

**UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS  
UNIDADE ACADÊMICA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ARQUITETURA E URBANISMO  
NÍVEL MESTRADO**

**FRANCINE BARCELLOS DA SILVA**

**PROPOSIÇÃO DE PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DE  
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM VIDA ÚTIL DE PROJETO ENTRE  
50 E 100 ANOS**

**São Leopoldo**

**2020**

FRANCINE BARCELLOS DA SILVA

**PROPOSIÇÃO DE PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DE  
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM VIDA ÚTIL DE PROJETO ENTRE  
50 E 100 ANOS**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Arquitetura e Urbanismo, pelo Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian

Coorientador: Prof. Ms. Fabrício Longhi Bolina

São Leopoldo

2020

S586p Silva, Francine Barcellos da.  
Proposição de parâmetros para dimensionamento de estruturas de concreto armado com vida útil de projeto entre 50 e 100 anos / por Francine Barcellos da Silva. – 2020.  
124 f. : il. ; 30 cm.

Dissertação (mestrado) — Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, São Leopoldo, RS, 2020.  
Orientador: Dr. Bernardo Fonseca Tutikian.  
Coorientador: Ms. Fabrício Longhi Bolina.

1. Concreto armado. 2. Durabilidade. 3. Vida útil de projeto. 4. Dimensionamento. I. Título.

CDU: 624.012.4

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a toda minha família, sempre disposta a me apoiar. Ao meu noivo Lucas que, com paciência e disposição, trilhou este caminho comigo e deixou ele mais leve. Aos meus pais, Valdir e Valéria, pelo incentivo e amor.

Ao meu orientador, Bernardo Tutikian, pelos ensinamentos valiosos, constante motivação e incentivo à pesquisa. Ao meu coorientador, Fabrício Bolina, pelo incentivo e parceria que vem desde a época da graduação e se estendeu por este mestrado.

Aos professores do Mestrado Profissional de Arquitetura e Urbanismo da Unisinos gostaria de agradecer imensamente pelas aulas que sempre instigaram a conhecer caminhos novos.

Aos meus colegas de curso, pela amizade, pelas revisões de dissertação e pelos conhecimentos compartilhados.

A todos os meus amigos, que compreenderam minha ausência nestes últimos anos e sempre me apoiaram.

## RESUMO

A durabilidade das estruturas são fundamentais ao bom desempenho da edificação, já que a sua substituição é inviável, devido aos custos diretos e indiretos e riscos executivos, além da perturbação gerada para os usuários. Apesar de muitos avanços feitos nos últimos anos, como a implementação da Norma de Desempenho, as normas brasileiras para dimensionamento de cargas e de estruturas em concreto recomendam parâmetros para estruturas com até 50 anos de vida útil de projeto. Porém, cada vez mais se busca aumentar a vida útil das estruturas. Este trabalho teve como objetivo principal propor parâmetros para vidas úteis de projeto entre 50 anos e 100 anos, sendo eles a resistência à compressão do concreto, a relação água/cimento, o consumo mínimo de cimento e o cobrimento mínimo das armaduras, seguindo as premissas da NBR 6118 (ABNT, 2014). Ainda, foi realizada uma análise para verificar se os parâmetros de dimensionamento relacionados com o tempo, como carregamento acidental, fluência, retração e variação da resistência à compressão do concreto, são relevantes para o desempenho de estruturas de concreto armado projetadas para o mesmo intervalo de tempo. Os parâmetros de durabilidade foram propostos a partir de uma revisão bibliográfica e escolha de modelos de previsão de vida útil, que foram calibrados pela normativa brasileira e permitiram a obtenção dos parâmetros para o intervalo de tempo estudado. Ao final do trabalho, foi proposta uma tabela com parâmetros de durabilidade para dimensionamento de estruturas de concreto armado, e foi concluído que os parâmetros de dimensionamento relacionados com o tempo não sofrem variações significativas para o período estudado que justifiquem a sua alteração no dimensionamento de uma estrutura em condições normais.

**Palavras-chave:** Concreto armado. Durabilidade. Vida útil de projeto. Dimensionamento.

## ABSTRACT

The durability of structures is essential to the performance of the building, since its replacement may not be viable due to its high direct costs and executive risks, in addition to its indirect costs and the disturbance generated for users. Despite many advances made in recent years, such as the implementation of the Brazilian Performance Standard Code, Brazilian Standards for dimensioning loads and reinforced concrete structures recommend parameters for structures with up to 50 years of service life. However, more and more efforts are being made to increase the service life of structures. This paper had as main objective to propose design parameters for projects with service life between 50 and 100 years, such as concrete compressive strength, water/cement ratio, minimum cement content and minimum reinforcement cover, following the premises of NBR 6118 (ABNT, 2014). Furthermore, an analysis was also carried out to verify whether the design parameters related to time, such as accidental loading, creep, shrinkage and variation in the concrete compressive strength, are relevant to the performance of reinforced concrete structures designed for the same time interval. The durability parameters were proposed based on a bibliographic review and the choice of models for predicting service life, which were calibrated by Brazilian Standards and allowed obtaining the parameters for the studied time interval. The design parameters related to time were analysed according to the corresponding Brazilian and foreign standards. At the end of the work, a table with durability parameters was proposed for the design of reinforced concrete structures, as well as it was concluded that the design parameters related to time do not suffer significant variations for the period of time studied that justify their change in design of a structure in normal conditions.

**Key-words:** Reinforced concrete. Durability. Service life. Design.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Processo de carbonatação.....	22
Figura 2 – Meios de transporte dos íons de cloreto .....	24
Figura 3 – Relação da resistência à compressão e relação água/cimento para concreto com cimento CPV aos sete dias.....	26
Figura 4 – Isopletas de velocidade básica do vento.....	56
Figura 5 – Aumento da resistência ao longo do tempo conforme o tipo de cimento, conforme <i>Model Code</i> .....	60
Figura 6 – Diminuição da resistência à compressão devido ao efeito da fluência.....	61
Figura 7 - Variação do coeficiente $\alpha_c$ com diferentes tipos de cimento ao longo do tempo .....	62
Figura 8 – Fluência total.....	64
Figura 9 – Variação de $\beta_{ft}$ .....	68
Figura 10 - Coeficiente $k_2$ para cálculo de $\phi_{cc}$ .....	72
Figura 11 - Coeficiente $k_3$ para cálculo de $\phi_{cc}$ .....	73
Figura 12 - Variação de $\beta_{st}$ .....	78
Figura 13 - Coeficiente $k_1$ para cálculo de $\epsilon_{cs}$ .....	81
Figura 14 – Fluxograma de obtenção dos parâmetros de durabilidade .....	84
Figura 15 – Resistência à compressão nas CAA I e II conforme método de Possan95	
Figura 16 - Resistência à compressão nas CAA III e IV conforme método de Andrade .....	96
Figura 17 – Relação $a/c$ nas CAA I e II conforme método de Morinaga.....	99
Figura 18 - Relação $a/c$ nas CAA III e IV conforme método de Clear e Hay (1983)	102
Figura 19 - Consumo de cimento mínimo nas CAA I e II conforme extrapolação de normas .....	103
Figura 20 – Consumo de cimento mínimo nas CAA III e IV conforme método de Helene (1993) e Tuutti (1982).....	104
Figura 21 – Cobrimento proposto.....	109
Figura 22 – Incremento de carga entre 50 e 100 anos.....	111
Figura 23 – Fator S3 entre 50 e 100 anos.....	113
Figura 24 – Coeficiente $\beta_{cc}(t)$ entre 50 e 100 anos .....	114

Figura 25 - Coeficiente $\beta_{c, sust}$ entre 50 e 100 anos .....	115
Figura 26 - Coeficiente $\alpha_c$ entre 50 e 100 anos.....	115
Figura 27 – Variação do coeficiente de fluência entre 50 e 100 anos.....	117
Figura 28 - Variação da deformação específica de retração entre 50 e 100 anos ..	118

**LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 – Requisitos da NBR 15575-2 .....	35
Quadro 2 – Classes de agressividade ambiental .....	37
Quadro 3 - Classes de exposição conforme BS 8500 (BSI, 2006).....	39
Quadro 4 - Classes de exposição conforme AS 3600 (AS, 2009).....	42
Quadro 5 - Classes de exposição conforme IS 456 (BIS, 2000) .....	44
Quadro 6 - Classes de exposição conforme ACI 318 (ACI, 2019) .....	46
Quadro 7 - Classe de agressividade ambiental conforme normas de referência .....	48
Quadro 8 – Considerações para escolhas de umidade relativa por CAA.....	86

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Concentração de cloretos na superfície conforme ambiente.....	30
Tabela 2 – Fator em função do tipo de cimento .....	32
Tabela 3 – Fator em função do tipo de adição .....	33
Tabela 4 – Coeficientes do modelo em função das características do concreto e ambiente .....	34
Tabela 5 – Coeficientes do modelo em função da exposição da estrutura .....	34
Tabela 6 – Relação a/c, classe de concreto e consumo mínimo.....	38
Tabela 7 – Cobrimento nominal conforme classe de agressividade, com $\Delta c = 10\text{mm}$ .....	39
Tabela 8 – Recomendações de durabilidade para vida útil de 50 anos, conforme BS 8500 (BSI, 2006) .....	40
Tabela 9 - Recomendações de durabilidade para vida útil de 100 anos, conforme BS 8500 (BSI, 2006) .....	41
Tabela 10 – Recomendações de durabilidade para compactação normal, conforme AS 3600 .....	43
Tabela 11 - Recomendações de durabilidade para compactação intensa ou concreto autoadensável, conforme AS 3600 .....	44
Tabela 12 - Recomendações de durabilidade para vida útil de 50 anos, conforme IS 456 (BIS, 2000) .....	45
Tabela 13 – Recomendações de relação a/c e fck conforme ACI 318 (ACI, 2019)...	46
Tabela 14 – Recomendações de cobrimento conforme ACI 318 (ACI, 2019).....	47
Tabela 15 – Comparação entre cobrimentos nominais de normas .....	49
Tabela 16 – Comparação entre consumo mínimo de cimento .....	50
Tabela 17 – Comparação entre resistência à compressão .....	50
Tabela 18 – Comparação entre relação água/cimento.....	51
Tabela 19 – Valores mínimos de cargas verticais para edificações residenciais .....	53
Tabela 20 - Correlação entre os parâmetros estatísticos de ações variáveis .....	55
Tabela 21 – Fator de correlação das ações variáveis .....	55
Tabela 22 – Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ .....	57
Tabela 23 – Valores de $s$ conforme tipo de cimento .....	59
Tabela 24 – Valores de $\varphi_{1c}$ para determinação da fluência .....	67
Tabela 25 – Coeficiente $\alpha$ .....	69

Tabela 26 - Coeficiente $\phi_{cc, b}$ .....	72
Tabela 27 – Coeficiente de fluência da norma indiana.....	73
Tabela 28 – Valores de $\varepsilon_{1s}$ para determinação da retração .....	77
Tabela 29 – Parâmetros ambientais - Método Possan.....	88
Tabela 30 – Parâmetros ambientais - Método Morinaga.....	88
Tabela 31 – Parâmetros ambientais – Método Andrade .....	89
Tabela 32 – Parâmetros ambientais – Método Helene, Tuutti.....	89
Tabela 33 – Parâmetros ambientais – Método Clear, Hay .....	89
Tabela 34 – Resistência à compressão e cobrimento mínimo pelo método de Possan .....	94
Tabela 35 – Comparação entre resultados pelo método de Possan e normas de referência .....	96
Tabela 36 - Resistência à compressão e cobrimento mínimo pelo método de Andrade .....	97
Tabela 37 - Comparação entre resultados pelo método de Andrade e normas de referência .....	98
Tabela 38 – Relação $a/c$ e cobrimento mínimo pelo método de Morinaga.....	99
Tabela 39 - Comparação entre resultados pelo método de Morinaga e normas de referência .....	100
Tabela 40 - Relação $a/c$ e cobrimento mínimo pelo método de Clear e Hay (1983) .....	101
Tabela 41 - Comparação entre resultados pelo método de Clear e Hay e normas de referência .....	103
Tabela 42 - Consumo de cimento mínimo extrapolado entre NBR 12665 (ABNT, 2015) e BS 8500 (BSI, 2006) .....	103
Tabela 43 - Comparação entre resultados da extrapolação e normas de referência .....	104
Tabela 44 – Consumo de cimento mínimo e cobrimento mínimo pelo método de Helene (1993) e Tuutti (1982) .....	105
Tabela 45 - Comparação entre resultados pelo método de Helene e Tuutti e normas de referência .....	106
Tabela 46 – Cobrimento médio obtido pelos métodos de previsão de vida útil.....	107
Tabela 47 - Cobrimento máximo obtido pelos métodos de previsão de vida útil.....	107
Tabela 48 - Cobrimento mínimo obtido pelos métodos de previsão de vida útil.....	107

Tabela 49 - Cobrimento proposto.....	108
Tabela 50 - Comparação entre cobrimentos propostos e normas de referência.....	110
Tabela 51 – Incremento de ações variáveis.....	110
Tabela 52 – Cargas com incremento conforme VUP .....	111
Tabela 53 - Fator $S_3$ entre 50 e 100 anos.....	112
Tabela 54 – Multiplicação da velocidade básica do vento pelo fator estatístico $S_3$ .	113
Tabela 55 – Coeficientes $\beta_{cc}(t)$ , $\beta_c$ , $sust$ e $\alpha_c$ .....	114
Tabela 56 - Variação do coeficiente de fluência entre 50 e 100 anos.....	116
Tabela 57 - Variação da deformação específica de retração entre 50 e 100 anos .	117
Tabela 58 – Parâmetros de durabilidade para VUP entre 50 e 75 anos .....	118
Tabela 59 - Parâmetros de durabilidade para VUP entre 80 e 100 anos .....	119
Tabela 60 – Parâmetros de projeto relacionados com o tempo .....	120

**LISTA DE SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CP	Cimento Portland
FIB	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
VUP	Vida Útil de Projeto

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>14</b>
<b>1.1 Objetivos .....</b>	<b>15</b>
1.1.1 Objetivo Geral .....	15
1.1.2 Objetivos Específicos .....	15
<b>1.2 Justificativa.....</b>	<b>16</b>
<b>2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>19</b>
<b>2.1 Durabilidade do Concreto Armado .....</b>	<b>19</b>
2.1.1 Carbonatação.....	21
2.1.2 Penetração de Íons Cloreto.....	23
2.1.3 Permeabilidade e Relação Água/Cimento.....	25
2.1.4 Consumo de Cimento.....	27
<b>2.2 Modelos de Previsão de Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado .....</b>	<b>28</b>
2.2.1 Tuutti e Helene .....	29
2.2.2 Clear e Hay .....	30
2.2.3 Morinaga .....	31
2.2.4 Andrade.....	32
2.2.5 Possan .....	33
<b>2.3 Revisão Normativa Quanto à Durabilidade .....</b>	<b>34</b>
2.3.1 Norma Brasileira: NBR 15575 .....	34
2.3.2 Normas Brasileiras: NBR 6118 e NBR 12655 .....	37
2.3.3 Norma Britânica: BS 8500 .....	39
2.3.4 Norma Australiana: AS 3600 .....	42
2.3.5 Norma Indiana: IS 456.....	44
2.3.6 Norma americana: ACI 318 .....	45
2.3.7 Comparação entre normas.....	47
<b>2.4 Desempenho do Concreto Armado e Parâmetros de Projeto .....</b>	<b>51</b>
2.4.1 Cargas Acidentais Verticais.....	52
2.4.2 Cargas Acidentais de Vento .....	55
2.4.3 Resistência à Compressão do Concreto .....	58
2.4.4 Fluência.....	63
2.4.5 Retração.....	75

<b>3. MÉTODO.....</b>	<b>83</b>
<b>3.1 Parâmetros de Durabilidade.....</b>	<b>85</b>
3.1.1 Condições Ambientais.....	85
3.1.2 Modelos de Previsão de Vida Útil.....	87
3.1.3 Características do Concreto.....	89
3.1.4 Normas técnicas.....	91
<b>3.5 Parâmetros de Projeto Relacionados com o Tempo.....</b>	<b>91</b>
3.2.1 Carregamento Acidental.....	91
3.2.2 Resistência à Compressão ao Longo do Tempo.....	92
3.2.3 Deformações do Concreto: Fluência e Retração.....	92
<b>4 RESULTADOS.....</b>	<b>94</b>
<b>4.1 Parâmetros de Durabilidade.....</b>	<b>94</b>
4.1.1 Resistência à Compressão.....	94
4.1.2 Relação Água/Cimento.....	98
4.1.3 Consumo Mínimo de Cimento.....	103
4.1.4 Cobrimento Mínimo.....	107
<b>4.2 Parâmetros Projeto Relacionados com o Tempo.....</b>	<b>110</b>
4.2.1 Incremento de Ações Variáveis Verticais.....	110
4.2.2 Incremento de Ações Variáveis do Vento.....	112
4.2.3 Variação da Resistência à Compressão ao Longo do Tempo.....	113
4.2.4 Deformações do Concreto: Fluência e Retração.....	116
<b>4.3 Proposição Final de Parâmetros.....</b>	<b>118</b>
<b>5 CONCLUSÃO.....</b>	<b>122</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>125</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A durabilidade das construções é um termo relacionado tanto ao desempenho quanto ao tempo, que reflete o quanto ela atende às funções para as quais foi projetada durante a sua vida útil (LI, 2016), e sua importância está relacionada a três esferas: preservação da qualidade do meio ambiente, melhora da qualidade de vida dos usuários e aumento da eficiência econômica (OLIVIER; VICHOT, 2008).

Pela perspectiva do meio ambiente, quanto mais longa a vida útil de uma construção, seja ela uma edificação, obra de arte ou equipamento de infraestrutura, maior será o benefício obtido dos materiais utilizados em relação ao uso de recursos, ainda mais se tratando de estruturas de concreto armado, que é o segundo material mais utilizado pelo ser humano no mundo, fazendo da sua durabilidade um fator essencial para reduzir o seu impacto ambiental. A demolição de uma estrutura também é um inconveniente, já que gera resíduos muitas vezes de difícil reciclagem, reutilização ou descarte, o que reforça a importância de longas vidas úteis para todos os tipos de construções (MIRON; KOLEVA, 2017; OLIVIER; VICHOT, 2008).

Financeiramente, uma estrutura projetada visando a durabilidade e uma vida útil mais longa, gerará menos gastos, o que faz a durabilidade das estruturas em geral serem uma preocupação mundial para tomadores de decisão, projetistas estruturais e fornecedores de materiais; somente nos Estados Unidos, estima-se que o gasto anual em manutenção de infraestruturas com processo de corrosão seja da ordem de US\$ 22,6 bilhões (DYER, 2014; NACE, 2002).

Este trabalho tem como propósito geral realizar uma análise bibliográfica dos parâmetros de projeto voltados à durabilidade das estruturas de concreto armado, assim como da normativa técnica nacional e internacional sobre o assunto, e realizar uma proposição destes parâmetros para estruturas com VUP entre 50 e 100 anos, visto que a maior parte da normativa brasileira atualmente indica parâmetros visando durabilidade e desempenho para VUP de até 50 anos. Esta proposição é feita a partir de modelos de previsão de vida útil que utilizam como principal agressão a corrosão causada por ataques de carbonatação e íons de cloreto. Os resultados desta previsão são comparados com normas internacionais que apresentam parâmetros para VUP superiores aos 50 anos.

É realizada também uma análise da influência do tempo no carregamento acidental vertical e do vento, assim como na fluência, retração e resistência a

compressão do concreto, a partir de normas e trabalhos científicos sobre o assunto, assinalando aqueles que sofrem maior ou menor influência no período estudado, de forma a auxiliar na escolha de projetistas sobre realizar ou não um dimensionamento de forma específica para VUP entre 50 e 100 anos.

Este trabalho é delimitado no estudo de estruturas de concreto armado moldadas *in loco*, não abrangendo, portanto, estruturas em concreto protendido, pré-moldadas ou mistas, que necessitam de estudo e análise de parâmetros específicos. Ele é também delimitado pelas não consideração de adições, substituições e aditivos no concreto, que influenciam a sua durabilidade e seu comportamento mecânico.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é propor parâmetros de projeto para estruturas de concreto armado para assegurar a durabilidade em vidas úteis de projeto entre os 50 e 100 anos.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos para este trabalho têm-se:

- a) propor valores de resistência à compressão do concreto, relação água/cimento, consumo mínimo de cimento e cobrimento mínimo para estruturas de concreto armado com VUP entre 50 e 100 anos;
- b) elaborar tabela orientativa de projeto com parâmetros de durabilidade voltados para estruturas de concreto armado com VUP entre 50 e 100 anos;
- c) analisar a influência do tempo na variação do carregamento vertical e do vento para estruturas com VUP entre 50 e 100 anos;
- d) analisar a influência do tempo nos coeficientes de fluência e retração para estruturas de concreto armado com VUP entre 50 e 100 anos.

## 1.2 Justificativa

O desempenho do ambiente construído deve atender às necessidades dos usuários durante o período de uso determinado em projeto. Em países desenvolvidos, esforços para o atendimento destas necessidades em edificações foram feitos a partir da Segunda Guerra Mundial, sendo que a formulação dos propósitos de avaliação foi normatizada pela ISO 6241 (ISO, 1984) e atualizados na ISO 19208 (ISO, 2016). No Brasil, estudos sobre o assunto são mais recentes e culminaram na publicação em 2008 e revisão em 2013 da NBR 15575 (ABNT, 2013), conhecida como Norma de Desempenho, que estabelece requisitos para atingir os níveis de desempenho mínimo, intermediário e superior em relação à habitabilidade, durabilidade, sustentabilidade e segurança (ORNSTEIN et al, 2018).

Em se tratando de estruturas, atentar à durabilidade é fundamental, já que é o principal sistema da edificação e a sua substituição ou a de algum dos seus elementos é, na maioria dos casos, inviável devido ao seus custos diretos elevados e riscos executivos, seus custos indiretos e a perturbação gerada para os usuários (DAL MOLIN *et al.*, 2016; FIB, 2010). Além disto, se as normas atuais forem seguidas, falhas estruturais serão raras, porém a deterioração prematura, que resulta em reparos ou substituição dispendiosos, ocorre frequentemente (HOOTON, 2019). Há uma tendência entre os governos e os operadores de estruturas europeus de prolongar a vida útil das estruturas por razões econômicas e práticas devido ao surgimento de problemas inesperados de durabilidade. Estima-se que o custo anual de reparo de estruturas de concreto na Europa seja superior a US\$ 20 bilhões (DYER, 2014).

Devido à importância do desempenho e durabilidade para as construções em geral, nos últimos 30 anos, estudos sobre o assunto ganharam maior notoriedade na comunidade técnica internacional, gerando relatórios e recomendações práticas para garantir sua consideração já em fase de projeto. Pode-se citar as iniciativas feitas pela Federação Internacional do Concreto Estrutural (FIB) e pelo Instituto Americano do Concreto (ACI), através de boletins que trazem especificações de projeto, execução, utilização e manutenção das estruturas (DAL MOLIN *et al.*, 2016).

No Brasil, dentre os requisitos da Norma de Desempenho, está o de segurança estrutural, que é definido através do desempenho e da durabilidade dos elementos, suas deformações e fissurações. Esta norma estabelece que, para garantir os níveis de desempenho mínimo, intermediário e superior em edificações residenciais, a vida

útil dos elementos estruturais devem ser de, respectivamente, 50, 63 e 75 anos. Levando em consideração também os demais tipos de construção que podem ter estruturas de concreto armado, tais como pontes, viadutos, passarelas, barragens e obras de arte, a durabilidade e o desempenho são ainda mais relevantes em projeto, pois a vida útil de projeto destas estruturas pode chegar a 100 anos (PENN; PARKER, 2017).

No entanto, a NBR 6118 (ABNT, 2014), apesar de especificar parâmetros como valores de cobrimento, relação água/cimento e resistência mínima, não estabelece os parâmetros necessários para a determinação de desempenho e durabilidade para estruturas com mais de 50 anos. As normas brasileiras para ações e combinação de ações, respectivamente, NBR 6120 (ABNT, 2019a) e NBR 8681 (ABNT, 2003), também trazem parâmetros para vidas úteis de projeto de até 50 anos. Desta forma, é necessária a utilização e adaptação de normativas internacionais, além de extensa pesquisa bibliográfica para dimensionamento de estruturas de concreto armado e pretendido com vidas úteis de projeto superiores a 50 anos (BOLINA; TUTIKIAN, 2014).

Para que uma construção consiga atingir os requisitos de desempenho necessários à sua utilização, o conhecimento dos projetistas é um fator determinante, pois vêm deles os projetos e as especificações a serem seguidas pelo restante dos membros que atuam no processo de execução, uso e manutenção. Segundo Silva et al (2014), para realizar um projeto seguindo os requisitos de desempenho normatizados, os profissionais envolvidos utilizam um tempo maior em pesquisa e preparação, pois precisam de maior conhecimento técnico dos materiais, sistemas e normas. Atualmente, existem diversos modelos de previsão de vida útil que podem ser utilizados pelos profissionais para a determinação das especificações de projeto, porém com divergências entre si, que geram dúvidas quanto a quais são mais adequados ou eficientes.

Os requisitos para atendimento de desempenho e durabilidade são tipicamente mais rigorosos do que os exigidos para a capacidade estrutural e, se não forem bem dimensionados, podem gerar custos adicionais de uma estrutura super dimensionada, o que não é interessante para o cliente e pode afetar a tomada de decisão (HOOTON, 2019).

No campo da sustentabilidade, o concreto influencia diretamente grande parte dos recursos naturais do planeta, uma vez que o cimento é o segundo material mais

utilizado do mundo, ficando atrás somente da água. Utilizar uma estrutura de concreto armado projetada para um alto desempenho, o que significa aumentar a durabilidade e a vida útil da mesma, causa uma redução do impacto deste tipo de estrutura ambientalmente, pois reduz a necessidade de reparos, que podem gerar mais gastos de materiais e energéticos, e pode aumentar o tempo de utilização da estrutura, significando menos demolição, geração de entulho e gastos com novas construções (FIB, 2013; PACHECO; DONIAK; CARVALHO, 2016).

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 Durabilidade do Concreto Armado

A durabilidade de uma estrutura de concreto armado pode ser definida como a capacidade de impedir a penetração e avanço de agentes agressivos, além da capacidade de resistir a cargas de utilização e ao ambiente, mantendo a sua forma e resistência conforme o tempo de vida útil para o qual foi projetada, mediante manutenções periódicas preventivas (MEHTA; MONTEIRO, 2014; POURSAAE, 2016). Estruturas projetadas com uma durabilidade adequada são uma solução para que se tenha uma diminuição do impacto gerado por elas nos recursos naturais, sendo mais sustentáveis (MEDEIROS; ANDRADE; HELENE, 2011).

Desde o início da utilização do concreto em estruturas até aproximadamente a década de 80, a durabilidade era tratada de forma subjetiva, o que começou a mudar com o aumento do conhecimento dos mecanismos de agressão atuantes (MEDEIROS; ANDRADE; HELENE, 2011). Em uma série de diagnósticos feitos em obras na cidade de São Paulo no ano de 1989, mais de 100 edificações foram consideradas como estando em estado grave de deterioração, apesar de a maioria ter menos de 20 anos de idade (BRANDÃO, 1998).

A deterioração deste tipo de estrutura pode ocorrer através de mecanismos preponderantes relativos à armadura, ao concreto e à estrutura em si, assim como pode derivar de uma combinação dos mesmos, visto que é comum ocorrer uma ação simultânea entre os processos de degradação (MEDEIROS; ANDRADE; HELENE, 2011). As causas de deteriorações podem ser divididas também em físicas e químicas, apesar de que, conforme já mencionado, na prática acontece uma sobreposição na maioria dos casos. O desgaste superficial e a fissuração são as principais causas físicas, enquanto as reações de troca entre um fluido agressivo, hidrólise, lixiviação e formação de produto expandidos são as principais causas químicas (FUSCO, 2008; MEHTA; MONTEIRO, 2014).

A agressão mais comum em construções convencionais é a corrosão das armaduras, causada pela despassivação da camada de cobrimento, que pode ser efeito da carbonatação e ataque de cloretos, individualmente ou em conjunto, de forma que a classificação de agressividade ambiental normatizada atualmente no Brasil baseia-se nestes dois tipos de agressão (BOLINA; TUTIKIAN, 2014; HELENE,

2004). Segundo Mehta (1991), em levantamento feito sobre a durabilidade de estruturas de concreto armado, foram analisados 27 edifícios que sofreram ruína na Inglaterra na década de 1970, dos quais a maioria teve como causa principal a corrosão de armaduras, apesar de contarem com idades entre 12 e 40 anos. Em nível nacional, poucos dados e levantamentos estão disponíveis sobre o assunto, porém em levantamento realizado com 145 pontes e viadutos feito pela Divisão de Obras de Artes da Prefeitura Municipal de São Paulo, 58% delas sofria com problemas de corrosão das armaduras (HELENE, 2018).

Na normativa brasileira, a durabilidade das estruturas de concreto se destacou na revisão de 2003 da NBR 6118 (ABNT, 2014), com a introdução de um conteúdo exclusivo sobre o tema (RIBEIRO, 2013). Esta norma já sofreu duas revisões desde então, sendo que, entre outros fatores, visaram aprimorar os requisitos de durabilidade.

As especificações de projeto são balizadoras para a garantia da durabilidade, junto de uma execução e manutenção adequadas. As especificações do concreto, como resistência à compressão, relação água/cimento e cobrimento, são essenciais neste sentido (DYER, 2014), e são contempladas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) juntamente com o consumo mínimo de cimento. A camada de cobrimento, por ser a barreira pela qual os íons cloretos e o dióxido de carbono devem passar para chegar à armadura, é fundamental para a durabilidade da estrutura. Por sua interação direta com o meio, sua especificação e processo de execução devem ser assertivos de forma a garantir a vida útil para o qual a estrutura foi projetada (MEDEIROS; ANDRADE; HELENE, 2011).

A vida útil de projeto (VUP) é um termo muito utilizado quando do estudo da durabilidade e, muitas vezes, podem erroneamente serem usadas como sinônimos. A VUP é o período de tempo entre o início da utilização de uma edificação até o momento em que ela não atende mais o desempenho previsto em projeto (DAL MOLIN *et al.*, 2016). Em se tratando de estruturas em concreto armado, a despassivação da armadura pode ser considerada como o fim da vida útil de projeto da estrutura, pois a partir deste instante ela sofrerá com deformações, fissuração e outras manifestações patológicas que indicam o fim de seu desempenho de projeto.

### 2.1.1 Carbonatação

A carbonatação do concreto do cobrimento é uma das principais causas para o término da vida útil de estruturas de concreto armado e protendido, visto que pode gerar a despassivação da película que reveste o aço da armadura e permitir a corrosão do mesmo. Esta película é formada devido à elevada alcalinidade do concreto, proveniente do cálcio gerado no processo de hidratação, formando o hidróxido de cálcio (CASCUDO; CARASEK, 2011; FUSCO, 2008; POURSAEE, 2016).

O processo de carbonatação pode ser dividido em duas fases: (a) a dissolução do dióxido de carbono na água presente no concreto; (b) a reação do produto desta dissolução com produtos de hidratação do cimento. A primeira fase ocorre quando o gás carbônico da atmosfera penetra no concreto, principalmente por difusão, formando ácido carbônico, conforme Equação

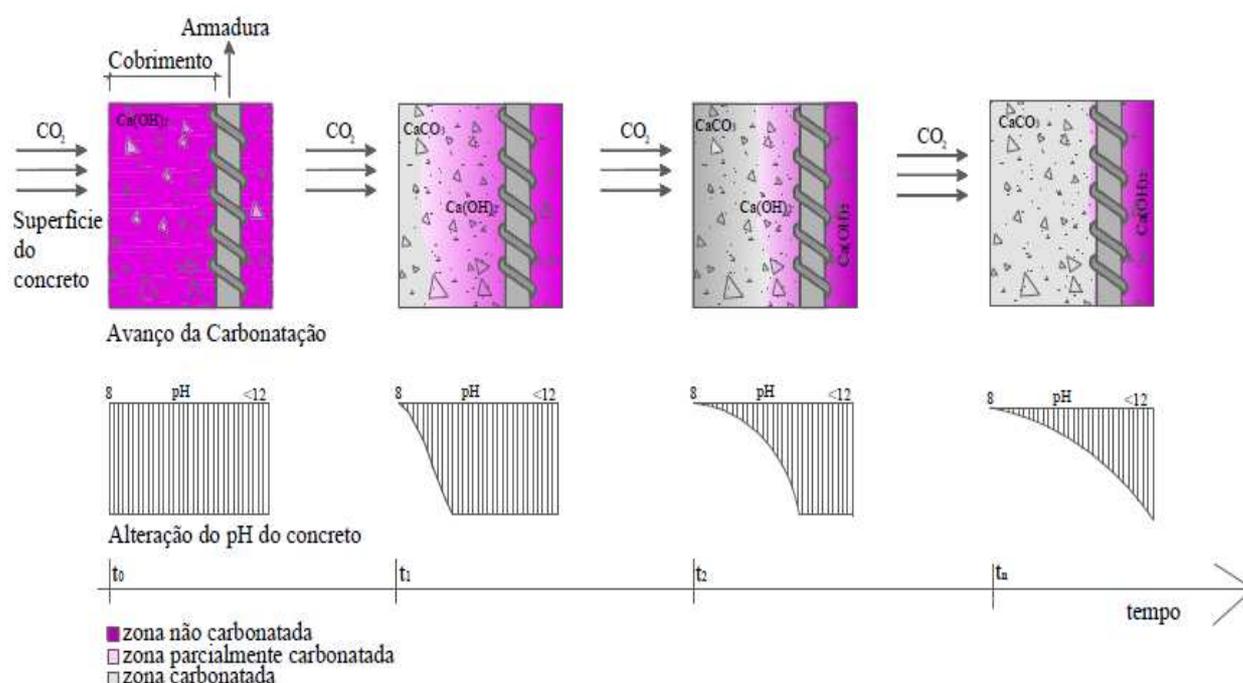


A segunda fase ocorre quando o ácido carbônico reage com o hidróxido de cálcio hidratado, formando carbonato de cálcio e água, que irá continuar o processo de hidratação, conforme Equação  $\text{Ca(OH)}_2 + \text{H}_2\text{CO}_3 \rightarrow \text{CaCO}_3 + 2\text{H}_2\text{O}$  (2 (DYER, 2014).



