



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"
Programa Interunidades



Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

WILLIAM CONTE

**PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO FRENTE À CORROSÃO DAS
ARMADURAS POR CARBONATAÇÃO**

Bauru
2024



WILLIAM CONTE

**PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO FRENTE À CORROSÃO DAS
ARMADURAS POR CARBONATAÇÃO**

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Área de Concentração Estruturas e Materiais.

Orientador: Prof. Dr. Caio Gorla Nogueira

Versão original

Bauru
2024



C761p	Conte, William Previsão da vida útil de estruturas de concreto armado frente à corrosão das armaduras por carbonatação / William Conte. – Bauru, 2024 149 p. : il., tabs., fotos Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Bauru Orientador: Caio Gorla Nogueira 1. Carbonatação. 2. Concreto Armado. 3. Durabilidade. 4. Vida Útil. 5. Análise Determinística. I. Título.
-------	--

Sistema de geração automática de fichas catalográficas da Unesp. Biblioteca da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Bauru. Dados fornecidos pelo autor(a).

Essa ficha não pode ser modificada.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE Mestrado de WILLIAM CONTE, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 31 dias do mês de julho do ano de 2024, às 09:00 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE Mestrado de WILLIAM CONTE, intitulada **PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO FRENTE À CORROSÃO DAS ARMADURAS POR CARBONATAÇÃO**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. CAIO GORLA NOGUEIRA (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Universidade Estadual Paulista (Unesp) - Faculdade de Engenharia - Câmpus Bauru, Prof. Dr. ROGÉRIO CARRAZEDO (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia de Estruturas / Universidade de São Paulo (USP) - Escola de Engenharia de São Carlos, Prof. Dr. EMERSON FELIPE FELIX (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil / Universidade Estadual Paulista (UNESP) - Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá - Câmpus de Guaratinguetá. Após a exposição pelo mestrando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: APROVADO. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. CAIO GORLA NOGUEIRA

DEDICATÓRIA

A Deus

À minha esposa, Ana Cláudia, e ao meu filho, André Henrique

AGRADECIMENTOS

Os agradecimentos são muitos. Afinal, como sempre conciliei o mestrado com meu trabalho, precisei do apoio direto e indireto de muitas pessoas.

Agradeço primeiramente a Deus, pela força, paciência e discernimento, pois neste caminho percorrido, muitos foram os obstáculos, problemas e dificuldades superadas para continuar e jamais desistir.

À minha esposa, Ana Cláudia, pelo apoio em todas as minhas ideias e sonhos, por compartilhar e incentivar a concretização do mestrado. Ao meu filho, André Henrique, sua existência dá sentido a tudo o que faço e me inspira a ser uma pessoa melhor a cada dia. Eu amo vocês.

À minha mãe, Maria Cláudia, por me ensinar o caminho correto da vida e por sempre acreditar em mim. Eu te amo.

À minha segunda família, Anderson, Jaqueline, Alan e Juliana, por estarem sempre comigo, oferecendo apoio e encorajamento nos momentos mais difíceis. A amizade de vocês é inestimável.

À Secretaria Municipal de Obras de Bauru, pelos desafios do dia a dia que me proporcionaram crescimento profissional e pessoal. Agradeço especialmente ao Danilo Masson, Mauro A. O. Júnior, Alexander Felício, Pérola Zanotto, Fernanda Fabri, Daniela Martins, Maysa Malva e Leonardo Galhardo.

Ao professor Newton Ferro, professor Roger Rodrigues, Jamil Tadeu e Luís Henrique, por estarem sempre em meus pensamentos. Vocês são exemplos de dedicação, perseverança e humildade que me inspiram.

Aos amigos Rodrigo de Oliveira, Andrea e Adriano Bonini, André Pollar, Ana Flávia Pontes, Andrei Felipe, Arão Peruzzi, Renata Sajovic e Gustavo Guerrero, pelas boas conversas.

Aos professores Paulo Helene, Edna Possan e Emerson Félix, que contribuíram valiosamente para este trabalho.

À empresa MS Tecnologia, especialmente ao Eng. Eric E. Fabris, por toda colaboração técnica de campo e laboratório.

Ao Instituto de Pesquisa Meteorológica (IPMet), especialmente ao Thiago G. Ferreira, por todo esclarecimento e fornecimento dos dados meteorológicos de Bauru, que foram fundamentais para este trabalho.

E finalmente, porém não menos importante, ao meu orientador, professor Caio Nogueira, pela orientação, amizade e por acreditar em mim em momentos que nem eu mesmo acreditava. Eu nunca vou me cansar de agradecer e reconhecer o quanto você uma pessoa incrível, pelo conhecimento e por extrair o melhor de mim.

A todos, minha eterna gratidão.

“Aquele que é firme na vontade molda o mundo a si mesmo”

Goethe

RESUMO

CONTE, W. (2024) **Previsão da vida útil de estruturas de concreto armado frente à corrosão das armaduras por carbonatação**. *Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Bauru, São Paulo, 2024.*

A corrosão do aço das armaduras é uma das principais causas de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado em todo o mundo. As normas e códigos de projeto de estruturas de concreto enfatizam em suas recomendações a importância de se garantir a durabilidade, a partir do conhecimento da vida útil de projeto e total dos elementos estruturais. No entanto, não existem nessas normas procedimentos explícitos e sistemáticos para a previsão do tempo de vida útil das estruturas. Nesse contexto, diversos modelos determinísticos de previsão de concentração de cloretos e da profundidade de carbonatação vêm sendo desenvolvidos, com o objetivo de se obter o tempo estimado para a desp passivação das armaduras e, portanto, estabelecer o início da corrosão. Embora existam tais modelos de previsão atualmente, ainda se carece de bons e vastos resultados de estruturas reais em serviço que permitam validar a utilização desses modelos para uso na etapa do projeto estrutural. Com isso, o presente trabalho apresenta dados de resistência à compressão do concreto, cobertura e frente carbonatada (corrosão por carbonatação) obtidos de uma ponte, com aproximadamente 40 anos, em serviço no município de Bauru-SP. Modelos de previsão determinística da profundidade de carbonatação (Vesikari, 1988; Bob e Afana, 1993; Helene, 1993; EHE – 08, 2010; Possan, 2010 e Ekelu, 2018) são utilizados para comparação com os dados reais da frente carbonatada da estrutura analisada. São verificadas diferentes resistências à compressão e umidade relativa, com o objetivo de simular os possíveis cenários da estrutura. Boa concordância entre os modelos e os dados reais foi obtida, o que sugere que tais modelos podem ser adotados para a estimativa do tempo de vida de projeto de estruturas de concreto.

Palavras-chave: Carbonatação, Concreto Armado, Durabilidade, Vida Útil, Análise Determinística.

ABSTRACT

CONTE, W. (2024) **Previsão da vida útil de estruturas de concreto armado frente à corrosão das armaduras por carbonatação.** *Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Bauru, São Paulo, 2024.*

The corrosion of steel reinforcement is one of the main causes of pathological manifestations in reinforced concrete structures worldwide. Standards and design codes for concrete structures emphasize the importance of ensuring durability in their recommendations, based on the knowledge of the design and total service life of structural elements. However, in these codes, explicit and systematic procedures for predicting the service life of structures do not currently exist. In this context, various deterministic models for predicting chloride concentration and carbonation depth have been developed with the aim of estimating the time for depassivation of the reinforcement and thus establishing the onset of corrosion. Although such prediction models exist, there is still a lack of extensive and reliable results from real structures in service to validate the use of these models in the structural design stage. Therefore, this study presents data on concrete compressive strength, cover depth, and carbonation front (carbonation corrosion) obtained from a bridge approximately 40 years old, located in the city of Bauru-SP. Deterministic models for predicting carbonation depth (Vesikari, 1988; Bob and Afana, 1993; Helene, 1993; EHE- 08, 2010; Possan, 2010, and Ekelu, 2018) are used for comparison with the actual data from the carbonation front of the analyzed structure. Different compressive strengths and relative humidity levels are considered to simulate possible structural scenarios. A good agreement between the models and the actual data was obtained, suggesting that such models can be adopted for estimating the design service life of concrete structures.

Keywords: Carbonation, Reinforced Concrete, Durability, Service Life, Deterministic Analysis.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1: MODELO DE VIDA ÚTIL PROPOSTO POR TUUTTI (1982).	11
FIGURA 2.2: MODELO DE VIDA ÚTIL PROPOSTO POR HELENE (1993).....	12
FIGURA 2.3: MODELO QUALITATIVO PROPOSTO POR CASCUDO (1993).	13
FIGURA 2.4: CURVAS DE DETERIORAÇÃO DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO (<i>FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON</i> , 2010).	13
FIGURA 2.5: ESQUEMA DE FORMAÇÃO E REVERSÃO DE UM METAL (ADAPTADO DE GENTIL, 1993).	15
FIGURA 2.6: ESQUEMA DE PILA ELETROQUÍMICA (GENTIL,2011).	16
FIGURA 2.7: CORROSÃO ELETROQUÍMICA NO CONCRETO ARMADO (HELENE, 1993).	17
FIGURA 2.8: PROCESSO DE FISSURAÇÃO DO CONCRETO (ADAPTADO DE LORENSINI, 2006).	18
FIGURA 2.9: REPRESENTAÇÃO DO AVANÇO DA FRENTE DE CARBONATAÇÃO E ALTERAÇÃO DO PH DO CONCRETO AO LONGO DO TEMPO. ADAPTADO DE POSSAN (2010).	19
FIGURA 2.10: TIPO DE MECANISMO DE TRANSPORTE NO CONCRETO, DE ACORDO COM A DIMENSÃO DOS POROS (IDD, 2022).	20
FIGURA 2.11: CRITÉRIO DE MEDIÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO (RILEM CPC 18, 1988).....	23
FIGURA 2.12: AFERIÇÃO DE PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO EM TESTEMUNHO (SMO, 2022).	23
FIGURA 2.13: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PELA RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO (HO E LEWIS, 1987).	24
FIGURA 2.14: ESPESSURA DE CONCRETO CARBONATADO OBTIDA POR DIVERSOS PESQUISADORES (HELENE, 1993).	25
FIGURA 2.15: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PELA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO, AO LONGO DO TEMPO (HO E LEWIS, 1987).....	26
FIGURA 2.16: INFLUÊNCIA DO TEOR DE CO ₂ NO COEFICIENTE DE CARBONATAÇÃO (UEMOTO; TAKADA, 1993).	28
FIGURA 2.17: INFLUÊNCIA DA UMIDADE RELATIVA NA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO (VERBECK, 1958; FIGUEIREDO E MEIRA, 2013).	29
FIGURA 2.18: REPRESENTAÇÃO DA CONDIÇÃO DE SATURAÇÃO DOS POROS E DIFUSÃO DE CO ₂ NO CONCRETO (BAKKER, 1988).	29

FIGURA 2.19: REPRESENTAÇÃO DO PROCESSO DE PENETRAÇÃO DE CO ₂ NO CONCRETO (FIGUEIREDO, 2005).	30
FIGURA 2.20: EFEITO DA CONDIÇÃO DE EXPOSIÇÃO NA CARBONATAÇÃO SEGUNDO MODELO PROPOSTO POR MEYER (1969).	31
FIGURA 2.21: FLUXOGRAMA PARA O DESENVOLVIMENTO DE VUP DE UMA ESTRUTURA (FIB <i>MODEL CODE</i> 2010, 2010).	40
FIGURA 2.22: ÁBACO DE OBTENÇÃO DA ESPESSURA DE COBRIMENTO DA ESTRUTURA, LEVANDO EM CONSIDERAÇÃO O TIPO DE CONCRETO E A VIDA ÚTIL DE PROJETO DESEJADA (HELENE, 1993).	45
FIGURA 3.1: MAPA DO ESTADO DE SÃO PAULO, COM A LOCALIZAÇÃO DE BAURU EM DESTAQUE (IBGE, 2023).	58
FIGURA 3.2: LOCALIZAÇÃO DA PONTE SITUADA NO CRUZAMENTO DA RUA ALTO PURÚS COM AV. DR. NUNO DE ASSIS (SMO, 2022).	60
FIGURA 3.3: VISTA GERAL DA PONTE, LADO BAIRRO (SMO, 2022).	61
FIGURA 3.4: VISTA GERAL DA PONTE, LADO BAIRRO (SMO, 2022).	61
FIGURA 3.5: VISTA DAS LONGARINAS E TRANSVERSINAS DA PONTE (SMO, 2022).	62
FIGURA 3.6: REPRESENTAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DAS ARMADURAS NA LONGARINA 1 (SMO, 2022).	63
FIGURA 3.7: INSTALAÇÃO DE EXTRATORA DE CONCRETO NA LONGARINA 1 (SMO, 2022)..	64
FIGURA 3.8: ACOPLAMENTO DO CÁLICE E DA COROA DIAMANTADA NA EXTRATORA, PARA POSTERIOR RETIRADA DO TESTEMUNHO (SMO, 2022).	64
FIGURA 3.9: LOCALIZAÇÕES DOS TESTEMUNHOS (CP's) EXTRAÍDOS NA LONGARINA 1. NOTA QUE UMA EXTRAÇÃO FOI INTERROMPIDA PELO FATO DE O EQUIPAMENTO TER ATINGIDO A ARMADURA (SMO, 2022).	65
FIGURA 3.10: LOCALIZAÇÕES DOS TESTEMUNHOS (CP's) EXTRAÍDOS NA TRANSVERSINA 1 (SMO, 2022).	66
FIGURA 3.11: LOCALIZAÇÕES DOS TESTEMUNHOS (CP's) EXTRAÍDOS NA LAJE DO PASSEIO, SENTIDO BAIRRO (SMO, 2022).	66
FIGURA 3.12: REPRESENTAÇÃO DOS PONTOS, DESTACADOS EM VERMELHO, DE OBTENÇÃO DA FRENTE DE CARBONATAÇÃO, OBTIDOS PARA CADA TESTEMUNHO.	67
FIGURA 3.13: AO FUNDO APRESENTA A LOCALIZAÇÃO DAS EXTRAÇÕES DOS TESTEMUNHOS CP's 05 E 06. EM DESTAQUE APRESENTA CP EXTRAÍDO SEM CARBONATAÇÃO (MODIFICADO DE SMO, 2022).	68

FIGURA 3.14: APÓS RETIRADA DO TESTEMUNHO DA ESTRUTURA, AGUARDOU-SE A SECAGEM DO MESMO PARA POSTERIOR ENSAIO DE CARBONATAÇÃO (SMO, 2022).	69
FIGURA 3.15: ASPERSÃO DE SOLUÇÃO CONTENDO FENOLFTALEÍNA EM TESTEMUNHO (SMO, 2022).	70
FIGURA 3.16: AFERIÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO EM TESTEMUNHO (SMO, 2022).	70
FIGURA 4.1: AFERIÇÃO DA PROFUNDIDADE DA ARMADURA TRANSVERSAL NA LONGARINA 1.	80
FIGURA 4.2: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO POR DIFERENTES MODELOS, PARA f_{ck} DE 20MPA E PERÍODO DE 1990 A 2030.	84
FIGURA 4.3: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO POR DIFERENTES MODELOS, PARA f_{ck} DE 25MPA E PERÍODO DE 1990 A 2030.	86
FIGURA 4.4: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO POR DIFERENTES MODELOS, PARA f_{ck} DE 32MPA E PERÍODO DE 1990 A 2030.	88
FIGURA 4.5: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO POR DIFERENTES MODELOS, PARA f_{ck} DE 42,82MPA E PERÍODO DE 1990 A 2030.	90
FIGURA 4.6: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PARA OS MODELOS DE POSSAN E EKOLU, PARA f_{ck} DE 25MPA E DIFERENTES VALORES DE UMIDADE RELATIVA.	94
FIGURA 4.7: PARCELA DE RELEVÂNCIA PARA CADA MODELO EM FOCO, PARA $f_{ck} = 25$ MPA E UMIDADE RELATIVA VARIÁVEL.	96
FIGURA 4.8: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PARA OS MODELOS DE POSSAN E EKOLU, PARA f_{ck} DE 42,82MPA E DIFERENTES VALORES DE UMIDADE RELATIVA.	97
FIGURA 4.9: PARCELA DE RELEVÂNCIA PARA CADA MODELO EM FOCO, PARA $f_{ck} = 42,82$ MPA E UMIDADE RELATIVA VARIÁVEL.	99

