbon textile fabrics. **Composite Structures** v. 239, n. July 2019, 2020.

NAKAMURA, Hikaru; TAKESHI HIGAI. Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete. **ASCE library** p. 471–487 , 2001.

OHNO, K. Identification of the fracture process zone in concrete materials by acoustic emission. **Acoustic Emission (AE) and Related Non-destructive Evaluation (NDE) Techniques in the Fracture Mechanics of Concrete: Fundamentals and Applications**. [S.l: s.n.], 2015. p. 41–55. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/B978-1-78242-327-0.00003-9>>. 9781782423454.

ORANGUN, C. O.; JIRSA, J. O.; BREEN, J. E. Revaluation of Test Data on Development Length and Splices. **J Am Concrete Inst.** v. 74, n. 3, p. 114–122, 1977.

PEDROSA, Filipe; ANDRADE, Carmen. Corrosion induced cracking: Effect of different corrosion rates on crack width evolution. **Construction and Building Materials** v. 133, p. 525–533, 2017. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.030>>.

PÉREZ CALDENTEY, Alejandro et al. Cracking of RC members revisited: Influence of cover, ϕ/ρ s, e_f and stirrup spacing - An experimental and theoretical study. **Structural Concrete** v. 14, n. 1, p. 69–78, 2013.

SHEN, Xiao han; LIU, Qing feng; HU, Zhi; JIANG, Wen Q; LIN, Xiaoshan; HOU, D; HAO, Peng. Combine ingress of chloride and carbonation in marine-exposed concrete under unsaturated environment: A numerical study. **Ocean Engineering** v. 189, p. 106350 , 2019. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2019.106350>>.

SOHAIL, Muazzam G; KAHRAMAN, Ramazan; OZERKAN, Nesibe G; ALNUAIMI, Nasser A; GENCTURK, Bora; DAWOOD, M; BELARBI, Abdeldjelil. Reinforced Concrete Degradation in the Harsh Climates of the Arabian Gulf: Field Study on 30-to-50-Year-Old Structures. **Journal of Performance of Constructed Facilities** v. 32, n. 5, p. 1–12 , 2018.

THOMAS, C; DE BRITO, J; CIMENTADA, A; SAINZ-AJA, J. A. Macro- and micro-properties of multi-recycled aggregate concrete. **Journal of Cleaner Production** v. 245, p. 118843, 2020. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.118843>>.

TIBERTI, Giuseppe; MINELLI, Fausto; PLIZZARI, Giovanni. Cracking behavior in reinforced concrete members with steel fibers: A comprehensive experimental study. **Cement and Concrete Research** v. 68, p. 24–34, 2015. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.10.011>>.

WANG, Jie; FU, Jianxin; SONG, Weidong. Mechanical properties and microstructure of layered cemented paste backfill under triaxial cyclic loading and unloading. **Construction and Building Materials** v. 257, p. 119540, 2020. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119540>>.

YANG, S. T.; LI, K. F.; LI, C. Q. Numerical determination of concrete crack width for corrosion-affected concrete structures. **Computers and Structures** v. 207, p. 75–82, 2018.

YU, Linwen; FRANÇOIS, Raoul; DANG, Vu Hiep; L'HOSTIS, Valérie; GAGNÉ, Richard. Development of chloride-induced corrosion in pre-cracked RC beams under sustained loading: Effect of load-induced cracks, concrete cover, and exposure conditions. **Cement and Concrete Research** v. 67, p. 246–258, 2015. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.10.007>>.

ZHANG, Wulong; FRANÇOIS, Raoul; CAI, Yuxin; CHARRON, Jean P; YU, Linwen. Influence of artificial cracks and interfacial defects on the corrosion behavior of steel in concrete during corrosion initiation under a chloride environment. **Construction and Building Materials** v. 253, p. 119165, 2020. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119165>>.

ZYCH, Mariusz; JAROMSKA, E. Differences between DIN EN 1992-1-1/NA2011 guidelines and EN-1992-1-1:2004 standard with respect to the design of the minimum reinforcement and crack width from imposed deformation. **Archives of Civil and Mechanical Engineering** v. 19, n. 3, p. 627–638, 2019. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.acme.2019.01.001>>.