Como resultado deste processo, é observada a ocorrência de uma redução do *pH* da região, o que deixa propícia a despassivação da armadura, conforme apresentado na Figura 1, facilitando a corrosão da mesma. Este é um processo lento, não linear e que se atenua ao longo do tempo, devido à crescente hidratação do cimento e aos produtos gerados pela reação de carbonatação, que colmatam os poros e dificultam a penetração do gás carbônico. Este processo pode ser representado em um gráfico de profundidade carbonatada pela raiz quadrada do tempo, que produz uma linha representando o coeficiente de carbonatação daquela estrutura (DYER, 2014; LI, 2016).

Figura 1 – Processo de carbonatação



Fonte: Possan (2010).

Os fatores que mais influenciam a ocorrência de carbonatação são o meio ambiente em que se encontra a estrutura, a resistência à compressão do concreto, as adições incorporadas ao cimento e, principalmente, a permeabilidade, que é obtida através da relação água/cimento (HELENE, 1993). Quanto ao meio ambiente, a concentração de gás carbônico local tem relação estreita com a profundidade de carbonatação, pois, devido ao processo de difusão, quanto maior a concentração, maior a profundidade de penetração e a quantidade de reações que irão ocorrer. A umidade do ar também influencia neste processo; uma umidade baixa limita a solução do hidróxido de cálcio e uma umidade alta aumenta a saturação dos poros e dificulta o transporte do gás carbônico, sendo a umidade ideal para a carbonatação na faixa entre 50 e 70% (LI, 2016). Já a relação água/cimento determina a porosidade e a permeabilidade do concreto, fatores que influenciam de forma direta a penetração do gás carbônico no concreto e a umidade necessária para a ocorrência das reações de carbonatação (MEHTA; MONTEIRO, 2014; POURSAAE, 2016).

Em relação às adições no cimento Portland, pode-se citar que a cinza volante em proporções maiores do que 40% tem influência negativa no coeficiente de carbonatação, assim como a escória granulada de alto forno em proporções de 50% e resistência característica do concreto na ordem de 25 a 30 MPa, apesar desta influência ser modesta (FIB, 2009).

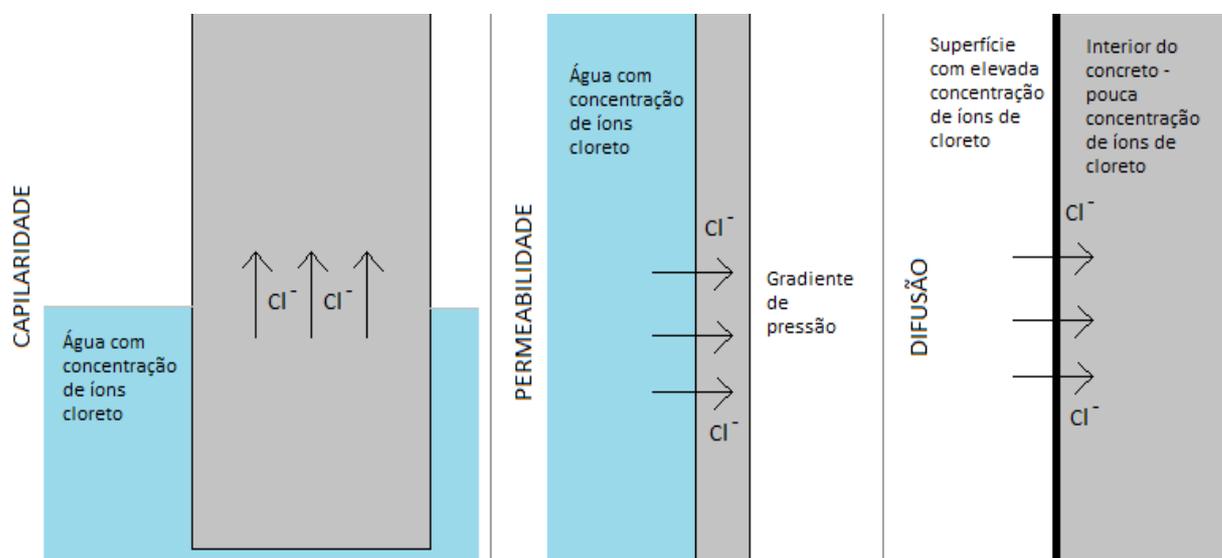
Os aditivos para concreto que têm como finalidade a diminuição da porosidade, e conseqüente entrada de água, têm influência positiva no coeficiente de carbonatação, sendo os plastificantes e superplastificantes os principais exemplos (FIB, 2009).

### 2.1.2 Penetração de Íons Cloreto

Os íons de cloreto, que podem ser encontrados na água do mar, umidade do ar de regiões litorâneas, impurezas dos agregados e processos industriais, são responsáveis por uma boa parcela da diminuição da durabilidade de estruturas de concreto armado e protendido. Eles não afetam necessariamente as qualidades do concreto, mas sim da armadura, causando a dissolução da camada protetora de óxido de ferro que as envolve, causando sua corrosão (FIGUEIREDO, 2011; FUSCO, 2008; POURSAEE, 2016).

O transporte dos íons de cloreto pode ocorrer por difusão, permeabilidade ou capilaridade, conforme Figura 2. No primeiro caso, o transporte é feito através da água contida nos poros total ou parcialmente saturados e de forma que, quanto menor a saturação, maior a constrição e maior a tortuosidade, menor será a taxa de transporte. Na permeabilidade, o transporte é feito através do fluxo da fase líquida, sofrendo as mesmas influências da estrutura dos poros que a difusão (DYER, 2014).

Figura 2 – Meios de transporte dos íons de cloreto



Fonte: Adaptado de Helene (1993)

O transporte por capilaridade ocorre quando a superfície seca do concreto entra em contato com líquidos, que são impulsionados pela pressão capilar, fluindo para o interior do concreto (LI, 2016). Este processo é mais significativo em ciclos de molhagem e secagem, sendo que o período da secagem tem o papel mais significativo, uma vez que um maior grau de secagem pode levar a uma maior taxa de absorção no ciclo de molhagem seguinte (DYER, 2014).

As deteriorações iniciam após o acúmulo de íons de cloreto na superfície da armadura além do valor limite de concentração, despassivando a camada protetora através de processos que envolvem a formação de complexos de cloreto com ferro (PAGE; PAGE, 2007; SCOTT; ALEXANDER, 2016). No local deste acúmulo de íons é formada uma pequena zona anódica, que utiliza o restante da armadura como zona catódica, formando uma pequena corrosão local, também chamada de pite, através do fluxo de corrente, e é mais significativa do que uma corrosão generalizada (FUSCO, 2008; LI, 2016).

Os fatores que influenciam a penetração de íons de cloreto são essencialmente os mesmos que influenciam a carbonatação: relação água/cimento, condições do meio ambiente, resistência à compressão e adições do cimento e do concreto. O principal fator é a relação água/cimento, pois influencia na porosidade e

permeabilidade, controlando a velocidade de difusão e permeabilidade dos íons de cloreto, sendo verificado que o aumento desta relação de 0,4 para 0,6 pode quadruplicar a velocidade de difusão. O transporte de íons cloreto somente ocorre com a presença de água e de íons cloreto na superfície da estrutura, de forma que as condições ambientais são essenciais neste quesito. Uma temperatura do ambiente elevada acarreta uma maior mobilidade iônica, o que aumenta a penetração dos íons no concreto. Com relação à umidade relativa do ar, quanto maior o seu valor, maior é a saturação e, conseqüentemente, melhor é o transporte dos íons de cloreto no concreto (FIGUEIREDO, 2011; SCOTT; ALEXANDER, 2016).

Em relação às adições no cimento, a cinza volante reduz substancialmente a taxa de penetração de cloretos, podendo ser até dez vezes mais efetiva do que o cimento Portland comum, quando comparados concretos de mesma resistência à compressão e relação água/cimento, devido a um aumento de poros descontínuos com o seu uso. Uma relação semelhante de diminuição de penetração de cloretos pode ser atingida com a utilização de escória de alto forno granulada. A sílica ativa, quando combinada com uma relação água/cimento menor que 0,45, traz uma redução na penetração de cloretos ao longo do tempo (FIB, 2009).

Entre os aditivos no concreto, plastificantes e superplastificantes reduzem, respectivamente, em torno de 10 a 25% e 50% o coeficiente de difusão do cloreto, uma vez que a sua utilização permite uma redução na relação água/cimento e conseqüente diminuição nos poros. Fibras, em geral, auxiliam no controle de fissuração, atuando de forma indireta em auxílio à diminuição da penetração de cloretos (FIB, 2009).

### 2.1.3 Permeabilidade e Relação Água/Cimento

A permeabilidade do concreto é um fator importante para a durabilidade de estruturas com potencial de sofrer com ataques químicos, tanto por ácidos, sulfatos ou cloretos. Ela é definida como a facilidade com que líquidos ou gases podem percorrer o concreto através da porosidade capilar e depende, principalmente, da relação água/cimento, do grau de hidratação da pasta de cimento e da porosidade dos agregados (NEVILLE; BROOKS, 2010).

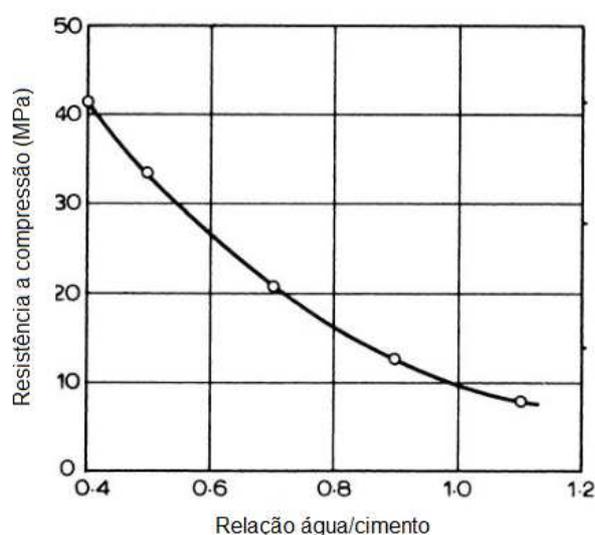
Durante o processo de hidratação, a água da mistura pode adquirir três formas: quimicamente combinada, interlamelar e capilar, sendo esta última a principal

responsável pela porosidade. A água capilar ocorre quando uma quantidade superior à necessária para a hidratação do cimento é utilizada na mistura, fazendo com que a água em excesso fragilize a microestrutura do concreto e, conseqüentemente, a resistência à compressão (NEVILLE; BROOKS, 2010). Desta forma, quanto maior a relação água/cimento, maior é a permeabilidade.

Teoricamente, uma relação água/cimento de 0,25 seria o suficiente para realizar a completa hidratação do cimento, porém, além de se tornar uma mistura muito seca e sem trabalhabilidade, boa parte da água se perde para o ambiente por evaporação. Desta forma, sem recorrer a aditivos, a relação água/cimento mínima seria da ordem de 0,40 (ASHRAF, 2018; SETAREH; DARVAS, 2017).

No início do século XX, Abrams estudou a influência da relação água/cimento na resistência do concreto, descobrindo que a mesma é inversa e exponencial, sendo conhecida como Lei de Abrams, que é exemplificada na Figura 3 para concreto com cimento CPV aos sete dias. Isto se deve a dois fatores: aumento da porosidade e qualidade da zona de transição (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Figura 3 – Relação da resistência à compressão e relação água/cimento para concreto com cimento CPV aos sete dias



Fonte: Adaptado de Neville (2012).

Segundo esta lei, ao diminuir a relação água/cimento aumenta-se a resistência mecânica, porém deve-se levar em consideração a quantidade de água mínima para que ocorram as reações de hidratação do cimento, assim como as condições de adensamento adequadas, conforme Ashraf (2018). A Equação  $f_c = \frac{K_1}{K_2^{a/c}}$

$$(3f_c = \frac{K_1}{K_2^{a/c}} \quad (3)$$

apresenta esta lei, em que  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $a/c$  é a relação água/cimento e  $K_1$  e  $K_2$  são constantes empíricas dependem das características particulares dos materiais utilizados, que devem ser calculadas para cada mistura (NEVILLE, 2012).

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{a/c}} \quad (3)$$

#### 2.1.4 Consumo de Cimento

Um dos parâmetros utilizados para atingir a durabilidade de uma estrutura de concreto armado é o consumo de cimento, sendo que um consumo mínimo é indicado na NBR 12655 (ABNT, 2015a), IS 456 (BIS, 2000) e na BS 8500 (BSI, 2006), conforme a classe de agressividade ambiental. A ACI 318 (ACI, 2019) não indica um consumo mínimo de cimento visando a durabilidade de forma direta, mas indica que deve ser utilizada em quantidade suficiente para atingir a resistência a compressão mínima indicada pela durabilidade. Este é reconhecido por alguns autores como um parâmetro com pouca influência na durabilidade quando isolado, sendo considerado como de segunda ordem (ARACHCHIGE, 2008; PORRAS; JONES; SCHMIEDEKE, 2020; SAJE; LOPATIČ, 2010).

As principais razões para a utilização deste parâmetro são: a garantia da trabalhabilidade através das partículas finas, auxílio no desenvolvimento da ligação entre concreto e armadura, garantia de atendimento da relação água/cimento máxima e, principalmente, proteção contra agressões químicas da armadura (WASSERMANN; KATZ; BENTUR, 2009).

Em relação ao ataque de cloretos, um consumo maior de cimento acarreta em uma estrutura mais durável, levando em consideração que a relação água/cimento será menor e conseqüentemente a absorção de água e porosidade serão menores (DHIR *et al.*, 2006; HELENE, 1993). Quimicamente, era usual a recomendação de um teor alto de cimento no traço do concreto, pois pensava-se que o  $C_3A$  presente no cimento reagiria com os íons de cloreto, formando cloroaluminato de cálcio e protegendo contra a corrosão; porém, sabe-se agora que esta reação ocorreria

somente com os íons presentes no momento da mistura, não influenciando depois da cura e não sendo relevante neste sentido (FIGUEIREDO, 2011; NEVILLE, 1995).

A carbonatação, por ter o avanço de gás carbônico governado pela quantidade de hidróxido de cálcio nos poros e não pela quantidade total deste composto químico, não é influenciada pela quantidade de cimento presente na mistura, apesar de este ser a fonte do composto químico (HELENE, 1993).

Em relação ao ataque químico por sulfatos, quanto maior a quantidade de cimento no traço, maior é a sua durabilidade, apesar do tipo de cimento ter maior influência do que a quantidade. Isso ocorre pois um traço com um volume maior de cimento requer que uma quantidade maior de íons sulfato seja submetida à formação e descalcificação de etringita na mesma extensão que um traço com volume menor (DYER, 2014). Assim como nos ataques por cloretos, uma estrutura menos porosa e com menor capacidade de absorção, gerada pelo aumento na quantidade de cimento, também auxilia contra o ataque por sulfatos (ATKINS, 2010).

Apesar da necessidade de controle de um consumo mínimo indicada pelas normas, deve-se levar em conta também que um consumo elevado de cimento pode gerar fissuração excessiva, devido ao aumento da temperatura nas reações exotérmicas causadas pela hidratação, aumento do custo do concreto, pois seu valor é superior ao dos agregados, e aumento da retração quando em estruturas com elevado volume de concreto (NEVILLE; BROOKS, 2010). Além de indicar o consumo mínimo, a IS 456 (BIS, 2000) indica também o consumo máximo de cimento, que é de  $450 \text{ kg/m}^3$ , como uma forma de prevenção contra os problemas expostos.

## **2.2 Modelos de Previsão de Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado**

De forma geral, a vida útil pode ser definida como o período de tempo em que a estrutura mantém o seu desempenho sem que aja a necessidade de manutenções corretivas (HELENE, 1993). Esta vida útil deve ser compatível com a edificação a ser construída, sendo planejada conforme as prováveis utilizações e manutenções ao longo do tempo de uso (JOHN, 2011).

Segundo Helene (2004), a estimativa de vida útil de uma estrutura de concreto armado pode ser feita de quatro formas: com base nas experiências anteriores, com base em ensaios acelerados, com base em enfoque determinista ou com base em enfoque estocástico ou probabilista.

A utilização de experiências anteriores é o uso do conhecimento empírico, baseado na observação e reprodução de casos de sucesso. Este método especifica parâmetros sem apresentar a metodologia científica por trás de suas escolhas, deixando abertas questões quanto ao tempo de vida útil e aplicabilidade em diferentes situações.

A estimativa com base em ensaios acelerados se utiliza da simulação de um processo de degradação em condições mais severas do que aquele concreto estaria em sua condição de uso. A utilização deste tipo de estimativa é complexa devido à interação entre formas de degradação, além de que ela tem melhor aplicabilidade em produtos orgânicos, o que não é o caso do concreto (HELENE, 2004; POSSAN, 2004).

Os métodos com enfoque determinista são desenvolvidos através dos mecanismos de transporte de fluídos nos poros do concreto, sendo a qualidade do concreto e o cobrimento da armadura fatores determinantes. Os modelos de previsão antes da despassivação consideram os mecanismos de permeabilidade, absorção capilar, difusão de gases e íons e migração de íons, enquanto os modelos de previsão pós-despassivação baseiam-se nos mecanismos de perda da massa de aço, difusão da ferrugem e geometria da peça (MEDEIROS; ANDRADE; HELENE, 2011; POSSAN, 2010)

A estimativa com enfoque probabilista leva em conta as incertezas que tem o projeto, execução, utilização e degradação das estruturas de concreto armado, levando a estimativas mais realistas. Tem os mesmos princípios da segurança dos projetos de estruturas em concreto armado, em que distribuições normais são admitidas para as ações agressivas e logarítmica normal para as resistências da estrutura (MEDEIROS; ANDRADE; HELENE, 2011; POSSAN, 2010).

### 2.2.1 Tuutti e Helene

O modelo de penetração de íons de cloreto proposto por Helene (1993) é uma variação do modelo proposto por Tuutti (1982), apresentado na Equação  $x_{cr} = k\sqrt{t}$  (4, onde  $x_{cr}$  é a profundidade de penetração dos íons de cloreto em centímetros,  $k$  é o coeficiente de difusão dos íons e  $t$  é o tempo em anos.

$$x_{cr} = k\sqrt{t} \quad (4)$$

Segundo Helene (1993), é possível admitir que a concentração de cloretos pode ser expressa em relação à massa de cimento, e é diretamente influenciada pela concentração de cloretos do ambiente, conforme apresentado na Equação

$$Cl_{cc} = \frac{C_{Cl} \cdot Ab \cdot \gamma \cdot 0,01}{C} \quad (5)$$

onde  $Cl_{cc}$  é a concentração de íons de cloreto no interior do concreto em %,  $C_{Cl}$  é a concentração de íons de cloreto no ambiente em %,  $Ab$  é a absorção máxima de água no concreto em %,  $\gamma$  é a massa específica do concreto em  $\text{kg/m}^3$  e  $C$  é o consumo de cimento em  $\text{kg/m}^3$ . O autor admite ainda que a concentração de íons de cloreto no concreto varia com o tempo, conforme a Equação  $Cl_{cc} = k\sqrt{t}$  (6, de onde pode ser adquirido o coeficiente  $k$  para aplicação na Equação  $x_{cr} = k\sqrt{t}$  (4.

$$Cl_{cc} = \frac{C_{Cl} \cdot Ab \cdot \gamma \cdot 0,01}{C} \quad (5)$$

$$Cl_{cc} = k\sqrt{t} \quad (6)$$

Helene (1993) disponibiliza também os teores de referência quanto à concentração de cloretos para cada tipo de ambiente com maior probabilidade de ocorrência do fenômeno de ataque de cloretos, apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Concentração de cloretos na superfície conforme ambiente

Ambiente	Concentração de cloretos na superfície do concreto
Tanques industriais	17,75%
Água de mar Névoa salina	2,5%
Respingos de maré	0,5%
Atmosfera marinha ou industrial	0,1%
Atmosfera urbana ou rural	0,015%

Fonte: Adaptado de Helene (1993)

### 2.2.2 Clear e Hay

Clear e Hay (1983) desenvolveram um método para determinação da profundidade da penetração de íons cloreto através de ensaios em laboratório e a

partir de dados coletados em tabuleiros de pontes de concreto armado, sendo o seu método empírico. Este método foi desenvolvido principalmente em estruturas expostas a sais de descongelamento, mas pode ser aplicado a estruturas com menor exposição a cloretos.

A	Equação	$t = \frac{2,5 \cdot 0,82 \sqrt{e}}{a/c \left( 2,38 \sqrt{C_{Cl^-}} \right)}$
---	---------	---

(7 apresenta a formulação para o método, em que  $t$  é o tempo em anos,  $e$  é a espessura de revestimento em mm,  $a/c$  é a relação água/cimento e  $C_{Cl^-}$  é a concentração de cloretos no meio ambiente em mg/L.

$$t = \frac{2,5 \cdot 0,82 \sqrt{e}}{a/c \left( 2,38 \sqrt{C_{Cl^-}} \right)} \quad (7)$$

### 2.2.3 Morinaga

O método desenvolvido por Morinaga (1990) foi concebido através de ensaios acelerados com a intenção de verificar a influência do revestimento no fenômeno de carbonatação do concreto armado. Estes ensaios foram realizados em câmara de dióxido de carbono, com a utilização de prismas de concreto que tinham a profundidade de carbonatação medida regularmente. Apesar de não considerar os diversos tipos de cimento e adições possíveis ao concreto, este método reflete de forma adequada os revestimentos apresentados na NBR 6118 (ABNT, 2014) para uma vida útil de 50 anos.

A partir dos ensaios foram desenvolvidas a Equação  $x = \sqrt{\frac{C}{5}} \cdot 2,44 \cdot R (1,391 + 0,174 \cdot RH + 0,0217 \cdot T) (4,6 \cdot W + 1,76) \cdot \sqrt{t}$  (8, para os casos em que a relação

água/cimento fosse igual ou superior a 60%, e a Equação  $x = \sqrt{\frac{C}{5}} \cdot 2,44 \cdot R (1,391 + 0,174 \cdot RH + 0,0217 \cdot T) \left[ \frac{4,9 \cdot (W - 0,25)}{\sqrt{1,15 + 3 \cdot W}} \right] \cdot \sqrt{t}$  (9, para quando a mesma relação

fosse menor que 60%, onde  $x$  é a profundidade de carbonatação em mm,  $C$  é a concentração de dióxido de carbono em %,  $R$  é o coeficiente de carbonatação do material de revestimento (deve ser considerado como 1 em caso de não consideração de revestimento),  $T$  é a temperatura em °C,  $RH$  é a umidade relativa em %,  $W$  é a relação água/cimento em %/100 e  $t$  é o tempo decorrido em dias.

$$x = \sqrt{\frac{c}{5}} \cdot 2,44 \cdot R (1,391 + 0,174 \cdot RH + 0,0217 \cdot T)(4,6 \cdot W + 1,76) \cdot \sqrt{t} \quad (8)$$

$$x = \sqrt{\frac{c}{5}} \cdot 2,44 \cdot R (1,391 + 0,174 \cdot RH + 0,0217 \cdot T) \left[ \frac{4,9 \cdot (W - 0,25)}{\sqrt{1,15 + 3 \cdot W}} \right] \cdot \sqrt{t} \quad (9)$$

#### 2.2.4 Andrade

O modelo desenvolvido por Andrade (2001) para a previsão de vida útil de estruturas de concreto armado frente à penetração de cloretos leva em consideração a resistência característica de compressão do concreto, tipo e teor de adições, tipo de cimento, concentração superficial de cloretos, temperatura e umidade relativa do ambiente. Este modelo considera uma análise unidimensional, em que o concreto é isotrópico e homogêneo, com boa execução da estrutura e frente de penetração uniforme.

O modelo é apresentado na Equação  $y = 7,35 \cdot \frac{UR^{0,7} \cdot T^{0,1} \cdot Cl^{0,7}}{K_1 \cdot f_{ck} \cdot K_2 \cdot (1 + Ad)^{0,2}} \cdot \sqrt{t}$  (10, onde  $y$  é a posição da frente de penetração de cloretos em mm,  $UR$  é a umidade relativa média do ambiente em %,  $T$  é a temperatura média ambiental em °C,  $Cl$  é a concentração superficial de cloretos em % sobre a massa de cimento,  $K_1$  é o fator em função do tipo de cimento conforme a Tabela 2,  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão em MPa,  $K_2$  é o fator em função do tipo de adição conforme Tabela 3,  $Ad$  é o teor de adição do concreto em % sobre a massa de cimento e  $t$  é o tempo em anos.

$$y = 7,35 \cdot \frac{UR^{0,7} \cdot T^{0,1} \cdot Cl^{0,7}}{K_1 \cdot f_{ck} \cdot K_2 \cdot (1 + Ad)^{0,2}} \cdot \sqrt{t} \quad (10)$$

Tabela 2 – Fator em função do tipo de cimento

K1	Tipo de cimento
0,98	CP II-E
1,00	CP II-F
1,05	CP II-Z
1,21	CP III-AF
1,17	CP IV Poz
0,95	CP V ARI

Fonte: Andrade (2001).

Tabela 3 – Fator em função do tipo de adição

K2	Tipo de adição
1	Sílica ativa
0,97	Metacaulim
0,76	Cinza de casca de arroz

Fonte: Andrade (2001).

### 2.2.5 Possan

Possan (2010) formulou um método para determinação da profundidade de carbonatação através das variáveis que influenciam este fenômeno de degradação: resistência à compressão axial do concreto, tipo de cimento, presença de adições, umidade relativa, quantidade de dióxido de carbono, condições de exposição e tempo, nos quais a base de dados que alimenta o modelo é ampla e permite abrangência de aplicação e generalização. Sua fundamentação se enquadra como modelagem combinada, pois, apesar de parecer somente empírico, a autora coloca que as leis físico-químicas do fenômeno de carbonatação estão implícitas no método.

Este método se aplica a uma análise unidimensional, uniforme, com concreto isotrópico, sem fissuração e executado conforme as boas práticas construtivas. O resultado deste esforço é a Equação

$$y = k_c \left(\frac{20}{f_c}\right)^{k_{f_c}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[ \left( \frac{k_{ad} \cdot ad^{\frac{3}{2}}}{40 + f_c} \right) + \left( \frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) - \left( \frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce} \quad (11)$$

onde  $y$  é a profundidade da carbonatação em mm,  $f_c$  é a resistência característica à compressão axial do concreto em MPa,  $t$  é a idade do concreto em anos,  $ad$  é o teor de adição pozolânica no concreto em % em relação à massa do cimento,  $UR$  é a umidade relativa em %\*0,01,  $CO_2$  é o teor de dióxido de carbono na atmosfera em %,  $k_c$  é o fator referente ao tipo de cimento utilizado,  $k_{f_c}$  é o fator referente a resistência característica à compressão axial do concreto,  $k_{ad}$  é o fator em relação as adições pozolânicas do concreto,  $k_{UR}$  é o fator referente à umidade relativa do ar,  $k_{CO_2}$  é o fator em relação ao dióxido de carbono e  $k_{ce}$  é o fator referente à exposição a chuva da estrutura, sendo que todos os fatores  $k$  são definidos na Tabela 4 e na Tabela 5.

$$y = k_c \left(\frac{20}{f_c}\right)^{k_{f_c}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[ \left( \frac{k_{ad} \cdot ad^{\frac{3}{2}}}{40 + f_c} \right) + \left( \frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) - \left( \frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce} \quad (11)$$

Tabela 4 – Coeficientes do modelo em função das características do concreto e ambiente

	Características do concreto			Condições ambientais	
	Cimento	$f_c$	Adição	$CO_2$	UR
	$k_c$	$k_{fc}$	$k_{ad}$	$k_{CO_2}$	$k_{UR}$
<b>CP I</b>	19,8	1,7	0,24	18	1300
<b>CP II E</b>	22,48	1,5	0,32	15,5	1300
<b>CP II F</b>	21,68	1,5	0,24	18	1100
<b>CP II Z</b>	23,66	1,5	0,32	15,5	1300
<b>CP III</b>	30,5	1,7	0,32	15,5	1300
<b>CP IV</b>	33,27	1,7	0,32	15,5	1000
<b>CP V ARI</b>	19,8	1,7	0,24	18	1300

Fonte: Possan (2010).

Tabela 5 – Coeficientes do modelo em função da exposição da estrutura

Condições de exposição da estrutura	
Proteção à chuva	$k_{ce}$
Ambiente interno Protegido da chuva	1,3
Ambiente externo Protegido da chuva	1,0
Ambiente externo Desprotegido da chuva	0,7

Fonte: Possan (2010).

## 2.3 Revisão Normativa Quanto à Durabilidade

### 2.3.1 Norma Brasileira: NBR 15575

O desempenho dos sistemas estruturais é abordado na segunda parte da NBR 15575 (ABNT, 2013), na qual os itens de segurança estrutural e durabilidade apresentam os requisitos específicos para estruturas, conforme Quadro 1. Esta norma é válida para edificações residenciais, que devem, obrigatoriamente, atender ao menos o nível mínimo de desempenho.

Quadro 1 – Requisitos da NBR 15575-2

	<b>Requisito</b>	<b>Crêterios</b>	<b>Métodos de avalia�o</b>	<b>Nível de desempenho</b>
	7.1 - Requisitos gerais para a edifica�o habitacional	-	-	-
Segurança	7.2 - Estabilidade e resistência do sistema estrutural e demais elementos com fun�o estrutural	Estado-limite último	Cálculos e ensaios	Mínimo com o cumprimento dos requisitos estabelecidos.
	7.3 – Deforma�es ou estados de fissura�o do sistema estrutural	Estados-limites de serviço	Cálculos e ensaios	Mínimo com o cumprimento dos requisitos estabelecidos.
	7.4 - Impactos de corpo mole e corpo duro	Não ocorrência de falhas ou ruínas durante ensaios, dependendo da energia aplicada	Ensaio	Mínimo, intermediário ou superior
Durabilidade	14.1 - Durabilidade do sistema estrutural	Vida útil de projeto do sistema estrutural	Análise do projeto, ensaios e modelos de previsão de vida útil.	Mínimo com o cumprimento dos requisitos estabelecidos.

Fonte: Adaptado de NBR 15575-2 (ABNT, 2013).

Na segurança estrutural, são apresentados quatro requisitos, sendo o primeiro de disposições gerais. Ele indica que a estrutura não pode infligir desconforto nos usuários, devido a deformações ou fissurações, deve manter sua integridade estrutural e proteger os usuários quanto a solicitações normais de utilização e sua interação com demais sistemas não pode resultar em fissuração ou ser prejudicial ao funcionamento dos mesmos.

O requisito 7.2 desta norma estabelece que a estrutura não pode apresentar ruína com uma combinação de carregamento no estado-limite último. O critério deste requisito direciona para as normas específicas do sistema estrutural utilizado, e nele devem ser consideradas as combinações de carregamentos de utilização, vento e deformações, conforme NBR 6120 (ABNT, 2019a), NBR 6123 (ABNT, 1988), NBR 8681 (ABNT, 2003) e, no caso de recalques, NBR 6122 (ABNT, 2019b). A avaliação deste requisito é através da análise de projeto, que permite a utilização de cálculos, conforme o sistema estrutural ou, quando utilizada em edifícios de até cinco pavimentos, é permitido que a resistência mínima de projeto seja estabelecida através de ensaios destrutivos e traçado de diagrama tensão x deformação. O nível de desempenho ao cumprir todas as colocações deste item é o mínimo, pois as normas que o mesmo referencia somente consideram a vida útil de 50 anos.

O requisito 7.3 desta norma estabelece que a estrutura não pode apresentar deformações ou fissurações excessivas durante a utilização, de forma que ocasionem desconforto aos usuários ou prejudiquem a utilização de outros sistemas da edificação. O critério direciona novamente para as normas específicas, desta vez com a utilização de uma combinação de carregamentos no estado-limite de serviço. A avaliação pode ser feita através de cálculos destas normas específicas ou, quando aplicado em edifícios de até cinco pavimentos, a avaliação pode ser feita através de ensaios destrutivos e traçado de diagrama de carga x deslocamentos. O nível de desempenho ao cumprir todas as colocações deste item é novamente o mínimo.

O requisito 7.4 desta norma determina que não ocorra ruptura ou instabilidade em estruturas submetidas às energias de impacto de corpo mole e duro indicadas. Este requisito não se aplica a estruturas de concreto calculadas conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

No item de durabilidade e manutenibilidade, o requisito 14.1 desta norma indica que a estrutura deve manter, durante a sua vida útil, a segurança e estabilidade em serviço. O critério especifica que todos os elementos estruturais devem ser projetados

e executados de forma que mantenham suas funções durante a vida útil, desde que mantidos os mesmos carregamentos e usos de projeto e com a manutenção realizada adequadamente, conforme indicado no manual de manutenção, uso e operação. A avaliação deste requisito pode ser feita através da análise do projeto, de modelos de previsão de vida útil ou através de ensaios que comprovem a durabilidade dos materiais.

### 2.3.2 Normas Brasileiras: NBR 6118 e NBR 12655

No Brasil, o projeto de estruturas de concreto armado e a sua durabilidade são normatizadas pela NBR 6118 (ABNT 2014), e a especificação do concreto pela NBR 12655 (ABNT, 2015b), porém as mesmas não deixam explícita para qual vida útil são as suas especificações, sendo admitido por estudiosos da área que seja de 50 anos (BOLINA; TUTIKIAN, 2014).

A durabilidade na NBR 6118 (ABNT 2014) é abordada através de classes de agressividade do ambiente em que será construída a estrutura, apresentadas no Quadro 2, e que representam ações físicas e químicas a que a estrutura estará exposta. Em ambientes que sejam internos, secos e/ou com revestimento argamassado e pintura, uma classe mais branda do que a sugerida no Quadro 2 pode ser utilizada, assim como em casos de ambientes mais agressivos, pode-se estipular uma classe mais agressiva do que as apresentadas. Para estruturas inicialmente classificadas nas classes II e III e que estejam em ambiente com umidade relativa do ar inferior a 65%, pode-se admitir uma classe mais branda, desde que a estrutura esteja protegida da chuva ou em regiões com chuvas raras.

Quadro 2 – Classes de agressividade ambiental

<b>Classe agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Tipo de ambiente</b>	<b>Risco de deterioração</b>
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande

		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015b)..

Entre os critérios citados pela norma que visam a durabilidade estão a importância de uma drenagem eficiente de superfícies que possam acumular água, as disposições arquitetônicas que facilitem manutenções e inspeções, mas uma atenção maior é dada a camada de cobrimento e a qualidade do concreto.

Com relação à qualidade do concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) indica relações de água/cimento (a/c) máximas e classes de concreto mínimas para cada classe ambiental. A NBR 12655 (ABNT, 2015b) indica o consumo mínimo de cimento por metro cúbico de concreto em relação à classe de agressividade a ser considerada, completando o cuidado das normas brasileiras com a qualidade do concreto em projeto, conforme apresentado Tabela 6.