LISTA DE TABELAS

TABELA 1.1: RELAÇÃO DE CUSTOS DE CONSTRUÇÕES DE ESTRUTURAS NOVAS E DE REPARO/ MANUTENÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES EM ALGUNS PAÍSES.	4
TABELA 2.1: CRITÉRIO DE AVALIAÇÃO SEGUNDO A PERMEABILIDADE DO CONCRETO À ÁGUA.	21
TABELA 2.2: INDICADORES DE pH, INTERVALO DE MUDANÇA DE TONALIDADE E MODO DE PREPARO DA SOLUÇÃO.....	22
TABELA 2.3: TIPOS DE CIMENTO PORTLAND E SUAS RESPECTIVAS ADIÇÕES (ABCP, 2023).	26
TABELA 2.4: COBRIMENTO MÍNIMO POR ELEMENTO ESTRUTURAL.....	34
TABELA 2.5: COBRIMENTO SEGUNDO A NORMA ABNT NBR 6118 (1980).....	35
TABELA 2.6: CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL (CAA).	36
TABELA 2.7: CORRESPONDÊNCIA ENTRE A CLASSE DE AGRESSIVIDADE E A QUALIDADE DO CONCRETO.	36
TABELA 2.8: CORRESPONDÊNCIA ENTRE A CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL E O COBRIMENTO NOMINAL PARA $\Delta C = 10$ MM.....	37
TABELA 2.9: CORRESPONDÊNCIA ENTRE A CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL E O COBRIMENTO NOMINAL PARA $\Delta C = 10$ MM.....	38
TABELA 2.10: VIDA ÚTIL DE PROJETO RECOMENDADA PELA ISO 16240.	39
TABELA 2.11: VALORES DE COEFICIENTES RELACIONADOS À UMIDADE RELATIVA DO AMBIENTE.....	44
TABELA 2.12: VALORES DE COEFICIENTES RELACIONADOS À CONCENTRAÇÃO DE CO ₂	44
TABELA 2.13: VALORES DE COEFICIENTES RELACIONADOS AO TIPO DE CIMENTO.	45
TABELA 2.14: VALORES ADOPTADOS PARA <i>c_{env}</i>	48
TABELA 2.15: VALORES ADOTADOS PARA <i>c_{air}</i>	48
TABELA 2.16: VALORES ADOTADOS PARA A E B.....	48
TABELA 2.17: ALGUNS DOS TIPOS DE CIMENTOS ESPANHÓIS E SEUS RESPECTIVOS CIMENTOS BRASILEIROS.	49
TABELA 2.18: COEFICIENTES DO MODELO EM FUNÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO E DO AMBIENTAIS.....	50
TABELA 2.19: COEFICIENTES DO MODELO EM FUNÇÃO DAS CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO.....	51
TABELA 2.20: COEFICIENTES RELACIONADOS A CONCENTRAÇÃO DE CO ₂ PARA OBTENÇÃO DE <i>eco</i>	52
TABELA 2.21: COEFICIENTES RELACIONADOS AO TEMPO.	53

TABELA 2.22: COEFICIENTES RELACIONADOS AO TIPO DE CIMENTO.	54
TABELA 2.23: TIPOS DE CIMENTOS DA UNIÃO EUROPEIA E CIMENTOS BRASILEIROS EQUIVALENTES.	54
TABELA 3.1: DADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO PARA TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DA PONTE.	67
TABELA 3.2: DADOS DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO OBTIDOS DA ESTRUTURA.	71
TABELA 3.3: CONCENTRAÇÃO DE CO ₂ POR LOCALIZAÇÃO.	75
TABELA 4.1: RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO E LOCALIZAÇÃO POR TESTEMUNHO, MÉDIA E DESVIO PADRÃO DOS ELEMENTOS	78
TABELA 4.2: DADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO E DESVIO PADRÃO, AOS 28 DIAS, E RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.	79
TABELA 4.3: IDENTIFICAÇÃO E PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO POR TESTEMUNHO, MÉDIA E DESVIO PADRÃO DOS ELEMENTOS	81
TABELA 4.4: VARIÁVEIS E VALORES UTILIZADOS NOS MODELOS DETERMINÍSTICOS PARA CENÁRIOS DE ESTUDOS DE MODIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO.	83
TABELA 4.5: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PARA DIFERENTES MODELOS, CONSIDERANDO $f_{ck} = 20$ MPa E PERÍODO DE 1990 A 2030	84
TABELA 4.6: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PARA DIFERENTES MODELOS, CONSIDERANDO $f_{ck} = 25$ MPa E PERÍODO DE 1990 A 2030.	86
TABELA 4.7: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PARA DIFERENTES MODELOS, CONSIDERANDO $f_{ck} = 32$ MPa E PERÍODO DE 1990 A 2030.	88
TABELA 4.8: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PARA DIFERENTES MODELOS, CONSIDERANDO $f_{ck} = 42,82$ MPa E PERÍODO DE 1990 A 2030.	90
TABELA 4.9: ANO DE DESPASSIVAÇÃO DA ESTRUTURA, PARA CADA MODELO E RESISTÊNCIA DO CONCRETO.	91
TABELA 4.10: VARIÁVEIS E VALORES UTILIZADOS NOS MODELOS DETERMINÍSTICOS, PARA CENÁRIOS DE ESTUDO DE MODIFICAÇÃO DA UMIDADE RELATIVA	92
TABELA 4.11: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PARA OS MODELOS DE POSSAN E EKOLU, CONSIDERANDO f_{ck} DE 25 MPa E PERÍODO DE 1990 A 2030.	93
TABELA 4.12: PARCELA DE RELEVÂNCIA UTILIZANDO OS MODELOS DE POSSAN E EKOLU, PARA f_{ck} DE 25 MPa E DIFERENTES VALORES DE UMIDADE RELATIVA.	95
TABELA 4.13: PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO PARA OS MODELOS DE POSSAN E EKOLU, CONSIDERANDO $f_{ck} = 42,82$ MPa E PERÍODO DE 1990 A 2030.	97

TABELA 4.14: PARCELA DE RELEVÂNCIA UTILIZANDO OS MODELOS DE POSSAN E EKOLU, PARA f_{ck} DE 42,82MPa E DIFERENTES VALORES DE UMIDADE RELATIVA.....	98
--	----

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	5
1.3 OBJETIVOS	6
2. REVISÃO DE CONCEITOS E DA LITERATURA	8
2.1 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL	8
2.2 CORROSÃO	14
2.2.1 CORROSÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	15
2.3 O FENÔMENO DA CARBONATAÇÃO	18
2.3.1 MECANISMO DE TRANSPORTE DE SUBSTÂNCIAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	20
2.3.2 MÉTODO DE AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	21
2.3.3 FATORES QUE INFLUENCIAM NA CARBONATAÇÃO	23
2.3.3.1 RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO	24
2.3.3.2 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO	25
2.3.3.3 TIPO DE CIMENTO E ADIÇÕES	26
2.3.3.4 CONCENTRAÇÃO DE CO ₂ NO AMBIENTE	27
2.3.3.5 UMIDADE RELATIVA	28
2.3.3.6 FISSURAS	30
2.3.3.7 EFEITO DA EXPOSIÇÃO AO AMBIENTE E PROTEÇÃO CONTRA CHUVAS	30
2.3.3.8 COBRIMENTO DE CONCRETO	32
2.3.3.9 TEMPERATURA	33
2.4 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL NA NORMA BRASILEIRA	33
2.5 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL EM NORMAS INTERNACIONAIS	39
2.6 MODELOS MATEMÁTICOS DE PREVISÃO DA FRENTE DE CARBONATAÇÃO	42
2.6.1 MODELO DE VESIKARI	43
2.6.2 MODELO DE BOB E AFANA	44
2.6.3 MODELO DE HELENE	45
2.6.4 MODELO EHE - 08	47
2.6.5 MODELO DE POSSAN	49
2.6.6 MODELO DE EKOLU	51
2.7 COMENTÁRIOS SOBRE A REVISÃO DE CONCEITOS E DA LITERATURA	54
3. METODOLOGIA	58
3.1 ESTUDO DE CASO – PONTE SITUADA NO MUNICÍPIO DE BAURU – SP	58
3.2 ENSAIO DE PACOMETRIA	62
3.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO	63
3.4 ENSAIO DE CARBONATAÇÃO	67
3.5 DADOS DE UMIDADE RELATIVA DE BAURU	72

3.6 MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DA MÉDIA E DESVIO PADRÃO DOS DADOS	72
3.7 DADOS DE CONCENTRAÇÃO DE CO₂	74
3.8 DADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE PROJETO	76
3.9 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	76
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	78
4.1 RESULTADOS E ANÁLISES DAS VARIÁVEIS ENVOLVIDAS	78
4.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO	78
4.1.2 UMIDADE RELATIVA EM BAURU	79
4.1.3 ENSAIO DE PACOMETRIA DA ESTRUTURA	79
4.1.4 ENSAIO DE CARBONATAÇÃO	80
4.2 MODELOS DETERMINÍSTICOS	82
4.2.1 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 20MPa	83
4.2.2 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 25MPa	86
4.2.3 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 32MPa	88
4.2.4 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 42,82MPa	89
4.3 RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROFUNDIDADES DE CARBONATAÇÃO PARA OS MODELOS DETERMINÍSTICOS PARA DIFERENTES CONCENTRAÇÕES DE UMIDADE RELATIVA	92
4.3.1 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 25MPa E DIFERENTES VALORES DE UMIDADE RELATIVA	93
4.3.2 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 42,82MPa E DIFERENTES VALORES DE UMIDADE RELATIVA	97
5. CONCLUSÕES	100
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	104
ANEXO A – LOCALIZAÇÃO DAS PONTES E VIADUTOS DE BAURU	116
ANEXO B – LOCALIZAÇÃO DAS PONTES E VIADUTOS CLASSIFICADOS COM NOTA BAIXA FRENTE À NORMA 9452:2016	117
ANEXO C – FICHA DE INSPEÇÃO DA PONTE LOCALIZADA NO ENCONTRO DA RUA ALTO PURÚS COM AV. DR. NUNO DE ASSIS – BAURU	118
ANEXO D – PROJETO DA PONTE LOCALIZADA NO ENCONTRO DA RUA ALTO PURÚS COM AV. DR. NUNO DE ASSIS	120
ANEXO E – DADOS E RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO REALIZADOS PELA CETELINS LEM.	121

1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são abordados de forma sucinta os aspectos relacionados à durabilidade, vida útil das estruturas, fenômenos deletérios com foco na carbonatação, despassivação das armaduras, corrosão e seus impactos na economia. Além disso, são apresentados a organização da dissertação, fornecendo uma visão geral da estrutura deste trabalho, e os objetivos, delineando as metas e propósitos que norteiam a pesquisa.

1.1 GENERALIDADES

O concreto é um dos materiais da construção civil mais utilizados pela humanidade, especialmente quando se trata de sua aplicação na engenharia estrutural. No entanto, devido à alta emissão de CO₂ (dióxido de carbono) no ambiente em função da produção do cimento (matéria prima do concreto), bem como na sua utilização, é cada vez maior a preocupação ambiental na produção e utilização de estruturas de concreto. Aliado a isso, tem-se ainda a emissão de CO₂ nos grandes centros urbanos, proveniente da queima de combustíveis fósseis pelos veículos automotores, agravando ainda mais esse cenário. Esses aspectos são de grande importância no contexto do projeto estrutural de novas construções de concreto armado, bem como na avaliação de estruturas já existentes, uma vez que afetam diretamente sua durabilidade que é, atualmente, um requisito mandatório preconizado pelas normas técnicas brasileiras.

A durabilidade de uma obra está diretamente ligada à vida útil dos elementos estruturais que a constituem (ISO 16311, 2014). Durabilidade e vida útil são conceitos comumente associados, todavia seus significados são diferentes. Helene (1993) coloca que durabilidade está relacionada a uma estrutura duradoura, por sua vez, vida útil é o período pelo qual a estrutura mantém-se apta a desempenhar as funções pelas quais foi projetada.

Conceitos relacionados à durabilidade são relativamente recentes na engenharia brasileira, inserida inicialmente na norma ABNT NBR 6118 de 2003, que estabelece durabilidade como sendo a capacidade de uma estrutura permanecer em utilização, sem apresentar anomalias que comprometam integralmente, ou em partes, o uso para o qual foi projetada.

A pauta de durabilidade é reforçada na norma ABNT NBR 15.575-1 (2013), que apresenta a capacidade da edificação em desempenhar as funções pelas quais foi projetada, ao longo de um período e sob condições de utilização e manutenção especificadas no manual de utilização, operação e manutenção.

Embora o requisito de durabilidade seja apresentado e exigido nas normas brasileiras, estas não apresentam um procedimento sistemático e objetivo para o cálculo da vida útil de projeto (VUP), com todos os elementos e parâmetros necessários para sua previsão. Mais especificamente, nada é apresentado com relação à verificação da durabilidade das estruturas de concreto armado e pretendido no tocante à corrosão por ataques de cloretos e/ou carbonatação, mesmo sendo estas as principais causas de perda de durabilidade nessas estruturas. Esse aspecto é de suma importância, pois a corrosão do aço é o mais comum, danoso e difundido fenômeno de deterioração de estruturas de concreto armado (CASCUDO; CARASEK; CAMPOS NETO, 2021) e resulta em impactos financeiros e sociais.

Apesar de existir vários estudos e materiais técnicos na engenharia civil, a maioria está relacionada às propriedades mecânicas e de resistência dos materiais. Por outro lado, existem poucos estudos voltados às condições específicas de utilização das estruturas, da influência dos materiais utilizados durante as construções e o microclima em que a estrutura está inserida. Os crescentes custos envolvendo readequações de estruturas, em alguns casos sendo maiores do que os custos iniciais da obra, tem pressionado técnicos, construtores e pesquisadores a terem mais atenção aos aspectos envolvendo a durabilidade (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Cafange (2011) coloca que a determinação quantitativa da durabilidade dos elementos estruturais requer alterações nos paradigmas técnicos da Arquitetura e Engenharia, com base em desenvolvimentos científicos, normatização e, finalmente, procedimentos técnicos específicos para a previsão da vida útil de projeto e total desses elementos.

De modo geral, existem diversos mecanismos deletérios que afetam diretamente a durabilidade de uma estrutura de concreto armado, reduzindo sua vida útil. Do ponto de vista do comportamento dos materiais, o concreto possui um caráter altamente alcalino, em virtude das interações originárias da hidratação do cimento Portland. Essas interações resultam em uma película passivadora que

envolve as armaduras, mantendo o pH da matriz cimentícia acima de 12 e, portanto, protegendo o aço da corrosão, especificamente. Segundo Kari, Puttonen e Skantz (2014), a carbonatação do concreto é o principal fenômeno que reduz o pH do concreto, tornando as armaduras de aço mais suscetíveis à corrosão. Este fenômeno é chamado de despassivação por carbonatação, e ele ocorre de forma predominante pelo CO₂ existente no ambiente que, no decorrer do tempo, penetra nos microporos do concreto e reage com os demais elementos químicos que o constituem, reduzindo o pH da matriz cimentícia, tornando-o menor que 9, aumentando o potencial de corrosão. O impacto da carbonatação do concreto é amplamente investigado no meio acadêmico, no entanto faltam medidas de campo obtidas de estruturas em utilização nos diversos ambientes sobre o desenvolvimento da carbonatação nos elementos estruturais (NAKADA *et al.*, 2020).

No tocante à corrosão, trata-se de um fenômeno químico ou eletroquímico que ocorre no aço, deteriorando sua superfície e, conseqüentemente, reduzindo a seção transversal da armadura e alterando as propriedades mecânicas do aço. Além disso, a corrosão provoca a perda da aderência entre o concreto adjacente e as barras das armaduras, resultando na diminuição da capacidade portante dos elementos estruturais, à medida que o processo corrosivo evolui. Este fenômeno é gradual e pode ocorrer tanto pela ação do CO₂ como pela ação de cloretos. Neste trabalho será estudada a carbonatação pela ação do CO₂, com obtenção dos períodos correspondentes à despassivação da estrutura e, conseqüentemente, início da corrosão.

As principais causas que influenciam no processo da carbonatação do concreto e na corrosão das armaduras estão ligadas a aspectos internos e outros externos do concreto. São exemplos de aspectos internos: tipo de cimento, relação água/cimento, presença de adições minerais, condições de cura e presença de fissuras. Por sua vez, os aspectos externos do concreto estão ligados ao meio ambiente, modo de utilização da obra, umidade relativa do ar, concentração de CO₂ e temperatura.

Como mencionado anteriormente, corrosão é um fenômeno deletério que afeta diretamente a durabilidade e vida útil de estruturas de concreto, resultando em grandes impactos financeiros, conforme verifica-se na Tabela 1.1, obtidos de estudos de Ueda e Takewaka (2007).

Tabela 1.1: Relação de custos de construções de estruturas novas e de reparo/ manutenção de estruturas existentes em alguns países.

Pais	Custos de novas estruturas	Custos com reparo e manutenção	Custo total
Japão	52,5 Trilhões de Iene (83%)	10,7 Trilhões de Iene (17%)	63,2 Trilhões de Iene (100%)
Coreia do Sul	116,8 Trilhões de Won (85%)	21,1 Trilhões de Won (15%)	137,9 Trilhões de Won (100%)
França	85,6 Bilhões de Euro (52%)	79,6 Bilhões de Euro (48%)	165,2 Bilhões de Euro (100%)
Alemanha	99,7 Bilhões de Euro (50%)	99,0 Bilhões de Euro (50%)	198,7 Bilhões de Euro (100%)
Itália	58,6 Bilhões de Euro (43%)	76,8 Bilhões de Euro (57%)	135,4 Bilhões de Euro (100%)
Inglaterra	60,7 Bilhões de Libra Esterlina (50%)	61,2 Bilhões de Libra Esterlina (50%)	121,9 Bilhões de Libra Esterlina (100%)

Fonte: Ueda e Takewada (2007).

Nesse aspecto, realizar inspeções técnicas é um ponto crucial para garantir a utilização de uma estrutura, uma vez que uma simples inspeção visual já é capaz de identificar algumas irregularidades. No que diz respeito à utilização de grandes estruturas, questões envolvendo os estados de conservação ganharam destaque após o colapso parcial do viaduto da Marginal Pinheiros, em São Paulo, em 15 de novembro de 2018. Este colapso foi o estímulo necessário para que governantes municipais, estaduais e federais concentrar a atenção para as condições de conservação e utilização de grandes estruturas e obras de arte do país.

Diante deste contexto, objetivando avaliar o estado de conservação de suas grandes estruturas municipais, a Prefeitura Municipal de Bauru (PMB), através da Secretaria Municipal de Obras (SMO), promoveu o aprimoramento profissional de seus engenheiros, a fim de inspecionar e indicar o estado de conservação destas estruturas com base na ABNT NBR 9452:2016 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimentos. A ABNT NBR 9452, em todas suas versões, apresenta os procedimentos técnicos de coleta de dados necessários para a formulação do diagnóstico e prognóstico nos quesitos de segurança estrutural, de funcionalidade e de durabilidade de uma Obra de Arte Especial (OAE), evidenciando se as condições de utilização da OAE estão adequadas ou não.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é dividida em 5 capítulos, sendo que o primeiro capítulo introduz de forma geral o tema proposto, abordando durabilidade de estruturas de concreto, vida útil, fenômenos deletérios, carbonatação, despassivação das armaduras, corrosão e seu impacto na economia. Os objetivos são descritos neste mesmo capítulo, enquanto o conteúdo completo da dissertação está dividido nos demais capítulos apresentados abaixo:

- No Capítulo 2, Revisão de Conceitos e da Literatura, são aprofundados os aspectos de durabilidade e vida útil de estruturas de concreto armado. É abordado o fenômeno da corrosão e, principalmente, da carbonatação como processo que inicia a corrosão, assim como os fatores que as influenciam. São apresentados parâmetros da normatização nacional, assim como modelos preditivos de cálculo de profundidade de carbonatação, tanto nacionais quanto internacionais utilizados neste trabalho, sendo eles: Vesikari (1988), Bob e Afana (1993), Helene (1993), EHE-08 (2010), Possan (2010) e Ekolu (2018);
- No Capítulo 3, Metodologia, é apresentado o motivo pelo qual foi selecionada a ponte situada no encontro da Avenida Dr. Nuno de Assis com Rua Alto Purús, situada em Bauru - SP, para estudo de caso. Também são apresentados os procedimentos de ensaios de pacometria, resistência à compressão do concreto, carbonatação e forma de obtenção dos dados de umidade relativa da cidade de Bauru, para o período de 2002 a 2022. São demonstradas as formulações para a compilação desses dados;
- No Capítulo 4, Resultados e Discussão, apresenta-se o produto da compilação de todos os dados obtidos em campo, para os diferentes modelos preditivos. São abordados e debatidos diferentes cenários de resistência à compressão do concreto, obtidos da norma e via retroanálise, para a análise da profundidade de carbonatação. Os cenários com diferentes valores de umidade relativa são também abordados e debatidos para os modelos de Possan e Ekolu, com o objetivo de determinar a profundidade de carbonatação da estrutura

em estudo. Além disso, para esses dois modelos, é verificada a influência dos parâmetros de resistência à compressão do concreto e umidade relativa.

- No Capítulo 5, Conclusões, são apresentadas as considerações e observações finais obtidas por meio do estudo até então desenvolvido nesta dissertação;

1.3 OBJETIVOS

Considerando o panorama atual de desenvolvimento de pesquisas nos temas de carbonatação e durabilidade de estruturas de concreto armado, o presente estudo possui o objetivo principal de comparação de modelos de previsão encontrados na literatura nacional e internacional, sendo eles Vesikari (1988), Bob e Afana (1993), Helene (1993), EHE – 08 (2010), Possan (2010) e Ekolu (2018), com dados reais obtidos de uma estrutura existente. Isso será realizado pela comparação dos valores de profundidade de carbonatação obtidos por estes modelos com os valores obtidos da estrutura real, a saber, uma ponte de concreto armado localizada no município de Bauru – SP.

Como consequência do objetivo principal, os objetivos secundários são propostos:

- Discutir os modelos determinísticos abordados para o cálculo da profundidade de carbonatação e sua capacidade de previsão;
- Analisar e discutir como a resistência à compressão do concreto e a umidade relativa do ambiente influenciam na frente de carbonatação estimada pelos modelos de previsão;
- Verificar o período de desp passivação da estrutura segundo os modelos determinísticos abordados;
- Comparar e analisar os valores obtidos de profundidade de carbonatação pelos modelos determinísticos abordados, em diferentes cenários de resistência à compressão do concreto e de umidade relativa com os dados reais da estrutura em serviço.

É importante ressaltar que este trabalho trata exclusivamente da fase de iniciação da corrosão, isto é, até a determinação da vida útil de projeto, que

compreende o período pelo qual há o avanço da carbonatação na estrutura até o momento que atinge a armadura.

2. REVISÃO DE CONCEITOS E DA LITERATURA

Neste capítulo aspectos de durabilidade, vida útil, corrosão e carbonatação são aprofundados. Durabilidade e vida útil são apresentados segundo condições colocadas em normas e pesquisas nacionais e internacionais. No que diz respeito à carbonatação, são abordadas as reações que a desencadeiam, assim como os principais fatores que influenciam sua aceleração ou retardamento, resultando na corrosão das armaduras. Além disso, são apresentados de modelos de previsão da frente de carbonatação com foco nos modelos utilizados neste trabalho, sendo ele: Vesikari (1988), Bob e Afana (1993), Helene (1993), EHE – 08 (2010), Possan (2010) e Ekolu (2018). Por fim, são realizados comentários gerais sobre o conteúdo obtido da literatura pesquisada.

2.1 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL

Cooper (1994) define durabilidade como a capacidade de um produto desempenhar determinada função para o qual foi projetado ao longo de um período, em condições normais de utilização, sem a necessidade de realizar gastos excessivos com manutenções ou reparos. O conceito de durabilidade é recente e tem sido cada vez mais difundido na construção civil, conduzindo muitos pesquisadores, engenheiros e construtores a se atentar aos parâmetros de projeto, modos de execução e seus materiais envolvidos, a fim de obter como resultado uma estrutura duradoura.

Conceitos relacionados à durabilidade são relativamente recentes na engenharia brasileira, inseridos na ABNT NBR 6118, de 2003, que define que a durabilidade como sendo a capacidade de resistir às influências ambientais previstas e definidas pelos projetistas e contratantes, no início do desenvolvimento do projeto. Esta definição permanece na versão vigente da norma, de 2023. De todo modo, a norma apresenta condições a serem adotadas pelo projetista a fim de obter uma estrutura duradoura, levando em consideração a classe de agressividade do ambiente, a qualidade do concreto e o cobrimento adotado por elemento estrutural.

A pauta de durabilidade é reforçada na ABNT NBR 15575-1 (2013), que enfatiza a capacidade da estrutura de desempenhar as funções de uso, ao longo

de um determinado período, desde que respeitado as manutenções especificadas no manual do usuário. Nesta norma são aprofundados os critérios de durabilidade, abrangendo aspectos de vida útil de projeto (VUP) de acordo com o sistema construtivo, sendo o mínimo de 50 anos de VUP os conjuntos de vigas, lajes, pilares e fundações (sistema estrutural).

Instituições, associações e pesquisadores, além da própria ABNT, têm se empenhado em desenvolver e difundir os conhecimentos voltados à durabilidade e vida útil de estruturas do concreto, merecendo destaque diversos trabalhos de pesquisadores nacionais, como: Helene (1993), Figueiredo (1994), Cascudo (2000) e Possan (2010). Por outro lado, diversas instituições como: Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria (ABECE) e o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia (CREA) são expoentes na divulgação e difusão do conhecimento do tema no meio técnico.

No cenário internacional, os primeiros estudos sobre durabilidade e vida útil de estruturas são do início da década de 80 com a *American Society for Testing and Materials* (ASTM) E 632. Há diversas instituições e órgãos que tratam sobre o tema, entre eles: ISO, ASTM, *American Concrete Institute* (ACI), *Fédération internationale du béton* (FIB), *Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux* (RILEM), entre outras entidades.

Devido aos avanços de novas tecnologias, processos construtivos, materiais e programas computacionais empregados na construção civil, associado a um setor cada vez mais competitivo, o desenvolvimento de projetos e construções cada vez mais esbeltas e econômicas está se tornando padrão (POSSAN *et al.*, 2021). Estruturas mais esbeltas e econômicas tendem a exigir mais dos elementos estruturais que a compõem, visto que os esforços solicitantes são mais próximos aos esforços resistentes, podendo resultar em estruturas mais suscetíveis aos fenômenos deletérios do meio ambiente e acarretar na diminuição da durabilidade e a vida útil das construções.

Durabilidade não é um requisito associado somente aos parâmetros e normativas de projeto, também não apenas aos materiais utilizados na construção e ao ambiente em que a estrutura está inserida. Para garantir uma durabilidade adequada para a estrutura, deve-se atentar aos aspectos de concepção de projeto, seleção de materiais, características de exposição ao ambiente, modos

de execução e utilização da estrutura, planos de manutenção e reparo, bem como fenômenos deletérios que agem na construção, sempre de modo conjunto sem desprezar quaisquer um desses aspectos.

São vários os fenômenos deletérios que afetam a durabilidade, degradando a estrutura e reduzindo seu período de utilização. Dentre eles estão os processos físicos, químicos, biológicos e mecânicos relacionados a agentes internos e externos à estrutura. Meios de deterioração como fissuras oriundas de deformações excessivas são exemplos de processos físicos; reações álcali-agregado, ação de cloretos e de carbonetos são exemplos de processos químicos; surgimento de fungos pode ser considerado como exemplo de processo biológico e ciclos de carregamentos-descarregamentos, fadiga dos materiais e solicitações inadequadas são exemplos de processos mecânicos (ASLANI; DEHESTANI, 2020).

Atualmente, existem diversos estudos sobre os diferentes tipos de modos de degradação do concreto armado, como exemplo a corrosão, eflorescências e reações expansivas. Entre os principais processos de degradação do concreto armado, a corrosão das armaduras é considerada o principal (PCA, 2002).

Uma das formas de corrosão das armaduras é associada à carbonatação decorrente do CO_2 presente no ambiente. A corrosão das armaduras por carbonatação é, em determinadas situações, o único fenômeno responsável por degradar a estrutura em regiões interioranas (EKOLU, 2020). A carbonatação induzida pela emissão do CO_2 no ambiente ocorre em qualquer lugar do mundo, no entanto são predominantes em regiões com elevada concentração industrial e em locais com grande frota de veículos movidos a queima de combustíveis fósseis.

Outro tipo de corrosão das armaduras é por ação de íons cloretos, cujo processo é similar à carbonatação, porém produzida pela reação deste elemento com o aço das armaduras em um processo eletroquímico. A corrosão por cloretos ocorre predominantemente em regiões litorâneas, devido à alta concentração de cloreto de sódio nos oceanos e, conseqüentemente, na atmosfera, bem como em locais com grandes quantidades de sais de degelo.

A fim de prever o comportamento de estruturas frente aos fenômenos deletérios, foram desenvolvidos modelos de previsão de vida útil. Há vários modelos de previsão da vida útil existentes na literatura, entre eles o de Tuutti

(1982) foi um dos pioneiros. Em seu trabalho, o autor trata a corrosão das armaduras dividindo o fenômeno em dois períodos: iniciação e propagação. A fase de iniciação da corrosão corresponde ao período de execução da estrutura até o momento que os agentes agressivos presentes no meio ambiente penetram no concreto e atingem a superfície das armaduras, provocando a despassivação do aço. A fase de propagação da corrosão corresponde ao início do processo corrosivo de fato e sua evolução ao longo do tempo. É nesta fase em que ocorre o surgimento de diversas manifestações patológicas nos elementos estruturais. A Figura 2.1 apresenta o modelo proposto por Tuutti (1982).

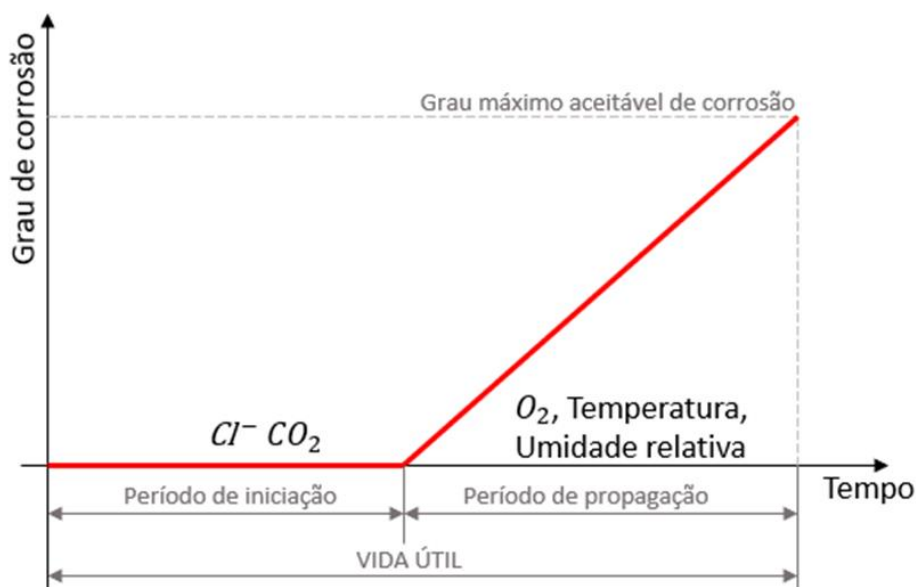


Figura 2.1: Modelo de vida útil proposto por Tuutti (1982).