Tabela 6 – Relação a/c, classe de concreto e consumo mínimo

	Classe de agressividade			
	I	II	III	IV
<b>Relação a/c em massa</b>	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
<b>Classe de concreto</b>	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
<b>Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto (kg/m<sup>3</sup>)</b>	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360

Fonte: Adaptado da NBR 12655 (ABNT, 2015b).

O cobrimento é a camada de proteção da armadura para o meio ambiente que a estrutura está exposta, sendo a camada de concreto compreendida entre a face superior do estribo e a face externa do elemento de concreto. O cobrimento mínimo é indicado conforme o elemento da estrutura e a classe de agressividade ambiental em que a estrutura estará exposta, e representa o valor mínimo que deve ser encontrado em uma possível inspeção. O cobrimento nominal é aquele a ser utilizado no projeto, e é definido como o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Esta tolerância de execução deve ser considerada como 10 mm ou, em casos de controle de qualidade e rigidez quanto a variabilidade, pode ser considerada como 5 mm. Além disto, ele não pode ser menor que o diâmetro da armadura que está

envolvendo. A Tabela 7 apresenta os cobrimentos nominais apresentados pela norma, com tolerância de execução de 10 mm.

Tabela 7 – Cobrimento nominal conforme classe de agressividade, com  $\Delta c = 10\text{mm}$

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Laje	25	25	35	45
Viga/pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo	30	30	40	50

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT 2014).

### 2.3.3 Norma Britânica: BS 8500

A BS 8500 (BSI, 2006) é a norma britânica que apresenta métodos e orientações para especificação de concretos. Ela leva em consideração para a durabilidade uma vida útil de 50 anos para edificações residenciais e de 100 anos para edificações especiais. As recomendações para durabilidade são indicadas conforme a classe de agressividade ambiental a que a estrutura será exposta, sendo elas: classe XO (sem risco de corrosão ou ataque), classe XC (risco de corrosão induzida através da carbonatação), classe XD (risco de corrosão induzida através de ataques de cloretos não provenientes da água do mar), classe XS (risco e corrosão induzida através de ataques de cloretos provenientes de água do mar) e classe XF (risco de corrosão induzida através de ciclos de gelo-degelo). O Quadro 3 apresenta os casos que serão estudadas neste trabalho em função do tipo de risco.

Quadro 3 - Classes de exposição conforme BS 8500 (BSI, 2006)

Tipo de risco	Classe	Descrição
Carbonatação	XC1	Estrutura seca ou permanentemente molhada
	XC2	Estrutura molhada, raramente seca
	XC3 e XC4	Estrutura moderadamente úmida ou com ciclo de seco-molhado
Ataque de cloreto proveniente do mar	XS1	Região com maresia, mas sem contato direto com água do mar
	XS2	Estrutura permanentemente submersa em água do mar
	XS3	Zonas de respingos de água do mar

Fonte: Adaptado da BS 8500 (BSI, 2006).

As principais recomendações apresentadas pela BS 8500 (BSI, 2006) para durabilidade em função das classes de exposições são o controle da camada de cobrimento e de qualidade do concreto. O cobrimento nominal é, assim como na norma brasileira, a soma de um cobrimento mínimo em função da classe de exposição e uma tolerância em função da qualidade da construção, que pode variar entre 5 e 15 mm. Já a qualidade do concreto varia conforme a VUP, as ações do ambiente, o cobrimento utilizado e as ações provenientes da estrutura. Estas recomendações são feitas para estruturas com VUP de 50 e 100 anos.

A Tabela 8 apresenta as recomendações para VUP de 50 anos, com o cobrimento mínimo, a classe do concreto, sua máxima relação água/cimento e a quantidade mínima de cimento por m<sup>3</sup>. Já a Tabela 9 apresenta as mesmas recomendações para uma VUP de 100 anos.

Tabela 8 – Recomendações de durabilidade para vida útil de 50 anos, conforme BS 8500 (BSI, 2006)

Cob. mínimo (mm) / Tipo de cimento	Classe de resistência à compressão de concreto recomendada, máxima relação água/cimento e quantidade mínima de cimento por m <sup>3</sup>							
	15 + Δc	20 + Δc	25 + Δc	30 + Δc	35 + Δc	40 + Δc	45 + Δc	50 + Δc
<b>Risco de corrosão induzida por carbonatação</b>								
XC1 / Todos os tipos	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240
XC2 / Todos os tipos	-	-	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260
XC3/4 / Todos menos IVB-V	-	C40/50 0.45 340	C30/37 0.55 300	C28/35 0.60 280	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260
XC3/4 / Tipo IVB-V	-	-	C40/50 0.45 340	C30/37 0.55 300	C28/35 0.60 280	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260
<b>Risco de corrosão induzida por ataque de cloretos</b>								
XS1 / CEM I, IIA, IIB-S, SRPC	-	-	-	C45/55 0.35 380	C35/45 0.45 360	C32/40 0.50 340	C32/40 0.50 340	C32/40 0.50 340
XS1 / IIB-V, IIIA	-	-	-	C40/50 0.35 380	C32/40 0.45 360	C28/35 0.50 340	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320
XS1 / IIIB	-	-	-	C32/40 0.40 380	C25/30 0.50 340	C25/30 0.50 340	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320

XS1 / IVB-V	-	-	-	C32/40 0.40 380	C28/35 0.50 340	C25/30 0.50 340	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320
XS2 / CEM I, IIA, IIB-S, SRPC	-	-	-	C40/50 0.40 380	C32/40 0.50 340	C28/35 0.55 320	C28/35 0.55 320	C28/35 0.55 320
XS2 / IIB- V, IIIA	-	-	-	C35/45 0.40 380	C28/35 0.50 340	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320
XS2 / IIIB, IVB-V	-	-	-	C32/40 0.40 380	C25/30 0.50 340	C20/25 0.55 320	C20/25 0.55 320	C20/25 0.55 320
XS3 / CEM I, IIA, IIB-S, SRPC	-	-	-	-	-	-	C45/55 0.35 380	C40/50 0.40 380
XS3 / IIB- V, IIIA	-	-	-	-	-	C35/45 0.40 380	C32/40 0.45 360	C28/35 0.50 340
XS3 / IIIB, IVB-V	-	-	-	-	-	C32/40 0.40 380	C28/35 0.45 360	C25/30 0.50 340

Fonte: Adaptado da BS 8500 (BSI, 2006).

Tabela 9 - Recomendações de durabilidade para vida útil de 100 anos, conforme BS 8500 (BSI, 2006)

Cobrimento nominal (mm)	Classe de resistência à compressão de concreto recomendada, máxima relação água/cimento e quantidade mínima de cimento por m <sup>3</sup>									
	15 + Δc	25 + Δc	30 + Δc	35 + Δc	40 + Δc	45 + Δc	50 + Δc	55 + Δc	60 + Δc	65 + Δc
<b>Risco de corrosão induzida por carbonatação</b>										
<b>XC1</b>	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240	C20/25 0.70 240
<b>XC2</b>	-	C25/30 0.65 260								
<b>XC3/4</b>	-	-	C40/50 0.45 340	C35/45 0.50 320	C30/37 0.55 300	C28/35 0.60 280	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260
	-	-	-	C40/50 0.45 340	C35/45 0.50 320	C30/37 0.55 300	C28/35 0.60 280	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260	C25/30 0.65 260
<b>Risco de corrosão induzida por ataque de cloretos</b>										
<b>XS1</b>	-	-	-	-	-	C45/55 0.35 380	C40/50 0.40 380	C35/45 0.45 360	C35/45 0.45 360	C35/45 0.45 360
	-	-	-	C35/45 0.40 380	C32/40 0.45 360	C28/35 0.50 340	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320
	-	-	-	C35/45 0.45 360	C30/37 0.50 340	C28/35 0.55 320	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320	C25/30 0.55 320

	-	-	-	C40/50	C35/45	C30/37	C28/35	C25/30	C25/30	C25/30
				0.45	0.50	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
				360	340	320	320	320	320	320
<b>XD2 or XS2</b>	-	-	-	-	C35/45	C32/40	C28/35	C28/35	C28/35	C28/35
					0.45	0.50	0.55	0.55	0.55	0.55
					360	340	320	320	320	320
	-	-	-	-	C32/40	C28/35	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30
					0.45	0.50	0.55	0.55	0.55	0.55
					360	340	320	320	320	320
	-	-	-	-	C28/35	C25/30	C20/25	C20/25	C20/25	C20/25
					0.45	0.50	0.55	0.55	0.55	0.55
					360	340	320	320	320	320
<b>XS3</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	C45/55	C40/50
									0.35	0.40
									380	380
	-	-	-	-	-	C40/50	C35/45	C32/40	C28/35	C25/30
						0.35	0.40	0.45	0.50	0.55
						380	380	360	340	320
	-	-	-	-	-	C32/40	C28/35	C25/30	C25/30	C25/30
						0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
						380	360	340	340	340

Fonte: Adaptado da BS 8500 (BSI, 2006).

### 2.3.4 Norma Australiana: AS 3600

A AS 3600 é a norma australiana de estruturas de concreto e indica especificações de durabilidade para estruturas com vida útil de até 60 anos. A classificação de exposição leva em consideração a superfície exposta do elemento estrutural e a agressividade a que está exposto, como solos agressivos, proximidade do mar e ciclos de molhagem e secagem, formando sete classes de exposição conforme o Quadro 4, sendo elas A1, A2, B1, B2, C1, C2 e U. A classe U representa situações não especificadas na tabela, mas que tenham uma certa severidade no nível de exposição que requeira um estudo particular.

Quadro 4 - Classes de exposição conforme AS 3600 (AS, 2009)

<b>Superfície</b>	<b>Ambiente de exposição</b>	<b>Classe de exposição</b>
<b>Elementos em contato com o solo</b>	Elementos protegidos por membrana de impermeabilização	A1
	Pisos residenciais em solos não agressivos	A1
	Outros elementos em solos não agressivos	A2
<b>Elementos em ambientes internos</b>	Elemento residencial em local fechado com breve período de exposição durante a construção	A1
	Elemento não-residencial em local fechado com breve período de exposição durante a construção	A2

	Em local industrial, com ciclos de molhagem e secagem	B1
<b>Elementos externos sem contato com solo</b>	Em região longe > 50km do litoral, não industrial e de clima árido	A1
	Em região longe > 50km do litoral, não industrial e de clima temperado	A2
	Em região longe > 50km do litoral, não industrial e de clima tropical	B1
	Em região longe > 50km do litoral e industrial	B1
	Em região próxima do litoral (entre 1km e 50km de distância do litoral)	B1
	Em região litorânea	B2
<b>Elementos em contato com o mar</b>	Permanentemente submerso	B1
	Na zona de respingo	C1
	Na zona de maré	C2
<b>Condições de exposição não especificada nos demais itens</b>		U

Fonte: Adaptado da AS 3600 (AS, 2009).

As especificações para durabilidade abordadas nesta norma são a resistência característica do concreto ( $f'_c$ ) mínima, o cobrimento mínimo e o tipo de compactação a ser utilizado durante a execução. Para elementos que tenham uma compactação normal, a norma admite valores maiores de cobrimento do que para elementos que tenham uma compactação intensa ou sejam autoadensáveis, uma vez que a qualidade de compactação auxilia na diminuição de número de vazios, e consequentes caminhos para a entrada de agentes agressivos de corrosão para a armadura. Entre as recomendações, é permitido que seja reduzido o cobrimento em caso de utilização de uma resistência maior do concreto do que o indicado pela norma, assim como é permitido que seja utilizada uma classe de resistência menor que a indicada em norma (neste caso com regressão de somente uma classe) se aumentado o cobrimento do elemento, conforme apresentado pela Tabela 10 e pela Tabela 11. É indicado ainda que elementos que estejam em contato direto com o solo tenham seu cobrimento acrescido em 20 mm.

Tabela 10 – Recomendações de durabilidade para compactação normal, conforme AS 3600

Classe de exposição	$f'_c$ mínimo (MPa)	Cobrimento conforme $f'_c$ (mm)				
		20 MPa	25 MPa	32 MPa	40 MPa	50 MPa
A1	20	20	20	20	20	20
A2	25	(50)	30	25	20	20
B1	32		(60)	40	30	25

B2	40	(65)	45	35
C1	50		(70)	50
C2	50			65

Fonte: Adaptado de AS 3600 (2009).

Tabela 11 - Recomendações de durabilidade para compactação intensa ou concreto autoadensável, conforme AS 3600

Classe de exposição	f <sub>c</sub> mínimo (MPa)	Cobrimento conforme f <sub>c</sub> (mm)				
		20 MPa	25 MPa	32 MPa	40 MPa	50 MPa
A1	20	20	20	20	20	20
A2	25	(45)	30	20	20	20
B1	32		(45)	30	25	20
B2	40			(50)	35	25
C1	50				(60)	45
C2	50					60

Fonte: Adaptado de AS 3600 (2009).

### 2.3.5 Norma Indiana: IS 456

A IS 456 (BIS, 2000) é uma norma indiana que apresenta métodos e orientações para especificação de estruturas de concreto simples e armado. Assim como a NBR 6118 (ABNT 2014), a IS 456 (BIS, 2000) não deixa explícita para qual vida útil são as suas especificações, mas devido a semelhança dos parâmetros com a norma brasileira, pode-se admitir uma vida útil de 50 anos. A norma indiana conta com um capítulo focado em durabilidade, separando as classes de agressividade ambiental em cinco: brando (1), moderado (2), severo (3), muito severo (4) e extremo (5). Estas classes têm a sua descrição no Quadro 5.

Quadro 5 - Classes de exposição conforme IS 456 (BIS, 2000)

Classe	Ambiente	Condição de exposição
1	Brando	Superfícies de concreto protegidas contra intempéries ou condições agressivas, exceto as situadas na zona costeira.
2	Moderado	Superfícies de concreto protegidas contra chuva forte ou congelamento enquanto molhadas; concreto exposto a condensação e chuva; concreto continuamente debaixo d'água; concreto em contato ou enterrado sob água não agressivos; Superfícies de concreto protegidas do ar salgado saturado na área costeira.
3	Severo	Superfícies de concreto expostas a fortes chuvas, umedecimento e secagem alternativos ou

		congelamentos ocasionais enquanto houver condensação úmida ou severa; concreto completamente imerso no mar; concreto exposto a região costeira.
4	Muito severo	Superfícies de concreto expostas a borrifos de água do mar, vapores corrosivos ou condições de congelamento severas enquanto molhadas; concreto em contato ou enterrado sob um subsolo agressivo/água subterrânea.
5	Extremo	Membros na zona das marés; membros em contato direto com produtos químicos agressivos líquidos / sólidos.

Fonte: IS 456 (BIS, 2000).

As especificações de durabilidade desta norma abordam cobertura mínimo, classe de resistência do concreto, consumo mínimo e máximo de cimento e relação a/c máxima, além de outros limites de materiais deletérios nos materiais constituintes para evitar ataques de cloretos, ataques de sulfato e reações álcali-agregados. As especificações são para concretos com peso específico normal, de 2400 kg/m<sup>3</sup>, e são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Recomendações de durabilidade para vida útil de 50 anos, conforme IS 456 (BIS, 2000)

Classe	Cobramento mínimo (mm)	Consumo mínimo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Relação a/c máxima	Resistência mínima do concreto (f <sub>ck</sub> )
1	20	300	0,55	20
2	30	300	0,50	25
3	45	320	0,45	30
4	50	340	0,45	35
5	75	360	0,40	40

Fonte: IS 456 (BIS, 2000).

A norma permite que os cobrimentos mínimos sofram uma variação menor que 10 mm, e nas classes ambientais 4 e 5, permite uma redução de 5 mm quando utilizado um concreto com resistência superior a mínima permitida. Uma especificação trazida por esta norma e que normalmente não consta em outras é o consumo máximo de cimento, de 450 kg/m<sup>3</sup>, o que não inclui cinza volante e escoria granulada de alto-forno.

### 2.3.6 Norma americana: ACI 318

A ACI 318 (ACI, 2019) é a norma americana que especifica requisitos para dimensionamento de estruturas de concreto armado e protendido. Não é especificada

a vida útil de projeto dos requisitos recomendados, mas assim como na IS 456 (BIS, 2000), devido a semelhança dos parâmetros com a norma brasileira, pode-se admitir uma vida útil de 50 anos. O Quadro 6 apresenta as classes de exposição desta norma para a categoria de proteção das armaduras contra a corrosão; além destas, a norma também tem prevê classes de exposição para situações de gelo e degelo, exposição a sulfatos e em contato com água (sem íons de cloreto). Na classe C0 é considerado um ambiente sem exposição a agentes agressivos; na classe C1, por ser um ambiente exposto a umidade, mas sem fontes de cloreto, pode-se considerar que a agressão preponderante será a carbonatação; na classe C2, por ser um ambiente exposto a umidade e a fontes de íons de cloreto, a agressão considerada é o ataque por íons de cloreto.

Quadro 6 - Classes de exposição conforme ACI 318 (ACI, 2019)

<b>Categoria</b>	<b>Severidade</b>	<b>Classe</b>	<b>Condição</b>
C - Proteção de armaduras contra corrosão	Não aplicável	C0	Concreto seco ou protegido de umidade
	Moderada	C1	Concreto exposto à umidade, mas não a fontes externas de cloretos
	Severa	C2	Concreto exposto à umidade e fonte externa de cloretos de produtos químicos de degelo, sal, água salobra, água do mar ou spray dessas fontes

Fonte: ACI 318 (ACI, 2019)

Para as especificações de durabilidade de relação a/c e de resistência mínima a compressão do concreto, a norma utiliza as classes apresentadas anteriormente, conforme mostra a Tabela 13. Nas classes C0 e C1, não é informado um valor de relação a/c máximo.

Tabela 13 – Recomendações de relação a/c e fck conforme ACI 318 (ACI, 2019)

<b>Classe</b>	<b>Relação a/c máxima</b>	<b>fck mínimo (MPa)</b>
C0	-	17
C1	-	17
C2	0,4	35

Fonte: ACI 318 (ACI, 2019)

Quando ao cobrimento, as recomendações são feitas conforme o local de aplicação e o diâmetro das barras utilizadas, conforme apresenta a Tabela 14. Nestas recomendações, o contato com o solo e com a umidade são os principais fatores que indicam a necessidade de espessura do cobrimento; quanto maior o contato com eles, maior será a espessura necessária para suprir as recomendações de durabilidade.

Tabela 14 – Recomendações de cobrimento conforme ACI 318 (ACI, 2019)

<b>Concreto armado moldado <i>in loco</i></b>		
<b>Situação</b>		<b>Cobrimento (mm)</b>
Concreto moldado contra e permanentemente exposto ao solo		75
	Barras com diâmetro 19,05mm até 57,33mm	50
Concreto exposto ao solo ou à umidade	Barras com diâmetro 15,8mm, arames com diâmetro 16mm, e menores	40
	Barras com diâmetro 43mm e 57,33mm	40
Concreto não exposto à umidade ou em contato com o solo	Lajes, paredes e vigas	20
	Barras com diâmetro 35,81mm e menores	20
	Vigas e pilares	40
	Laços, estribos, espirais	40

Fonte: ACI 318 (ACI, 2019)

Esta norma não apresenta a tolerância de execução para os cobrimentos, conforme a brasileira, sendo os valores da tabela são os valores finais considerados, mas considera que em ambientes passíveis de corrosão da armadura, as espessuras de cobrimento podem ser aumentadas conforme o necessário, sem, todavia, especificar este aumento.

### 2.3.7 Comparação entre normas

As especificações de durabilidade de estruturas de concreto armado em normas partem de uma VUP a partir da qual a estrutura será projetada, assim como

da classe de agressividade ambiental em que a estrutura está inserida. Na norma brasileira de desempenho, a ABNT NBR 15575, a VUP considerada para tanto para dimensionamento quando para a durabilidade é de 50 anos. A norma britânica apresenta parâmetros para durabilidade de estruturas com VUP de 50 e 100 anos. A norma australiana considera uma VUP de 50 anos com variabilidade de 20% para mais ou para menos, ficando com uma VUP em um intervalo entre 40 e 60 anos. As normas indiana e americana não indicam um valor de VUP, mas por suas semelhanças de parâmetros com a brasileira, considera-se VUP de 50 anos.

O Quadro 7 indica as Classes de Agressividade Ambiental (CAA) correspondentes nas normas utilizadas como referência deste estudo em relação à NBR 6118 (ABNT, 2014). Na CAA I e suas respectivas classes em outras normas, os ambientes são predominantemente secos e com baixa umidade de ar, tendo pouca probabilidade de ocorrência de carbonatação ou outras ações de deterioração no concreto. Na CAA II e classes correspondentes em outras normas, é considerado um ambiente urbano, com concentração de gás carbônico elevada e preponderância para carbonatação. Na CAA III e classes correspondentes em outras normas, é preponderante a agressão por ataque de íons cloretos, principalmente de fontes externas, como em uma região litorânea. Porém, na CAA IV e classes correspondentes em outras normas, a agressão pode ser por ataque de íons cloretos provenientes de fontes externas, em uma intensidade maior que a CAA III, ou por outros ataques químicos, como de sulfatos.

Quadro 7 - Classe de agressividade ambiental conforme normas de referência

		Classe de agressividade ambiental				
Tipo de agressão preponderante	Elemento estrutural	NBR 6118	BS 8500	AS 3600	IS 456	ACI 318
Carbonatação	Laje	Classe I	XC1	A1	1	C0
	Viga/Pilar			A2		
	Laje	Classe II	XC2 XC3	B1	2	C1
	Viga/Pilar					
Ataque de cloretos	Laje	Classe III	XS1	B1	3	C2
	Viga/Pilar			B2		
	Laje	Classe IV	XS3	C1	4	
	Viga/Pilar			C2		

Fonte: Elaborado pela autora.

As comparações entre normas indicam os parâmetros mínimos a serem atendidos, sempre a favor da segurança, para especificação de tipo de cimento, opções de cobrimento ou relação água/cimento.

O cobrimento nominal especificado por cada norma está representado conforme CAA correspondente na Tabela 15. As normas brasileira, britânica e indiana são bastante similares quanto ao cobrimento, diferindo somente em relação à CAA II e CAA IV, onde a britânica é ligeiramente mais conservadora. A norma australiana é, em geral, mais conservadora do que as outras, apresentando cobrimentos maiores em praticamente todas as CAA, devido principalmente à sua VUP abranger um intervalo que chega a 60 anos. A norma americana não indica seus cobrimentos por classes; desta forma, foram escolhidos para comparação com as CAA I e II elementos não expostos à umidade, e para comparação com as CAA III e IV elementos expostos à umidade, ambos com o maior cobrimento especificado segundo o diâmetro das armaduras. As normas australiana, indiana e americana não indicam um cobrimento nominal, mas sim um cobrimento mínimo, não apresentando a tolerância de execução.

Tabela 15 – Comparação entre cobrimentos nominais de normas

CAA	Elemento estrutural	Cobrimentos nominais, VUP = 50 anos, com $\Delta c = 10 \text{ mm}$				
		NBR 6118	BS 8500	AS 3600 (cobrimento mínimo)	IS 456 (cobrimento mínimo)	ACI 318 (cobrimento mínimo)
Classe I	Laje	25	25	20	20	
	Viga/Pilar			30		40
Classe II	Laje	25	35	40	30	
	Viga/Pilar	30				
Classe III	Laje	35	40	40	45	
	Viga/Pilar	40		45		50
Classe IV	Laje	45	55	50	50	
	Viga/Pilar	50		65		

Fonte: Elaborado pela autora.

Em relação ao consumo mínimo de cimento por metro cúbico de concreto, esta comparação é apresentada na Tabela 16. A norma britânica é ligeiramente menor na primeira classe e mais conservadora do que a brasileira nas três últimas classes, assim como a indiana nas duas primeiras CAA. Enquanto as normas brasileira, britânica e indiana indicam um consumo mínimo de cimento, a australiana indica somente em caso de impossibilidade de atendimento a outros parâmetros de durabilidade, não tendo um consumo mínimo de cimento indicado. A norma americana não indica o consumo mínimo de cimento para proteção das armaduras a corrosão.

Tabela 16 – Comparação entre consumo mínimo de cimento

CAA	Elemento estrutural	Consumo de cimento mínimo/m <sup>3</sup> , VUP = 50 anos				
		NBR 12655	BS 8500	AS 3600	IS 456	ACI 318
Classe I	Laje	≥ 260	≥ 240	-	≥ 300	-
	Viga/Pilar					
Classe II	Laje	≥ 280	≥ 260	-	≥ 300	-
	Viga/Pilar		≥ 300			
Classe III	Laje	≥ 320	≥ 380	-	≥ 320	-
	Viga/Pilar					
Classe IV	Laje	≥ 360	≥ 380	-	≥ 340	-
	Viga/Pilar					

Fonte: Elaborado pela autora.

Quanto a resistência mínima à compressão, expressa em megapascal, a comparação entre normas é apresentada na Tabela 17. Neste parâmetro, a norma brasileira é similar à norma indiana, sendo mais branda do que as demais normas analisadas, tendo resistências indicadas iguais às demais ou menores. A norma australiana novamente apresenta valores ligeiramente superiores às demais, devido a seu intervalo de VUP. A norma americana apresenta valores inferiores às demais normas nas CAA I e II, sendo a única que permite um valor abaixo de 20 MPa; nas CAA III e IV, ela indica um valor médio em comparação com as demais normas.

Tabela 17 – Comparação entre resistência à compressão

CAA	Elemento estrutural	Resistência a compressão (MPa) - VUP = 50 anos				
		NBR 6118	BS 8500	AS 3600	IS 456	ACI 318
Classe I	Laje	20	20	20	20	
	Viga/Pilar			25		17
Classe II	Laje	25	25	32	25	
	Viga/Pilar		30			
Classe III	Laje	30	45	32	30	
	Viga/Pilar			40		35
Classe IV	Laje	40	45	50	35	
	Viga/Pilar					

Fonte: Elaborado pela autora.

A comparação entre relação água/cimento máxima apresentada pelas normas está na Tabela 18. Neste parâmetro, a norma brasileira é mais branda do que a britânica nas CAA III e IV, apresentando valores maiores de relação água/cimento, e menos branda nas CAA I e II. Em relação à norma indiana, a mesma é mais conservadora do que a brasileira nas três primeira CAA e idêntica na última. A norma

australiana não apresenta uma relação água/cimento mínima para atendimento de durabilidade. A norma americana indica uma relação água/cimento somente para as CAA III e IV, que é ligeiramente superior a indicada pela norma britânica, e inferior a brasileira e indiana.

Tabela 18 – Comparação entre relação água/cimento

CAA	Elemento estrutural	Relação água/cimento - VUP = 50 anos				
		NBR 6118	BS 8500	AS 3600	IS 456	ACI 318
Classe I	Laje	≤ 0,65	≤ 0,7	-	≤ 0,55	-
	Viga/Pilar					
Classe II	Laje	≤ 0,60	≤ 0,65	-	≤ 0,5	-
	Viga/Pilar		≤ 0,55			
Classe III	Laje	≤ 0,55	≤ 0,35	-	≤ 0,45	
	Viga/Pilar					≤ 0,40
Classe IV	Laje	≤ 0,45	≤ 0,35	-	≤ 0,45	
	Viga/Pilar					

Fonte: Elaborado pela autora.

## 2.4 Desempenho do Concreto Armado e Parâmetros de Projeto

Conforme o *Model Code for Concrete Structures* (FIB, 2013), o desempenho de estruturas de concreto armado se refere ao seu comportamento em função do carregamento a que está exposto ou que é gerado por ela durante sua vida útil. Para obtenção de um desempenho adequado, a estrutura deve ter: capacidade de suportar com confiabilidade as combinações de ações esperadas em sua vida útil; ter segurança estrutural para garantir com confiabilidade a estabilidade global; ter deformações adequadas; e adequada resistência mecânica.

A partir desta definição, é possível identificar os parâmetros de projeto que têm influência significativa em relação ao desempenho ao longo do tempo de vida útil da estrutura, sendo os principais as ações e combinações de ações a que a estrutura

está submetida, a resistência e a fluência do concreto armado, além de todas as definições pertinentes à durabilidade e que afetam de forma direta seu desempenho, como cobertura, tipo de cimento utilizado, adições e relação água/cimento.

#### 2.4.1 Cargas Acidentais Verticais

As ações nas estruturas podem ser de diversos tipos, sendo as principais geradas pelo peso próprio, revestimentos, uso e operação, vento e demais fenômenos naturais. Estas cargas podem variar com o tipo de utilização da edificação e com o tempo de uso da mesma, sendo considerados através de combinações probabilísticas de ocorrência (ASHRAF, 2018; SPENCER, 1988). No Brasil, o carregamento das estruturas de edificações é normatizado pela NBR 6120 (ABNT, 2019a), pela NBR 6123 (ABNT, 1988) e pela NBR 8681 (ABNT, 2003), sendo que a primeira indica os pesos específicos dos principais materiais de construção e as cargas acidentais, a segunda indica as cargas devidas ao vento e a terceira indica as combinações de todas estas ações na estrutura.

Na NBR 6120 (ABNT, 2019a) as cargas acidentais verticais são consideradas como distribuídas e representam as ações geradas pelos pesos de móveis, veículos e pessoas, tendo os seus valores mínimos indicados conforme o uso da edificação, conforme valores trazidos pela Tabela 19 para edificações residenciais. Estas mesmas ações são classificadas na NBR 8681 (ABNT, 2003) entre normais, que são obrigatoriamente consideradas devido a sua grande probabilidade de ocorrência, e especiais, que podem ser consideradas em situações especiais de ocorrência de fenômenos naturais que não têm uma grande frequência.

Tabela 19 – Valores mínimos de cargas verticais para edificações residenciais

	<b>Local</b>	<b>Carga (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Áreas técnicas	Barrilete	1,5
	Áreas técnicas em geral (fora da projeção dos equipamentos), exceto barrilete	3
Balcões, sacadas, varandas e terraços	Residencial	2,5
Coberturas	Com acesso apenas para manutenção ou inspeção	1
	Com placas de aquecimento solar ou fotovoltaicas	1,5
Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5
	Sala, copa, cozinha	1,5
	Sanitários	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
	Quadras esportivas	5
	Salão de festas, salão de jogos	3
	Áreas de uso comum	3
	Academia	3
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1
	Sótão	2
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5

Corredores de uso comum	3
Depósitos	3

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 2019a).

No caso de estruturas com vida útil superior a 50 anos, a sua carga acidental deve ser condizente a este período. Bolina, Perrone e Tutikian (2015) apresentam para a solução deste problema um estudo através de princípios fundamentais de estatística aplicada para obter o carregamento acidental adequado à vida útil das estruturas, tendo como base as vidas úteis de projeto estipuladas pela NBR 15575 (ABNT, 2013) de 50, 63 e 75 anos, conforme nível de desempenho.

O estudo foi desenvolvido a partir dos dados da NBR 8681 (ABNT, 2003), e mostrou que o valor característico das cargas acidentais tem uma probabilidade entre 25% e 35% de ser ultrapassado em um período de 50 anos. A partir desta informação, considerando de forma mais conservadora o risco de 35% e assumindo o valor das cargas acidentais como uma variável aleatória com distribuição normal, média  $\mu$  e desvio padrão  $\sigma$ , os autores relacionaram o valor característico com outras vidas úteis através da Equação  $R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$  (12), onde  $R$  é o risco permissível do valor ser atingido ou ultrapassado durante a vida útil,  $T$  é o período de retorno em anos,  $p$  é a probabilidade de ocorrência ( $p = 1/T$ ) e  $n$  é a vida útil considerada em anos.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (12)$$

A partir desta equação foram calculados o período de retorno, a probabilidade de ocorrência e o desvio padrão para a VUP de cada nível de desempenho, apresentados na Tabela 20. Nesta tabela, a função quantil (Q) indica o valor que uma variável aleatória possui de ser igualada ou superada, e utilizando a função de distribuição de probabilidade normal padrão  $N(0,1)$ , com média igual a 0 e desvio igual a 1, resulta que  $Q(p)$  é igual a  $x$ . Para obter a carga variável característica ( $F_k$ ) de uma distribuição normal diferente da padrão foi utilizada a Equação  $F_k = \mu + Q \cdot \sigma$  (13, que serve para converter uma equação normal padrão e não-padrão.

Tabela 20 - Correlação entre os parâmetros estatísticos de ações variáveis

T (anos)	p	Vida útil (anos)	R	Q (desvio padrão)
116,6	0,00858	50	35%	2,38
146,7	0,00681	63	35%	2,47
174,6	0,00573	75	35%	2,53

Fonte: Bolina, Perrone e Tutikian (2015).

$$F_k = \mu + Q \cdot \sigma \quad (13)$$

A partir deste princípio, foi analisada a variabilidade das cargas acidentais, através da relação entre  $\mu$  e  $\sigma$ , sendo necessária esta correlação para fixar a média aritmética ou o desvio padrão para calcular os fatores que correlacionam VUP diferentes, sendo que quando esta relação é conhecida, pode-se calcular este fator. Não são conhecidos os valores de distribuição estatística experimentais das cargas acidentais, de forma que os autores propõem um critério geral, conforme Tabela 21. Observa-se que, para uma VUP de 63 anos, o incremento de cada ação variável é de 2,7%, e para uma VUP de 75 anos, o incremento é de 4,4%.

Tabela 21 – Fator de correlação das ações variáveis

Para R=35%	VUP 63 anos			VUP 75 anos		
	$\mu / \sigma$	Fk50	Fk63	Fator Fk63/ Fk50	Fk50	Fk75
1	3,38	3,47	1,027	3,38	3,53	1,044
1,5	3,88	3,97	1,023	3,88	4,03	1,039
2	4,38	4,47	1,021	4,38	4,53	1,034
2,5	4,88	4,97	1,018	4,88	5,03	1,031
3	5,38	5,47	1,017	5,38	5,53	1,028

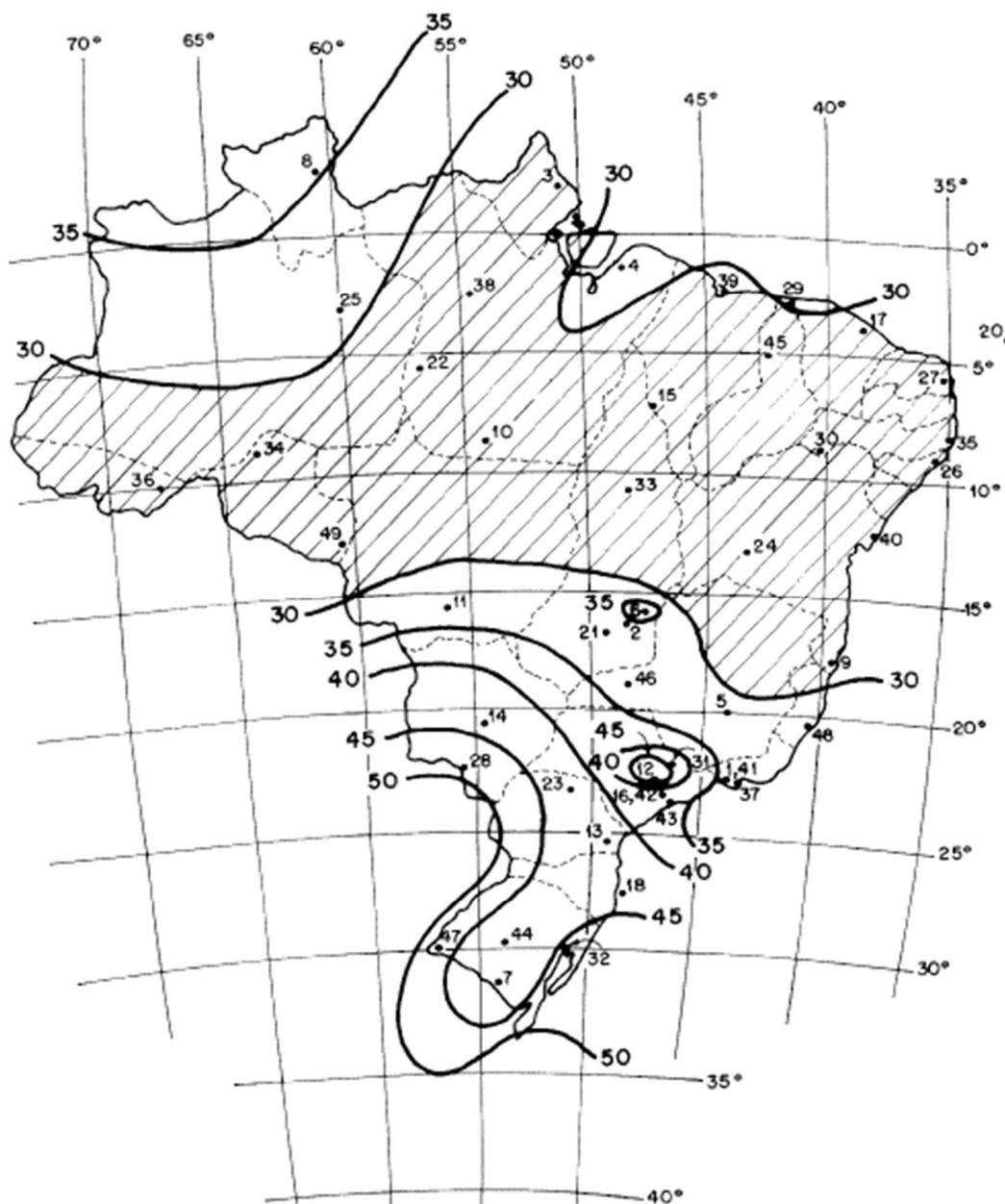
Fonte: Bolina, Perrone e Tutikian (2015).

#### 2.4.2 Cargas Acidentais de Vento

As forças estáticas devidas ao vento são determinadas na NBR 6123 (ABNT, 1988), através da pressão dinâmica gerada pela velocidade característica do vento. Esta velocidade é o resultado da multiplicação da velocidade básica, representada através de isopletas na Figura 4, pelos fatores topográfico ( $S_1$ ), de rugosidade do terreno e de dimensões da edificação ( $S_2$ ) e estatístico ( $S_3$ ). A velocidade básica

representa uma rajada de vento de 3 segundos, que tem a probabilidade de ser excedida uma vez no tempo de retorno de 50 anos.

Figura 4 – Isopletas de velocidade básica do vento



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

O fator estatístico ( $S_3$ ) considera, através de conceitos estatísticos, a segurança da edificação a partir da probabilidade de ultrapassar a velocidade básica no período de vida útil. A norma apresenta uma tabela com os valores mínimos de  $S_3$  conforme o tipo de edificação, considerando uma probabilidade de 63% da velocidade ser excedida em uma vida útil de 50 anos, apresentada na Tabela 22.

Tabela 22 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$

Grupo	Descrição	$S_3$
-------	-----------	-------

1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

No Anexo B da NBR 6123 (ABNT, 1988) é apresentada uma expressão matemática que permite calcular o fator  $S_3$  com diferentes graus de segurança e tempos de vida útil, aqui representada na Equação  $S_3 = 0,54 \left[ -\frac{\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,154}$  (14, onde  $m$  é a vida útil em anos e  $P_m$  é a probabilidade de uma certa velocidade do vento ser excedida pelo menos uma vez em um período de  $m$  anos.

$$S_3 = 0,54 \left[ -\frac{\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,154} \quad (14)$$

#### 2.4.3 Resistência à Compressão do Concreto

A resistência do concreto pode ser definida como a capacidade de suportar um carregamento sem entrar em ruína, sendo que sua resistência à compressão é considerada a propriedade mais importante para o projeto de estruturas de concreto armado (ASHRAF, 2018). Quando é submetido a um esforço de compressão, o concreto se rompe por tração indireta. Isto ocorre devido a sua microestrutura, pois, na interface entre o agregado e a pasta de cimento, é formada uma zona de transição que apresenta grande quantidade de vazios e facilita a formação de microfissuras, que se interligam, causando a ruptura do material (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Neville (2012) aponta que são diversos os fatores que influenciam na resistência do concreto, sendo que os principais são as propriedades dos materiais utilizados, relação água/cimento, relação agregados/cimento e idade do concreto, sendo que esta última depende, principalmente, do tipo de cimento empregado e do processo de cura realizado. Porém, Tutikian e Helene (2011) afirmam que resistência à compressão depende essencialmente da relação água/cimento.

O aumento da resistência do concreto ao longo do tempo está ligado ao grau de hidratação da pasta de cimento, sendo que cimentos mais finos e com menor quantidade de adição tem um ganho de resistência inicial maior do que cimentos com maior quantidade de adição mineral, porém tendem a ter um ganho de resistência menor após os 28 dias (ANDRADE; TUTIKIAN, 2011). Salvo especificações pontuais, a resistência à compressão é definida pelo seu valor aos 28 dias, devido provavelmente a facilidade para rompimento de corpos de prova em dias úteis após a concretagem, porém sua resistência continua aumentando conforme o cimento é hidratado (NEVILLE, 2012).

O *Model Code* do *fib* (2013) indica a Equação  $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$  (15 para estabelecer o ganho de resistência no concreto em qualquer idade, onde  $f_{cm}(t)$  é a resistência à compressão do concreto à idade  $t$  dias em MPa,  $\beta_{cc}(t)$  é o coeficiente de majoração dado pela Equação  $\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}$  (16 e  $f_{cm}$  é a resistência à compressão do concreto aos 28 dias em MPa. Na Equação 16,  $t$  é a idade efetiva do concreto em dias e  $s$  varia conforme o tipo de cimento utilizado, com seus valores apresentados na Tabela 23. A Figura 5 apresenta o aumento da resistência ao longo do tempo conforme o tipo de cimento, desde o dia 1 até os 50 anos. Uma equação similar à Equação  $\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}$  (16 também é apresentada na NBR 6118 (ABNT, 2014), porém aplicada somente para previsão de ganho de resistência nos primeiros 28 dias.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (15)$$

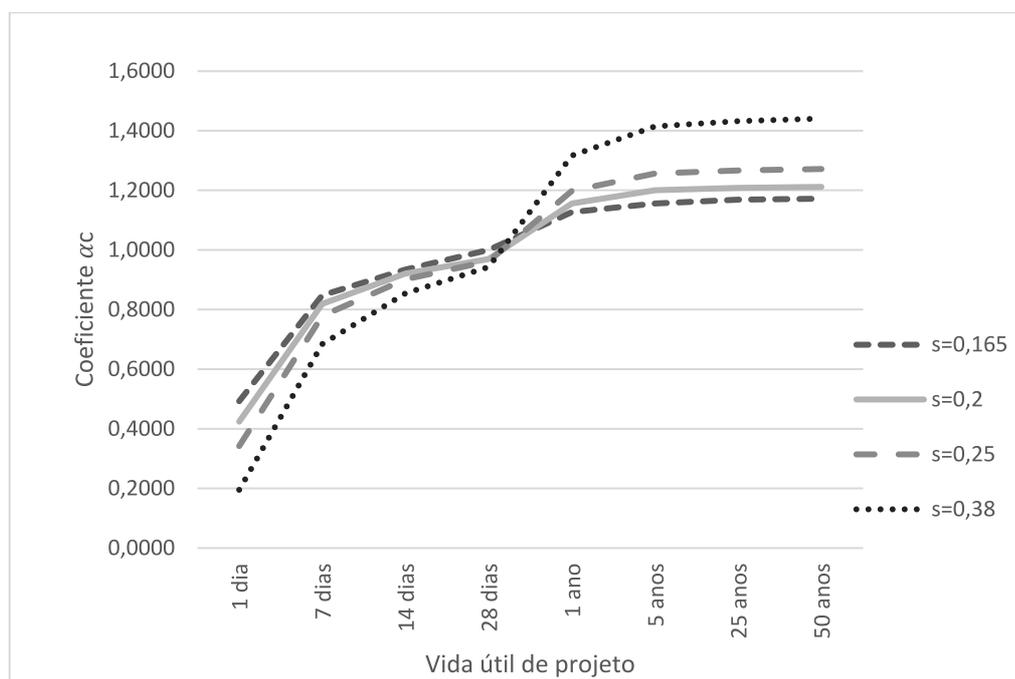
$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\} \quad (16)$$

Tabela 23 – Valores de  $s$  conforme tipo de cimento

<b>Tipo de cimento</b>	<b><math>s</math> (<math>f_{cm} \leq 60 \text{ MPa}</math>)</b>	<b><math>s</math> (<math>f_{cm} &gt; 60 \text{ MPa}</math>)</b>
CPI e CPII	0,25	
CPIII e CPIV	0,38	0,2
CPV	0,2	

Fonte: Adaptado do *Model Code* (FIB, 2013).

Figura 5 – Aumento da resistência ao longo do tempo conforme o tipo de cimento, conforme *Model Code*



Fonte: Elaborado pela autora.

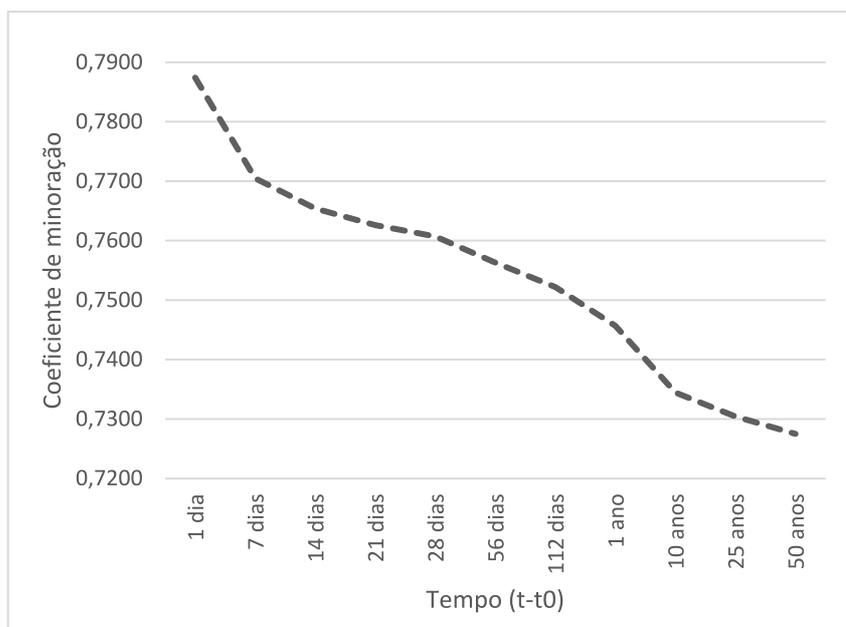
Apesar do aumento da resistência causado pela hidratação do concreto, deve-se levar em consideração também o efeito deletério que as cargas mantidas e de longa duração têm sobre a resistência (HELENE; FILHO, 2011). Esta diminuição é igual para qualquer valor de resistência à compressão e varia conforme o momento de aplicação inicial das cargas, sendo que quanto mais tarde a carga é aplicada, menor é a redução da resistência (RÜSCH, 1960).

No caso da previsão da perda de resistência devido ao efeito da fluência em projeto, o *Model Code* (FIB, 2013) apresenta a Equação  $f_{cm,sus}(t, t_0) = \beta_{c,sus}(t, t_0) \cdot f_{cm}$  (17, em que  $f_{cm,sus}(t, t_0)$  é a resistência à compressão do concreto em MPa com a aplicação de uma carga de longa duração,  $f_{cm}$  é a resistência à compressão antes da aplicação da carga e  $\beta_{c,sus}(t, t_0)$  é o coeficiente de minoração da carga devido a aplicação da carga de longa duração, conforme Equação  $\beta_{c,sus}(t, t_0) = 0,96 - 0,12\{\ln[72(t - t_0)]\}^{1/4}$  (18, onde  $t$  é tempo final de aplicação da carga em dias e  $t_0$  é o tempo inicial em dias. A Figura 6 apresenta a diminuição do coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto devido ao efeito da fluência.

$$f_{cm,sus}(t, t_0) = \beta_{c,sus}(t, t_0) \cdot f_{cm} \quad (17)$$

$$\beta_{c,sus}(t, t_0) = 0,96 - 0,12\{\ln[72(t - t_0)]\}^{1/4} \quad (18)$$

Figura 6 – Diminuição da resistência à compressão devido ao efeito da fluência



Fonte: Elaborado pela autora.

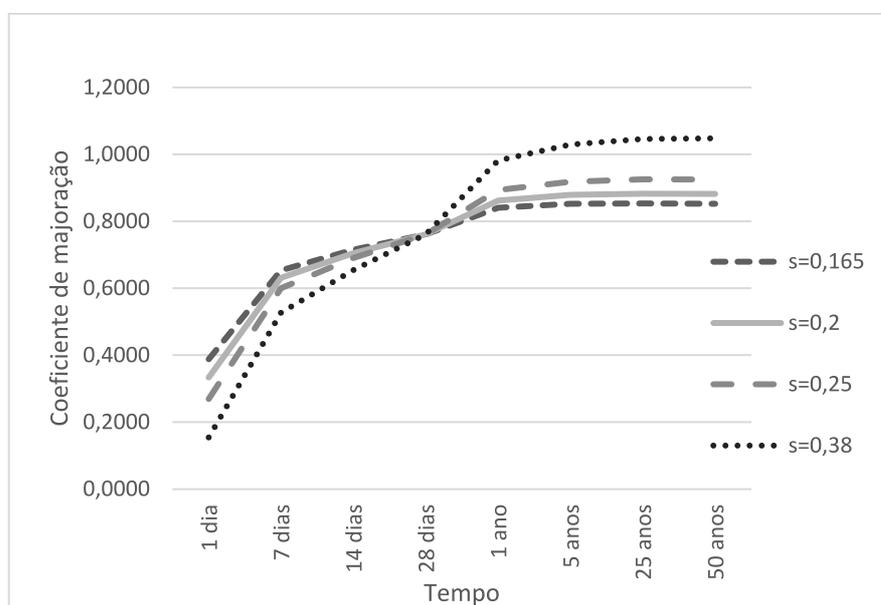
O parâmetro  $\alpha_c$  de redução da resistência devido a cargas de longa duração é apresentado na NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 8.2.10, incluso no diagrama tensão-deformação para concretos com  $f_{ck} < 50MPa$  e com carregamento aos 28 dias. É resultado da multiplicação dos coeficientes  $\beta_{cc}(t)$  e  $\beta_{c,sus}(t, t_0)$ , conforme Equação

$$\alpha_c = \beta_{cc}(t) \cdot \beta_{c,sus}(t, t_0) \quad (19, \text{ em seus mais conservadores resultados, sendo considerado na norma como } 0,85 \text{ (COUTO } et \text{ al., 2015; HELENE; FILHO, 2011).}$$

$$\alpha_c = \beta_{cc}(t) \cdot \beta_{c,sus}(t, t_0) \quad (19)$$

A Figura 7 apresenta a variação do parâmetro  $\alpha_c$  até os 50 anos, para os valores de  $s$  conforme os tipos de cimento da Tabela 23. Analisando este parâmetro ao longo do tempo, é possível perceber que o mesmo apresenta pouca variação após o seu primeiro ano, apesar disto, sua investigação após esta idade, e inclusive acima de 50 anos, é válida (BOLINA; PERRONE; TUTIKIAN, 2015).

Figura 7 - Variação do coeficiente  $\alpha_c$  com diferentes tipos de cimento ao longo do tempo



Fonte: Elaborado pela autora.

O *Model Code* do *fib* (2013), com o qual as normas brasileiras compartilham a equação de ganho de resistência no concreto, indica que o valor de  $\alpha_c$ , para dimensionamentos em condições normais, deve ser igual a 1, uma vez que esta norma considera que o aumento da resistência à compressão após 28 dias compensa o efeito da carga de longa duração. Na norma europeia EN 1992-1(EN, 2004), o coeficiente  $\alpha_c$  tem o seu valor indicado como 1, porém permite a variação do mesmo entre 0,8 e 1, dependendo do anexo específico para o país de aplicação. As normas australiana e americana, AS 3600 (2009) e ACI 318 (ACI, 2019), não apresentam o coeficiente  $\alpha_c$  propriamente dito em equações, porém, assim como a norma brasileira, consideram que a tensão máxima à compressão deve considerar somente 85% da resistência, não apresentando possibilidade de alteração deste parâmetro. A norma indiana não apresenta o mesmo coeficiente de redução da resistência à compressão devido a cargas de longa duração.

Percebe-se com isso, que as normas brasileira, americana e australiana são mais conservadoras, uma vez que há a possibilidade de  $\alpha_c$  ser superior a 0,85 com a utilização de tipos diferentes de cimento e com o carregamento total iniciando em datas superiores a 28 dias, o que é a maioria dos casos (FERNANDES *et al.*, 2016).

As demais normas, ainda que conservadoras por considerarem o valor máximo de  $\alpha_c$  como 1, fornecem formulação e orientação para a consideração de um coeficiente mais adequado a cada caso.

#### 2.4.4 Fluência

O comportamento reológico do concreto, isto é, sua deformabilidade, dependente do tempo, e tem uma considerável importância na análise estrutural (ARAÚJO, 2002). O comportamento reológico do concreto pode ser dependente do carregamento e/ou das condições climáticas a que a estrutura está exposta, na forma da fluência e da retração.

A fluência do concreto é caracterizada pelo aumento da deformação ao longo do tempo sob uma tensão constante, sendo um fenômeno não linear, principalmente quando a carga excede  $0,4.f_{cm}$  ( $t_0$ ) (RÜSCH, 1960; FIB, 2010a). As deformações causadas por esse efeito de longo prazo podem ser mais significativas do que aquelas causadas por cargas de curto prazo e por deformações elásticas, merecendo uma atenção para que estejam dentro do tolerável (BAŽANT, ZDENĚK P.; BUYUKOZTURK, 1988).

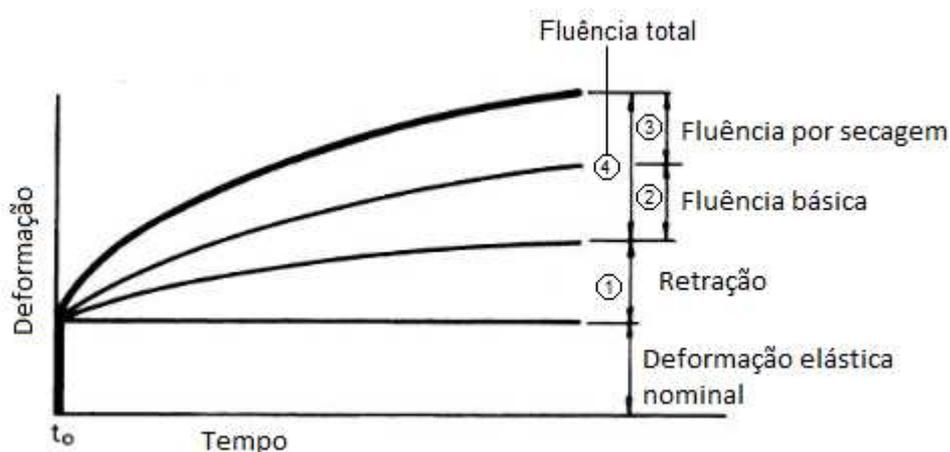
Esta relação é influenciada pela presença e magnitude da tensão aplicada em função do tempo, sendo que deformações elásticas ocorrem imediatamente após a aplicação da carga, e a deformação lenta, ou fluência, é o aumento desta deformação devido a constância da carga. Os principais fatores que influenciam a fluência são a idade de carregamento, a relação tensão/resistência, a geometria das peças, o efeito da umidade e da temperatura, os tipos de cimento e adições utilizados, as condições de cura e as características dos agregados (DINIZ; FERNANDES; KUPERMAN, 2011; NEVILLE, 2012).

Entre os efeitos deletérios que podem se apresentar com a fluência estão: o aumento de flechas, perda de protensão em estruturas de concreto protendido e aumento da curvatura de pilares - introduzindo momentos fletores adicionais que podem causar o aumento dos efeitos de segunda ordem -, além do aumento da fissuração, que pode provocar corrosão da armadura (ARAÚJO, 2002; BAŽANT, ZDENĚK P.; BUYUKOZTURK, 1988; KATAKOA, 2010).

Existem dois tipos de fluência que, somadas, formam a fluência total: a básica e a por secagem, conforme apresentado na Figura 8. A fluência básica ocorre sem a

troca de umidade com o ambiente, e tem como principais causas as propriedades de elasticidade tardia, como a deformação do gel de cimento hidratado, e ocorre predominantemente em estruturas de grandes dimensões, como barragens de concreto massa. A fluência por secagem é atribuída a um movimento de aceleração das moléculas de água nos poros da pasta hidratada de cimento, causada por tensões externas e torna-se importante em estruturas com grandes vãos, como estruturas de edifícios (RÜSCH; JUNGWIRTH; HILSDORF, 1983; ARAÚJO, 2002).

Figura 8 – Fluência total



Fonte: Adaptado de Neville (2012).

As equações para o cálculo da fluência praticadas atualmente foram em sua maioria obtidas de forma empírica, calibradas em testes de laboratório. O cálculo da fluência pode ser realizado através da diferença de deformação total de dois elementos iguais, sendo um carregado e um descarregado, com igual intervalo de tempo, sendo, geralmente, representado em termos de fluência específica, que é a relação entre a deformação de fluência por unidade de tensão aplicada. O corpo de prova descarregado é utilizado para contabilizar a deformação autógena, que não é considerada na deformação por fluência (NEVILLE, 2012).

No Brasil, o anexo A da NBR 6118 (ABNT, 2014) trata sobre o efeito do tempo no concreto estrutural, e divide a sua deformação total,  $\varepsilon_c(t)$ , expressa na Equação

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) \quad (20, \text{ em três partes: deformação imediata - } \varepsilon_c(t_0), \text{ por fluência - } \varepsilon_{cc}(t) \text{ e por retração - } \varepsilon_{cs}(t)).$$

Segundo Neville (2012), a fluência e a retração ocorrem simultaneamente, e o seu tratamento deve levar isto em consideração.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) \quad (20)$$

A fluência, por sua vez, é dividida em duas partes: a rápida e a lenta. A rápida é irreversível e mais significativa nas primeiras 24 horas após a aplicação da carga na estrutura, representada como  $\varepsilon_{cca}$ ; a lenta é dividida em duas partes: a reversível ( $\varepsilon_{ccf}$ ) e a irreversível ( $\varepsilon_{ccd}$ ), conforme representado na Equação  $\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd}$  (21). Esta norma considera como hipóteses: aplicação da tensão de serviço, deformação variando linearmente e sobreposição de efeitos de fluência para acréscimos de tensão aplicados em momentos distintos.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} \quad (21)$$

A deformação por fluência também pode ser obtida através da Equação  $\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0)$  (22, em que  $\sigma_c$  é a tensão de compressão,  $E_{c28}$  é o módulo de elasticidade aos 28 dias e  $\varphi(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência. Este coeficiente é obtido através da Equação  $\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d$  (23, onde  $\varphi(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência;  $t$  é a idade fictícia do concreto em dias no instante considerado;  $t_0$  é a idade fictícia o concreto em dias ao ser feito o carregamento único;  $\varphi_a$  é o coeficiente de fluência rápida;  $\varphi_{f\infty}$  é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível;  $\beta_f(t)$  e  $\beta_f(t_0)$  são os coeficientes de deformação lenta irreversível em função da idade do concreto;  $\varphi_{d\infty}$  é o coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4; e  $\beta_d$  é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo decorrido após o carregamento.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (22)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d \quad (23)$$

O coeficiente de fluência também é apresentado na Tabela 8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando um carregamento em tempo inicial de 5, 30 ou 60 dias e

verificado com tempo final em torno de 10.000 dias, considerado como tempo infinito. Esta tabela pode ser utilizada para diferentes umidades relativas do ar e espessuras fictícias pré-determinadas.

O coeficiente de fluência rápida,  $\varphi_a$ , pode ser definido através da Equação  $\varphi_a = 0,8 \left[ 1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right]$  (24, para concretos

de classe C20 a C45, e pela Equação  $\varphi_a = 1,4 \left[ 1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right]$

(25, para concretos de classe C50 a C90. Nestas equações,  $f_c(t_0)/f_c(t_\infty)$  pode ser definido como o coeficiente  $\beta_{cc}(t)$  obtido através da Equação  $\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}$  (16.

$$\varphi_a = 0,8 \left[ 1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (24)$$

$$\varphi_a = 1,4 \left[ 1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (25)$$

O coeficiente de deformação lenta irreversível,  $\varphi_{f\infty}$ , é obtido através da Equação  $\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$  (26

para concretos de classes C20 a C45, e pela Equação  $\varphi_{f\infty} = 0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$

(27 para concretos de classes C50 a C90. Nelas, o coeficiente  $\varphi_{2c}$  é o coeficiente dependente da espessura fictícia da peça definido na Equação  $\varphi_{2c} = \frac{42+h_{fic}}{20+h_{fic}}$

(28, sendo que  $h_{fic}$  é a altura fictícia, que é definida pela Equação  $h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}}$

(29, em que  $A_c$  é a área da seção transversal da peça,  $u_{ar}$  é a parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar e  $\gamma$  é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente (U), obtido através da Equação  $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$  (30. Já o coeficiente

$\varphi_{1c}$ , dependente de umidade relativa do ambiente, expresso em porcentagem, e da consistência do concreto, e pode ser obtido pela

Tabela 24 ou pela Equação  $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$  (31), para abatimento no intervalo de 50 mm a 90 mm e  $U \leq 90\%$ .

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad (26)$$

$$\varphi_{f\infty} = 0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad (27)$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42+h_{fic}}{20+h_{fic}} \quad (28)$$

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad (29)$$

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U) \quad (30)$$

Tabela 24 – Valores de  $\varphi_{1c}$  para determinação da fluência

Ambiente	Umidade (U) %	$\varphi_{1c}$		
		Abatimento (cm)		
		0 - 4	5 - 9	10 - 15
Na água	-	0,6	0,8	1
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1	1,3	1,6
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2	2,5
Em ambiente seco	40	2,3	3	3,8

\*Os valores de  $\varphi_{1c}$  para  $U \leq 90\%$  e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25% menores e, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm, são 25% maiores.

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U \quad (31)$$

O coeficiente relativo à deformação lenta irreversível em função da idade do concreto,  $\beta_f(t)$  e  $\beta_f(t_0)$ , pode ser obtido através da Figura 9 ou através da Equação , em que  $t_0$  é a idade de carregamento do concreto.

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (32,$$

em que o parâmetro A é definido pela Equação

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113 \quad (33,$$

o B pela Equação

$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23 \quad (34,$$

o C pela Equação

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183 \quad (35$$

e o D pela Equação

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931 \quad (36, \text{ sendo}$$

h a altura fictícia e t a idade fictícia do concreto, em dias. O coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo,  $\beta_a(t)$ , é expresso na Equação

$$\beta_a(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (37,$$

em que  $t_0$  é a idade de carregamento do concreto.

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (32)$$

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113 \quad (33)$$

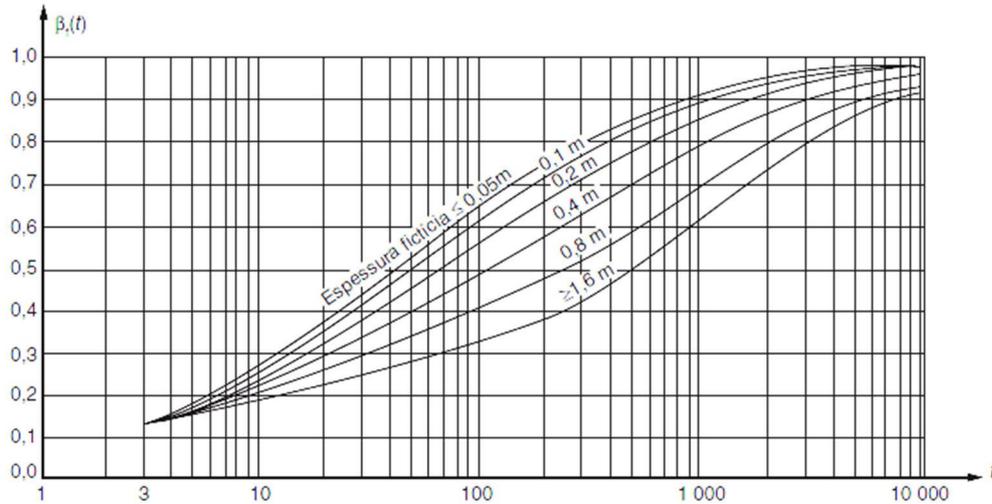
$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23 \quad (34)$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183 \quad (35)$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931 \quad (36)$$

$$\beta_a(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (37)$$

Figura 9 – Variação de  $\beta_f(t)$



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

A idade fictícia do concreto deve ser definida pela Equação  $t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i}$  (38, que não contempla concretos com cura a vapor, em que  $\alpha$  é o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do concreto definido na Tabela 25,  $T_i$  é a temperatura média diária do ambiente em °C e  $\Delta t_{ef,i}$  é o período em dias que a temperatura média diária do ambiente pode ser admitida como constante.

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i} \quad (38)$$

Tabela 25 – Coeficiente  $\alpha$

Cimento Portland	$\alpha$
CP III e CP IV	1
CP I e CP II	2
CP V-ARI	3

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

No *Model Code* do *fib* (2013), a deformação causada pela fluência é calculada pela Equação  $\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0)$  (22

utilizada pela norma brasileira, porém a obtenção do coeficiente de fluência  $\varphi(t, t_0)$  é diferente. Nesta norma, o  $\varphi(t, t_0)$  é obtido através da Equação  $\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0)$  (39, onde  $\varphi_{bc}(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência rápida,  $\varphi_{dc}(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência lenta,  $t$  é o tempo considerado e  $t_0$  é o tempo de início do carregamento.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (39)$$

O coeficiente de fluência rápida pode ser estimado pela Equação  $\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0)$  (40, sendo que  $\beta_{bc}(f_{cm})$  é o coeficiente dependente da resistência à compressão do concreto, obtido pela

$$\text{Equação } \beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}}$$

(41, e  $\beta_{bc}(t, t_0)$  é o coeficiente dependente do tempo, obtido pela Equação

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left( \left( \frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) \quad (42, \text{ com}$$

$t_{0,adj}$  sendo a idade fictícia no carregamento.

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad (40)$$

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}} \quad (41)$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left( \left( \frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) \quad (42)$$

O coeficiente de fluência lenta pode ser estimado pela Equação  $\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0)$  (43, em que  $\beta_{dc}(f_{cm})$  é o coeficiente dependente da resistência à compressão do concreto, obtido pela

$$\text{Equação } \beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}}$$

(44;  $\beta(RH)$  é o coeficiente dependente da umidade relativa do ar, obtido pela

$$\text{Equação } \beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}}} \quad (45;$$

$\beta_{dc}(t_0)$  é o coeficiente dependente da idade fictícia de carregamento do concreto, conforme Equação  $\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^2}$

(46.

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad (43)$$

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}} \quad (44)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}}} \quad (45)$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^2} \quad (46)$$

O coeficiente  $\beta_{dc}(t, t_0)$  depende tanto da idade fictícia de carregamento quanto da resistência à compressão do concreto, e é obtido através da Equação  $\beta_{dc}(t, t_0) =$

$$\left[ \frac{(t-t_0)}{\beta_h + (t-t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (47, \text{ sendo que}$$

$$\gamma(t_0) \text{ é obtido pela Equação } \gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}}$$

$$(48, \beta_h \text{ é obtido através da Equação } \beta_h = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq$$

$$1500 \cdot \alpha_{f_{cm}}$$

$$(49, \text{ com } h \text{ sendo a espessura fictícia}$$

do elemento calculada pela mesma equação da norma brasileira e  $\alpha_{f_{cm}}$  indicado na

$$\text{Equação } \phi_{cc} = k_2 k_3 \phi_{cc,b}$$

$$(51.$$

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[ \frac{(t-t_0)}{\beta_h + (t-t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (47)$$

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} \quad (48)$$

$$\beta_h = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \quad (49)$$

$$\alpha_{f_{cm}} = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad (50)$$

Na norma australiana, AS 3600 (AS, 2009), a fluência é calculada através do coeficiente de fluência de projeto ( $\phi_{cc}$ ), que pode ser determinado através da calibração de qualquer modelo matemático através do coeficiente de fluência básico ( $\phi_{cc,b}$ ) ou, no caso da falta de métodos mais adequados, através da Equação  $\phi_{cc} =$

$k_2 k_3 \phi_{cc,b}$  (51, sendo que o coeficiente  $k_2$  é obtido através da Figura 10 e o coeficiente  $k_3$  através da Figura 11. O coeficiente de fluência básico pode ser obtido através de ensaios de concretos no mesmo local ou através da Tabela 26. Na Figura 10,  $t_h$  é a espessura fictícia da peça em milímetros.