A partir da proposição do modelo descritivo de vida útil de Tuutti (1982), Helene (1993) propôs que o processo de degradação pode ser dividido ainda em três etapas distintas, definindo os conceitos de vida útil associados: i) vida útil de projeto; ii) vida útil de serviço (ou utilização); iii) vida útil última (ou total). A Figura 2.2 apresenta o modelo proposto por Helene.

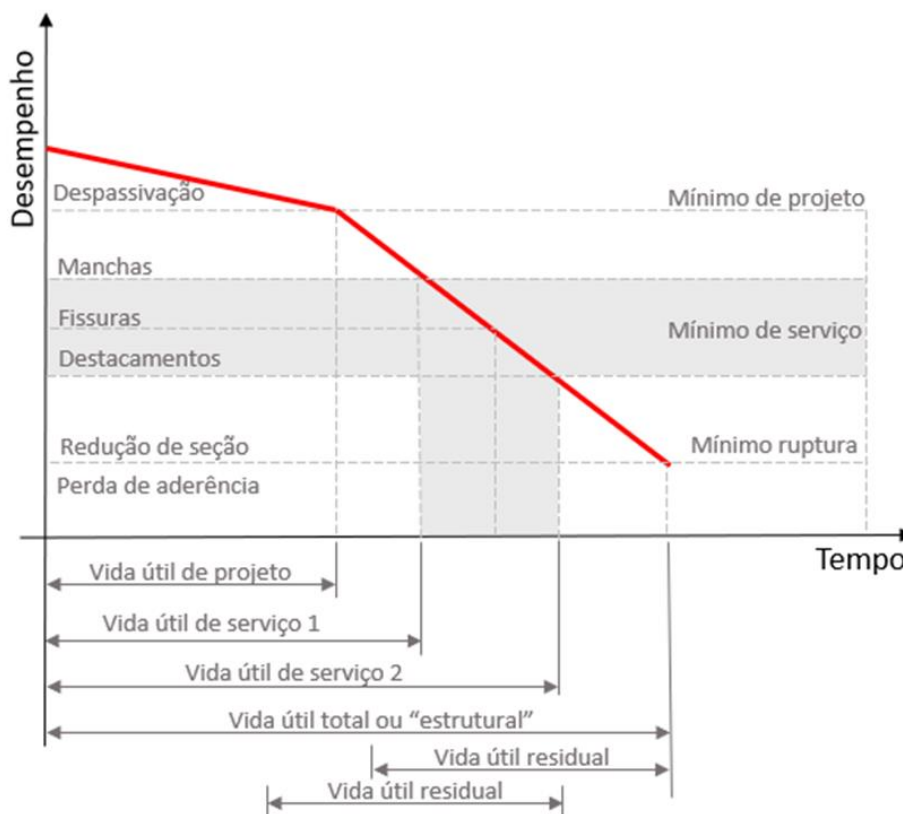


Figura 2.2: Modelo de vida útil proposto por Helene (1993).

Neste modelo, o autor define que a vida útil de projeto corresponde ao tempo necessário para haver a despassivação da armadura. A etapa de vida útil de serviço (ou utilização) indica o período em que surgem manchas, oriundas do processo corrosivo nas armaduras ou fissuras, ou até mesmo destacamento do cobrimento do concreto, em virtude da expansão das armaduras como resultado do processo corrosivo. A etapa de vida útil total corresponde ao período em que a estrutura entra em colapso parcial ou total. Há também a etapa de vida útil residual, que corresponde ao período de utilização da estrutura, ainda que ela esteja degradada.

Um modelo qualitativo de vida útil de projeto e vida útil residual de serviço foi proposto por Cascudo (1993), cuja representação verifica-se na Figura 2.3. No estudo do autor, foram analisadas diferentes proporções de fator água/cimento e sua relação com a vida útil. Foi verificado que quanto menor o fator água/cimento, maior será a vida útil de serviço da estrutura.

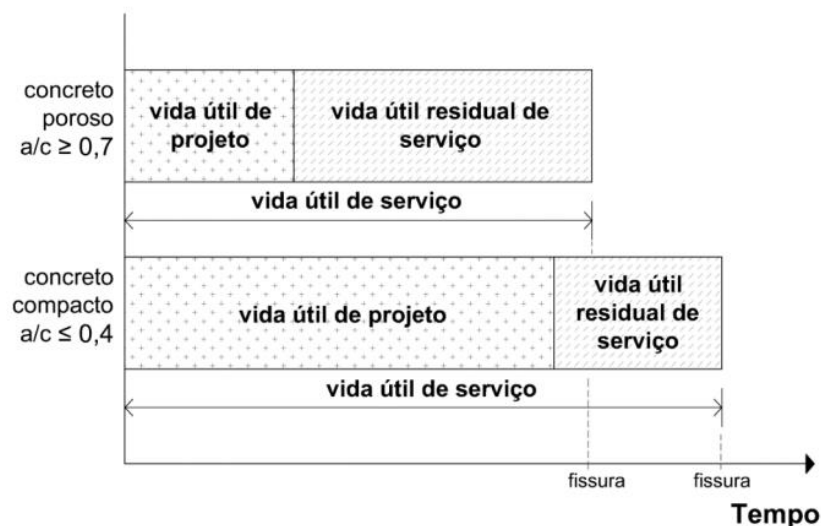


Figura 2.3: Modelo qualitativo proposto por Cascudo (1993).

A *FIB – Fédération internationale du béton 53* (2010), estabelece uma abordagem conceitual relacionada à vida útil de projeto e a performance (desempenho) estrutural, conforme apresentado na Figura 2.4. A abordagem propõe que durante o período de existência de uma estrutura, esta irá se comportar conforme a curva idealizada de deterioração, regida pela relação teórica simplificada da vida útil de projeto e o desempenho estrutural. Deste modo, o desempenho da estrutura frente aos fenômenos deletérios vai diminuindo e a tendência do comportamento da estrutura é que fique dentro de uma margem, cuja média corresponde à vida útil de projeto.

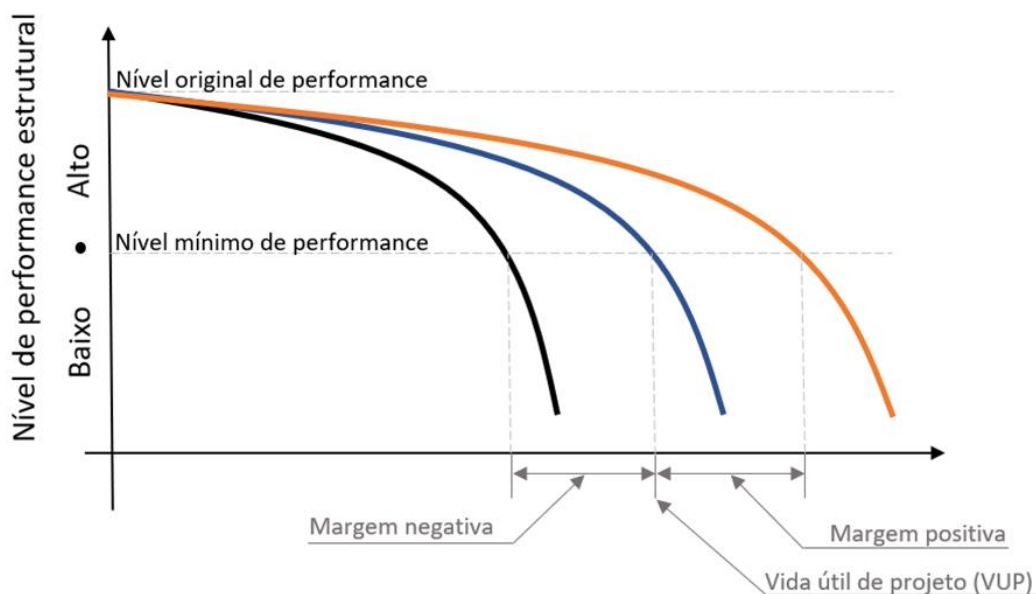


Figura 2.4: Curvas de deterioração de uma estrutura de concreto (*Fédération internationale du béton*, 2010).

2.2 CORROSÃO

A corrosão é um fenômeno deletério, resultante de reações químicas ou eletroquímicas, envolvendo um rearranjo de elétrons no material sujeito ao fenômeno. O rearranjo de elétrons é um processo, em geral, natural e espontâneo, chamado de oxirredução, o qual um metal sofre oxidação (perda de elétrons) à medida que outro metal sofre redução (ganho de elétrons).

Na construção civil, assim como na indústria química, naval, petrolífera, entre outras, a corrosão modifica o material metálico de tal modo que o material sofra diminuição de sua durabilidade e até desempenho estrutural.

Conhecer o processo corrosivo que pode agir em uma estrutura é um ponto chave para que o projetista elabore uma obra duradoura, entretanto também se faz necessário ter conhecimento dos materiais empregados, cálculos estruturais, ambiente em que será construída a edificação, bem como de técnicas construtivas que obedeçam não apenas os critérios de resistência mecânica, mas também de durabilidade. Por outro lado, é necessário conhecer o processo corrosivo que age em obras existentes e já degradadas, visto a necessidade de estudar seu comportamento, bem como optar pela melhor técnica para reabilitar a estrutura.

Importante destacar que um metal é formado através de um composto (minério) e certa quantidade de energia, processados via metalurgia. Por sua vez a corrosão é o inverso do processo metalúrgico, sendo o produto gerado semelhante ao composto extraído (GENTIL, 1996), A Figura 2.5 apresenta o esquema de processo de formação e de reversão de um metal.

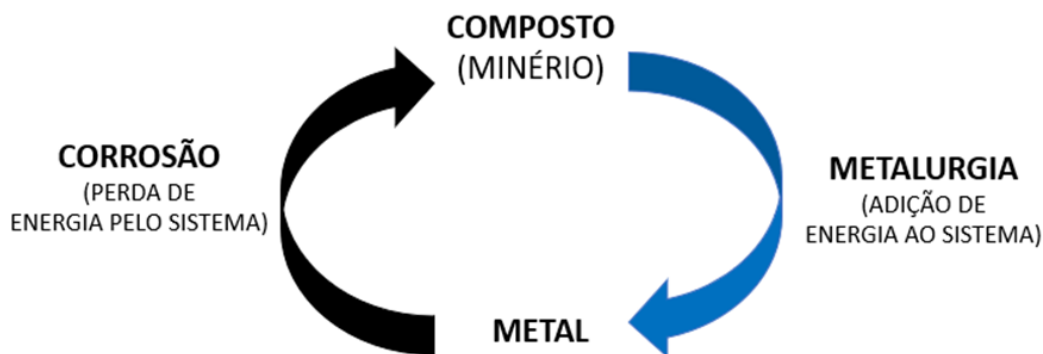


Figura 2.5: Esquema de formação e reversão de um metal (Adaptado de GENTIL, 1993).

São elevados os custos decorrentes da corrosão, seja na construção civil, naval, industrial, entre outras. Estudos realizados nos Estados Unidos colocam que, em um ano básico, a estimativa do custo do país envolvendo corrosão é de 276 bilhões de dólares, representando aproximadamente 3,1% do PIB (KOCH *et al.*, 2002). No Brasil, estudos realizados pela *International Zinc Association* (IZA) e a Universidade de São Paulo (USP), levantaram que o custo decorrente da corrosão foi de 236 bilhões de reais em 2015, ou seja, 4% do PIB do país (ICZ, 2017).

2.2.1 CORROSÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Conforme citado anteriormente, a corrosão que ocorre no metal, no meio em que está inserido, pode ser classificada em corrosão química ou eletroquímica. A primeira está relacionada a um conjunto de reações químicas entre gás e metal, ou íons e metal, os quais não estão em meio aquoso, resultando na formação de uma película de óxido sobre a superfície do metal. Já a corrosão eletroquímica se faz em meio aquoso, onde há a formação de células, também chamadas de pilhas de corrosão. As reações corrosivas que ocorrem em estruturas de concreto armado são de natureza eletroquímica, via oxirredução, isto é, envolvendo reações simultâneas anódicas e catódicas entre os materiais.

Conforme apresentado por GENTIL (2011), para ocorrer uma célula de corrosão são basicamente necessários os seguintes componentes: ânodo, eletrodo de oxidação, que ocorre a dissolução do metal devido a perda de íons;

cátodo: eletrodo de redução, que ocorre a deposição dos íons transportados pelo eletrólito; eletrólito é o meio condutor que transporta os íons do ânodo para o cátodo, cujo processo é chamado de corrente elétrica; circuito metálico: ligação entre metais, por onde há o transporte de elétrons, do sentido ânodo para o cátodo. A Figura 2.6 apresenta esquema de pilha eletroquímica.

No caso das armaduras do concreto armado, as reações de corrosão dos metais ocorrem na presença da água e da umidade do ambiente, assim há a dissolução do aço no meio aquoso, poros saturados do concreto, formando átomos de aço, que se dissolvem como íons.

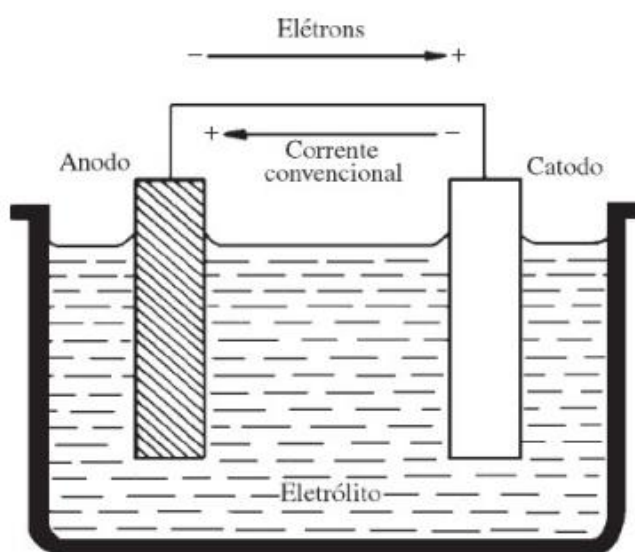


Figura 2.6: Esquema de pilha eletroquímica (GENTIL,2011).

A diferença de potencial entre as regiões anódicas e catódicas culminam no surgimento da corrente elétrica (HELENE, 1993; GENTIL, 2011). A Figura 2.7 representa genericamente o processo de corrosão eletroquímica que ocorre no concreto armado.

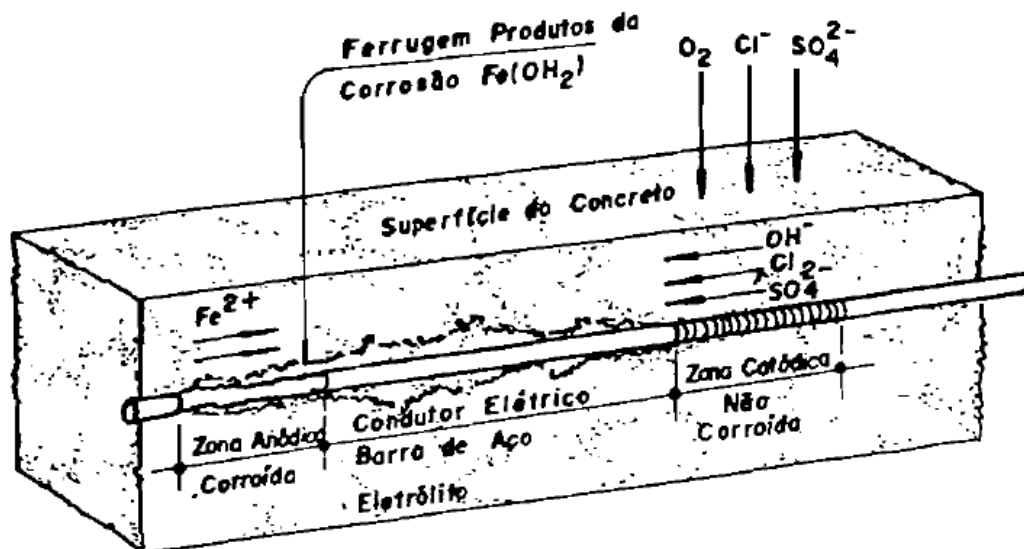


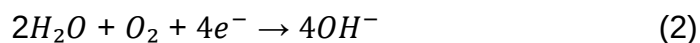
Figura 2.7: Corrosão eletroquímica no concreto armado (HELENE, 1993).

O resultado do processo de corrosão é um produto de natureza expansiva e uniforme, o qual preenche completamente a região porosa ao redor da armadura, produzindo tensões de tração no concreto. É importante ressaltar que a expansão do aço neste caso não representa um aumento de resistência mecânica em virtude do aumento da área da armadura, mas sim uma diminuição, visto que o produto da corrosão é pulverulento, chamado de ferrugem.

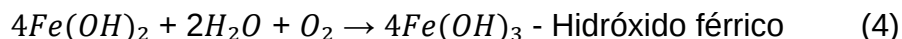
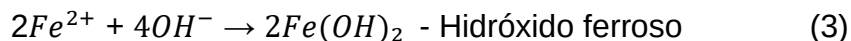
Na região anódica há uma perda de elétrons, isto é, reação de oxidação, causando a dissolução do metal, representada na equação (1).



Na região catódica há um ganho de elétrons, reação de redução, que forma íons de hidroxila, devido a reação com oxigênio e água que existem nos poros do concreto, conforme apresentado na equação (2):



Os íons de hidroxila se movem pelo eletrólito em direção ao ânodo e se estabelecem com os íons ferrosos, formando a ferrugem, conforme apresentados abaixo:



À medida que há o avanço do processo corrosivo, e consequente aumento de volume devido ao produto da corrosão, as tensões de tração aumentam até chegarem a um valor crítico, resultando na fissuração do concreto, conforme processo apresentado na Figura 2.8. A etapa I apresenta a armadura íntegra; a etapa II apresenta a armadura e um pequeno aumento de área total devido a formação do produto corrosivo, no entanto sem gerar fissuração no concreto; a etapa III apresenta um grande aumento de área total da armadura e produtos corrosivos, sendo que as tensões são suficientes para gerar a fissuração do concreto (LORENSINI, 2006).

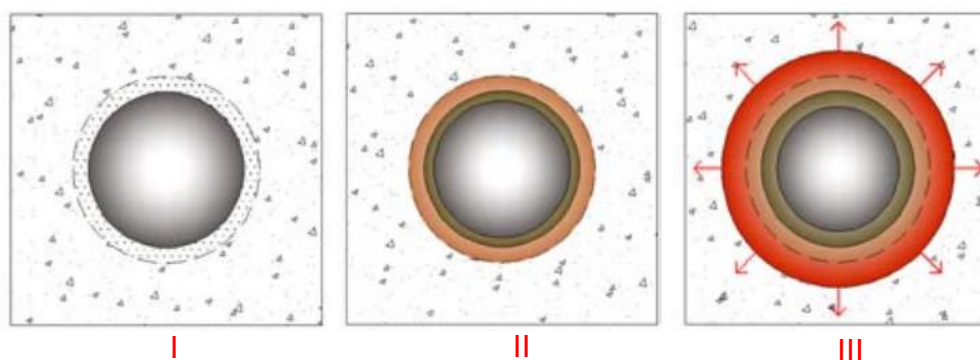


Figura 2.8: Processo de fissuração do concreto (adaptado de LORENSINI, 2006).

2.3 O FENÔMENO DA CARBONATAÇÃO

Estruturas de concreto armado sofrem degradação pela exposição ao dióxido de carbono (CO_2). Este fenômeno é denominado carbonatação e ocorre quando há a penetração deste elemento químico nos poros do concreto, formando carbonatos a partir da reação do CO_2 com compostos do cimento Portland, em especial o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$).

A estrutura de concreto armado recém-construída possui alta alcalinidade, (pH superior a 12,5), no entanto ao longo do tempo, a penetração do CO_2 no concreto atua reduzindo os valores de pH (em média 8,5), desestabilizando a

camada passivadora do aço. Esse processo tem o potencial de criar condições favoráveis para o início da corrosão das armaduras.

A penetração do CO_2 ocorre predominantemente por difusão nos poros do concreto e é gradativa ao longo do tempo causando a carbonatação do concreto. Assim, a espessura ou profundidade da camada carbonatada também vai aumentando com o tempo até atingir a superfície da armadura. A essa região carbonatada é chamada de frente de carbonatação. A Figura 2.9 representa o avanço da frente de carbonatação e a alteração do pH do concreto, ao longo do tempo.

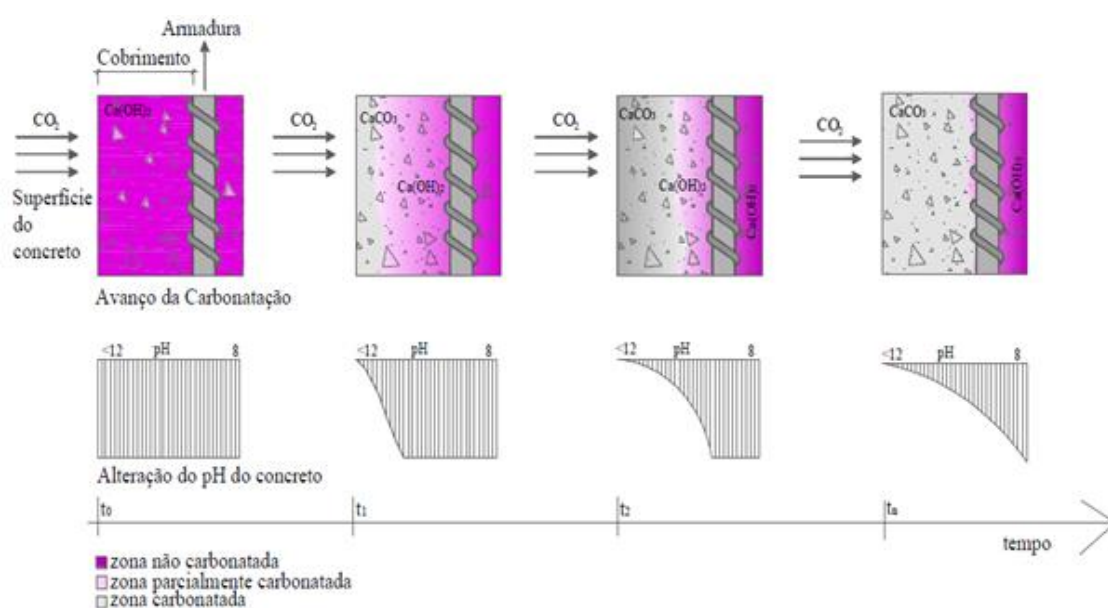
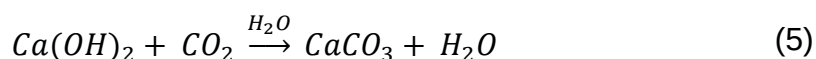


Figura 2.9: Representação do avanço da frente de carbonatação e alteração do pH do concreto ao longo do tempo. Adaptado de POSSAN (2010).

O fenômeno da carbonatação no concreto ocorre em várias etapas, envolvendo diversas reações químicas, cujo produto final é o carbonato de cálcio. A representação simplificada da carbonatação é apresentada na equação (5).



O dióxido de carbono (CO_2) do ambiente penetra no concreto e reage com hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), produzindo carbonato de cálcio (CaCO_3) e água.

Conforme apresentado por Tuutti (1982), Figura 2.1, o período de penetração do CO_2 do ambiente na estrutura até o momento que ocorre a

desestabilização da camada passivadora do aço é chamado de “período de iniciação da corrosão”. Para Helene (1993), esse período corresponde à vida útil de projeto.

2.3.1 MECANISMO DE TRANSPORTE DE SUBSTÂNCIAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

A movimentação de substâncias, líquidos e gases, na rede de poros do concreto ocorre devido à diferença de pressão, umidade e concentração, sendo denominados por:

- Difusão: é um processo espontâneo onde há a movimentação de fluídos pelos poros do concreto, devido à diferença de concentração de um meio para outro;
- Permeabilidade: ocorre devido à diferença de pressão entre o meio externo e interno ao concreto;
- Migração iônica: ocorre quando há um potencial elétrico que desloca os íons, neutralizando o efeito da diferença de potencial;
- Absorção capilar: ocorre quando há o fluxo de fluído e tensão superficial atuando nos poros do concreto;

A Figura 2.10 apresenta o mecanismo de transporte de acordo com a dimensão dos poros.

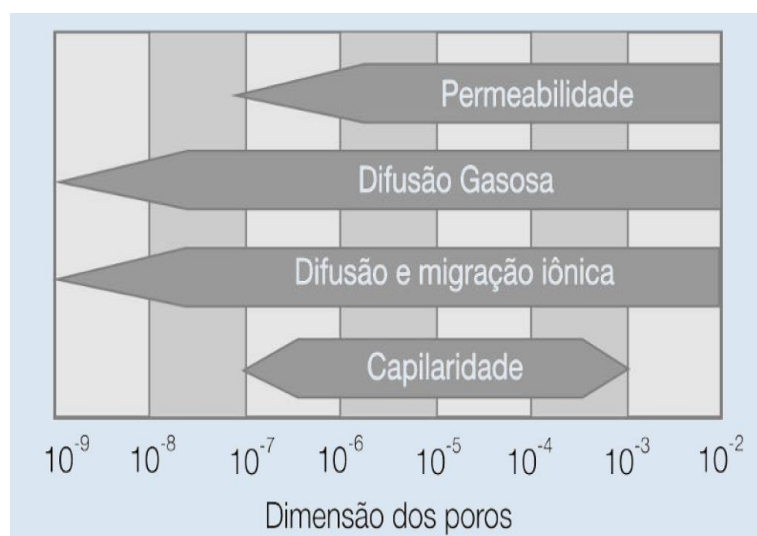


Figura 2.10: Tipo de mecanismo de transporte no concreto, de acordo com a dimensão dos poros (IDD, 2022).

Assim, pode-se dizer que o tamanho e a continuidade dos poros na matriz cimentícia determinam a permeabilidade, indicando a facilidade com que o fluido penetra o sólido (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Um critério para identificar e quantificar a qualidade do concreto de acordo com a permeabilidade foi desenvolvido pelo *COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN* (1989), apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Critério de avaliação segundo a permeabilidade do concreto à água.

Permeabilidade (m/s)	Permeabilidade do concreto	Qualidade do concreto
$< 10^{-12}$	Baixo	Boa
10^{-12} a 10^{-10}	Média	Média
$> 10^{-10}$	Alta	Pobre

Fonte: *COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN* (1989).

A difusão é o mecanismo de penetração de CO_2 predominante no concreto e à medida que este elemento adentra os poros da estrutura, ele reage com os compostos hidratados do cimento, modificando a microestrutura e a composição da solução intersticial.

2.3.2 MÉTODO DE AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

O método de avaliação da profundidade de carbonatação é por meio de aplicação de solução que contém fenolftaleína, timolftaleína ou amarelo de alizarina, que são indicadores de pH.

O procedimento de aferição da profundidade de carbonatação se inicia pela fratura da superfície do concreto e imediata aspersão de solução contendo fenolftaleína, timolftaleína ou amarelo de alizarina. Verifica-se a mudança de colocação do concreto, sendo que a região carbonatada apresentará a mesma cor natural do concreto, indicativo este de pH inferior ao ponto de alteração da coloração. A superfície não carbonatada apresentará coloração diferente, conforme a utilização do indicador.

A Tabela 2.2 apresenta os indicadores de pH, a tonalidade das cores para seus respectivos intervalos de pH e modo de preparo da solução.

Tabela 2.2: Indicadores de pH, intervalo de mudança de tonalidade e modo de preparo da solução

Indicador	Intervalo de mudança de tonalidade	Modo de preparo da solução
Fenolftaleína	Incolor – vermelho carmim pH 8,3 a 10	10g de reagente, 700cm ³ de etanol e 300cm ³ de água destilada
Timolftaleína	Incolor – azul pH 9,3 a 10,5	0,4g de reagente, 600cm ³ de etanol e 400cm ³ de água destilada
Amarelo de alizarina GG	Amarelo claro – amarelo escuro pH 10,1 a 12	1g de reagente, 100cm ³ de etanol e 900cm ³ de água destilada
Amarelo de alizarina R	Amarelo – vermelho alaranjado pH 10,1 a 12	0,5g de reagente, 800cm ³ de etanol e 200cm ³ de água destilada

Fonte: Castro (2003).

Após a ruptura da superfície do concreto, deve ser removida qualquer poeira ou partícula quebrada com brocha e aspergida a solução com o indicador na superfície recém fraturada. Ressalta-se a aplicação da solução imediatamente após a fratura do concreto, a fim de evitar que a portlandita presente na estrutura reaja com o CO₂ do ambiente. Caso a tonalidade seja clara, deverá ser aplicada novamente a solução após a superfície secar.

Quando a frente de carbonatação for uma linha reta, paralela à superfície, deverá ser medida a profundidade d_k , conforme apresentado na Figura 2.11 a). No caso em que a frente de carbonatação ocorre como apresentado na Figura 2.11 b), deve ser anotada a d_k , entorno da média, e a profundidade máxima, $d_{k\ max}$, sendo a profundidade padrão a média dos valores anotados. Caso a frente de carbonatação ocorra conforme indicado na Figura 2.11 c), região carbonatada paralela à superfície, com região carbonatada isolada mais aprofundada, nesse caso a máxima profundidade $d_{k\ max}$ é anotada como profundidade padrão. Quando o concreto for constituído com agregados de grande diâmetro, a frente de carbonatação deve ser medida apenas na pasta de cimento endurecido (RILEM CPC - 18, 1988).

A aferição da profundidade de carbonatação é realizada com uma precisão de 0,5mm.

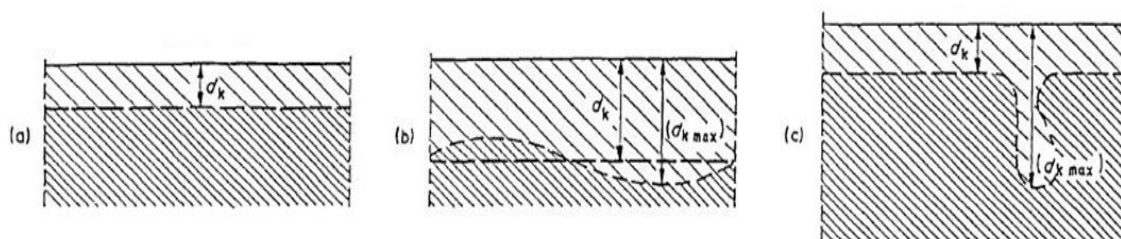


Figura 2.11: Critério de medição da profundidade de carbonatação (RILEM CPC 18, 1988).

A Figura 2.12 apresenta o modo de aferição da região carbonatada em testemunhos extraídos de estrutura existente, conforme estabelecido na RILEM CPC – 18 (1988).



Figura 2.12: Aferição de profundidade de carbonatação em testemunho (SMO, 2022).

2.3.3 FATORES QUE INFLUENCIAM NA CARBONATAÇÃO

Nesta seção são apresentadas as principais variáveis que influenciam a carbonatação, como: relação água/cimento, tipos de cimento, condição de exposição ao ambiente, entre outros aspectos que resultam na aceleração ou retardam do processo deletério.

2.3.3.1 RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO

A relação água/cimento está diretamente relacionada à permeabilidade do concreto, uma vez que esta relação é determinante nas dimensões dos poros do concreto. Deste modo, para um concreto preparado com o mesmo tipo de cimento, sem adições e aditivos, quanto menor for a relação água/cimento em sua composição, maiores serão a compacidade e resistência a compressão, bem como menores serão as dimensões dos poros, dificultando a difusão do gás carbônico no concreto, inibindo o efeito da carbonatação.

Ho e Lewis (1987) estudaram o fenômeno da carbonatação com a relação água/cimento, cujo resultado é apresentado na Figura 2.13. Por sua vez, Helene (1993) reuniu dados de diversos pesquisadores, nacionais e internacionais, que estudaram a profundidade da carbonatação e a relação água/cimento, cujo produto compilado encontra-se na Figura 2.14. Para todos os casos, verificam-se que os resultados seguem o padrão de quanto menor a relação água/cimento, menor a profundidade de carbonatação.