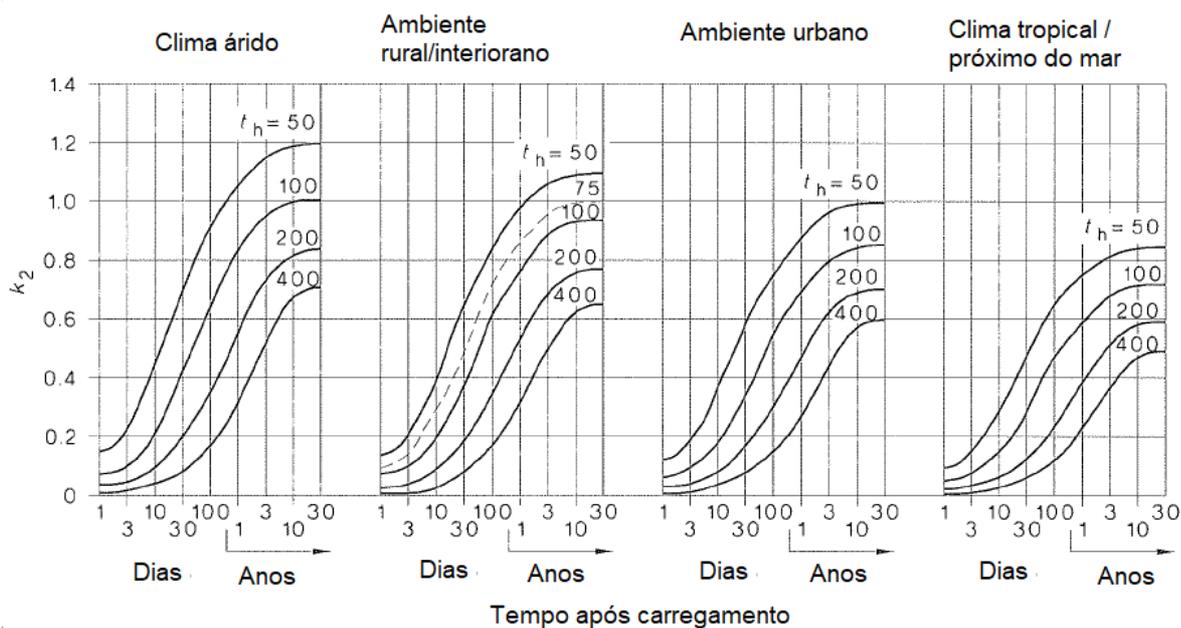
$$\phi_{cc} = k_2 k_3 \phi_{cc,b} \quad (51)$$

Tabela 26 - Coeficiente  $\phi_{cc,b}$

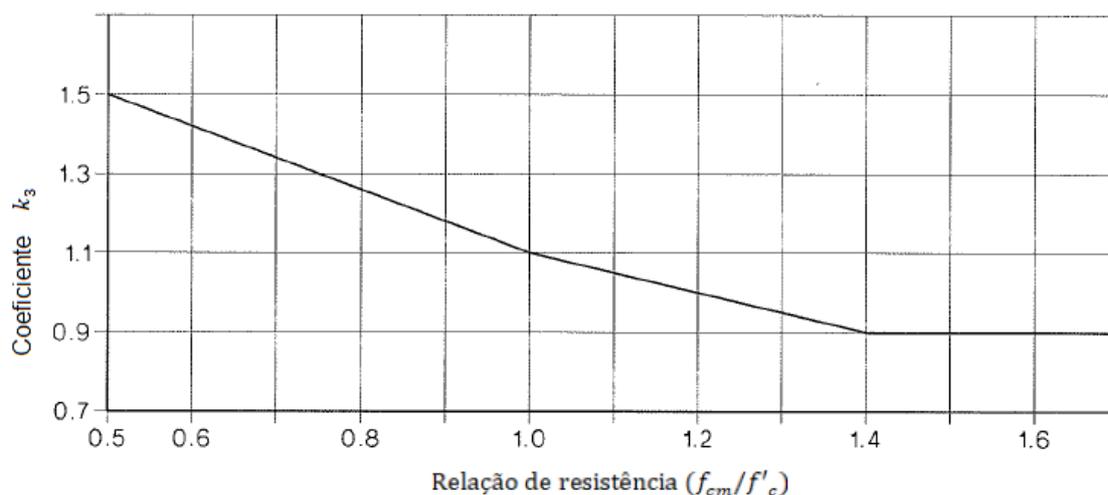
Resistência característica a compressão— $f'_c$ (MPa)	20	25	32	40	$\geq 50$
Coeficiente $\phi_{cc,b}$	5,2	4,2	3,4	2,5	2,0

Fonte: Traduzido de AS 3600 (AS, 2009).

Figura 10 - Coeficiente  $k_2$  para cálculo de  $\phi_{cc}$



Fonte: Traduzido de AS 3600 (AS, 2009).

Figura 11 - Coeficiente  $k_3$  para cálculo de  $\phi_{cc}$ 

Fonte: Traduzido de AS 3600 (AS, 2009).

A AS 3600 (AS, 2009) explicita que o coeficiente de fluência de projeto pode ter uma variação de  $\pm 30\%$ . Esta variação pode ser ainda maior no caso de o cimento utilizado conter  $SO_3$ , os elementos da estrutura estarem expostos por períodos prolongados a temperaturas superiores a  $25^\circ\text{C}$  ou o elemento estar exposto a uma tensão constante superior a  $50\%$  de  $f'_c$ .

A norma indiana, IS 456 (BIS, 2000), indica que a determinação da fluência deve ser feita através de ensaios. Caso isso não seja possível, o valor a ser considerado para a fluência pode ser obtido pela Tabela 27.

Tabela 27 – Coeficiente de fluência da norma indiana

Idade de carregamento da estrutura	Coeficiente de fluência
7 dias	2,2
28 dias	1,6
1 ano	1,1

Fonte: Traduzido de IS 456 (BIS, 2000).

A ACI 318 (ACI, 2019) não apresenta equações para determinação da fluência, sendo este coeficiente determinado na ACI 209 (ACI, 2008), que trata especificamente sobre fluência e retração no concreto. Esta norma apresenta quatro métodos numéricos para a determinação de fluência e retração, sendo aqui apresentado o método proveniente da revisão de 1992 da mesma norma. Nela, o coeficiente de fluência,  $\phi(t, t_0)$ , é calculado segundo a Equação  $\phi(t, t_0) = \frac{(t, t_0)^\Psi}{d + (t, t_0)^\Psi} \phi_u$

(52), em que  $t$  é o período de tempo em dias a ser considerado,  $t_0$  é a idade do concreto no momento de aplicação da carga,  $d$  e  $\Psi$  são constantes dependentes da seção do elemento estrutural e  $\phi_u$  é o coeficiente último de fluência, dado pela Equação  $\phi_u = 2,35 \cdot \gamma_c$

(53. A constante  $\Psi$  pode ser considerada igual a 1, e a constante  $d$  pode considerada igual a constante  $f$ , calculada pela Equação  $f = 26 \cdot e^{\{1,42 \times 10^{-2}(V/S)\}}$

(54, em que  $V/S$  é a relação entre volume e superfície do elemento estrutural.

$$\phi(t, t_0) = \frac{(t, t_0)^\Psi}{d + (t, t_0)^\Psi} \phi_u \quad (52)$$

$$\phi_u = 2,35 \cdot \gamma_c \quad (53)$$

$$f = 26 \cdot e^{\{1,42 \times 10^{-2}(V/S)\}} \quad (54)$$

A Equação  $\phi_u = 2,35 \cdot \gamma_c$

(53 é o produto entre o valor do coeficiente último de fluência para uma condição padrão, multiplicado pelo coeficiente  $\gamma_c$ , que é calculado segundo a Equação  $\gamma_c = \gamma_{c,to} \cdot \gamma_{c,RH} \cdot \gamma_{c,vs} \cdot \gamma_{c,s} \cdot \gamma_{c,\Psi} \cdot \gamma_{c,\alpha}$

(55, em que  $\gamma_{c,to}$  é o coeficiente relativo ao tipo de cura e início de carregamento,  $\gamma_{c,RH}$  é o coeficiente relacionado a umidade relativa do ar,  $\gamma_{c,vs}$  é o coeficiente relacionado ao tamanho do elemento estrutural em termos da razão volume-superfície,  $\gamma_{c,\Psi}$  é o coeficiente relacionado aos agregados finos,  $\gamma_{c,\alpha}$  é o coeficiente relacionado a quantidade de ar incorporada na mistura.

$$\gamma_c = \gamma_{c,to} \cdot \gamma_{c,RH} \cdot \gamma_{c,vs} \cdot \gamma_{c,s} \cdot \gamma_{c,\Psi} \cdot \gamma_{c,\alpha} \quad (55)$$

Na norma europeia EN 1992-1(EN, 2004), a fluência e a retração têm um anexo dedicado para sua formulação, o anexo B. Nele, o coeficiente de fluência é calculado conforme a Equação  $\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$

(56, em que  $\phi_0$  é coeficiente de fluência nocional dado pela

Equação  $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_c(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$

(57, e  $\beta_c(t, t_0)$  é o coeficiente para descrever o desenvolvimento da fluência ao longo do tempo após o carregamento dado pela Equação  $\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t, t_0)}{(\beta_H + t, t_0)} \right]^{0,3}$

(58. Na Equação  $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_c(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$  (57, o

coeficiente  $\varphi_{RH}$  é relativo à umidade relativa do ar,  $\beta_c(f_{cm})$  é um coeficiente relativo ao efeito da resistência do concreto e  $\beta(t_0)$  é um coeficiente relativo ao efeito da idade do concreto no carregamento. Na Equação  $\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t, t_0)}{(\beta_H + t, t_0)} \right]^{0,3}$

(58,  $t$  é o período de tempo em dias a ser considerado,  $t_0$  é a idade do concreto no momento de aplicação da carga,  $\beta_H$  é um coeficiente relativo à umidade relativa do ar e das dimensões do elemento estrutural.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (56)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_c(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (57)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t, t_0)}{(\beta_H + t, t_0)} \right]^{0,3} \quad (58)$$

Comparando as normas estrangeiras com a brasileira, percebe-se que NBR 6118 (ABNT, 2014) leva em consideração os mesmos critérios para obtenção do coeficiente de fluência, apesar de não utilizar a mesma formulação, que a *Model Code* do *fib* (2013), ACI 209 (ACI, 2008) e EN 1992-1(EN, 2004). Estas normas levam em consideração principalmente a idade do concreto, idade de carregamento da estrutura, umidade relativa do ar e dimensões do elemento estrutural, e permitem a obtenção de coeficientes mais precisos e adequados para cada projeto devido a possibilidade maior de ajustes, quando comparadas com a norma indiana ou australiana.

#### 2.4.5 Retração

A retração é uma deformação do concreto causada pela perda de água do mesmo e que, teoricamente, não depende da tensão aplicada. Ela pode gerar tensões

internas na estrutura devido às restrições impostas pelo modelo estrutural, causando fissuração (NEVILLE; BROOKS, 2010). Entre as consequências causadas por este tipo de deformação estão a fissuração, redução de resistência à compressão e redução da durabilidade.

Ao todo são quatro tipos de retração: plástica, autógena, por secagem e por carbonatação. A retração plástica é causada por uma má execução do processo de cura, e a água da superfície exposta evapora de forma mais rápida que a subida da água de exsudação, não sendo um problema inerente do material, mas de sua execução. Ela é maior, quanto maior for a taxa de evaporação de água, dependendo da temperatura do ar, temperatura do concreto, umidade relativa e velocidade do vento. A retração autógena ocorre pela redução do volume causado pela reação química entre o cimento e a água, sendo mais expressivo em concretos com altos consumos de cimento. A retração por secagem (ou hidráulica) é inevitável e é gerada pela perda de água por evaporação para o ambiente, sempre que ele estiver abaixo da condição de saturação, dependendo, principalmente, do tipo de agregado utilizado. A retração por carbonatação é gerada pela evaporação do produto da reação química entre o gás carbônico e os compostos hidratados do cimento, que aumenta a retração hidráulica (DINIZ; FERNANDES; KUPERMAN, 2011; NEVILLE, 2012).

Os fatores que mais influenciam a retração são: os agregados, relação água/cimento, umidade relativa do ar e a espessura fictícia da peça de concreto. Devido ao volume ocupado dentro do concreto, os agregados exercem a maior influência, sendo que, com um aumento de volume de agregados de 71 para 74%, a retração diminui em, aproximadamente, 20%. A pasta de cimento é mais influenciada pela relação água/cimento, sendo que, quanto maior esta relação, maior é a retração da pasta. Outro fator de grande importância é a espessura fictícia da peça de concreto, que é a relação entre o volume da peça e a superfície exposta, sendo que quanto menor esta relação, maior é a retração equivalente da peça (NEVILLE; BROOKS, 2010).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) considera que a retração do concreto depende da umidade relativa do ambiente, consistência do concreto no momento de lançamento e espessura fictícia da peça, e é dada pela Equação  $\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty}[\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$  (59, onde  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  é a retração entre os instantes  $t$  e  $t_0$ ,  $\varepsilon_{cs\infty}$  é o valor final da retração e é dado pela Equação  $\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s}\varepsilon_{2s}$  (60 e  $\beta_s(t)$  ou  $\beta_s(t_0)$  é o coeficiente relativo à retração no instante  $t$  ou  $t_0$ . Na Equação

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s}\varepsilon_{2s} \quad (60, \varepsilon_{1s} \text{ é o}$$

coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do

concreto conforme a Tabela 28 ou Equação  $\varepsilon_{1s} = -8,09 + \left(\frac{U}{15}\right) - \left(\frac{U^2}{2284}\right) + \left(\frac{U^3}{133765}\right) -$

$\left(\frac{U^4}{7608150}\right)$  (61), onde  $U$  é a umidade relativa do ar;  $\varepsilon_{2s}$  é o

coeficiente dependente da espessura da peça conforme Equação  $\varepsilon_{2s} = \frac{33+2h_{fic}}{20,8+3h_{fic}}$

(62, onde  $h_{fic}$  é a espessura fictícia da peça, calculada com as mesmas equações da

fluência.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty}[\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (59)$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s}\varepsilon_{2s} \quad (60)$$

$$\varepsilon_{1s} = -8,09 + \left(\frac{U}{15}\right) - \left(\frac{U^2}{2284}\right) + \left(\frac{U^3}{133765}\right) - \left(\frac{U^4}{7608150}\right) \quad (61)$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33+2h_{fic}}{20,8+3h_{fic}} \quad (62)$$

Tabela 28 – Valores de  $\varepsilon_{1s}$  para determinação da retração

Ambiente	Umidade (U) %	$10^4 \varepsilon_{1s}$ Abatimento (cm)		
		0 - 4	5 - 9	10 - 15
Na água	-	+1,0	+1,0	+1,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	-1,9	-2,5	-3,1
Ao ar livre, em geral	70	-3,8	-5,0	-6,2
Em ambiente seco	40	-4,7	-6,3	-7,9

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Assim como o coeficiente de fluência, o de retração também é apresentado para casos gerais em forma de tabela pela NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando um carregamento em tempo inicial de 5, 30 ou 60 dias e verificado com tempo final em torno de 10.000 dias. Esta tabela também pode ser utilizada para diferentes umidades relativas do ar e espessuras fictícias pré-determinadas.

O coeficiente  $\beta_s(t_0)$  é dado pela Figura 12 ou pela Equação  $\beta_s(t) =$

$$\frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (63, \text{ onde } t \text{ é a idade}$$

fictícia em dias, o parâmetro A é definido pela Equação  $A = 40$

(64, o B pela Equação  $B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$

(65, o C pela Equação  $C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7$

(66, o D pela Equação  $D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8$

(67 e o E pela Equação  $E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8$

(68 e  $h$  é a espessura fictícia da peça em metros. Na determinação da idade fictícia

para a retração, o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do

concreto, representado por  $\alpha$ , é igual a 1 para todos os tipos de cimento.

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (63)$$

$$A = 40 \quad (64)$$

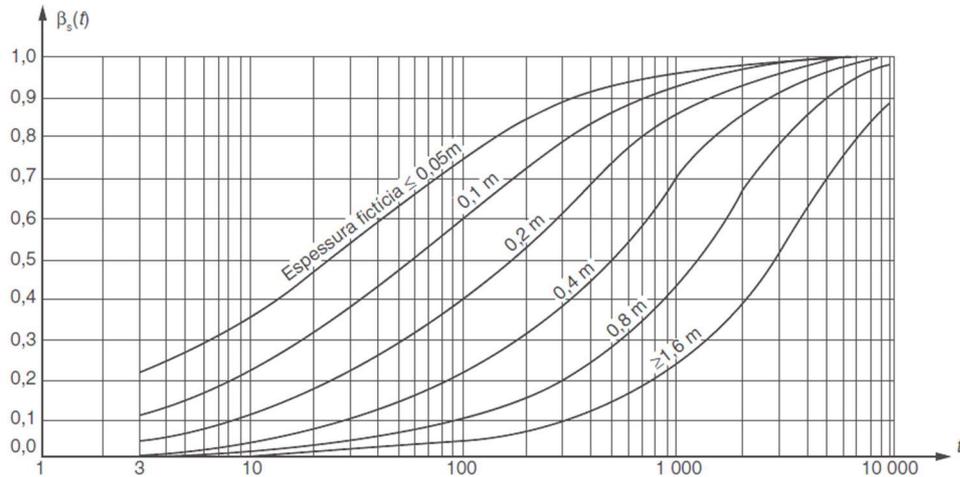
$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8 \quad (65)$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7 \quad (66)$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8 \quad (67)$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8 \quad (68)$$

Figura 12 - Variação de  $\beta_s(t)$



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

O *Model Code* do *fib* (2013) apresenta que a retração pode ser calculada através da Equação  $\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s)$

(69). Nela,  $\varepsilon_{cbs}(t)$  depende da resistência à compressão do concreto, da

umidade relativa do ar, do tipo de cimento e do tempo, obtido através da Equação

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (70), \quad \text{que}$$

tem os coeficientes  $\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$  e  $\beta_{bs}(t)$  calculados, respectivamente, pelas Equações

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \left( \frac{0,1 \cdot f_{cm}}{6 + 0,1 \cdot f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (72) \quad \text{e}$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) \quad (73). \quad \text{A}$$

$$\text{Equação } \varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (71)$$

dá o coeficiente  $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$  utilizado na Equação  $\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s)$

(69); nela,  $\varepsilon_{cds0}(f_{cm})$  depende da resistência

do concreto e do tipo de cimento, obtido pela Equação  $\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6}$  (74);  $\beta_{RH}(RH)$  depende da

umidade relativa e é obtido pela Equação  $\beta_{RH} = -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right]$

(75); e  $\beta_{ds}(t - t_s)$  depende do tempo, obtido

pela Equação  $\beta_{ds}(t - t_s) = \left( \frac{(t - t_s)}{0,035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5}$

(76).

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (69)$$

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (70)$$

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (71)$$

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \left( \frac{0,1 \cdot f_{cm}}{6+0,1 \cdot f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (72)$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) \quad (73)$$

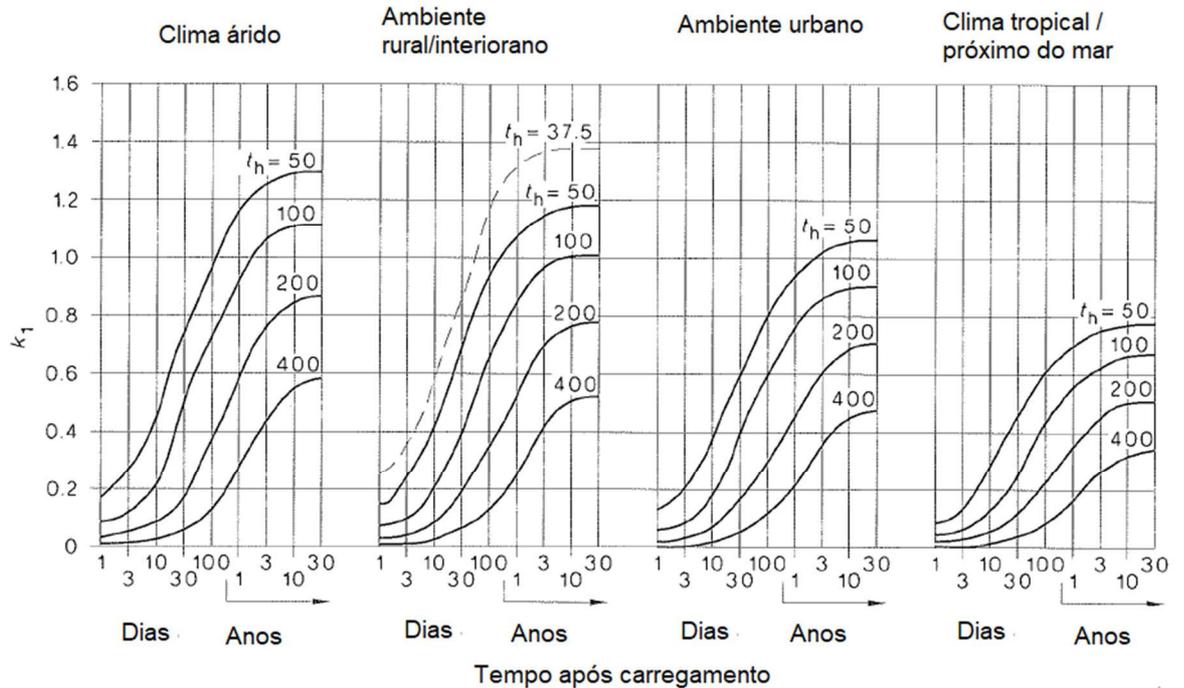
$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (74)$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (75)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left( \frac{(t-t_s)}{0,035 \cdot h^2 + (t-t_s)} \right)^{0,5} \quad (76)$$

A norma australiana, AS 3600 (AS, 2009), indica que a retração, assim como a fluência, é calculada através do coeficiente de retração de projeto ( $\varepsilon_{cs}$ ), que pode ser determinado através da calibração de qualquer modelo matemático para retração, calibrado através do coeficiente de retração básico ( $\varepsilon_{cs,b}$ ) ou através da Equação  $\varepsilon_{cs} = k_1 \varepsilon_{cs,b}$  (77, sendo que o coeficiente  $k_1$  pode ser obtido através da Figura 13 e o coeficiente de retração básico pode ser obtido através de ensaios de concretos no mesmo local ou sendo igual a  $850 \times 10^{-6}$ . Na Figura 13,  $t_h$  é a espessura fictícia da peça em milímetros. A norma explicita que o valor do coeficiente de retração de projeto pode ter uma variação de  $\pm 40\%$ .

$$\varepsilon_{cs} = k_1 \varepsilon_{cs,b} \quad (77)$$

Figura 13 - Coeficiente  $k_1$  para cálculo de  $\varepsilon_{cs}$ 

Fonte: Traduzido de AS 3600 (AS, 2009).

A norma indiana, IS 456 (BIS, 2000), define que a determinação da retração deve ser feita através de ensaio, assim com a fluência. Caso isso não seja possível, o valor do coeficiente de retração pode ser considerado como igual a 0,0003.

Assim como na fluência, a norma americana para determinação da retração é a ACI 209 (ACI, 2008). O coeficiente de retração,  $\varepsilon_{sh}(t, t_c)$ , é determinado na Equação

$$\varepsilon_{sh}(t, t_c) = \frac{(t-t_c)^\alpha}{f+(t-t_c)^\alpha} \cdot \varepsilon_{shu} \quad (78,$$

em que  $t$  é o período de tempo em dias a ser considerado,  $t_c$  é a idade do concreto ao final do período de cura,  $\alpha$  é uma constante que pode ser considerada igual a 1,  $f$  é o coeficiente calculado pela Equação  $f = 26 \cdot e^{\{1,42 \times 10^{-2}(V/S)\}}$

(54, em que  $V/S$  é a relação entre volume e superfície do elemento estrutural.  $\varepsilon_{shu}$  é o coeficiente último de retração representado na Equação  $\varepsilon_{shu} = 780\gamma_{sh} \times 10^{-6}$

(79 para condição padrão, em que o coeficiente  $\gamma_{sh}$  representa o produto dos fatores de correção, e é calculado conforme a Equação  $\gamma_{sh} = \gamma_{sh,tc} \cdot \gamma_{sh,RH} \cdot \gamma_{sh,vs} \cdot \gamma_{sh,s} \cdot \gamma_{sh,\Psi} \cdot \gamma_{sh,\alpha} \cdot \gamma_{sh,c}$  (80. Nela,

$\gamma_{sh,tc}$  é o coeficiente relativo ao tipo de cura,  $\gamma_{sh,RH}$  é o coeficiente relacionado a

umidade relativa do ar,  $\gamma_{sh,vs}$  é o coeficiente relacionado ao tamanho do elemento estrutural em termos da razão volume-superfície,  $\gamma_{sh,\psi}$  é o coeficiente relacionado aos agregados finos,  $\gamma_{sh,\alpha}$  é o coeficiente relacionado a quantidade de ar incorporada no concreto,  $\gamma_{sh,c}$  é o coeficiente relacionado ao consumo de cimento do concreto,  $\gamma_{sh,s}$  é o coeficiente relacionado a consistência do concreto.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_c) = \frac{(t-t_c)^\alpha}{f+(t-t_c)^\alpha} \cdot \varepsilon_{shu} \quad (78)$$

$$\varepsilon_{shu} = 780\gamma_{sh} \times 10^{-6} \quad (79)$$

$$\gamma_{sh} = \gamma_{sh,tc} \cdot \gamma_{sh,RH} \cdot \gamma_{sh,vs} \cdot \gamma_{sh,s} \cdot \gamma_{sh,\psi} \cdot \gamma_{sh,\alpha} \cdot \gamma_{sh,c} \quad (80)$$

Na norma europeia EN 1992-1(EN, 2004), a deformação causada pela retração,  $\varepsilon_{cd,0}$ , é calculada conforme a Equação  $\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$  (81, em que  $\alpha_{ds1}$  e  $\alpha_{ds2}$  são coeficientes dependentes do tipo de cimento,  $f_{cm}$  é a resistência a compressão em MPa,  $f_{cm0}$  é igual a 10 MPa e  $\beta_{RH}$  é o coeficiente dependente da umidade relativa do ar.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (81)$$

Comparando as normas apresentadas, novamente percebe-se que a brasileira, apesar de não utilizar a mesma formulação, utiliza os mesmos parâmetros que o *Model Code* do fib (2013), ACI 209 (ACI, 2008) e EN 1992-1(EN, 2004), sendo estas normas mais completas do que a australiana e a indiana, pois, assim como na fluência, permitem a obtenção de coeficientes mais precisos e adequados para cada projeto devido a possibilidade maior de ajustes.

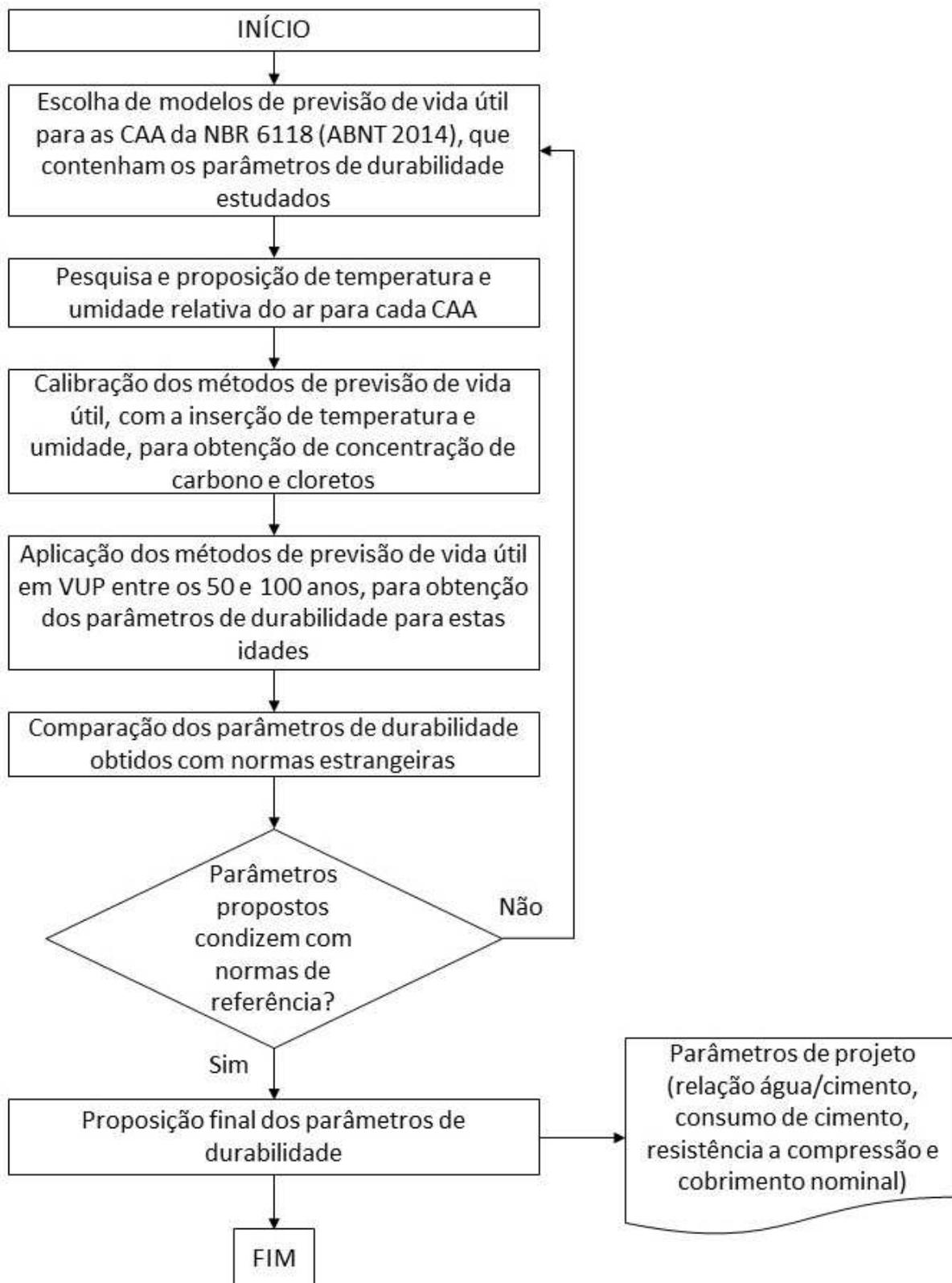
### 3. MÉTODO

O estudo focou em uma análise bibliográfica dos parâmetros que influenciam ao longo do tempo na durabilidade de estruturas de concreto armado, de forma a permitir uma proposição de roteiro de cálculo para estruturas com VUP entre 50 e 100 anos, visto que a normativa brasileira atualmente indica parâmetros visando durabilidade e desempenho para VUP de até 50 anos.

A análise relativa à durabilidade teve como parâmetros sugeridos a relação água/cimento, a resistência à compressão, o consumo mínimo de cimento e o cobrimento mínimo, por serem os mesmos indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para determinação da estimativa de durabilidade, assim como pelo fato destes fatores governarem as equações de previsão de vida útil. Esta análise foi feita com intervalos de tempo de 5 anos, para que os valores de parâmetros propostos seguissem os padrões da norma e facilitassem a precisão técnica.

O estudo da durabilidade iniciou com uma revisão bibliográfica e escolha de modelos de previsão de vida útil baseados nas agressões características de cada CAA, assim como contivessem os parâmetros analisados neste trabalho. Em seguida, a partir de dados de estações meteorológicas brasileiras, foram coletadas informações sobre temperatura e umidade relativa do ar no Brasil, que junto com as informações da revisão bibliográfica, indicaram quais seriam os dados mais adequados para uso em cada CAA. A soma destas informações permitiu a calibração dos modelos de previsão de vida útil e, com isso, a obtenção dos valores de concentração de carbono e cloretos em cada CAA para cada método. Após a calibração, os métodos foram aplicados para VUP estudadas neste trabalho, entre 50 e 100 anos, permitindo a obtenção dos parâmetros necessários para obter a durabilidade nestas idades. Estes parâmetros foram comparados com as normas internacionais que indicam VUP superiores a 50 anos, como forma de confirmar os valores obtidos. A Figura 14 apresenta um fluxograma explicando este processo, que é detalhado nos itens a seguir neste capítulo. Ao final do estudo, foi criada uma tabela com a proposição dos valores de parâmetros de durabilidade.

Figura 14 – Fluxograma de obtenção dos parâmetros de durabilidade



Fonte: Elaborado pela autora.

Quanto ao demais parâmetros de projeto, foram estudados aqueles que variam com o tempo no dimensionamento de estruturas de concreto armado, sendo eles: os carregamentos acidentais, as deformações de fluência e retração, assim como o efeito do tempo na resistência à compressão do concreto. Os carregamentos, tanto verticais quanto do vento, são definidos em função de uma probabilidade de ocorrência em um período de retorno, de forma que as fórmulas foram definidas para considerar as mesmas probabilidades de ocorrência utilizadas nas normas, alterando somente o período de retorno, conforme apresentado nos próximos itens. Os estudos do efeito do tempo na resistência à compressão, do coeficiente de fluência e coeficiente de retração foram realizados conforme a formulação apresentada na normativa técnica e os dados apresentados nos próximos itens, buscando analisar o impacto que o tempo tem nestes parâmetros.

### **3.1 Parâmetros de Durabilidade**

#### **3.1.1 Condições Ambientais**

A NBR 6118 (ABNT 2014), a NBR 12655 (ABNT, 2015a), a AS 3600 (2009), a ACI 318 (ACI, 2019) e a IS 456 (BIS, 2000) não apresentam as condições ambientais consideradas para cada CAA, sendo desconhecida a temperatura, umidade relativa do ar, concentração de carbono e concentração de cloretos com quem foram definidos os parâmetros de durabilidade vigentes nestas normas. A BS 8500 (BSI, 2006) indica somente a umidade relativa do ar para a CAA XO (equivalente a CAA I da norma brasileira), que é máxima de 35%.

De forma a ter uma base para a temperatura do estudo, foi considerada a média compensada medida com bulbo seco de 309 estações meteorológicas do Brasil, medidas entre 1981 e 2010, pelo Instituto Nacional de Meteorologia, obtendo o valor de 23,53 °C. Como situações com temperaturas elevadas favorecem a agressão pelo ataque de cloretos, estando a favor da segurança e arredondando esta variável, a temperatura considerada em todas as CAA foi de 25 °C.

A umidade relativa do ar (UR) é uma variável com maior variação conforme a CAA e maior influência nos tipos de agressão estudados neste trabalho, de forma que uma média foi obtida através do Instituto Nacional de Meteorologia. O valor base foi obtido através de médias anuais medidas entre 1981 e 2010 das estações

meteorológicas, chegando a um valor de 74,2%. O Quadro 8 apresenta as UR consideradas para cada CAA, que foram escolhidas a partir do comportamento das agressões específicas de cada classe, porém de forma a ficarem próximas a UR média das estações meteorológicas. Nas CAA I e II, a umidade ótima para ocorrência da carbonatação fica na faixa de 50 a 70%, conforme a revisão bibliográfica, de forma que na CAA I a umidade relativa considerada foi de 80% que, aplicado aos métodos de previsão de vida útil utilizados nesta classe, gera o mesmo comportamento do que os 35% indicados na norma britânica; na CAA II, a umidade relativa considerada foi de 70%, por estar no limite na faixa de UR ótima para ocorrência da carbonatação. Nas CAA III e IV, quanto maior a umidade relativa do ar, maior a facilidade de transporte dos íons cloreto, porém sem alcançar a saturação total dos poros, de forma que para a CAA III a umidade considerada foi de 70% e na CAA IV a umidade considerada foi de 80%.