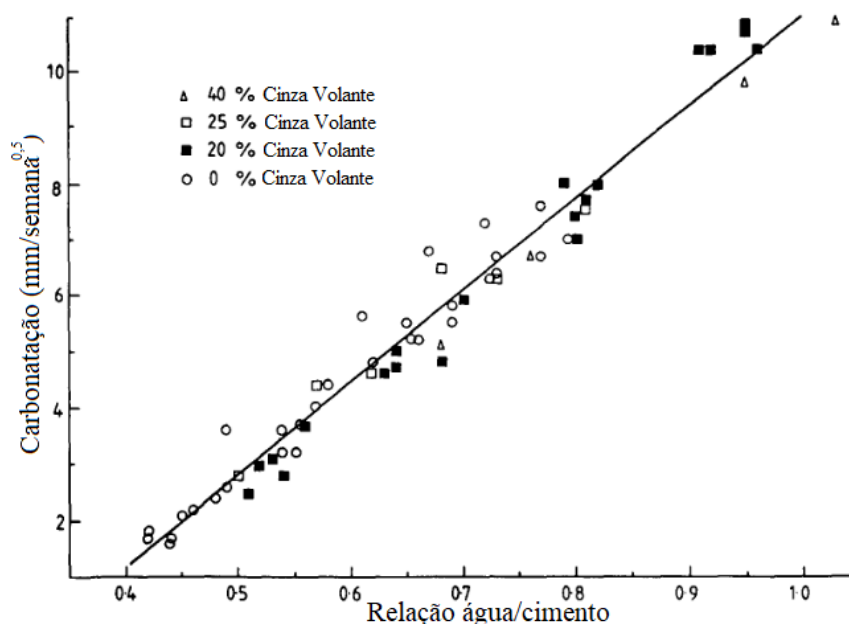


Figura 2.13: Profundidade de carbonatação pela relação água/cimento (HO e LEWIS, 1987).

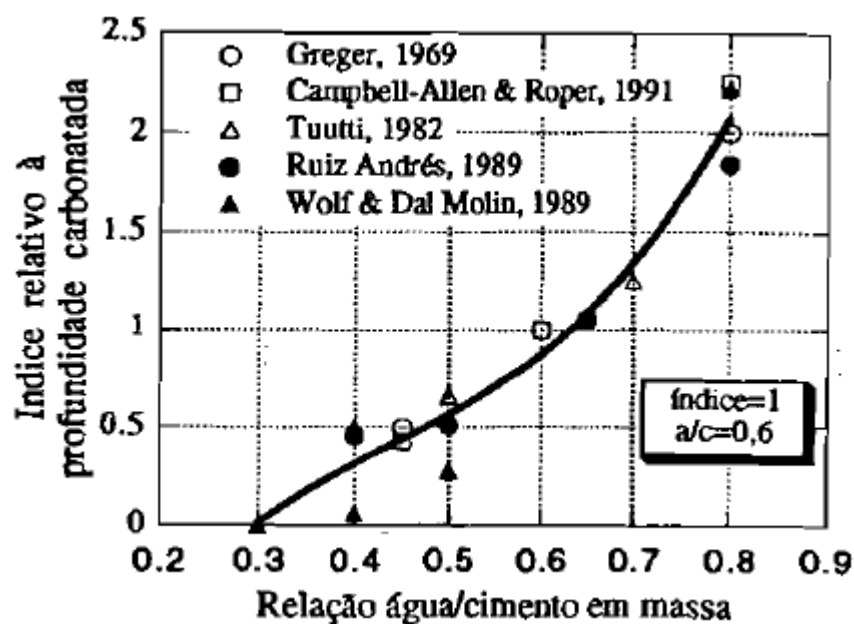


Figura 2.14: Espessura de concreto carbonatado obtida por diversos pesquisadores (HELENE, 1993).

2.3.3.2 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO

É amplamente conhecido que resistência a compressão do concreto está diretamente ligada à relação água/cimento, sendo que quanto maior for esta relação, menor será a resistência a compressão do concreto, devido às condições de compactidade e dimensões dos poros, conforme já abordado anteriormente.

Ho e Lewis (1987) estudaram a relação da profundidade de carbonatação com o tempo, para diferentes resistências do concreto e verificaram que quanto maior a resistência do concreto, menor será a profundidade de carbonatação, conforme apresentado na Figura 2.15. Por sua vez, estudos desenvolvidos por Eklou (2018) apontam que entre os fatores que influenciam a penetração de CO_2 no concreto, a resistência à compressão do concreto é um dos principais.

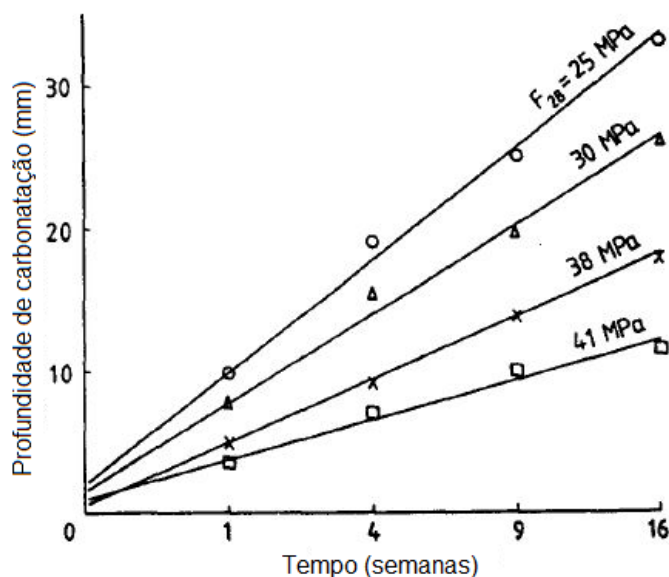


Figura 2.15: Profundidade de carbonatação pela resistência a compressão do concreto, ao longo do tempo (HO e LEWIS, 1987).

2.3.3.3 TIPO DE CIMENTO E ADIÇÕES

Há diversos tipos de cimentos, com diferentes adições e proporções, tais como escórias de alto-forno, pozolana, filer, entre outros materiais, conforme verifica-se na Tabela 2.3, obtidos da Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP (2023).

Tabela 2.3: Tipos de Cimento Portland e suas respectivas adições (ABCP, 2023).

Tipo de cimento	Adições	Sigla
Cimento Portland Comum	Escória, pozolana ou filer (até 5%)	CP I – S 32
		CP I – S 40
Cimento Portland Composto	Escória (3% – 34%)	CP II – E 32
		CP II – E 40
	Pozolana (6% - 14%)	CP II – Z 32
	Filer (6% - 10%)	CP II – F 32
Cimento Portland de Alto Forno	Escória (35% - 70%)	CP III – 32
		CP III – 40
Cimento Portland Pozolânico	Pozolana (15% - 50%)	CP IV – 32
Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	Materiais carbonáticos (até 5%)	CP V - ARI
Cimento Portland de Resistência a Sulfatos	As siglas para estes tipos de cimento são: CP III – 40 RS e CP IV – ARI RS	

Fonte: ABCP (2023).

Diversos trabalhos, entre eles Helene (1993), Vieira *et al.* (2010), Ribeiro *et al.* (2020), demonstram a grande influência do tipo de cimento e adições na profundidade de carbonatação do concreto. Helene (1993) coloca que a substituição do clínquer por adições no cimento Portland reduzem a porosidade, permeabilidade e aumentam a resistência à compressão do concreto, no entanto aumentam a profundidade de carbonatação. Esta condição está relacionada à reserva alcalina, visto que o cimento com maior teor de clínquer possui maiores quantidades de Ca(OH)_2 na solução intersticial. Desta forma, cimentos constituídos com adições pozolânicas, CP III e CP IV, resultam em uma resistência à carbonatação inferior, quando comparados com cimentos sem adições, CP V - ARI e CP II – F, em virtude da baixa reserva alcalina provocada pela reação pozolânica (KULAKOWSKI, 2002; CATUSSO *et al.*, 2016).

2.3.3.4 CONCENTRAÇÃO DE CO_2 NO AMBIENTE

As velocidades de reações que ocorrem na matriz do concreto e que resultam na carbonatação estão diretamente relacionadas à concentração de CO_2 na atmosfera em que a estrutura está inserida.

Trabalhos conduzidos por Uemoto e Takada (1993) envolvendo testemunhos de concreto na concentração de 0,07% de CO_2 , em ambiente natural interno, e envolvendo testemunhos de concreto na concentração de 1% e 10% de CO_2 em testes acelerados; todos em condições de temperatura de 20°C e umidade relativa de 55%, com diferentes relações água/cimento, a fim de verificar a influência da concentração de CO_2 no avanço da frente de carbonatação, apresentam que o aumento da concentração de CO_2 é maior em concretos que possuem maior relação água/cimento, conforme apresentado na Figura 2.16.

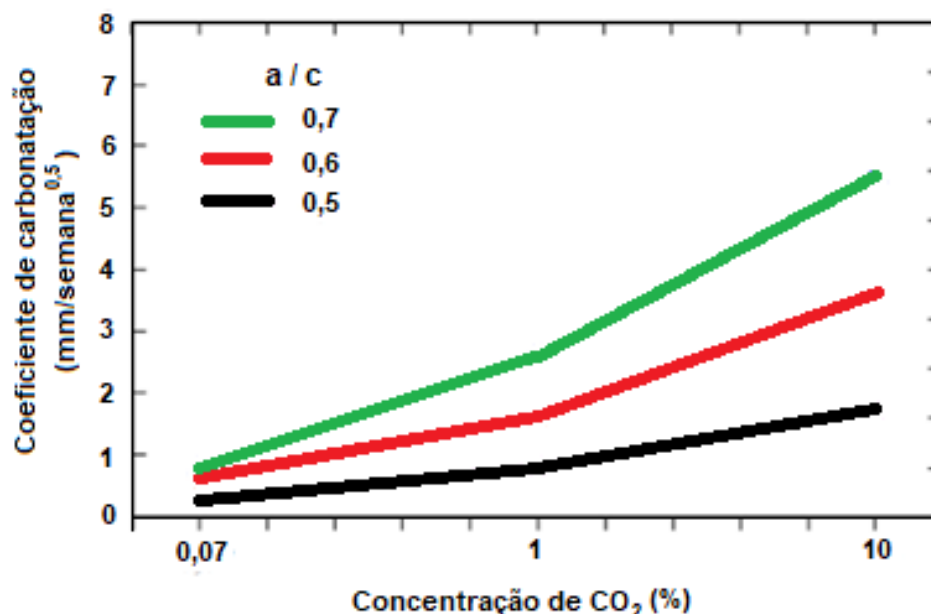


Figura 2.16: Influência do teor de CO₂ no coeficiente de carbonatação (UEMOTO; TAKADA, 1993).

Neste seguimento, Wild *et al.* (1996), Cadore (2008) e Morandea *et al.* (2014) apresentam o efeito da concentração de CO₂ na profundidade de carbonatação cujos resultados são similares aos obtidos por Uemoto e Takada (1993). Entretanto, Cui *et al.* (2015) coloca que a concentração de CO₂ na atmosfera superior a 20% não produz alterações relevantes nas taxas de carbonatação nas estruturas de concreto.

2.3.3.5 UMIDADE RELATIVA

A umidade relativa do ambiente na qual a estrutura está inserida possui relação direta com o grau de saturação dos poros, uma vez que a quantidade de água nos poros condiciona a difusão do CO₂ no concreto (CADORE, 2008).

A reação de carbonatação não ocorre quando a umidade relativa é zero, isto porque não ocorre carbonatação na ausência de água (TUUTTI, 1982). Por sua vez, estudos de Verbeck (1958), Figueiredo e Meira (2013) e Nakada *et al.* (2020) revelam que a difusão de CO₂ é baixa quando os poros estão completamente saturados.

A Figura 2.17 apresenta o efeito da carbonatação com a variação da umidade relativa do ar (VERBECK, 1958; FIGUEIREDO e MEIRA, 2013).

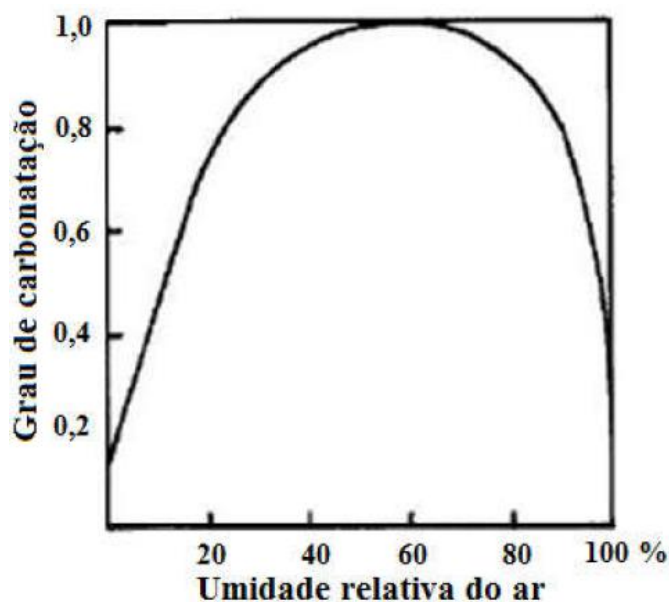


Figura 2.17: Influência da umidade relativa na profundidade de carbonatação (VERBECK, 1958; FIGUEIREDO e MEIRA, 2013).

A umidade relativa está relacionada com a taxa de saturação dos poros, assim, Bakker (1988) apresenta os efeitos de diferentes taxas de saturação, conforme representado na Figura 2.18. Na Figura 2.18 (a) verifica-se que os poros do concreto estão totalmente secos, sem umidade, favorecendo a difusão e acúmulo do CO_2 de forma espontânea na estrutura, no entanto não há reação química com os compostos do cimento. Na Figura 2.18 (b) praticamente não ocorre carbonatação devido ao fato de os poros estarem totalmente saturados, dificultando a difusão do CO_2 na água. Por sua vez, na Figura 2.18 (c) os poros do concreto estão parcialmente saturados de água; também há nos poros CO_2 , que facilitam o desenvolvimento das reações de carbonatação.

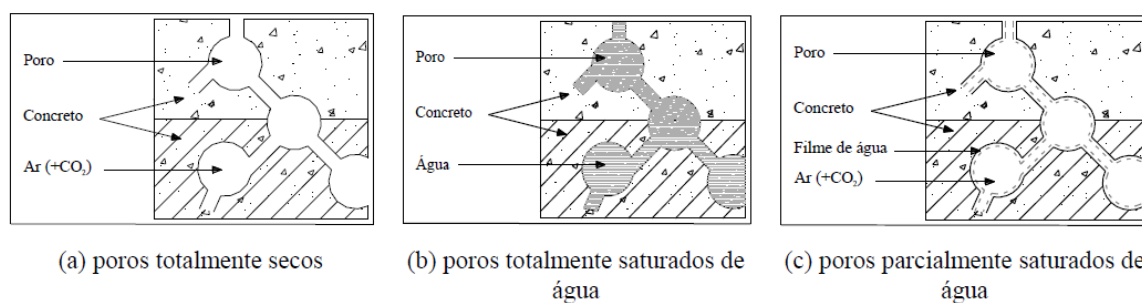


Figura 2.18: Representação da condição de saturação dos poros e difusão de CO_2 no concreto (BAKKER, 1988).

2.3.3.6 FISSURAS

São inúmeras as condições que podem gerar fissuras no concreto armado, podendo ser causadas por processos físicos, químicos ou mecânicos. Cura inadequada, carregamentos excessivos, movimentação do solo, agressividade do ambiente, grande amplitude térmica do local são alguns exemplos que geram fissuras.

As fissuras facilitam a penetração de CO_2 e umidade para o interior da estrutura, criando caminhos preferenciais e colaborando para o avanço da carbonatação de forma mais rápida do que em casos da estrutura não fissurada (HELENE, 1993; FIGUEIREDO, 2005; SILVA, 2007). Desta maneira, fissuras visíveis ou não resultam em carbonatação não uniforme ao longo da estrutura, bem como podem gerar corrosão pontual.