Quadro 8 – Considerações para escolhas de umidade relativa por CAA

<b>CAA</b>	<b>UR considerada</b>	<b>Considerações</b>
I	80%	Por ser uma CAA com um risco de deterioração considerado insignificante, foi escolhida uma UR acima da faixa de UR ótima para ocorrência da carbonatação, que é a agressão predominante.
II	70%	Por ser uma CAA com um risco de deterioração considerado pequeno, foi escolhida uma UR no limite entre a faixa de UR ótima para ocorrência da carbonatação, que é a agressão predominante.
III	70%	Por ser uma CAA com risco de deterioração grande, foi escolhida uma UR que permite o transporte de íons de cloreto.
IV	80%	Por ser uma CAA com risco de deterioração elevado, foi escolhida uma UR superior a CAA anterior, que permite o transporte de íons de cloreto e se aproxima mais da saturação.

Fonte: Elaborado pela autora.

As concentrações de carbono e cloretos foram obtidas através da calibração dos modelos utilizados em cada CAA, conforme o item seguinte.

### 3.1.2 Modelos de Previsão de Vida Útil

Os modelos de previsão de vida útil, que foram utilizados na análise dos parâmetros de durabilidade, foram selecionados conforme as causas de deterioração que norteiam a durabilidade da NBR 6118 (ABNT, 2014), que são carbonatação e ataque por cloretos (BOLINA; TUTIKIAN, 2014; HELENE, 2004). A forma de aplicação e a formulação correspondente a cada modelo foram apresentadas na revisão bibliográfica.

O modelo de Possan (2010) foi escolhido para utilização nas CAA I e II para obtenção da resistência à compressão, pois é um modelo específico para agressões provenientes de carbonatação e que foca na influência da resistência à compressão, além de utilizar a espessura de revestimento como variável de resposta. O modelo de Morinaga (1990) foi escolhido para utilização nas CAA I e II para obtenção da relação  $a/c$ , pois também é um modelo que pode ser utilizado para agressões de carbonatação, tendo a relação  $a/c$  e a espessura de revestimento como dados de análise.

Os modelos de Andrade (2001), Helene (1992) e Tuutti (1982), e Clear e Hay (1983), foram escolhidos para a utilização nas CAA III e IV por serem modelos propícios ou específicos para a previsão de vida útil de ambientes expostos a ataques de íons cloretos. O modelo de Andrade (2001) foi utilizado para a obtenção da resistência à compressão, pois seu estudo foca neste parâmetro de durabilidade, em conjunto com a espessura de revestimento. O modelo de Helene (1992) e Tuutti (1982) foi utilizado para a obtenção do consumo mínimo de cimento, sendo este o principal parâmetro de durabilidade utilizado no método, além de também determinar a espessura do revestimento. O modelo de Clear e Hay (1983) foi utilizado para obtenção da relação  $a/c$ , por também ser o parâmetro principal de durabilidade utilizado no método, além de ser um dos únicos modelos para este tipo de agressão que utiliza a relação  $a/c$  como variável.

Não foram considerados neste trabalho modelos de previsão de vida útil ou parâmetros para proteção contra agressão por sulfatos ou demais agressões químicas passíveis de ocorrência, assim como não foi considerada a ocorrência conjunta de carbonatação e ataque por cloretos. Não foram considerados também ciclos de gelo e degelo, devido a sua pouca probabilidade de ocorrência no Brasil, salvo casos específicos de edificações comerciais.

A calibração dos modelos de previsão de vida útil ocorreu através da utilização dos valores de parâmetros determinados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para VUP de 50 anos como variáveis de controle, sendo eles cobrimento, resistência à compressão, relação água/cimento e consumo de cimento, além da temperatura e umidade relativa do ar determinadas no item anterior. As concentrações de CO<sub>2</sub> e íons de cloretos no ambiente foram consideradas como variáveis de resposta, e obtidas para cada CAA e elemento estrutural. Para o método de Possan (2010), que tem um coeficiente específico sobre o tipo de ambiente em que a estrutura está inserida, foi considerada uma condição de que a estrutura seria externa e desprotegida, estando a favor da segurança.

Esta calibração indicou as condições ambientais que cada método considera em cada CAA, para que seja possível a utilização dos mesmos em vidas úteis de projeto diferentes, conforme apresentado na Tabela 29, Tabela 30, Tabela 31, Tabela 32 e Tabela 33.

Tabela 29 – Parâmetros ambientais - Método Possan

CAA	Elemento estrutural	Temperatura (°C)	Umidade (%)	Concentração CO <sub>2</sub> (%)	Cobrimento resultante (mm)
Classe I	Laje	-	80	0,0005%	12,0
	Viga/Pilar	-	80	0,95%	15,0
Classe II	Laje	-	70	1,11%	15,0
	Viga/Pilar	-	70	5,80%	20,0

Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 30 – Parâmetros ambientais - Método Morinaga

CAA	Elemento estrutural	Temperatura (°C)	Umidade (%)	Concentração CO <sub>2</sub> (%)	Cobrimento resultante (mm)
Classe I	Laje	25	80	0,00095%	9,8
	Viga/Pilar	25	80	0,00210%	14,9
Classe II	Laje	25	70	0,0031%	14,9
	Viga/Pilar	25	70	0,0056%	20,0

Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 31 – Parâmetros ambientais – Método Andrade

CAA	Elemento estrutural	Temperatura (°C)	Umidade (%)	Concentração de íons cloretos (%)	Cobrimento resultante (mm)
Classe III	Laje	25	70	0,379%	25,0
	Viga/Pilar	25	70	0,43%	30,0
Classe IV	Laje	25	80	0,81%	35,0
	Viga/Pilar	25	80	0,98%	40,0

Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 32 – Parâmetros ambientais – Método Helene, Tuutti

CAA	Elemento estrutural	Temperatura (°C)	Umidade (%)	Concentração de íons cloretos (%)	Cobrimento resultante (mm)
Classe III	Laje	-	-	0,39%	25,0
	Viga/Pilar	-	-	0,47%	30,0
Classe IV	Laje	-	-	0,62%	35,0
	Viga/Pilar	-	-	0,71%	40,0

Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 33 – Parâmetros ambientais – Método Clear, Hay

CAA	Elemento estrutural	Temperatura (°C)	Umidade (%)	Concentração de íons cloretos (mg/L)	Cobrimento resultante (mm)
Classe III	Laje	-	-	80	25,0
	Viga/Pilar	-	-	150	30,0
Classe IV	Laje	-	-	470	35,0
	Viga/Pilar	-	-	755	40,0

Fonte: Elaborado pela autora.

### 3.1.3 Características do Concreto

Foram consideradas neste trabalho estruturas de concreto moldadas *in loco* com controle adequado de qualidade, com cura úmida de 7 dias e carregamento inicial com retirada de escoras aos 28 dias. São consideradas estruturas sem revestimento externo, de forma que a consideração por revestimento pode abrandar os parâmetros estudados e propostos neste trabalho. Foi considerado também que a estrutura receberia manutenção adequada ao longo da VUP.

O tipo de cimento utilizado nos métodos de previsão de vida útil, que têm tal variável, foi o CP V, pois sua composição contém apenas clínquer e gesso, sem substituições que podem influenciar positiva ou negativamente nas agressões. Também, não foram levadas em consideração a utilização de aditivos químicos.

Os valores de resistência à compressão foram propostos em uma faixa entre o mínimo de cada CAA da NBR 6118 (ABNT 2014) e com valor máximo de 50 MPa, de forma que estejam dentro da Classe de Resistência I da NBR 8953 (ABNT, 2015c), que são os mais usuais no mercado. Apesar desta norma permitir valores intermediários, este parâmetro foi alterado de 5 em 5 MPa, como forma de seguir o padrão da norma. Procurou-se utilizar os menores valores de resistência à compressão com um menor aumento do cobrimento mínimo para cada idade de análise.

Os valores de relação a/c propostos respeitaram uma faixa entre o máximo para cada CAA da NBR 6118 (ABNT 2014) e um mínimo de 0,35, que é o valor mínimo presente na BS 8500 (BSI, 2006) para as classes com maior agressividade em uma VUP de 100 anos. A bibliografia apresenta que uma relação a/c de 0,4 seria a mínima que permite a hidratação do cimento sem o uso de aditivos e, apesar de os mesmos serem necessários para atingir a relação mínima de 0,35 proposta neste projeto, seus efeitos secundários na durabilidade não são levados em consideração neste trabalho. Procurou-se utilizar os maiores valores de relação a/c com um menor aumento do cobrimento mínimo para cada idade de análise.

Os valores de consumo de cimento propostos estão em uma faixa entre o mínimo para cada CAA da NBR 12655 (ABNT, 2015) e um máximo de 450 kg/m<sup>3</sup>, valor recomendado pela IS 456 (BIS, 2000). Neste valor não estão inclusas substituições do cimento, como cinza volante e escória de alto forno. Para as CAA I e II, o consumo mínimo de cimento para cada fase em análise foi proposto através de uma extrapolação entre o consumo sugerido para 50 anos da NBR 12655 (ABNT, 2015) e o consumo sugerido para 100 anos da BS 8500 (BSI, 2006), fazendo acréscimos de 5 kg ou 10 kg de forma mais linear possível. No método de Helene (1992) e Tuutti (1982), foi considerada uma absorção máxima de água no concreto de 1,7% e uma massa específica do concreto de 2400 kg/m<sup>3</sup>.

A proposição de cobrimentos mínimos para cada CAA foi feita em conjunto com os demais parâmetros através dos métodos de previsão de vida útil, com a intensão de utilizar o menor valor de cobrimento para cada idade em análise. Os acréscimos nos valores de cobrimento foram feitos em incrementos de 5 mm, de forma a manter o padrão da NBR 6118 (ABNT 2014). Após a proposição dos demais parâmetros de durabilidade, foi analisado o valor médio dos cobrimentos resultantes, assim como seu valor máximo e mínimo, de forma a propor um cobrimento mínimo seguro. É

importante ressaltar que a proposição deste trabalho é para cobertura mínimo, que deve ser acrescido da tolerância de execução de 5 mm ou 10 mm para configurar como cobertura nominal.

### 3.1.4 Normas técnicas

O comparativo entre os resultados dos métodos de previsão de vida útil com as normas internacionais, como forma de confirmação dos parâmetros obtidos, foi realizado com as normas australiana e britânica.

A norma australiana, AS 3600 (2009), que tem uma VUP de até 60 anos, foi utilizada para comparação dos parâmetros obtidos para a VUP correspondente, apesar de não apresentar todos os parâmetros analisados neste trabalho; a norma britânica, BS 8500 (BSI, 2006), que tem VUP de 50 e 100 anos, foi utilizada para comparação dos parâmetros obtidos para VUP de 100 anos.

## 3.5 Parâmetros de Projeto Relacionados com o Tempo

### 3.2.1 Carregamento Acidental

Para determinar qual o incremento das ações verticais variáveis normais, foi utilizado o estudo realizado por Bolina, Perrone e Tutikian (2015), utilizando princípios de estatística aplicada apresentados na fundamentação teórica no item 2.4.1, em que assume-se que o valor das cargas acidentais apresentadas na NBR 6120 (ABNT, 2019a) são variáveis aleatórias com distribuição normal média ( $\mu$ ) igual a 0 e desvio padrão ( $\sigma$ ) igual a 1 e, de forma conservadora, que o risco de estas cargas serem igualadas ou superadas seja de 35%. Para o cálculo do fator de correlação  $F_k$ , foi considerada uma relação entre média e desvio padrão de 1, por se mostrar, no trabalho citado anteriormente, como a hipótese mais crítica.

O carregamento proveniente do vento foi abordado através do anexo B da NBR 6123 (ABNT, 1988), que apresenta uma expressão matemática para determinação do fator  $S_3$ , apresentada neste trabalho como a Equação  $S_3 = 0,54 \left[ -\frac{\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,154}$  (14). Foi considerada neste trabalho uma probabilidade de 63% de a velocidade básica ser igualada ou excedida pelo menos uma vez nos períodos de retorno estudados, sendo a mesma probabilidade apresentada pela norma para edificações

para hotéis, residências, comércio e indústria com alto fator de ocupação em um período de 50 anos e praticada usualmente.

### 3.2.2 Resistência à Compressão ao Longo do Tempo

A variação da resistência à compressão do concreto ao longo do tempo foi analisada conforme a Equação 19 para o coeficiente  $\alpha_c$ , que leva em consideração tanto o aumento da resistência,  $\beta_{cc}(t)$ , resultado de hidratações tardias do cimento, quanto sua redução devido a fluência,  $\beta_{c,sus}(t)$ .

Para que o parâmetro  $\alpha_c$  aos 50 anos seja de 0,85 como é considerado na NBR 6118 (ABNT 2014), o valor de  $\beta_{cc}(t)$  deve ser igual a 1,17 e o valor de  $\beta_{c,sus}(t)$  deve ser igual a 0,73, de forma que a variável  $s$  correspondente ao tipo de cimento deve ser igual a 0,165, valor que não corresponde a nenhum tipo de cimento informado na NBR 6118 (ABNT 2014), mas, por ser a favor da segurança, foi considerado neste trabalho. Foi considerado ainda, que o  $f_{ck}$  é inferior a 50 MPa e que o carregamento inicial ocorreu aos 28 dias.

### 3.2.3 Deformações do Concreto: Fluência e Retração

A fluência foi analisada através do coeficiente de fluência,  $\varphi(t, t_0)$ , e a retração através da deformação específica de retração,  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ , calculados conforme indicado pela NBR 6118 (ABNT 2014), que considera o processo de cura úmida, e não cura a vapor. Foi considerada a norma brasileira por conter uma das abordagens mais completas em comparação com as normas australiana e indiana, equivalendo-se ao *Model Code* da *fib* (2013).

Foi considerada a idade do início do carregamento como 28 dias, mesmo que o carregamento total atuante na estrutura geralmente seja aplicado após este tempo, de forma de estar a favor da segurança.

Para a determinação da idade fictícia, a temperatura e a umidade relativa do ar foram as mesmas consideradas para os parâmetros de durabilidade para cada CAA. Em relação ao tipo de cimento para a determinação do coeficiente  $\alpha$ , foi considerado o CPV-ARI, que na fluência resulta em um  $\alpha$  igual 3 e na retração em um  $\alpha$  igual a 1.

Em relação à espessura fictícia, foi considerado para cálculo um elemento com as seguintes dimensões: 20 cm de largura e 30 cm de altura, que resulta em uma área

de 600 cm<sup>2</sup>. O perímetro exposto foi considerado como 70 cm. Como a análise deste trabalho tem como objetivo o efeito do tempo, os efeitos causados por diferentes dimensões não serão analisados.

No cálculo do coeficiente de fluência, que leva em consideração o aumento da resistência do concreto ao longo do tempo, foi utilizado  $s$  igual a 0,165 para o cálculo do coeficiente de majoração  $\beta_{cc}(t)$ .

Para a determinação dos coeficientes dependentes da umidade  $\varphi_{1c}$  e  $\varepsilon_{1s}$ , respectivamente, para fluência e retração, foi considerado um abatimento do concreto em um intervalo entre 100 mm e 150 mm, que gera um aumento de 25% nestes coeficientes.

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Parâmetros de Durabilidade

#### 4.1.1 Resistência à Compressão

A Tabela 34 apresenta a proposição dos valores de resistência à compressão para as idades em análise conforme o método de Possan (2010) para as CAA I e II, e o cobrimento mínimo para aquela resistência na idade em análise. A

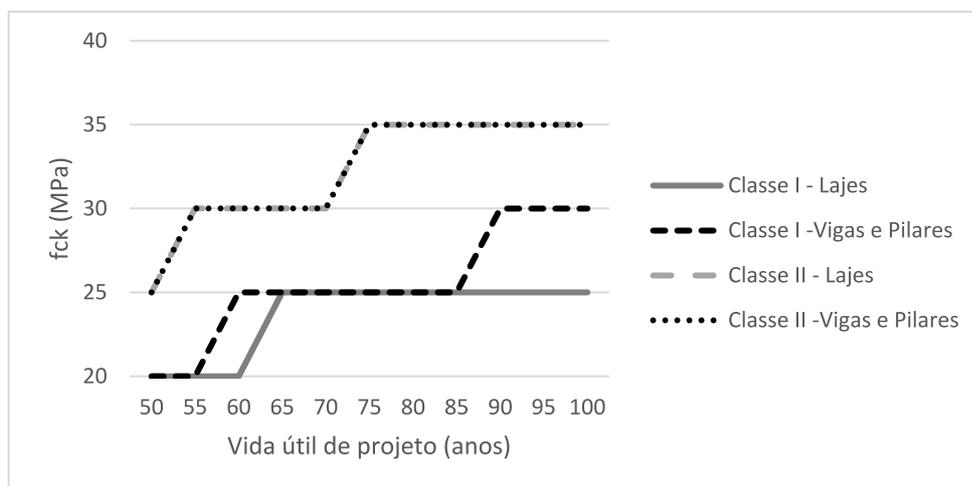
Figura 15 apresenta em forma de gráfico estes mesmos valores de resistência.

Tabela 34 – Resistência à compressão e cobrimento mínimo pelo método de Possan

CAA	Elemento estrutural	fck (Mpa)	Cmín (mm)	fck (Mpa)	Cmín (mm)	fck (Mpa)	Cmín (mm)
		<b>50 anos</b>		<b>55 anos</b>		<b>60 anos</b>	
<b>Classe I</b>	Laje	20	10,0	20	12,7	20	13,3
	Viga/Pilar	20	15,0	20	15,6	25	11,3
<b>Classe II</b>	Laje	25	15,0	30	11,4	30	12,0
	Viga/Pilar	25	20,0	30	15,0	30	15,7
		<b>65 anos</b>		<b>70 anos</b>		<b>75 anos</b>	
<b>Classe I</b>	Laje	25	9,6	25	10,0	25	10,4
	Viga/Pilar	25	11,7	25	12,2	25	12,6
<b>Classe II</b>	Laje	30	12,5	30	12,9	35	10,2
	Viga/Pilar	30	16,3	30	16,6	35	13,2
		<b>80 anos</b>		<b>85 anos</b>		<b>90 anos</b>	
<b>Classe I</b>	Laje	25	10,7	25	11,0	25	11,4
	Viga/Pilar	25	13,0	25	13,4	30	10,2
<b>Classe II</b>	Laje	35	10,6	35	10,9	35	11,2
	Viga/Pilar	35	13,7	35	14,1	35	14,5
		<b>95 anos</b>		<b>100 anos</b>			
<b>Classe I</b>	Laje	25	11,7	25	12,0		
	Viga/Pilar	30	10,5	30	10,8		
<b>Classe II</b>	Laje	35	11,5	35	11,8		
	Viga/Pilar	35	14,9	35	15,3		

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 15 – Resistência à compressão nas CAA I e II conforme método de Possan



Fonte: Elaborado pela autora.

Na CAA I, o aumento da resistência à compressão entre 50 e 100 anos foi de 5 MPa para lajes e de 10 MPa para vigas e pilares, passando, respectivamente, de 20 MPa e 25 MPa para 25 MPa e 35 MPa. Na CAA II, este aumento foi de 10 MPa tanto para lajes quanto para vigas e pilares, partindo de 25 MPa para 35 MPa. Os valores de cobrimento mínimo sofreram alterações somente na CAA I para as lajes, pois o modelo de previsão inicia com um cobrimento ligeiramente superior ao especificado pela norma. Nas demais CAA, não sofreram alterações ao longo do tempo, devido ao aumento da resistência à compressão, que supriu a demanda de durabilidade.

O aumento pouco significativo na resistência à compressão do concreto nas CAA I e II em relação a um intervalo de tempo entre 50 e 100 anos e a não alteração dos valores de cobrimentos mínimos pelo método de previsão de vida útil utilizado são devido ao risco de deterioração da estrutura destas duas classes, classificados, respectivamente, como insignificante e pequeno pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Isto pode ser justificado pelo tipo de agressão preponderante nestas classes, a carbonatação, que é um processo lento e que se atenua ao longo do tempo. Como a consideração da resistência à compressão é importante na durabilidade, principalmente pela sua relação com a porosidade, e os produtos da carbonatação

podem preencher os poros livres, dificultando a entrada de agentes agressivos, deixam o risco de deterioração menor.

Comparando os valores de resistência obtidos nestas duas CAA com as normas estrangeiras, conforme a Tabela 35, percebe-se que, para 60 anos, os resultados são próximos aos valores da AS 3600 (2009). Aos 100 anos, os valores obtidos no estudo são mais conservadores em ambas as classes do que aqueles indicados pela BS 8500 (BSI, 2006), que considera a CAA I e as lajes da CAA II com os mesmos parâmetros de uma VUP de 50 anos, tendo acréscimo de resistência somente para vigas e pilares da CAA II.

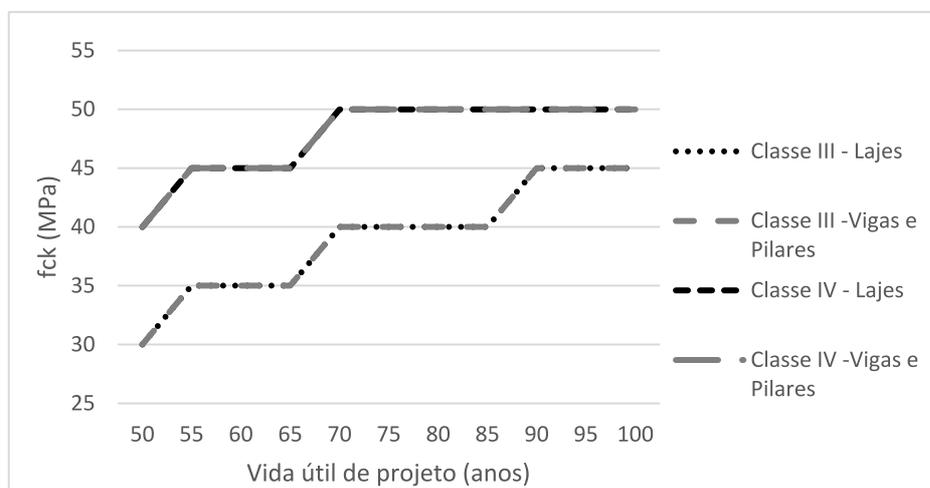
Tabela 35 – Comparação entre resultados pelo método de Possan e normas de referência

CAA	Elemento estrutural	fck (MPa)			
		60 anos		100 anos	
		Possan	AS 3600	Possan	BS 8500
Classe I	Laje	20	20	25	20
	Viga/Pilar	25	25	30	20
Classe II	Laje	30	32	35	25
	Viga/Pilar	30	32	35	40

Fonte: Elaborado pela autora.

A Tabela 36 apresenta a proposição dos valores de resistência à compressão para as VUP conforme o método de Andrade (2001) para as CAA III e IV, e apresenta também o cobrimento mínimo pelo método para aquela resistência na idade em análise. A Figura 16 apresenta em forma de gráfico estes mesmos valores de resistência.

Figura 16 - Resistência à compressão nas CAA III e IV conforme método de Andrade



Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 36 - Resistência à compressão e cobrimento mínimo pelo método de Andrade

CAA	Elemento estrutural	fck	C <sub>mín</sub>	fck	C <sub>mín</sub>	fck	C <sub>mín</sub>
		(MPa)	(mm)	(MPa)	(mm)	(MPa)	(mm)
		50 anos		55 anos		60 anos	
Classe III	Laje	30	25	35	22,4	35	23,4
	Viga/Pilar	30	30	35	26,9	35	28,1
Classe IV	Laje	40	35	45	32,6	45	34,1
	Viga/Pilar	40	40	45	37,3	45	38,9
		65 anos		70 anos		75 anos	
Classe III	Laje	35	24,4	40	22,2	40	22,9
	Viga/Pilar	35	29,2	40	26,5	40	27,5
Classe IV	Laje	45	35,5	50	33,1	50	34,3
	Viga/Pilar	45	40,5	50	37,8	50	39,2
		80 anos		85 anos		90 anos	
Classe III	Laje	40	23,7	40	24,4	45	22,3
	Viga/Pilar	40	28,4	40	29,2	45	26,7
Classe IV	Laje	50	35,4	50	36,5	50	37,6
	Viga/Pilar	50	40,5	50	41,7	50	42,9
		95 anos		100 anos			
Classe III	Laje	45	22,9	45	23,5		
	Viga/Pilar	45	27,5	45	28,2		
Classe IV	Laje	50	38,6	50	39,6		
	Viga/Pilar	50	44,1	50	45,2		

Fonte: Elaborado pela autora.

Um aumento mais expressivo na resistência à compressão foi identificado na CAA III, sendo de 15 MPa para lajes, vigas e pilares, passando de 30 MPa aos 50 anos para 45 MPa aos 100 anos. O cobrimento da CAA III não variou para o período de tempo estudado, devido ao aumento dos valores de resistência à compressão que supriram a demanda da durabilidade. Na CAA IV, o aumento da resistência à compressão ao longo do tempo atingiu o limite da classe de resistência deste trabalho, que é de 50 MPa, aos 70 anos e, a partir deste ponto, o método refletiu somente em um aumento do cobrimento mínimo.

As estruturas com CAA III e IV têm seu risco de deterioração classificado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) como grande e elevado, respectivamente, o que explica o aumento para resistência à compressão. O tipo de agressão preponderante é o ataque

de íons cloretos, que apresenta uma possibilidade de corrosão mais significativa que a generalizada. Este ataque pode ocorrer pelo ar ou pelo contato com água marinha/industrial, reforçando a necessidade de uma estrutura menos porosa e, conseqüentemente, com uma resistência à compressão elevada em comparação com às demais CAA.

A comparação dos resultados de resistência à compressão obtidos nestas duas CAA com as normas estrangeiras mostrou uma semelhança de valores, conforme mostra a Tabela 37. Para 60 anos os resultados são ligeiramente inferiores do que os valores da AS 3600 (2009), a não ser nas lajes da CAA I, que são ligeiramente superiores. Aos 100 anos, os valores obtidos no estudo são idênticos aos da BS 8500 (BSI, 2006) na CAA III, e ligeiramente mais conservadores na CAA IV.

Tabela 37 - Comparação entre resultados pelo método de Andrade e normas de referência

CAA	Elemento estrutural	fck (MPa)			
		60 anos		100 anos	
		Andrade	AS 3600	Andrade	BS 8500
Classe III	Laje	35	32	45	45
	Viga/Pilar	35	40	45	45
Classe IV	Laje	45	50	50	45
	Viga/Pilar	45	50	50	45

Fonte: Elaborado pela autora.

#### 4.1.2 Relação Água/Cimento

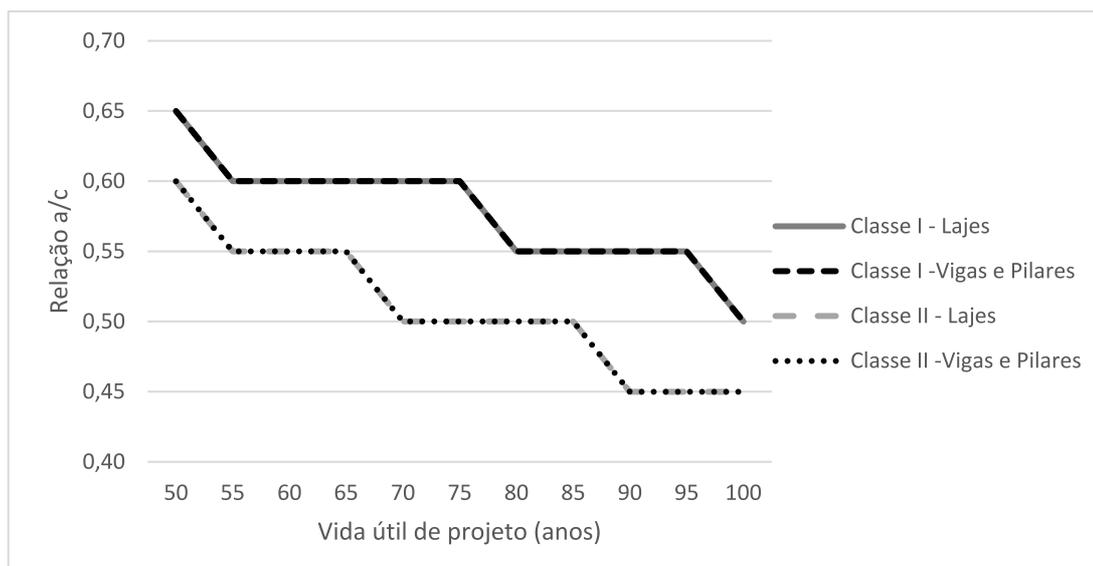
A Tabela 38 apresenta a proposição dos valores de relação a/c para as CAA I e II nas idades em análise conforme o método de Morinaga (1990), e o cobrimento mínimo resultante pelo método para aquela relação a/c. A Figura 17 apresenta em forma de gráfico estes mesmos valores de relação a/c.

Tabela 38 – Relação a/c e cobrimento mínimo pelo método de Morinaga

CAA	Elemento estrutural	50 anos		55 anos		60 anos	
		a/c	C <sub>mín</sub> (mm)	a/c	C <sub>mín</sub> (mm)	a/c	C <sub>mín</sub> (mm)
Classe I	Laje	0,65	10	0,60	8,5	0,60	8,9
	Viga/Pilar	0,65	15	0,60	12,7	0,60	13,3
Classe II	Laje	0,60	15	0,55	13,7	0,55	14,3
	Viga/Pilar	0,60	20	0,55	18,4	0,55	19,2
		65 anos		70 anos		75 anos	
Classe I	Laje	0,60	9,3	0,60	9,6	0,60	9,9
	Viga/Pilar	0,60	13,8	0,60	14,3	0,60	14,9
Classe II	Laje	0,55	14,9	0,50	13,2	0,50	13,7
	Viga/Pilar	0,55	20,0	0,50	17,8	0,50	18,4
		80 anos		85 anos		90 anos	
Classe I	Laje	0,55	9,0	0,55	9,3	0,55	9,6
	Viga/Pilar	0,55	13,5	0,55	13,9	0,55	14,3
Classe II	Laje	0,50	14,2	0,50	14,6	0,45	12,4
	Viga/Pilar	0,50	19,0	0,50	19,6	0,45	16,6
		95 anos		100 anos			
Classe I	Laje	0,55	9,8	0,50	8,6		
	Viga/Pilar	0,55	14,7	0,50	12,9		
Classe II	Laje	0,45	12,7	0,45	13,0		
	Viga/Pilar	0,45	17,1	0,45	17,5		

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 17 – Relação a/c nas CAA I e II conforme método de Morinaga



Fonte: Elaborado pela autora.

Partindo de uma relação  $a/c$  máxima da norma brasileira na CAA I de 0,65 para 50 anos, obteve-se uma diminuição nesta relação para 0,50 aos 100 anos, sem afetar os valores de cobrimento durante todo o período, que permaneceram sempre inferiores ao indicado para 50 anos. A CAA II partiu de uma relação  $a/c$  máxima da norma brasileira de 0,60 aos 50 anos, tendo a variação aos 100 anos atingindo 0,45, também sem alteração dos valores de cobrimento indicados para 50 anos.

A necessidade de proteção nas CAA I e CAA II é menor, devido ao seu risco de deterioração ser pequeno, portanto, é justificável a permanência do mesmo valor de relação  $a/c$  durante períodos maiores do que as demais classes, assim como a permanência do mesmo valor de cobrimento mínimo para todo o período de estudo.

A comparação entre os resultados para relação  $a/c$  e as normas de referência, conforme Tabela 39, somente pode ser feito para VUP de 100 anos, pois a AS 3600 (2009) não considera este parâmetro entre suas recomendações para durabilidade. Nas duas CAA, os resultados são mais conservadores do que os valores indicados na BS 8500 (BSI, 2006), principalmente, pois a mesma considera os mesmos parâmetros de uma VUP de 50 anos; para as vigas e pilares na CAA IV o resultado é idêntico ao da norma.

Tabela 39 - Comparação entre resultados pelo método de Morinaga e normas de referência

CAA	Elemento estrutural	Relação $a/c$			
		60 anos		100 anos	
		Morinaga	AS 3600	Morinaga	BS 8500

Classe I	Laje	0,60	-	0,50	0,70
	Viga/Pilar	0,60	-	0,50	0,70
Classe II	Laje	0,55	-	0,45	0,65
	Viga/Pilar	0,55	-	0,45	0,45

Fonte: Elaborado pela autora.

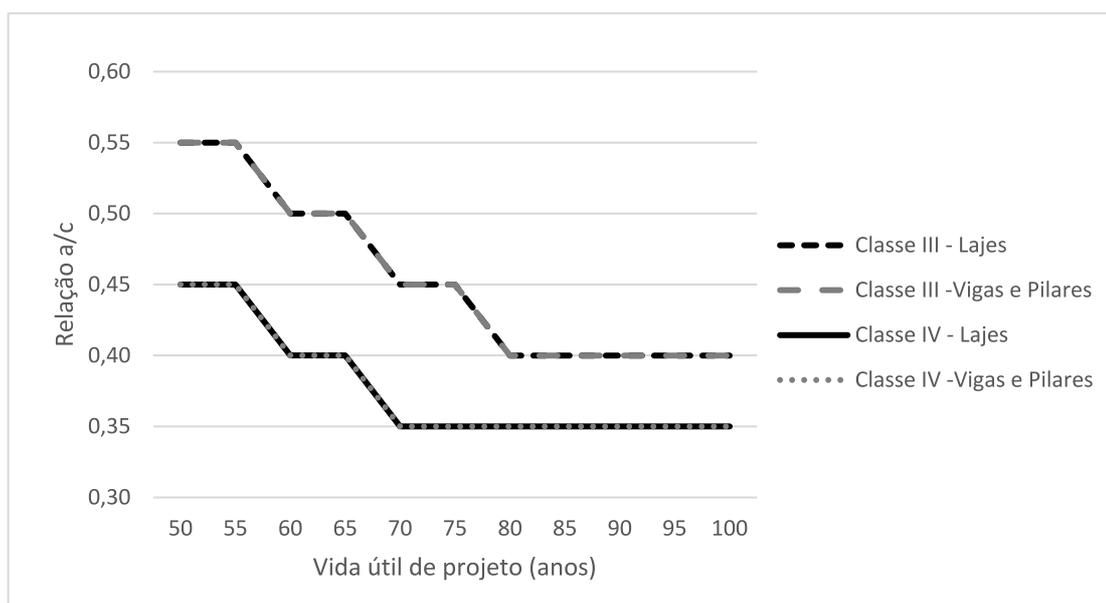
A Tabela 40 apresenta a proposição dos valores de relação  $a/c$  para as CAA III e IV nas idades em análise conforme o método de Clear e Hay (1983), e o cobrimento mínimo resultante pelo método para aquela relação  $a/c$ . A Figura 18 apresenta em forma de gráfico estes mesmos valores de relação  $a/c$ .

Tabela 40 - Relação  $a/c$  e cobrimento mínimo pelo método de Clear e Hay (1983)

CAA	Elemento estrutural	$a/c$	Cmín (mm)	$a/c$	Cmín (mm)	$a/c$	Cmín (mm)
Classe III	Laje	0,55	25	0,55	26,9	0,50	26,7
	Viga/Pilar	0,55	30	0,55	32,2	0,50	32,0
Classe IV	Laje	0,45	35	0,45	37,8	0,40	36,8
	Viga/Pilar	0,45	40	0,45	43,2	0,40	42,2
Classe III	Laje	0,50	28,5	0,45	27,8	0,45	29,4
	Viga/Pilar	0,50	34,1	0,45	33,3	0,45	35,2
Classe IV	Laje	0,40	39,3	0,35	37,5	0,35	39,6
	Viga/Pilar	0,40	45,0	0,35	42,9	0,35	45,4
Classe III	Laje	0,40	28,2	0,40	29,6	0,40	31,0
	Viga/Pilar	0,40	33,7	0,40	35,4	0,40	37,1
Classe IV	Laje	0,35	41,8	0,35	43,9	0,35	46,0
	Viga/Pilar	0,35	47,8	0,35	50,3	0,35	52,7
Classe III	Laje	0,40	32,4	0,40	33,8		
	Viga/Pilar	0,40	38,8	0,40	40,5		
Classe IV	Laje	0,35	48,1	0,35	50,2		
	Viga/Pilar	0,35	55,1	0,35	57,4		

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 18 - Relação a/c nas CAA III e IV conforme método de Clear e Hay (1983)



Fonte: Elaborado pela autora.

A CAA III variou seu valor de relação a/c de 0,55 aos 50 anos, máxima indicada pela norma brasileira, para 0,40 aos 80 anos, se mantendo até os 100 anos. Apesar desta variação ser a mesma das classes anteriores, resultou em um aumento do cobrimento necessário para manter a durabilidade pelo método, pois ocorreu em um menor espaço de tempo. Na CAA IV, partindo de uma relação a/c de 0,45 aos 50 anos, a relação a/c mínima estimulada para este trabalho, que é de 0,35, foi atingida aos 70 anos, indicando um ambiente agressivo e que novamente resultou no aumento do cobrimento para manutenção da durabilidade.

A permeabilidade é fundamental no ataque de íons cloretos, pois seu mecanismo de agressão depende da penetração do agente agressivo pela umidade do ar ou de forma líquida. Sendo assim, quanto menor a permeabilidade, menor é o ingresso de íons cloreto, o que pode ser alcançado através do controle da relação a/c, explicando os valores menores de relação a/c com VUP inferiores obtidos nas CAA III e IV em relação as das demais CAA. Apesar disso, o limite de 0,35 é necessário para permitir que a maior quantidade possível de cimento na mistura seja hidratada, de forma a não comprometer a resistência mecânica.

Comparando os resultados para 100 anos com a BS 8500 (BSI, 2006), conforme a Tabela 41, a CAA III teve resultados de relação a/c ligeiramente superiores, e a CAA IV teve resultados idênticos aos da norma. Assim como nas

classes anteriores, aos 60 anos, a comparação não pode ocorrer, pois a AS 3600 (2009) não indica o parâmetro de relação a/c.

Tabela 41 - Comparação entre resultados pelo método de Clear e Hay e normas de referência

CAA	Elemento estrutural	Relação a/c			
		60 anos		100 anos	
		Clear e Hay	AS 3600	Clear e Hay	BS 8500
Classe III	Laje	0,50	-	0,40	0,35
	Viga/Pilar	0,50	-	0,40	0,35
Classe IV	Laje	0,40	-	0,35	0,35
	Viga/Pilar	0,40	-	0,35	0,35

Fonte: Elaborado pela autora.

#### 4.1.3 Consumo Mínimo de Cimento

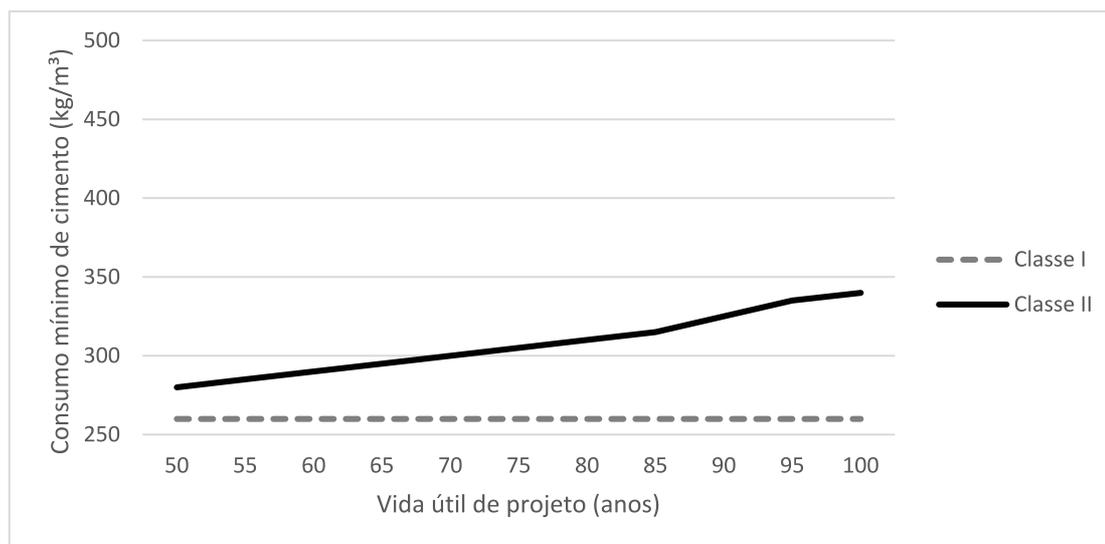
A Tabela 42 apresenta a proposição dos valores de consumo mínimo de cimento para as idades em análise das CAA I e II, conforme a extrapolação das normas NBR 12665 (ABNT, 2015) e BS 8500 (BSI, 2006). A Figura 19 apresenta em forma de gráfico estes mesmos valores de consumo mínimo de cimento. O aumento no consumo de cimento se mostrou próximo ao linear, partindo, respectivamente, de 260 e 280 kg/m<sup>3</sup> para 330 e 340 kg/m<sup>3</sup>.

Tabela 42 - Consumo de cimento mínimo extrapolado entre NBR 12665 (ABNT, 2015) e BS 8500 (BSI, 2006)

CAA	Elemento estrutural	Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )						
		50 anos	55 anos	60 anos	65 anos	70 anos	75 anos	
Classe I	Laje	260	260	260	260	260	260	
	Viga/Pilar	260	260	260	260	260	260	
Classe II	Laje	280	285	290	295	300	305	
	Viga/Pilar	280	285	290	295	300	305	
		80 anos	85 anos	90 anos	95 anos	100 anos		
Classe I	Laje	260	260	260	260	260		
	Viga/Pilar	260	260	260	260	260		
Classe II	Laje	310	315	325	335	340		
	Viga/Pilar	310	315	325	335	340		

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 19 - Consumo de cimento mínimo nas CAA I e II conforme extrapolação de normas



Fonte: Elaborado pela autora.

A comparação entre resultados é apresentada na Tabela 43. Como a AS 3600 (2009) não indica valores mínimos de consumo de cimento, não pode ser realizada sua comparação com os resultados obtidos para 60 anos. Para a comparação aos 100 anos, na CAA I, o consumo foi mantido o mesmo ao longo das VUP de estudo, pois a BS 8500 (BSI, 2006) não modifica seus parâmetros nesta classe. Na CAA II, o valor aos 100 anos considerado é o mesmo tanto para lajes quanto para vigas e pilares, ficando consideravelmente superior à norma britânica quanto a lajes, e idêntico quanto a vigas e pilares.

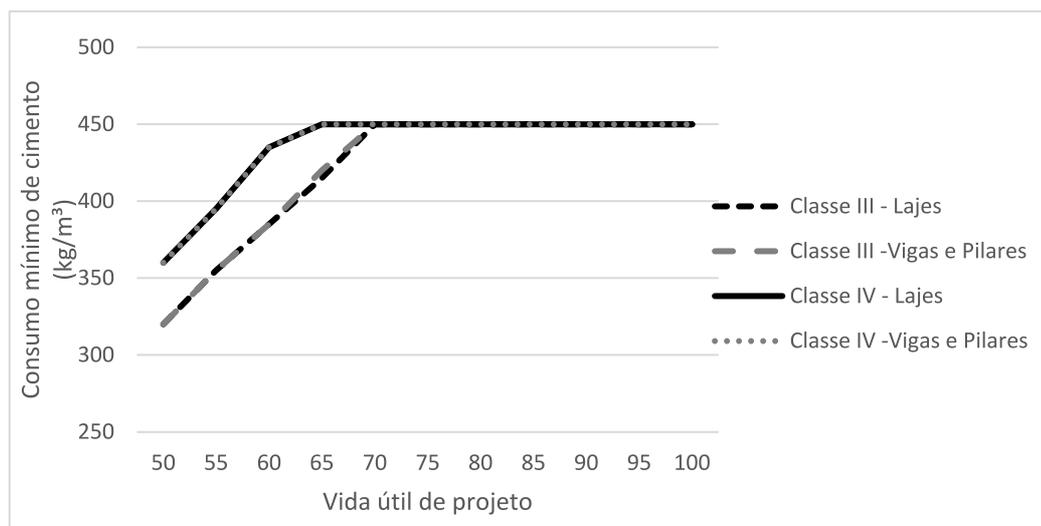
Tabela 43 - Comparação entre resultados da extrapolação e normas de referência

CAA	Elemento estrutural	Consumo de cimento (kg/m³)			
		60 anos		100 anos	
		Extrapolação	AS 3600	Extrapolação	BS 8500
Classe I	Laje	260	-	260	240
	Viga/Pilar	260	-	260	240
Classe II	Laje	290	-	340	260
	Viga/Pilar	290	-	340	340

Fonte: Elaborado pela autora.

A Tabela 44 apresenta a proposição dos valores de consumo mínimo de cimento e o cobrimento mínimo para as idades em análise conforme o método de Helene (1993) e Tuutti (1982). A Figura 20 apresenta em forma de gráfico estes mesmos valores de consumo mínimo de cimento.

Figura 20 – Consumo de cimento mínimo nas CAA III e IV conforme método de Helene (1993) e Tuutti (1982)



Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 44 – Consumo de cimento mínimo e cobrimento mínimo pelo método de Helene (1993) e Tuutti (1982)

CAA	Elemento estrutural	50 anos		55 anos		60 anos	
		Cons.Cim. (kg/m³)	Cmín (mm)	Cons.Cim. (kg/m³)	Cmín (mm)	Cons.Cim. (kg/m³)	Cmín (mm)
Classe III	Laje	320	25	355	24,7	385	24,8
	Viga/Pilar	320	30	355	29,7	385	29,9
Classe IV	Laje	360	35	395	34,9	435	34,6
	Viga/Pilar	360	40	395	39,8	435	39,4
		65 anos		70 anos		75 anos	
Classe III	Laje	415	24,9	450	24,8	450	26,5
	Viga/Pilar	420	29,7	450	29,8	450	32,0
Classe IV	Laje	450	36,2	450	39,0	450	41,8
	Viga/Pilar	450	41,3	450	44,4	450	47,6
		80 anos		85 anos		90 anos	
Classe III	Laje	450	28,3	450	30,1	450	31,8
	Viga/Pilar	450	34,1	450	36,2	450	38,4
Classe IV	Laje	450	44,6	450	47,4	450	50,2
	Viga/Pilar	450	50,8	450	53,9	450	57,1
		95 anos		100 anos			
Classe III	Laje	450	33,6	450	35,4		
	Viga/Pilar	450	40,5	450	42,6		
Classe IV	Laje	450	53,0	450	55,8		
	Viga/Pilar	450	60,3	450	63,5		

Fonte: Elaborado pela autora.

Assim como nas classes anteriores, o consumo mínimo de cimento partindo do mínimo da norma brasileira, que é de 320 kg/m<sup>3</sup> na CAA III e de 360 kg/m<sup>3</sup> na CAA IV, atingiu o consumo máximo delimitado neste trabalho, que é de 450 kg/m<sup>3</sup>, aos 70 e 65 anos, respectivamente. A partir deste limite, foi considerado somente o aumento nos valores de cobertura mínimo, como forma de garantir a durabilidade para as idades estudadas.

A BS 8500 (BSI, 2006) mantém o mesmo consumo de cimento mínimo para VUP de 50 e 100 anos, de forma que os resultados propostos são mais conservadores em uma comparação com as duas CAA, conforme apresentado na Tabela 45.

Tabela 45 - Comparação entre resultados pelo método de Helene e Tuutti e normas de referência

CAA	Elemento estrutural	Consumo mínimo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )			
		60 anos		100 anos	
		Helene e Tuutti	AS 3600	Helene e Tuutti	BS 8500
Classe III	Laje	385	-	450	380
	Viga/Pilar	385	-	450	380
Classe IV	Laje	435	-	450	380
	Viga/Pilar	435	-	450	380

Fonte: Elaborado pela autora.

A proposição deste parâmetro foi feita neste trabalho devido a sua presença na NBR 6118 (ABNT, 2014) e aos debates ainda persistentes sobre a sua influência na durabilidade de estruturas de concreto armado, pois o meio técnico é controverso com a sua utilização, conforme apresentado na revisão bibliográfica.

Nas CAA III e IV, o método de Helene e Tuutti resultou em consumos mínimos de cimento elevados, chegando ao valor do consumo máximo considerado neste trabalho aos 70 e 65 anos, respectivamente. Esta proposição foi feita em vista da segurança, uma vez que a influência química do consumo de cimento na passivação do concreto ainda está em discussão. Porém, visto que uma quantidade elevada de cimento pode favorecer a fissuração e a retração, que auxiliam na agressão admitida nestas classes, a consideração pela utilização de substituições ao cimento pode ser uma alternativa econômica e tecnicamente interessante.

## 4.1.4 Cobrimento Mínimo

A Tabela 46, a Tabela 47, a Tabela 48 e a Tabela 49 apresentam os cobrimentos mínimos gerados na análise e proposição dos demais parâmetros, sendo respectivamente, a média dos cobrimentos, a máxima dos cobrimentos, a mínima dos cobrimentos e os cobrimentos propostos. A Figura 21 apresenta em gráfico os cobrimentos mínimos propostos.

Tabela 46 – Cobrimento médio obtido pelos métodos de previsão de vida útil

		Cobrimento médio (mm)										
		50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
		anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos
CAA I	Laje	10,0	10,6	11,1	9,5	9,8	10,2	9,9	10,2	10,5	10,8	10,3
	Viga/Pilar	15,0	14,2	12,3	12,8	13,3	13,7	13,2	13,7	12,2	12,6	11,8
CAA II	Laje	15,0	12,6	13,1	13,7	13,1	12,0	12,4	12,7	11,8	12,1	12,4
	Viga/Pilar	20,0	16,7	17,5	18,2	17,2	15,8	16,3	16,8	15,6	16,0	16,4
CAA III	Laje	25,0	24,7	25,0	25,9	24,9	26,3	26,7	28,0	28,4	29,7	30,9
	Viga/Pilar	30,0	29,6	30,0	31,0	29,9	31,5	32,0	33,6	34,1	35,6	37,1
CAA IV	Laje	35,0	35,1	35,2	37,0	36,5	38,6	40,6	42,6	44,6	46,6	48,5
	Viga/Pilar	40,0	40,1	40,2	42,3	41,7	44,0	46,4	48,6	50,9	53,2	55,4

Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 47 - Cobrimento máximo obtido pelos métodos de previsão de vida útil

		Cobrimento máximo (mm)										
		50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
		anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos
CAA I	Laje	10,0	12,7	13,3	9,6	10,0	10,4	10,7	11,0	11,4	11,7	12,0
	Viga/Pilar	15,0	15,6	13,3	13,8	14,3	14,8	13,5	13,9	14,3	14,7	12,9
CAA II	Laje	15,0	13,7	14,3	14,9	13,2	13,7	14,2	14,6	12,4	12,7	13,0
	Viga/Pilar	20,0	18,4	19,2	20,0	17,8	18,4	19,0	19,6	16,6	17,1	17,5
CAA III	Laje	25,0	26,9	26,7	28,5	27,8	29,4	28,3	30,1	31,8	33,6	35,4
	Viga/Pilar	30,0	32,2	32,0	34,1	33,3	35,2	34,1	36,2	38,4	40,5	42,6
CAA IV	Laje	35,0	37,8	36,8	39,3	39,0	41,8	44,6	47,4	50,2	53,0	55,8
	Viga/Pilar	40,0	43,2	42,2	45,0	44,4	47,6	50,8	53,9	57,1	60,3	63,5

Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 48 - Cobrimento mínimo obtido pelos métodos de previsão de vida útil

		Cobrimento mínimo (mm)										
		50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
		anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos
<b>CAA I</b>	Laje	10,0	8,6	8,9	9,3	9,6	10,0	9,1	9,3	9,6	9,9	8,7
	Viga/Pilar	15,0	12,7	11,3	11,7	12,2	12,6	13,0	13,4	10,2	10,5	10,8
<b>CAA II</b>	Laje	15,0	11,4	12,0	12,5	12,9	10,2	10,6	10,9	11,2	11,5	11,8
	Viga/Pilar	20,0	15,0	15,7	16,3	16,6	13,2	13,7	14,1	14,5	14,9	15,3
<b>CAA III</b>	Laje	25,0	22,4	23,4	24,4	22,2	22,9	23,7	24,4	22,3	22,9	23,5
	Viga/Pilar	30,0	26,9	28,1	29,2	26,5	27,4	28,3	29,2	26,7	27,5	28,2
<b>CAA IV</b>	Laje	35,0	32,6	34,1	35,5	33,1	34,3	35,4	36,5	37,6	38,6	39,6
	Viga/Pilar	40,0	37,3	38,9	40,5	37,8	39,2	40,5	41,7	42,9	44,1	45,2

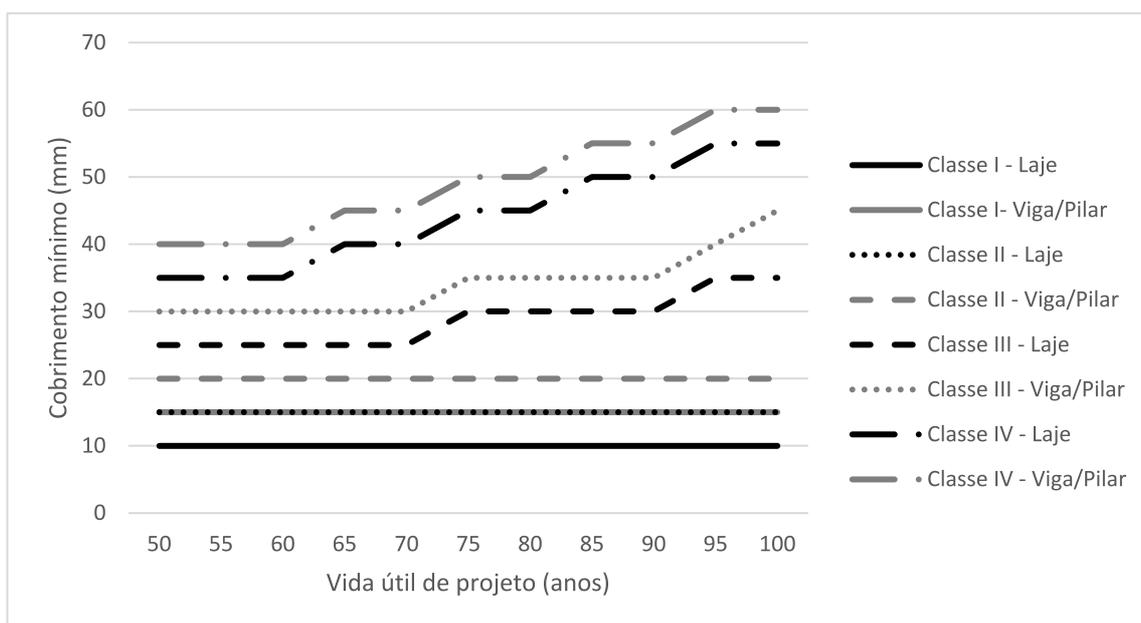
Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 49 - Cobrimento proposto

		Cobrimento proposto (mm)										
		50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
		anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos	anos
<b>CAA I</b>	Laje	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0
	Viga/Pilar	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0
<b>CAA II</b>	Laje	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0
	Viga/Pilar	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
<b>CAA III</b>	Laje	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	30,0	30,0	30,0	30,0	35,0	35,0
	Viga/Pilar	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	35,0	35,0	35,0	35,0	40,0	45,0
<b>CAA IV</b>	Laje	35,0	35,0	35,0	40,0	40,0	45,0	45,0	50,0	50,0	55,0	55,0
	Viga/Pilar	40,0	40,0	40,0	45,0	45,0	50,0	50,0	55,0	55,0	60,0	60,0

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 21 – Cobrimento proposto



Fonte: Elaborado pela autora.

Os cobrimentos das CAA I e II, tanto para lajes quanto vigas e pilares, permaneceram os mesmos para todas as idades estudadas. Isto se dá devido ao tipo de agressão nestas classes que, por ser um processo lento e que se atenua ao longo do tempo, são classificadas com níveis de deterioração insignificante e pequeno, o que permitiu que a modificação dos demais parâmetros suprisse os requisitos necessários para a conservação da durabilidade.

Na CAA III, aos 75 anos, o cobrimento teve um acréscimo de 5 mm, que se repetiu aos 90 anos. Na CAA IV, a que mais teve alterações de cobrimento, iniciou com acréscimo de 5 mm aos 65 anos, que se repetiu a cada 10 anos da análise, chegando a 60 mm para vigas e pilares aos 100 anos. Pelo tipo de agressão preponderante destas classes, o ataque de íons cloretos, os valores de cobrimento mínimo já partem de valores superiores do que as demais classes.

A comparação entre os cobrimentos propostos e as normas de referência é apresentada na Tabela 50. Comparando os cobrimentos mínimos propostos para VUP de 60 anos com os cobrimentos mínimos da AS 3600 (2009), têm-se uma diferença considerável, porém deve ser levado em consideração que os cobrimentos mínimos serão acrescidos de  $\Delta c$  entre 5 e 10 mm, o que os deixa próximos dos valores da norma australiana nas CAA I e III. Nas demais classes, a norma é consideravelmente mais conservadora que os cobrimentos propostos. O cobrimento mínimo proposto

para VUP de 100 anos é similar aos cobrimentos mínimos da BS 8500 (BSI, 2006), com diferenças entre 5 e 10 mm.

Tabela 50 - Comparação entre cobrimentos propostos e normas de referência

CAA	Elemento estrutural	Cobrimento mínimo (mm)			
		60 anos		100 anos	
		Proposto	AS 3600	Proposto	BS 8500
Classe I	Laje	10	20	10	15
	Viga/Pilar	15	30	15	15
Classe II	Laje	15	40	15	25
	Viga/Pilar	20	40	20	30
Classe III	Laje	25	40	35	45
	Viga/Pilar	30	45	45	45
Classe IV	Laje	35	50	55	60
	Viga/Pilar	40	65	60	60

Fonte: Elaborado pela autora.

## 4.2 Parâmetros Projeto Relacionados com o Tempo

### 4.2.1 Incremento de Ações Variáveis Verticais

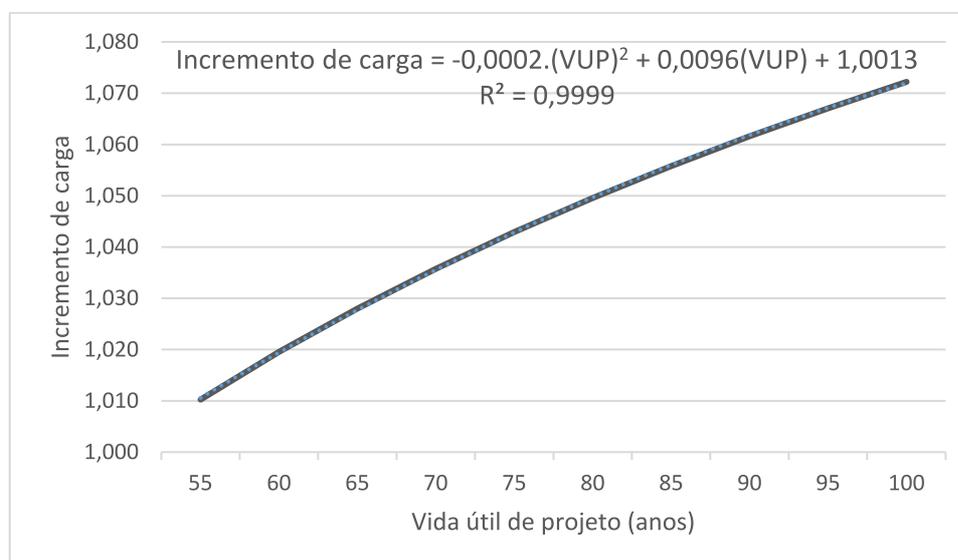
A Tabela 51 apresenta os incrementos de ações variáveis verticais normais para VUP estudadas neste trabalho, e a Figura 22 apresenta um gráfico deste incremento de carga.

Tabela 51 – Incremento de ações variáveis

n	R	p	T	Q	Fk	Incremento de carga	Incremento em porcentagem
50	0,35	0,00858	116,57	2,38	3,38		
55	0,35	0,00780	128,18	2,42	3,42	1,010	1,03%
60	0,35	0,00715	139,78	2,45	3,45	1,020	1,95%
65	0,35	0,00661	151,39	2,48	3,48	1,028	2,80%
70	0,35	0,00614	163,00	2,50	3,50	1,036	3,58%
75	0,35	0,00573	174,60	2,53	3,53	1,043	4,29%
80	0,35	0,00537	186,21	2,55	3,55	1,050	4,96%
85	0,35	0,00506	197,82	2,57	3,57	1,056	5,58%
90	0,35	0,00478	209,42	2,59	3,59	1,062	6,16%
95	0,35	0,00452	221,03	2,61	3,61	1,067	6,71%
100	0,35	0,00430	232,64	2,63	3,63	1,072	7,22%

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 22 – Incremento de carga entre 50 e 100 anos



Fonte: Elaborado pela autora.

Analisando o gráfico da Figura 22, percebe-se que o incremento de carga em relação à carga indicada para 50 anos cresce como uma parábola ao longo das VUP estudadas, atingindo 7,22% de incremento aos 100 anos. A Tabela 52 apresenta algumas cargas acidentais indicadas pela NBR 6120 (ABNT, 2019) para 50 anos e com o incremento de carga sugerido para as VUP superiores estudadas neste trabalho.

Tabela 52 – Cargas com incremento conforme VUP

Local	Carga (kN/m <sup>2</sup> )											
	50 anos	55 anos	60 anos	65 anos	70 anos	75 anos	80 anos	85 anos	90 anos	95 anos	100 anos	
Edifícios residenciais	Dormitórios	1,50	1,52	1,53	1,54	1,55	1,56	1,57	1,58	1,59	1,60	1,61
	Sala, copa, cozinha	1,50	1,52	1,53	1,54	1,55	1,56	1,57	1,58	1,59	1,60	1,61
	Sanitários	1,50	1,52	1,53	1,54	1,55	1,56	1,57	1,58	1,59	1,60	1,61
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2,00	2,02	2,04	2,06	2,07	2,09	2,10	2,11	2,12	2,13	2,14
	Quadras esportivas	5,00	5,05	5,10	5,14	5,18	5,21	5,25	5,28	5,31	5,34	5,36

Salão de festas	3,00	3,03	3,06	3,08	3,11	3,13	3,15	3,17	3,18	3,20	3,22
Áreas de uso comum	3,00	3,03	3,06	3,08	3,11	3,13	3,15	3,17	3,18	3,20	3,22
Academia	3,00	3,03	3,06	3,08	3,11	3,13	3,15	3,17	3,18	3,20	3,22
Sótão	2,00	2,02	2,04	2,06	2,07	2,09	2,10	2,11	2,12	2,13	2,14
Corredores dentro de unidades autônomas	1,50	1,52	1,53	1,54	1,55	1,56	1,57	1,58	1,59	1,60	1,61
Corredores de uso comum	3,00	3,03	3,06	3,08	3,11	3,13	3,15	3,17	3,18	3,20	3,22
Depósitos	3,00	3,03	3,06	3,08	3,11	3,13	3,15	3,17	3,18	3,20	3,22

Fonte: Elaborado pela autora.

#### 4.2.2 Incremento de Ações Variáveis do Vento

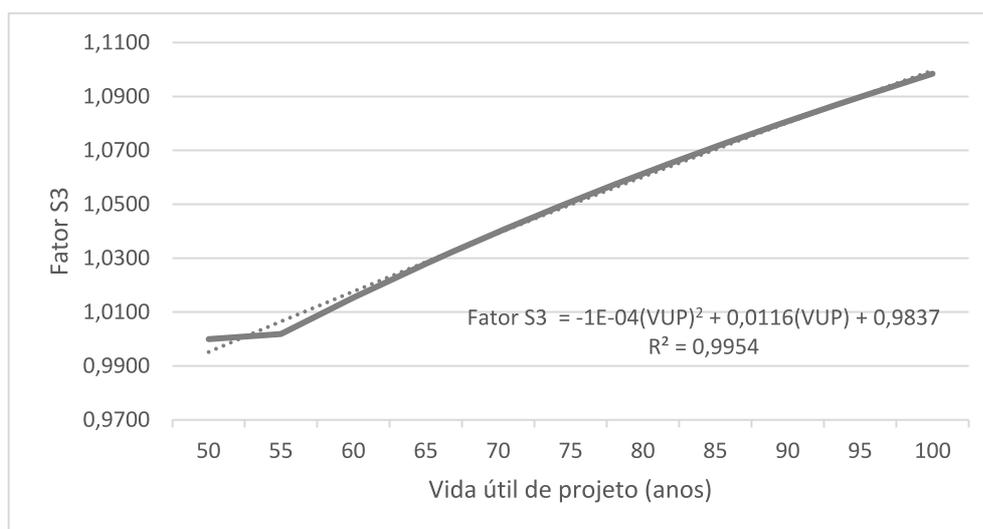
A variação do fator estatístico S3, utilizado para calcular a velocidade do vento nas ações para idades entre 50 e 100 anos, é apresentada pela Tabela 53 e pelo gráfico da Figura 23. Percebe-se que este incremento no fator S3 em relação ao seu valor para 50 anos chega a ser de 9,84%, aos 100 anos.

Tabela 53 - Fator S3 entre 50 e 100 anos

Idade (anos)	Fator S3	Incremento no Fator S3
50	1,0000	
55	1,0018	0,18%
60	1,0153	1,53%
65	1,0279	2,79%
70	1,0397	3,97%
75	1,0508	5,08%
80	1,0613	6,13%
85	1,0713	7,13%
90	1,0808	8,08%
95	1,0898	8,98%
100	1,0984	9,84%

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 23 – Fator S3 entre 50 e 100 anos



Fonte: Elaborado pela autora.

A Tabela 54 apresenta o resultado da multiplicação das velocidades básicas do vento apresentadas nas isopletras da NBR 6123 (ABNT, 2019) pelo fator estatístico  $S_3$ . Esta tabela evidencia que, quanto maior a velocidade básica, maior será a velocidade resultante para VUP superiores a 50 anos, fazendo com que a sua consideração seja necessária.

Tabela 54 – Multiplicação da velocidade básica do vento pelo fator estatístico  $S_3$ 

	Tempo (anos)										
	50 anos	55 anos	60 anos	65 anos	70 anos	75 anos	80 anos	85 anos	90 anos	95 anos	100 anos
<b>Velocidade</b>	30	30,05	30,46	30,84	31,19	31,53	31,84	32,14	32,48	32,69	32,95
<b>básica x <math>S_3</math></b>	35	35,06	35,54	35,98	36,39	36,78	37,15	37,5	37,9	38,14	38,45
<b>(m/s)</b>	40	40,07	40,61	41,12	41,59	42,03	42,45	42,85	43,31	43,59	43,94
	45	45,08	45,69	46,26	46,79	47,29	47,76	48,21	48,72	49,04	49,43
	50	50,09	50,77	51,4	51,99	52,54	53,07	53,56	54,14	54,49	54,92

Fonte: Elaborado pela autora.

#### 4.2.3 Variação da Resistência à Compressão ao Longo do Tempo

A variação da resistência à compressão ao longo do tempo é dada pelo coeficiente  $\alpha_c$ , apresentado em idades entre 50 e 100 anos na Tabela 55. Nas Figura

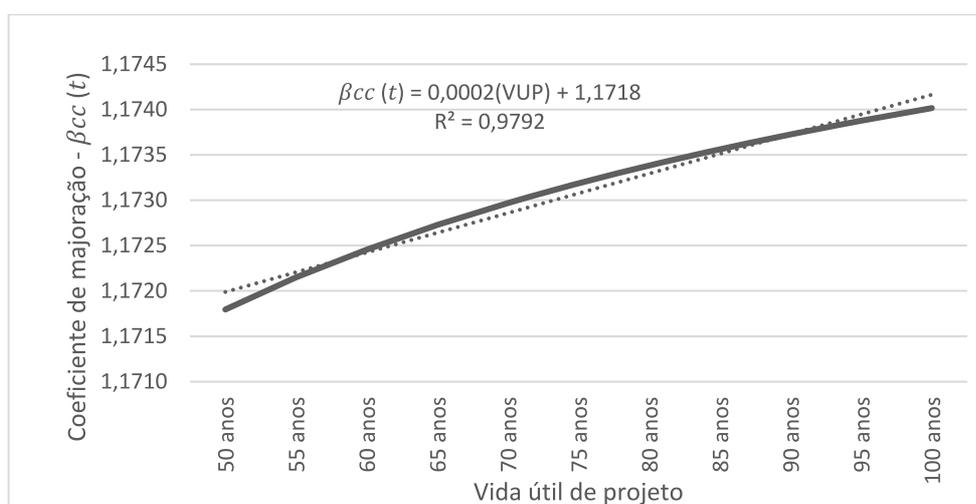
24 e Figura 25 são apresentadas as variações dos coeficientes  $\beta_{cc}(t)$  e  $\beta_{c,sus}(t)$ , e na Figura 26 a variação do  $\alpha_c$ .