A Figura 2.19 apresenta o processo de penetração de CO_2 na região fissurada do concreto.

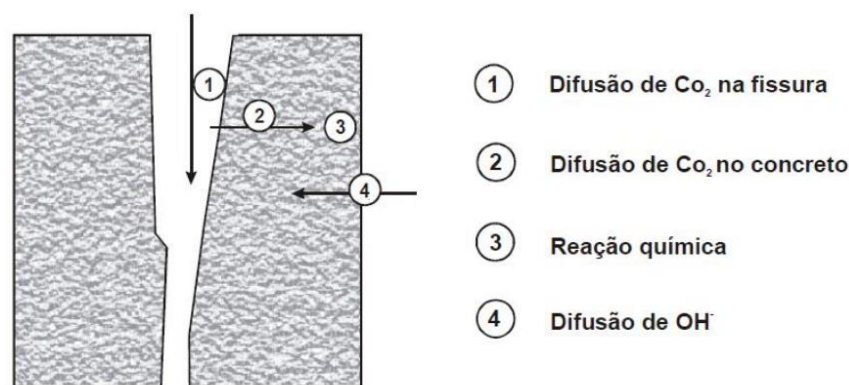


Figura 2.19: Representação do processo de penetração de CO_2 no concreto (FIGUEIREDO, 2005).

2.3.3.7 EFEITO DA EXPOSIÇÃO AO AMBIENTE E PROTEÇÃO CONTRA CHUVAS

As condições de exposição ao ambiente que a estrutura está inserida fazem grande influência na taxa de carbonatação. Deste modo, saber as condições do clima do local é fator preponderante para inibir os efeitos da carbonatação.

O clima é representado pelo conjunto de critérios como temperatura, precipitação, umidade relativa, radiação solar, direção predominante dos ventos,

entre outros aspectos. O microclima em que a estrutura está inserida também age de modo a criar condições de acesso aos agentes agressivos na superfície do concreto, como exemplo a localização do elemento estrutural na estrutura (externo ou interno ao imóvel), exposição à chuva (protegido ou não) e contato com o solo. Desta maneira, tomando como exemplo um imóvel residencial, há diferença de frente de carbonatação verificada a partir da superfície exposta ao ambiente e a superfície interna de uma garagem, cuja explicação se deve à concentração CO_2 , que tende a ser maior no ambiente interno do que no ambiente externo.

Um dos primeiros estudos relativos à influência do ambiente de exposição do concreto e a profundidade de carbonatação foi apresentado por Meyer (1969), que analisou a superfície do concreto em condições de ambiente úmido e submerso, superfície externa horizontal em clima úmido, concreto em ambiente externo desprotegido da chuva e neve, concreto em ambiente interno exposto, bem como em ambiente externo protegido da chuva e neve. O autor obteve como resultado que em ambiente úmido/submerso e em superfície horizontal de ambiente úmido a profundidade de carbonatação é baixa quando comparada com as demais condições. Verificou ainda que a profundidade de carbonatação é alta em condições de ambiente interno e em ambiente externo protegido da chuva e da neve. Diante dos resultados obtidos o autor propôs um modelo de profundidade de carbonatação para o tipo de ambiente, que pode ser verificado na Figura 2.20.

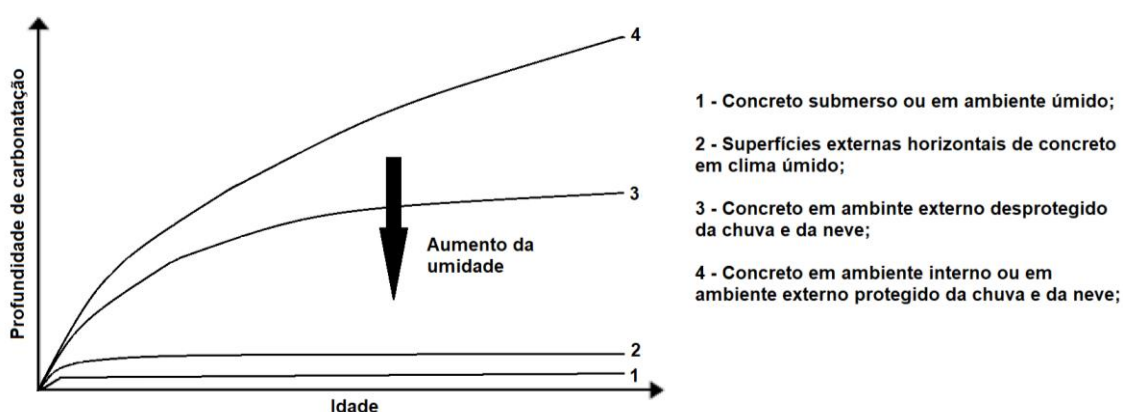


Figura 2.20: Efeito da condição de exposição na carbonatação segundo modelo proposto por Meyer (1969).

Pesquisas realizados por Schiessl (1988) apresentam que a profundidade de carbonatação medida em superfícies de estruturas exposta ao ambiente equivale a 60% quando comparados com superfícies estruturais internas.

Mehta *et al.* (1992) apud Helene (1993) pontuam que o efeito da carbonatação em concreto em ambiente de laboratório, em ambiente protegido de chuvas e em ambiente exposto a intempéries, sob condições de temperatura de 20°C e umidade relativa de 65%, possuem taxa de carbonatação em uma relação de 1: 0,7: 0,2, respectivamente.

2.3.3.8 COBRIMENTO DE CONCRETO

Estabelecer um cobrimento adequado é um ponto fundamental para assegurar uma estrutura duradoura frente aos fenômenos deletérios. Com este propósito a norma ABNT NBR 6118, em todas as suas versões (inclusive na NB - 1), estabelece parâmetros mínimos a serem atendidos pelo projetista para adotar o cobrimento do concreto nos desenvolvimentos dos projetos estruturais. Os parâmetros que devem ser obedecidos são relacionados:

- classe de agressividade ambiental em que a estrutura está inserida;
- concreto utilizado na execução, podendo ser escolhido segundo a relação água/cimento ou a classe de resistência à compressão;
- ao tipo de estrutura, isto é, se a estrutura será de concreto armado ou concreto protendido;
- elemento estrutural, que são divididos em lajes, vigas, pilares ou elementos de fundação;

É importante ressaltar que caso vigas e lajes recebam revestimentos secos, como carpetes ou madeira, ou mesmo pisos cerâmicos ou asfálticos, a espessura do cobrimento estabelecida em norma pode ser diminuída. Isto se deve ao fato de haver uma barreira física que protege o elemento estrutural da ação de fenômenos deletérios do ambiente.

É de amplo conhecimento que o cobrimento de concreto sobre a armadura age como uma proteção física e química para as armaduras. A proteção física se deve ao fato de proteger as armaduras de impactos e choques que ocorrem por fatores externos, bem como contra umidade e agentes agressivos do meio ambiente, como dióxido de carbono, sulfetos e cloretos. A proteção química ocorre

devido ao meio alcalino do concreto que envolve a armadura. A alcalinidade do concreto ocorre em função das reações de hidratação dos componentes do cimento e dos silicatos de cálcio (C_2S e C_3S) que resultam em hidróxidos de cálcio ($Ca(OH)_2$), que podem chegar a até 25% da massa de cimento (COUTO, 2017). Desta forma, o papel do cobrimento de concreto é de suma importância, devido a sua proteção física e química.

2.3.3.9 TEMPERATURA

Sanjuán (1992) coloca que o aumento de temperatura favorece o processo de difusão de CO_2 na estrutura, intensificando o fenômeno da carbonatação e desestabilizando a película passivadora do concreto. Callister (2002) apud Carmona (2005) e Kazmierczak (1995) apresentam que a temperatura provoca um aumento das velocidades das reações químicas e da difusão do CO_2 , devido à formação de vapor d'água nos poros do concreto.

Outros estudos colocam que não são constatadas aceleração da velocidade de carbonatação para temperaturas entre 20 e 45°C, sendo que a difusão nesta faixa de temperatura não é significativa (PAPADAKIS *et al.*, 1991; PETER *et al.*, 2008).

Por sua vez, Possan (2010) pontua que a temperatura possui pequena influência na carbonatação no período de iniciação da corrosão, no entanto age com grande influência no período de propagação, uma vez que afeta diretamente a taxa de corrosão da armadura.

A temperatura é decisiva na taxa de corrosão da armadura, visto que as reações químicas e eletroquímicas são aceleradas com o aumento da temperatura (ROSTAM, 2005).

2.4 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL NA NORMA BRASILEIRA

Parâmetros de vida útil e durabilidade em estruturas de concreto são relativamente recentes na norma ABNT NBR 6118. De início esta norma era chamada de Norma Brasileira (NB – 1), publicada em 1940, e trata principalmente de esforços solicitantes, esforços resistentes, disposições construtivas, materiais envolvidos na construção, métodos de execução e demais aspectos relacionados

ao concreto armado; porém sem abordar aspectos de vida útil e durabilidade. Entretanto, a NB – 1 apresenta as espessuras de cobrimentos dos elementos estruturais, como observa-se na Tabela 2.4, os quais estão relacionados diretamente à durabilidade, conforme tratado em tópicos anteriores.

Tabela 2.4: Cobrimento mínimo por elemento estrutural

Elemento estrutural	Cobrimento (cm)
Lajes e paredes no interior de edifícios ^a	1
Lajes e paredes expostos ao ambiente externo	1,5
Vigas, pilares e arcos no interior de edifícios ^a	1,5
Vigas, pilares e arcos expostos ao ambiente externo	2
Peças em contato com o solo ^b	2

^a - Pode-se permitir 0,5 cm de cobrimento nos elementos estruturais internos da edificação, caso seja realizado emboço;
^b - Caso o solo não seja rochoso deverá ser lançado concreto magro sobre o solo, com espessura mínima de 5 cm.

Fonte: NB – 1 (1940).

A norma NB – 1 foi atualizada 1960 apresentam avanços significativos nas diretrizes, sobretudo referentes aos dimensionamentos dos elementos estruturais e aos demais aspectos de concreto armado, porém não são apresentados aspectos de vida útil e durabilidade.

Ocorreu nova atualização da norma NB – 1 em 1978, porém logo em 1980 a referida norma foi substituída pela ABNT NBR 6118. Esta, por sua vez, introduz durabilidade e estabelece que caso a estrutura seja inserida em ambiente agressivo, devem ser observados condições de escolha do material, relação água/cimento e consumo mínimo de cimento. Ademais, são abordadas condições de cobrimento mínimo de acordo com diâmetro da armadura e em contato com meio agressivo, conforme apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5: Cobrimento segundo a norma ABNT NBR 6118 (1980).

Condição de exposição do elemento estrutural	
I. Concreto revestido com argamassa de 1,0 cm	
Elemento estrutural	Cobrimento (cm)
Lajes no interior de edifícios	0,5
Paredes no interior de edifícios	1
Lajes e paredes expostos ao ambiente externo	1,5
Vigas, pilares e arcos no interior de edifícios	1,5
Vigas, pilares e arcos expostos ao ambiente externo	2
II. Concreto aparente	
No interior de edifícios	2
No ambiente externo	2,5
Concreto em contato com o solo ^a	3
Concreto em meio fortemente agressivo	4

^a - Caso o solo não seja rochoso deverá ser lançado concreto simples sobre o solo, com consumo mínimo de 250kg de cimento por metro cúbico, e espessura mínima de 5 cm.

Fonte: ABNT NBR 6118 (1980).

Conceitos de vida útil e durabilidade são apresentados na atualização da norma de 2003. Além disso, a classe de agressividade do ambiente, concreto utilizado na execução, tipo de estrutura (concreto armado ou protendido) e elemento estrutural (viga, pilar e laje) devem ser observados para adotar o cobrimento, conforme verifica-se nas Tabela 2.6 a Tabela 2.8.

Tabela 2.6: Classes de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1 2}	Pequeno
III	Forte	Marina ¹ Industrial ^{1 2}	Grande
IV	Muito Forte	Industrial ^{1 3} Respingo de maré	Elevado

¹ - Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

² - Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³ - Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2003).

Tabela 2.7: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ¹	Tipo ^{2 3}	Classe de agressividade (Tabela 2.6)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C 20	≥ C 25	≥ C 30	≥ C 40
	CP	≥ C 25	≥ C 30	≥ C 35	≥ C 40

¹ - O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

² - CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

³ - CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2003).

Tabela 2.8: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 2.6)			
		I	II	III	IV ³
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ²	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹	Todos	30	35	45	55

¹ - Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

² - Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³ - Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2003).

Na atualização de 2014, conceitos de vida útil e durabilidade são mantidos, bem como diretrizes para adotar o cobrimento do concreto. Ademais, são acrescentados na tabela de determinação do cobrimento os elementos estruturais em contato com o solo, para concreto armado, e lajes, para concreto protendido, conforme apresentado na Tabela 2.9. Adicionalmente, esta atualização coloca que os cobrimentos obtidos da tabela abaixo podem ser reduzidos em até 5mm caso a classe de resistência do concreto seja superior ao mínimo exigido na norma.

Tabela 2.9: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 2.6)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d		30	40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

^a - Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b - Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c - Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d - No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Com relação à última atualização da norma, de 2023, não há alterações no que diz respeito a vida útil e durabilidade, bem como não há modificação nos parâmetros para adotar o cobrimento das peças estruturais.

Conforme verifica-se nas primeiras publicações da norma, NB – 1, apesar de não existirem referências a durabilidade, vida útil e fenômenos deletérios do concreto, existia a preocupação no meio técnico com o cobrimento das estruturas, visto as diferenças de espessuras de cobrimentos de elementos internos e expostos ao ambiente. Deste modo, projetistas que adotassem as condições da norma, mesmo sem nenhum conhecimento de durabilidade, vida útil ou até

mesmo de patologias do concreto, já garantiam uma estrutura mais resistente aos fenômenos deletérios do meio ambiente.

Com relação a norma ABNT NBR 6118, sobretudo com a atualização de 2003, é expressivo o avanço de aspectos de vida útil, durabilidade e parâmetros para determinar o cobrimento frente ao meio ambiente. Além disso, avanços pontuais e significativos são apresentados na atualização de 2014, sem nenhuma modificação das condições na atualização de 2023.

De qualquer modo, apesar da norma apresentar parâmetros de dimensionamento consolidados, deve ser amadurecida a relação entre o concreto armado e os fenômenos deletérios. Além disso, apesar do fenômeno da carbonatação ser amplamente estudado no meio acadêmico, faltam diretrizes e normativos para aplicação em casos técnicos do dia a dia, para projetistas, construtores e demais engenheiros da área.

2.5 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL EM NORMAS INTERNACIONAIS

Com relação a normativos e diretrizes, há vasta literatura internacional que trata sobre o assunto, merecendo destaque: CEB-FIP *Model Code* 90 (1993), FIB *Bulletin* n°34 (2006), PCA - *Design and Control of Concrete Mixtures* (2011), ISO 13823 – *Principles on the Design of Structures for Durability* (2008), FIB *Model Code* 2010 (2010) e ISO 16240 - *Durability — service life design of concrete structures* (2012). Com relação às duas últimas citações, ambas dividem as estruturas de concreto armado em 4 classes possuindo a VUP conforme apresentado na Tabela 2.10.

Tabela 2.10: Vida útil de projeto recomendada pela ISO 16240.

Classe	Vida útil de Projeto Nominal (anos)	Condições da construção
1	1 a 5	Estruturas temporárias
2	25	Elementos estruturais substituíveis, por ex. vigas de pórticos e rolamentos.
3	50	Edifícios e outras estruturas comuns
4	100 ou mais	Edifícios monumentais e outras estruturas especiais ou importantes, grandes pontes

Fonte: ISO 16240 (2012).

Um fluxograma de tomada de decisões foi desenvolvido pela FIB *Model Code* 2010 para auxiliar técnicos e engenheiros para desenvolver projeto de uma estrutura de concreto armado sob a óptica da VUP, sendo apresentado na Figura 2.21.