Tabela 55 – Coeficientes  $\beta_{cc}(t)$ ,  $\beta_{c,sus}(t)$  e  $\alpha_c$

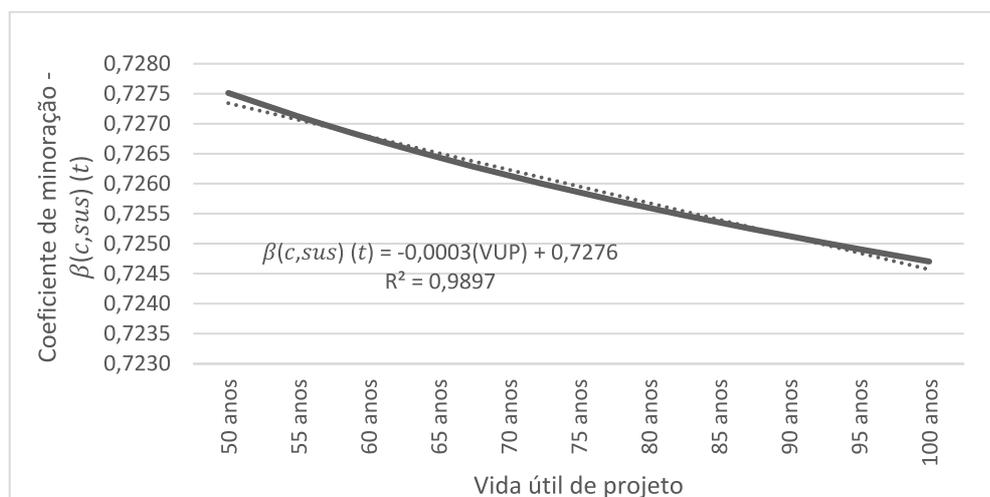
Idade	$\beta_{cc}(t)$	$\beta_{c,sus}(t)$	$\alpha_c$
50 anos	1,1718	0,7275	0,8525
55 anos	1,1721	0,7271	0,8523
60 anos	1,1725	0,7268	0,8521
65 anos	1,1727	0,7264	0,8519
70 anos	1,1730	0,7261	0,8517
75 anos	1,1732	0,7259	0,8516
80 anos	1,1734	0,7256	0,8514
85 anos	1,1736	0,7254	0,8512
90 anos	1,1737	0,7251	0,8511
95 anos	1,1739	0,7249	0,8510
100 anos	1,1740	0,7247	0,8508

Fonte: Elaborado pela autora.

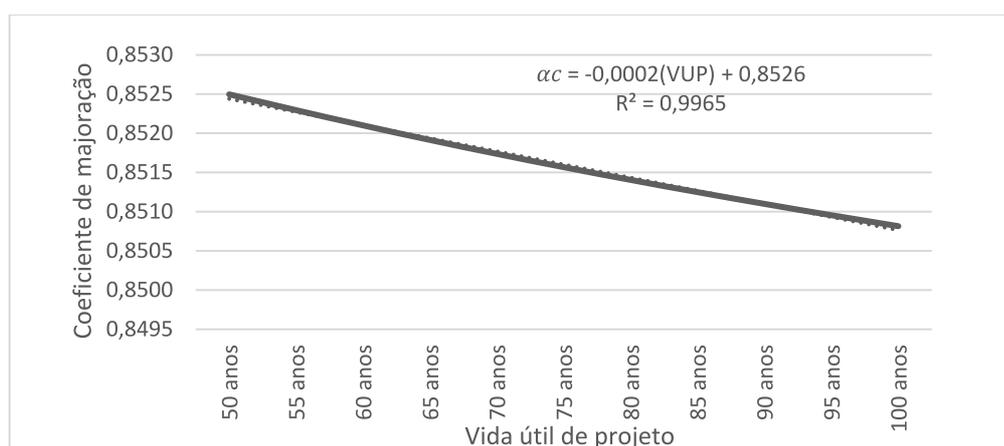
Figura 24 – Coeficiente  $\beta_{cc}(t)$  entre 50 e 100 anos



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 25 - Coeficiente  $\beta_{c,sus}(t)$  entre 50 e 100 anos

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 26 - Coeficiente  $\alpha_c$  entre 50 e 100 anos

Fonte: Elaborado pela autora.

O coeficiente  $\alpha_c$  apresenta pouca variação após o seu primeiro ano, conforme já apresentado na revisão bibliográfica, e esta tende a diminuir ainda mais com o passar do tempo. Em idades superiores a 50 anos, esta variação é praticamente inexistente. Comparando o coeficiente para idades entre 50 e 100 anos, percebe-se uma variação da ordem de 0,17%. Este comportamento pode ser explicado pela hidratação atingida pela pasta de cimento durante os primeiros anos, consumindo a água de hidratação disponível no interior da estrutura.

Por não apresentar variação significativa, a análise do coeficiente  $\alpha_c$  ao longo do tempo para idades superiores a 50 anos não é necessária para dimensionamentos em situação normal. Um fator não analisado neste trabalho é a influência dos tipos de cimento, que conforme apresentado na revisão bibliográfica, amplia este coeficiente e

pode causar uma variação positiva no dimensionamento da estrutura, aumentando a resistência à compressão ao longo do tempo, apesar de um carregamento prolongado.

#### 4.2.4 Deformações do Concreto: Fluência e Retração

O coeficiente de fluência tem a sua variação entre 50 e 100 anos apresentada pela Tabela 56 e pela Figura 27. Não houve variação considerável deste coeficiente entre as idades estudadas, sendo que a variação encontrada foi somente entre as CAA: percebe-se que, quanto menor a umidade relativa do ambiente, maior é o coeficiente de fluência e conseqüentemente a deformação por fluência da estrutura, sendo, portanto, a umidade mais importante do que a idade quando analisadas estruturas com VUP entre 50 e 100 anos. Esta relação, já apresentada na revisão bibliográfica, é explicada pela parcela referente à fluência por secagem, na qual há troca de umidade entre a estrutura e o meio ambiente. A secagem das peças (perda de umidade para o ambiente) enquanto carregadas, retira a água disponível para o processo de hidratação da pasta e contribui para o aumento das deformações, explicando o aumento do coeficiente de fluência em ambientes com menor umidade relativa do ar (NEVILLE, 2012).

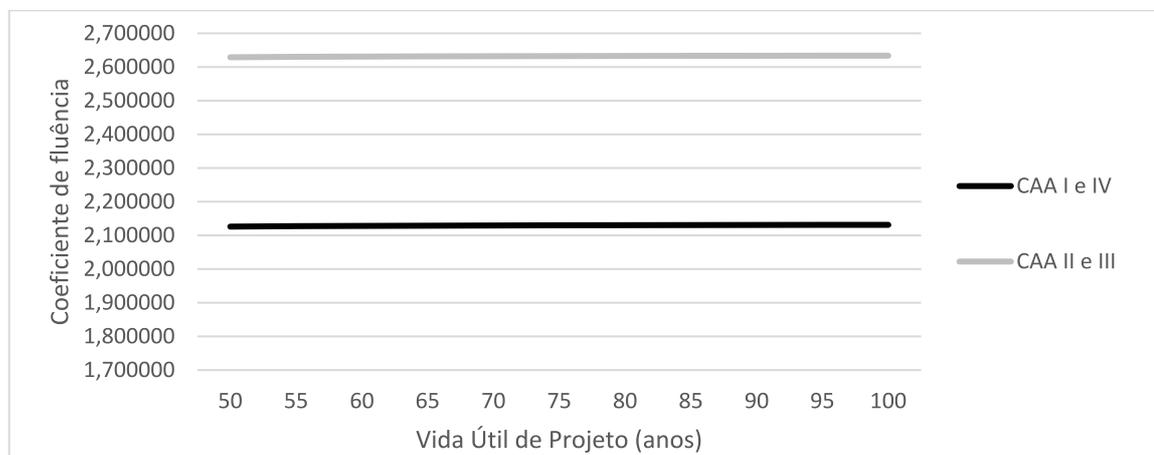
Tabela 56 - Variação do coeficiente de fluência entre 50 e 100 anos

Idade (anos)	Coeficiente de fluência			
	CAA I (UR=80%)	CAA II (UR=70%)	CAA III (UR=70%)	CAA IV (UR=80%)
50	2,126303	2,629286	2,629286	2,126303
55	2,127257	2,630162	2,630162	2,127257
60	2,128042	2,630882	2,630882	2,128042
65	2,128698	2,631482	2,631482	2,128698
70	2,129255	2,631991	2,631991	2,129255
75	2,129731	2,632425	2,632425	2,129731
80	2,130143	2,632801	2,632801	2,130143
85	2,130502	2,633128	2,633128	2,130502
90	2,130818	2,633415	2,633415	2,130818
95	2,131098	2,633668	2,633668	2,131098

<b>100</b>	2,131347	2,633894	2,633894	2,131347
------------	----------	----------	----------	----------

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 27 – Variação do coeficiente de fluência entre 50 e 100 anos



Fonte: Elaborado pela autora.

A variação da deformação específica de retração entre 50 e 100 anos é apresentada pela Tabela 57 e pela Figura 28. Apesar de apresentar uma variação ligeiramente superior do que o coeficiente de fluência, a mesma ainda não é significativa e, assim como no coeficiente de fluência, a maior variação é entre CAA, em que umidades relativas do ar maiores resultaram em retrações menores. Assim como na fluência, a relação entre a umidade relativa do ar e a retração é indicada na revisão bibliográfica; a retração por secagem, também chamada de hidráulica, é inevitavelmente causada pela perda de água do interior do concreto para o ambiente através da evaporação, sempre que o mesmo não estiver saturado.

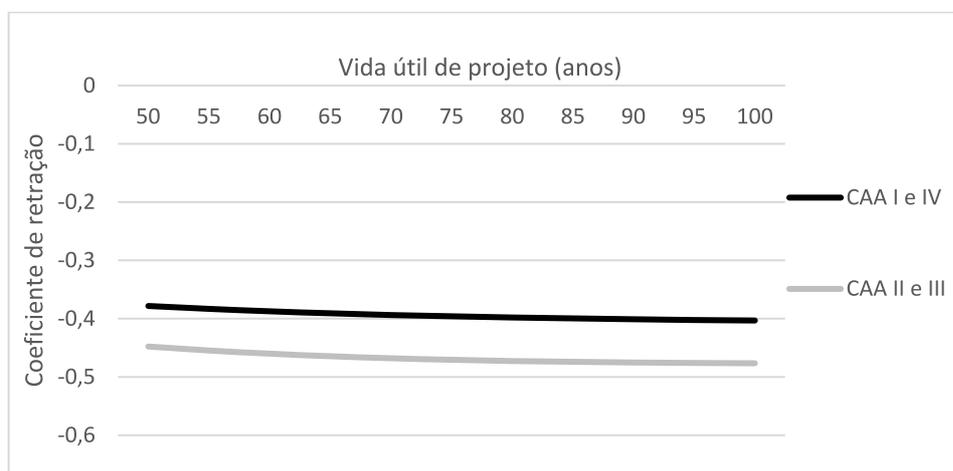
Tabela 57 - Variação da deformação específica de retração entre 50 e 100 anos

Idade (anos)	Deformação específica de retração			
	CAA I (UR=80%)	CAA II (UR=70%)	CAA III (UR=70%)	CAA IV (UR=80%)
<b>50</b>	-0,37824	-0,44773	-0,44773	-0,37824
<b>55</b>	-0,38329	-0,45466	-0,45466	-0,38329
<b>60</b>	-0,38743	-0,46016	-0,46016	-0,38743
<b>65</b>	-0,39086	-0,46452	-0,46452	-0,39086
<b>70</b>	-0,39371	-0,46796	-0,46796	-0,39371
<b>75</b>	-0,39608	-0,47065	-0,47065	-0,39608
<b>80</b>	-0,39806	-0,47270	-0,47270	-0,39806
<b>85</b>	-0,39971	-0,47423	-0,47423	-0,39971

<b>90</b>	-0,40108	-0,47530	-0,47530	-0,40108
<b>95</b>	-0,40222	-0,47600	-0,47600	-0,40222
<b>100</b>	-0,40315	-0,47637	-0,47637	-0,40315

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 28 - Variação da deformação específica de retração entre 50 e 100 anos



Fonte: Elaborado pela autora.

Os resultados apresentados neste trabalho para a fluência e a retração, entretanto, devem ser analisados somente pela ótica da influência do tempo na variação do coeficiente  $\varphi(t, t_0)$  e da deformação  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ , sem a análise dos valores em si, pois os mesmos dependem também da temperatura ambiente, tipo de cimento, espessura fictícia da peça e, principalmente, da idade de carregamento da estrutura, o que varia para cada projeto.

### 4.3 Proposição Final de Parâmetros

A Tabela 58 e a Tabela 59 compilam os parâmetros de durabilidade (resistência à compressão do concreto, consumo mínimo de cimento, relação a/c e cobrimento mínimo) propostos nos itens anteriores para as VUP entre 50 e 100 anos.

Tabela 58 – Parâmetros de durabilidade para VUP entre 50 e 75 anos

Class a I	CAA	fck (MPa) / Consumo de cimento (kg/m³) Relação a/c / Cobrimento mínimo (mm)					
		50 anos	55 anos	60 anos	65 anos	70 anos	75 anos
	Laje	20 / 260 0,65 / 10	20 / 260 0,6 / 10	20 / 260 0,6 / 10	25 / 260 0,6 / 10	25 / 260 0,6 / 10	25 / 260 0,6 / 10

Classe II	Viga/Pilar	20 / 260 0,65 / 15	20 / 260 0,6 / 15	25 / 260 0,6 / 15	25 / 260 0,6 / 15	25 / 260 0,6 / 15	25 / 260 0,6 / 15
	Laje	25 / 280 0,6 / 15	30 / 285 0,55 / 15	30 / 290 0,55 / 15	30 / 295 0,55 / 15	30 / 300 0,5 / 15	35 / 305 0,5 / 15
Classe III	Viga/Pilar	25 / 280 0,6 / 20	30 / 285 0,55 / 20	30 / 290 0,55 / 20	30 / 295 0,55 / 20	30 / 300 0,5 / 20	35 / 305 0,5 / 20
	Laje	30 / 320 0,55 / 25	35 / 355 0,55 / 25	35 / 385 0,5 / 0,25	35 / 415 0,5 / 25	40 / 450 0,45 / 25	40 / 450 0,45 / 30
Classe IV	Viga/Pilar	30 / 320 0,55 / 30	35 / 355 0,55 / 30	35 / 385 0,5 / 30	35 / 420 0,5 / 30	40 / 450 0,45 / 30	40 / 450 0,4 / 35
	Laje	40 / 360 0,45 / 35	45 / 395 0,45 / 35	45 / 435 0,4 / 35	45 / 450 0,4 / 40	50 / 450 0,35 / 40	50 / 450 0,3 / 45
Classe IV	Viga/Pilar	40 / 360 0,45 / 40	45 / 395 0,45 / 40	45 / 435 0,4 / 40	45 / 450 0,4 / 45	50 / 450 0,35 / 45	50 / 450 0,35 / 50

Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 59 - Parâmetros de durabilidade para VUP entre 80 e 100 anos

		fck (MPa) / Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> ) Relação a/c / Cobrimento mínimo (mm)				
CAA		80 anos	85 anos	90 anos	95 anos	100 anos
Classe I	Laje	25 / 260 0,55 / 10	25 / 260 0,55 / 10	25 / 260 0,55 / 10	25 / 260 0,55 / 10	25 / 260 0,55 / 10
	Viga/Pilar	25 / 260 0,55 / 15	25 / 260 0,55 / 15	30 / 260 0,55 / 15	30 / 260 0,55 / 15	30 / 260 0,5 / 15
Classe II	Laje	35 / 310 0,5 / 15	35 / 315 0,5 / 15	35 / 325 0,45 / 15	35 / 335 0,45 / 15	35 / 340 0,45 / 15
	Viga/Pilar	35 / 310 0,5 / 20	35 / 315 0,5 / 20	35 / 325 0,45 / 20	35 / 355 0,45 / 20	35 / 340 0,45 / 20
Classe III	Laje	40 / 450 0,4 / 30	40 / 450 0,4 / 30	45 / 450 0,4 / 30	45 / 450 0,4 / 35	45 / 450 0,4 / 35

<b>Classe IV</b>	<b>Viga/Pilar</b>	40 / 450	40 / 450	45 / 450	45 / 450	45 / 450
		0,4 / 35	0,4 / 35	0,4 / 35	0,4 / 40	0,4 / 45
	<b>Laje</b>	50 / 450	50 / 450	50 / 450	50 / 450	50 / 450
		0,35 / 45	0,35 / 50	0,35 / 50	0,35 / 55	0,35 / 55
	<b>Viga/Pilar</b>	50 / 450	50 / 450	50 / 450	50 / 450	50 / 450
		0,35 / 50	0,35 / 55	0,35 / 55	0,35 / 60	0,35 / 60

Fonte: Elaborado pela autora.

Os resultados dos parâmetros de projeto relacionados com o tempo são compilados na Tabela 60. É importante ressaltar que o incremento de ações variáveis verticais e o Fator S3 podem ser utilizados para o projeto de todos os tipos de construções, independente do material da mesma, porém os demais parâmetros são exclusivos para estruturas de concreto armado, com as especificações de material e dimensões especificadas no método.

Tabela 60 – Parâmetros de projeto relacionados com o tempo

VUP (anos)	Incremento de ações variáveis verticais	Fator S3 (ações do vento)	Coeficiente $\alpha_c$ de variação da resistência a compressão do concreto	Coeficiente de fluência		Deformação específica de retração	
				CAA I e CAA IV (UR=80%)	CAA II e CAA III (UR=70%)	CAA I e CAA IV (UR=80%)	CAA II e CAA III (UR=70%)
50		1	0,8525	2,1263	2,6293	-0,3782	-0,4477
55	1,03%	1,0018	0,8523	2,1273	2,6302	-0,3833	-0,4547
60	1,95%	1,0153	0,8521	2,1280	2,6309	-0,3874	-0,4602
65	2,80%	1,0279	0,8519	2,1287	2,6315	-0,3909	-0,4645
70	3,58%	1,0397	0,8517	2,1293	2,6320	-0,3937	-0,4680
75	4,29%	1,0508	0,8516	2,1297	2,6324	-0,3961	-0,4707
80	4,96%	1,0613	0,8514	2,1301	2,6328	-0,3981	-0,4727

<b>85</b>	5,58%	1,0713	0,8512	2,1305	2,6331	-0,3997	-0,4742
<b>90</b>	6,16%	1,0808	0,8511	2,1308	2,6334	-0,4011	-0,4753
<b>95</b>	6,71%	1,0898	0,8510	2,1311	2,6337	-0,4022	-0,4760
<b>100</b>	7,22%	1,0984	0,8508	2,1313	2,6339	-0,4032	-0,4764

Fonte: Elaborado pela autora.

## 5 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo principal propor parâmetros de projeto para estruturas de concreto armado para assegurar a durabilidade em vidas úteis de projeto entre os 50 e 100 anos, o que foi realizado através de métodos de previsão de vida útil e normas de referência. Foi objetivo específico a análise da influência do tempo nos principais parâmetros de projeto que levam este fator em consideração, sendo eles os carregamentos acidentais verticais, carregamentos do vento, variação da resistência à compressão, coeficientes de fluência e de retração.

Na proposição dos parâmetros de durabilidade, sendo eles resistência à compressão do concreto, relação água/cimento, consumo mínimo de cimento e cobrimento mínimo, procurou-se utilizar intervalos de valores padronizados pelas normas brasileiras, principalmente para auxiliar a prática em projeto. No caso de dimensionamento para uma VUP intermediária aos intervalos de idade apontados, pode-se considerar a utilização do valor imediatamente superior.

Apesar de alguns valores de parâmetros de durabilidade propostos se distanciarem dos valores das normas de referência, sendo inferiores ou superiores, este distanciamento foi compensado em outros parâmetros, mas sempre estando ao lado da segurança e buscando menores valores de cobrimentos mínimos. Isso pode ter ocorrido devido a sobreposição de efeitos que os parâmetros causam uns nos outros, além da preferência em tentar manter o menor valor de cobrimento possível. Outra possível causa é a flexibilidade da norma britânica, que apresenta diversas opções de combinações entre os parâmetros de durabilidade para cada CAA. Esta possibilidade de combinações, através da flexibilização dos parâmetros, seria uma interessante adição à norma brasileira, permitindo ao projetista a escolha da importância de cada parâmetro em seu projeto.

É importante ressaltar também que os parâmetros propostos não isentam quanto aos cuidados de execução e, principalmente, de uma manutenção apropriada das edificações, o que é essencial para manter seu desempenho e durabilidade. Apesar de a norma brasileira de projeto de estruturas em concreto armado mencionar a necessidade e importância da manutenção, ela não apresenta nenhuma especificação das manutenções necessárias ou de um plano de manutenção.

A análise dos parâmetros de projeto relacionados ao tempo mostrou que os mesmos não sofrem variações relevantes que possam prejudicar o desempenho para

VUP entre 50 e 100 anos, não sendo necessária sua consideração para tal intervalo de tempo, salvo casos específicos em que o projetista sinta necessidade de sua utilização.

O carregamento accidental vertical apresentou incrementos pouco significativos entre as VUP estudadas, sendo de 4,29% para 75 anos e 7,22% para 100 anos. Apesar de ser um incremento relativamente pequeno, caso levado em consideração, ressalta-se que é sobre o valor unitário do carregamento accidental vertical gerado pela utilização das edificações, devendo passar ainda por uma consideração de combinações de carga, o que diminui percentualmente sua colaboração no aumento do carregamento total.

O fator S3, fator estatístico para dimensionamento da velocidade característica do vento, apresentou uma variação ligeiramente superior à do carregamento vertical: para um tempo de retorno de 75 anos, sofreu um aumento de 5,08%, e para 100 anos um aumento de 9,84%. Devido ao seu crescimento percentual, que pode ser aplicado em um intervalo de velocidades básicas entre 30 e 50 m/s, sua consideração é tão importante quanto maior for a velocidade básica e a VUP, principalmente para velocidades básicas superiores a 40 m/s. Apesar disto, é importante salientar que este carregamento também está sujeito a combinações que diminuem a sua contribuição no aumento do carregamento total.

A resistência à compressão do concreto não teve variação considerável para VUP entre 50 e 100 anos. O valor do coeficiente  $\alpha_c$  permaneceu sempre superior a 0,85 neste intervalo de tempo, que é o valor indicado na NBR 6118 (ABNT 2014) para dimensionamento de estruturas de 50 anos, evidenciando que não é necessária a mudança deste coeficiente para VUP no intervalo de tempo estudado.

O coeficiente de fluência e a deformação específica de retração não apresentaram variação relevante para VUP entre 50 e 100 anos, sendo que, em ambos os casos, a variação foi maior entre CAA, devido a diferença nos valores de umidade relativa do ar. Com isto, pode-se concluir que as deformações provenientes destes fenômenos já estão estabilizadas na idade de 50 anos, não sendo necessário um dimensionamento diferente para idades até 100 anos.

A principal contribuição deste trabalho é o preenchimento lacuna normativa referente ao nicho estudado, pois os parâmetros de durabilidade aqui propostos servem de referência a dimensionamentos de estruturas de concreto armado com VUP superiores a 50 anos e iguais ou inferiores a 100 anos. Ele contribui também

através da análise dos parâmetros de projeto dependentes do tempo, mostrando a importância ou não de uma análise mais detalhada destes parâmetros, visando economizar o tempo de investigação dos projetistas.

Como sugestão para trabalhos futuros, pode ser realizada a análise de um projeto de edificação real para atendimento aos níveis mínimo, intermediário e superior da NBR 15575 (ABNT, 2013), com o objetivo de verificar a influência do atendimento aos níveis intermediário e superior desta norma quanto ao consumo de insumos, assim como analisar como a área útil desta edificação é influenciada pelos parâmetros de projeto para atendimento a estes níveis. Outra sugestão para trabalho futuro é realizar esta mesma análise de parâmetros levando em consideração as médias de umidade relativa do ar e temperaturas conforme as regiões do Brasil que, por ser de tamanho continental, apresentam situações diversas, o que implica em possíveis mudanças de parâmetros.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 209. **Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep (ACI 209.2R-08)**. Farmington Hills, 2008, 48 p.

\_\_\_\_\_. Committee 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)**. Farmington Hills, 2019, 624 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 15575-1 - Edificações habitacionais - Desempenho Parte 1: Requisitos gerais**. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 15575-2 - Edificações habitacionais - Desempenho Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais**. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 12655 - Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2015a.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto, procedimento**. Projeto de estruturas de concreto, procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122 - Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 8953 - Concreto para fins estruturais — Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015c.

ANDRADE, J. J. de O. **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos**. 2001. 277 f. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.

ANDRADE, J. J. de O.; TUTIKIAN, B. F. Resistência Mecânica do Concreto. In: ISAIA, GERALDO C. (Org.). **Concreto: ciência e tecnologia**. 1. ed. São Paulo: Ibracon, 2011. p. 615–651.

ARACHCHIGE, A. D. M. Influence of cement content on corrosion resistance. **Proceedings of Institution of Civil Engineers: Construction Materials**, v. 161, n. 1, p. 31–39, 2008.

ARAÚJO, J. M. **Estruturas de concreto : modelos de previsão da fluência e da retração do concreto**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2002.

**AUSTRALIAN STANDARD - AS 3600: Concrete Structures**. Sidney, 2009.

ASHRAF, S. M. **Practical Design of Reinforced Concrete Buildings**. Boca Raton: CRC Press, 2018.

ATKINS, C. Physical deterioration mechanisms. **Concrete durability - A Practical Guide to the Design of Durable Concrete Structures**, p. 35–47, 2010.

BAŽANT, Z. P.; BUYUKOZTURK, O. Creep Analysis of Structures. **Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete**, p. 217–273, 1988.

BOLINA, F.; PERRONE, V.; TUTIKIAN, B. Discussão sobre as ações variáveis de projeto segundo os requisitos mínimo, intermediário e superior de desempenho da ABNT NBR 15575. **Revista Concreto e Construções**, v. 79, p. 65–78, 2015.

BOLINA, F. L.; TUTIKIAN, B. F. Especificação de parâmetros da estrutura de concreto armado segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio. **Revista Concreto e Construções**, v. 76, p. 133–147, 2014.

BRANDÃO, A. **Qualidade e Durabilidade das estruturas de Concreto Armado - Aspectos de projeto**. 1998. 137 f. Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 1998.

**BRITISH STANDARD** - BSI 8500-1: Concrete Complementary British Standard to BS EN 206-1 – Part 1 : Method of specifying and guidance for the specifier. Londres, 2006.

BUENO, G. M.; CARNEIRO, E. R.; RAMÃO, A. C. L.; PIVA, G. O.; TUTIKIAN, B. F. Evaluation of reinforced concrete structural durability in the post-occupation phase - A case study in Novo Hamburgo/RS. **REM - International Engineering Journal**, v. 72, n. 1, p. 9–16, 2019.

CASCUDO, O.; CARASEK, H. A ação da carbonatação no concreto. In: GERALDO C. ISAIA (Org.). **Concreto: ciência e tecnologia**. 1. ed. São Paulo: Ibracon, 2011. p. 848–885.

CORBIOLI, Nanci. A norma está pegando. **Revista Técnica**, São Paulo, ed. 235, p. 10-16, 2016.

CLEAR, K. C.; HAY, R. E. **Time to Corrosion of Reinforcing Steel In Concrete Slabs** (Report FHWA/RD-73132). . Washington, D.C.: [s.n.], 1983.

**COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON**. CEB-FIP. Model Code 2010 - Textbook on behaviour, design and performance. 2010.

COUTO, D.; CARVALHO, M.; CINTRA, A.; HELENE, P. Estruturas de Concreto. Contribuição à Análise da Segurança em Estruturas Existentes. **RIEM - IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 8, n. 3, p. 365–389, 2015.

DAL MOLIN, C. C. D.; MASUERO, A. B.; ANDRADE, J. J.O.; POSSAN, E.; MASUERO, J. R.; MENNUCCI, M. M. **Contribuição à Previsão da Vida Útil de Estruturas de Concreto**. 1. ed. Porto Alegre: ANTAC, 2016.

DHIR, R. K.; McCarthy, M. J.; Tittle, P. A.J.; Zhou, S.. Role of cement content in

specifications for concrete durability: Aggregate type influences. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: **Structures and Buildings**, v. 159, n. 4, p. 229–242, 2006.

DINIZ, J. Z. F.; FERNANDES, J. F.; KUPERMAN, S. C. Retração e Fluência. In: ISAIA, G. C. (Org.). **Concreto: ciência e tecnologia**. 1. ed. São Paulo: Ibracon, 2011. p. 673–703.

DYER, Thomas. **Concrete durability**. Boca Raton: CRC Press, 2014.

FERNANDES, B.; CHRIST, R.; QUININO, U.; TUTIKIAN, B. Análise de concretos com não conformidades: efeitos de longa duração. **Alconpat**, v. 6, n. 3, p. 261–270, 2016.

FIGUEIREDO, E. P. Ação dos cloretos no concreto. In: ISAIA, GERALDO C. (Org.). **Concreto: ciência e tecnologia**. 1. ed. São Paulo, 2011. p. 887–902.

FUSCO, P. B. **Tecnologia do Concreto Estrutural**. São Paulo: PINI, 2008.

HELENE, P.; FILHO, L. C. P. S. Análise de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência e Fissuração. In: ISAIA, GERALDO C. (Org.). **Concreto: ciência e tecnologia**. São Paulo: Ibracon, 2011. p. 1129–1174.

HELENE, P. A Nova NBR 6118 e a Vida Útil das Estruturas de Concreto. II **Seminário de Patologia das Construções**. Porto Alegre: [s.n.], 2004.

HELENE, P. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 248 f. Tese (Professor Livre Docente), Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, 1993.

HELENE, P.; TUTIKIAN, B. F. Dosagem dos Concretos de Cimento Portland. In: ISAIA, GERALDO C. (Org.). **Concreto: Ciência e Tecnologia**, São Paulo: Ibracon, 2011. p. 415–451.

HELENE, P. Introdução. In: **Corrosão e Degradação em Estruturas de Concreto- Teoria, Controle e Técnicas de Análise e Intervenção**. Daniel Ribeiro. Elsevier: São Paulo, 2018.

HOOTON, R. D. Future directions for design , specification , testing , and construction of durable concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 124, 2019.

**INDIAN STANDARD** - IS 456: Plain and reinforced concrete - Code of practice. Nova Déli, 2000.

JOHN, V. Concreto Sustentável. In: ISAIA, GERALDO C. (Org.). **Concreto: ciência e tecnologia**. 1. ed. São Paulo: Ibracon, 2011. p. 1843–1869.

KATAKOA, L. T. **Estudo experimental e numérico da deformabilidade por fluência e sua utilização na monitoração de estruturas de concreto**. 2010. 230 f. Tese (Doutorado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade de São Paulo, 2010.

LI, K. **Durability Design of Concrete Structures**. 1. ed. Singapura: Wiley, 2016.

MEDEIROS, M; ANDRADE, J; HELENE, P. Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: ISAIA, GERALDO . (Org.). **Concreto: ciência e tecnologia**. 1. ed. São Paulo: Ibracon, 2011. v. 1. p. 773–808.

MEHTA, P.K. Durability of concrete – fifty years of progress? In: MALHOTRA, V.M., (ed.). **Proceedings of the Second International Conference on Durability of Concrete**. Detroit, ACI, p. 1-31. 1991.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **CONCRETO: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 4. ed. Nova Iorque: McGraw-Hill Education, 2014.

MIRON, L. E. R. D.; KOLEVA, D. A. **Concrete Durability\_ Cementitious Materials and Reinforced Concrete Properties, Behavior and Corrosion Resistance**. Cham: Springer, 2017.

MORINAGA, S. **Prediction of service lives of reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel**. 1990, Brighton: Proceedings, 1990. p. 795.

NACE International - The national association of corrosion engineers. **Corrosion costs and preventive strategies in the United States**. Publication n. FHWA-RD-01-156, 2002

NEVILLE, A. M. Chloride attack of reinforced concrete: an overview. **Materials and Structures**, v. 28, n. 2, p. 63–70, 1995.

NEVILLE, A. M. **Properties of Concrete**. 5. ed. Essex: Trans-Atlantic Publications, Inc., 2012.

NEVILLE, A.M.; BROOKS, J.J. **Concrete Technology**. Harlow: Pearson Education Limited, 2010.

OLIVIER, J.-P.; VICHOT, A. **La durabilité des bétons - Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement**. ATILH: Ponts Chaussees, 2008.

PACHECO, J; DONIAK, L; CARVALHO, M. The Paradox of High Performance Concrete Used for Reducing Environmental Impact and Sustainability Increase. **Second International Conference on Concrete Sustainability**, p. 442–453, 2016.

PAGE, C. L.; PAGE, M. M. **Durability of concrete and cement composites**. 1. ed. Cambridge: Woodhead, 2007.

PENN, M. R.; PARKER, P. J. **Introdução a infraestrutura** Rio de Janeiro: LTC, 2017.

PORRAS, Y.; JONES, C.; SCHMIEDEKE, N. Freezing and Thawing Durability of High Early Strength Portland Cement Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 32, n. 5, p. 1–9, 2020.

POSSAN, Edna. **Concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. 2004. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2004.

POSSAN, Edna. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. 263 f. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.

POURSAEE, A. **Corrosion of Steel in Concrete Structures**. Duxford: Elsevier, 2016.

RIBEIRO, Daniel. **Corrosão em Estruturas de Concreto Armado**. 1ª edição. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

RÜSCH, H. Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. **ACI Journal: Proceedings**, p. 1–28, 1960.

RÜSCH, H.; JUNGWIRTH, D.; HILSDORF, H. K. **Creep and Shrinkage: Their effect on the behaviour of concrete structures**. New York: Springer-Verlag, 1983.

SAJE, D.; LOPATIČ, J. The effect of constituent materials on the time development of the compressive strength of high-strength concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 62, n. 4, p. 291–300, 2010.

SCOTT, A.; ALEXANDER, M. G. Effect of supplementary cementitious materials (binder type) on the pore solution chemistry and the corrosion of steel in alkaline environments. **Cement and Concrete Research**, v. 89, p. 45–55, 2016.

SETAREH, M.; DARVAS, R. **Concrete Structures**. [S.l.]: Springer, 2017.

SPENCER, W. J. **Fundamental Structural Analysis**. 1. ed. Nova Iorque: Springer-Verlag, 1988.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. 1982. 472 f. Stockholm Royal Institute of Technology, 1982.

WASSERMANN, R.; KATZ, A.; BENTUR, A. Minimum cement content requirements: A must or a myth? **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 42, n. 7, p. 973–982, 2009.