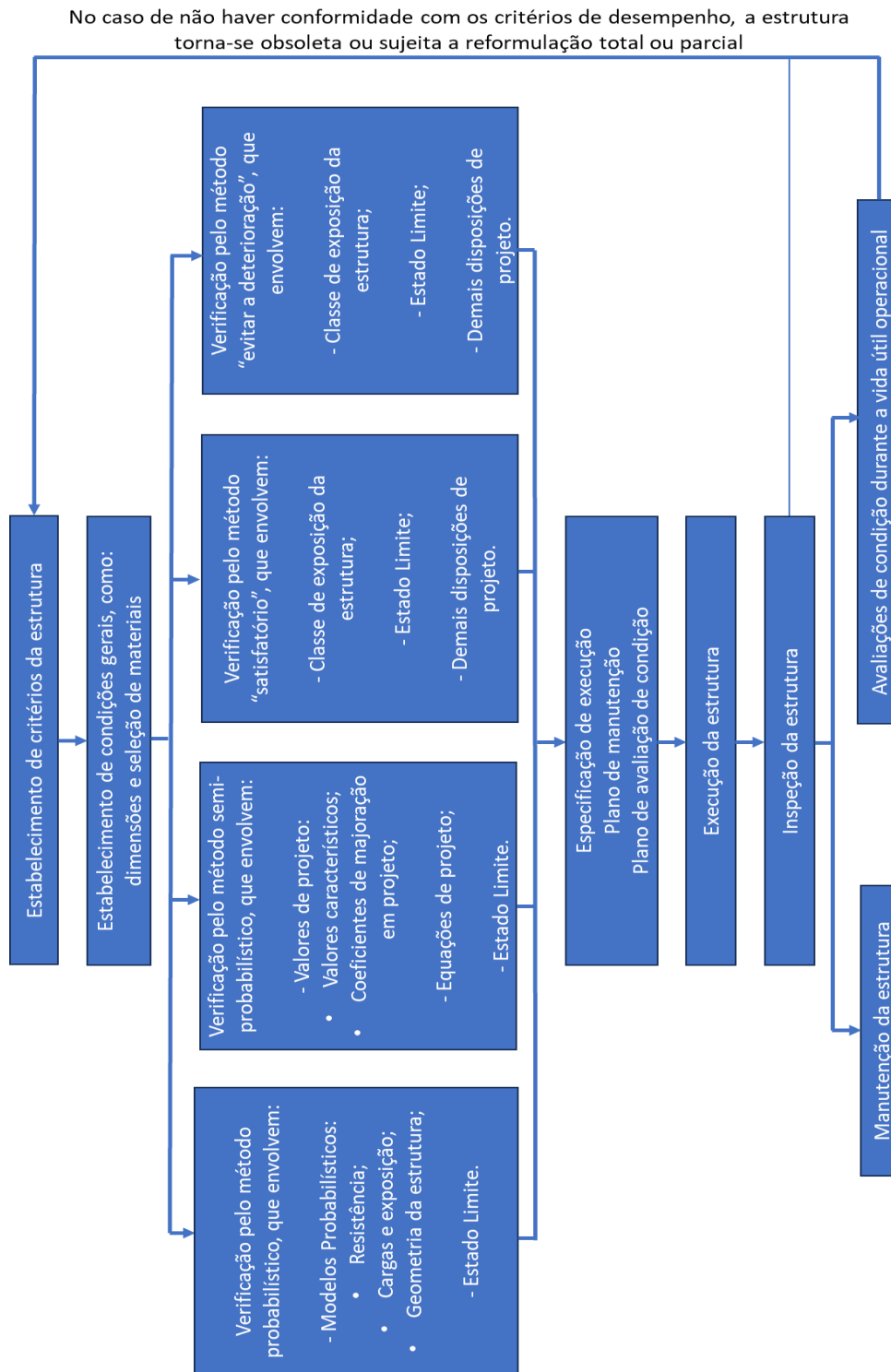


Figura 2.21: Fluxograma para o desenvolvimento de VUP de uma estrutura (FIB *Model Code* 2010, 2010).

Em se tratando do efeito da carbonatação, a abordagem pelo método probabilístico condiciona que todas as variáveis envolvidas no processo, i.e., fator água/cimento, resistência do concreto, concentração de CO_2 , cobrimento da peça estrutural, entre outras condições, são tratadas por métodos probabilísticos. Além disso, os parâmetros relacionados aos modelos utilizados e às incertezas envolvidas no processo devem ser quantificadas por meio de testes, observações e/ou condições informadas por *experts* da área.

A verificação pelo método semi-probabilístico utiliza condições semelhantes às condições abordadas do método probabilístico, no entanto, para determinadas condições, são utilizados coeficientes de ponderação que estão relacionados ao tempo decorrido de análise. Deste modo, devem ser verificadas se as características de projetos, como: dimensões dos elementos estruturais, materiais envolvidos e ações que agem sobre a estrutura, não atinjam uma confiabilidade alvo, valor limite para atingir o Estado Limite de Durabilidade (ELD), definido pela norma ISO 13823:2008.

O método considerado “satisfatório” é um conjunto de parâmetros e condições que garantem que as condições de projeto não atinjam o ELD. Para isso, este método leva em consideração as dimensões dos elementos estruturais, seleção dos materiais, classe de agressividade do ambiente, fator água/cimento, classe de resistência do concreto, entre outros aspectos. No que diz respeito a durabilidade, apesar de não serem citadas condições de ELD, as condições apresentadas na norma ABNT NBR 6118 de 2023 encontram-se no método considerado “satisfatório”.

A verificação pelo método de “evitar a deterioração” implica em uma condição que o processo de deterioração não ocorra devido a aplicação de revestimento ou membrana sobre a superfície estrutural, utilização de metais não reagente (aço inoxidável) ou agregados não reativos, entre outros aspectos de projeto. Um exemplo para ilustrar tal condição é a face superior de uma laje em balanço exposta ao meio ambiente, sem fissuras e protegido por: argamassa de regularização da laje, argamassa de assentamento de revestimento e revestimento sobre o elemento estrutural.

2.6 MODELOS MATEMÁTICOS DE PREVISÃO DA FRENTE DE CARBONATAÇÃO

Como já apresentado ao longo deste trabalho, a vida útil de projeto de uma estrutura de concreto armado pode ser definida pelo tempo necessário para que a frente de carbonatação atinja a armadura no interior do concreto. Diversos autores nacionais (HELENE, 1993; DA SILVA, 1998, ANDRADE, 2001; POSSAN, 2010) e internacionais (MORINAGA, 1990; YAMAMOTO, 1995; CEB 238; PAPADAKIS, VAYENAS e FARDIS, 1991^a, EHE, 2008; EKOLU, 2018) se dedicaram a estudar o fenômeno e desenvolveram modelos para previsão da profundidade de carbonatação em estruturas de concreto.

De modo geral, ainda é um grande desafio estabelecer um modelo apropriado e preciso envolvendo todos os fatores e interações que agem na estrutura e no meio ambiente (POSSAN, 2010). Os modelos que levam em consideração maiores quantidades de parâmetros descritivos, como: tipo de cimento, resistência do concreto, umidade relativa, concentração de CO₂, entre outros, apresentam resultados mais condizentes com a realidade. Em contrapartida, exigem maior quantidade de dados e informações que, em muitas situações, são difíceis de se obter na prática cotidiana da engenharia.

A maioria desses modelos propostos se baseia no modelo inicial idealizado por Tuutti (1982), que considera dois períodos para o processo de degradação por corrosão, o período de iniciação e período de propagação.

O tempo de vida útil de projeto corresponde ao período da estrutura recém-construída até o momento que a frente de carbonatação atinge a armadura, desestabilizando a película protetora do aço, tornando a estrutura propícia a sofrer corrosão. Este período equivale ao período de iniciação da corrosão, proposto por Tuutti.

A equação (6) representa o modelo de Tuutti (1982) para a determinação da espessura da profundidade de carbonatação:

$$e = k_{CO_2} \cdot \sqrt{t} \quad (6)$$

Em que:

e = espessura da profundidade de carbonatação, em mm;

t = tempo de exposição, em anos;

k_{CO_2} = coeficiente de carbonatação, em $mm/ano^{0,5}$ (NEVILLE, 1997), o qual leva em consideração as características do concreto e condições ambientes da difusão de CO_2 .

Neste trabalho é abordado o período de iniciação da corrosão, a partir da determinação da espessura da frente de carbonatação por meio de modelos de previsão já publicados na literatura. Trabalhos destinados aos processos e modelos de propagação da corrosão, seja por carbonatação ou por cloretos, podem ser encontrados nos estudos de Clifton (1990), Andrade (2005), Ramos (2020), entre outros autores.

A seguir, são apresentados os modelos de previsão abordados neste trabalho.

2.6.1 MODELO DE VESIKARI

Vesikari (1988) foi um dos precursores no desenvolvimento de um modelo de profundidade de carbonatação. Seu estudo baseou-se na determinação da constante de carbonatação “ k ”, apresentada na equação (7), que por sua vez utiliza a equação proposta por Tuutti - equação (6), para obter a profundidade de carbonatação.

$$k = 26. (ac - 0,3)^2 + 1,6 \quad (7)$$

Em que:

ac = fator água/cimento – com intervalo de $0,45 < ac < 0,75$;

O autor coloca que, caso a estrutura esteja situada em ambiente externo desprotegido de chuvas, a constante “ k ” deve ser multiplicada por 4. O modelo de Vesikari limita-se à utilização para o intervalo de fator de água/cimento de 0,45 a 0,75.

2.6.2 MODELO DE BOB E AFANA

Bob e Afana (1993) desenvolveram um modelo para determinação da profundidade de carbonatação que relaciona as concentrações de umidade relativa do ambiente, de CO_2 e tipo de cimento utilizado, cujos coeficientes para estas três variáveis são tabelados. Além disso o modelo leva em consideração a resistência à compressão do concreto e o tempo decorrido, conforme pode ser verificado na equação (8).

$$y = 150 \cdot \left(\frac{c \cdot k \cdot d}{f_c} \right) \cdot \sqrt{t} \quad (8)$$

Em que:

y = é a profundidade de carbonatação

c = coeficiente relacionado ao tipo de cimento;

k = coeficiente relativa à umidade relativa do ar;

f_c = Resistência à compressão do concreto (MPa);

d = coeficiente relacionado a quantidade de CO_2 .

As Tabela 2.11 a Tabela 2.13 apresentam os coeficientes relacionados à formulação de Bob e Afana.

Tabela 2.11: Valores de coeficientes relacionados à umidade relativa do ambiente.

Umidade Relativa	k
UR ≤ 60	1,0
70 ≤ UR ≤ 75	0,7
80 ≤ UR ≤ 85	0,5
UR > 90	0,3

Fonte: BOB e AFANA (1993).

Tabela 2.12: Valores de coeficientes relacionados à concentração de CO_2 .

Quantidade de CO_2	d
$\text{CO}_2 \leq 0,03\%$	1,0
$0,03\% < \text{CO}_2 \leq 0,1\%$	2,0

Fonte: BOB e AFANA (1993).

Tabela 2.13: Valores de coeficientes relacionados ao tipo de cimento.

Tipo de cimento	c
Cimento Portland (CP40 e CP 45)	0,8
Cimento Portland (CP50 e CP 55)	1,0
Cimento Portland + 15% de adições	1,2
Cimento Portland + 30% de adições	1,4
Cimento Portland + 50% de adições	2,0

Fonte: BOB e AFANA (1993).

2.6.3 MODELO DE HELENE

Helene (1993) pesquisou amplamente os fatores que afetam a durabilidade do concreto, sobretudo os fenômenos deletérios que causam a corrosão. O autor desenvolveu um ábaco, apresentado na Figura 2.22, que determina o cobrimento das armaduras de estruturas expostas à carbonatação, em função da vida útil de projeto e da resistência do concreto.

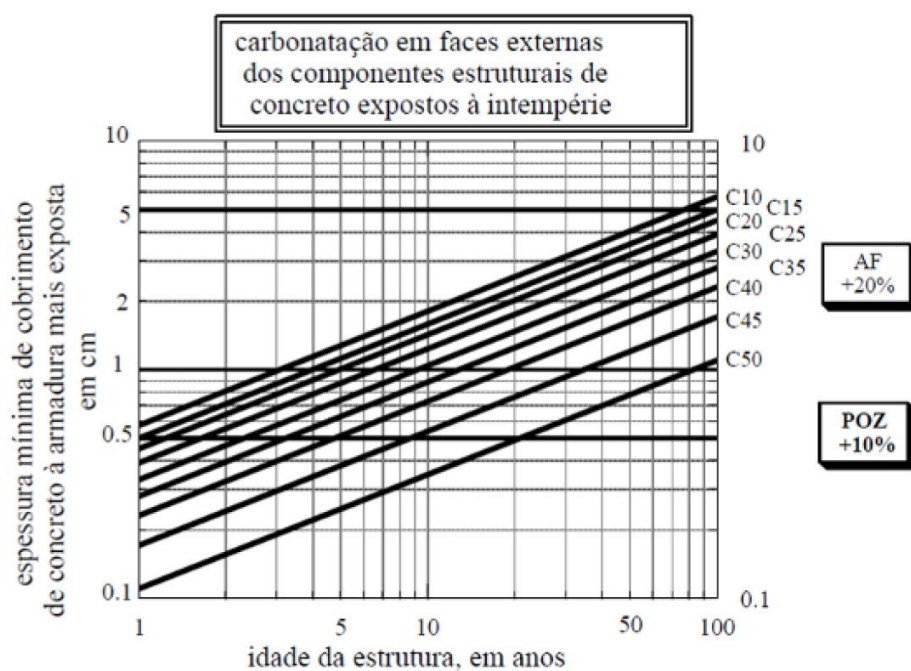


Figura 2.22: Ábaco de obtenção da espessura de cobrimento da estrutura, levando em consideração o tipo de concreto e a vida útil de projeto desejada (HELENE, 1993).

A partir dos estudos desenvolvidos por Helene (1993), Carmona (2005) deduziu os valores de K_{co_2} para cada tipo de concreto, levando em consideração a vida útil de projeto, o cobrimento e a equação formulada por Tuutti (1982). Deste

modo, o referido autor verificou que o coeficiente K_{co_2} pode ser obtido pela equação (9):

$$K_{co_2} = 6,7882 - 0,1131 \cdot f_{ck} \quad (9)$$

Em que:

K_{co_2} = coeficiente de carbonatação ($mm/ano^{0,5}$);

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto (MPa).

Carmona (2005) coloca que a utilização de cimentos com adições pozolânicas e cimentos com escórias de alto forno apresentam profundidade de carbonatação 10 e 20% maiores, respectivamente, quando comparados com a profundidade de carbonatação proveniente de cimento Portland comum. Deste modo, as equações para obtenção de K_{co_2} são apresentadas a seguir.

$$K_{co_2_{AF}} = 1,2 \cdot (6,7882 - 0,1131 \cdot f_{ck}) \quad (10)$$

$$K_{co_2_{POZ}} = 1,1 \cdot (6,7882 - 0,1131 \cdot f_{ck}) \quad (11)$$

Em que:

$K_{co_2_{AF}}$ = coeficiente de carbonatação para cimentos de alto forno ($mm/ano^{0,5}$);

$K_{co_2_{POZ}}$ = coeficiente de carbonatação para cimentos pozolânicos ($mm/ano^{0,5}$).

Generalizando as expressões acima para outras concentrações de CO_2 do ambiente, obtêm-se as seguintes equações para cimento Portland comum, cimento com escória de alto forno e cimento pozolânico, respectivamente:

$$K_{co_2} = (21,46617 - 0,35765 \cdot f_{ck}) \cdot \sqrt{CCO_2} \quad (12)$$

$$K_{co_2_{AF}} = 1,2 \cdot (21,46617 - 0,35765 \cdot f_{ck}) \cdot \sqrt{CCO_2} \quad (13)$$

$$K_{co_2_{POZ}} = 1,1 \cdot (21,46617 - 0,35765 \cdot f_{ck}) \cdot \sqrt{CCO_2} \quad (14)$$

Em que:

CCO_2 = concentração de CO_2 (%).

2.6.4 MODELO EHE - 08

O modelo EHE – 08 (2010), elaborado pelo corpo técnico espanhol – *Instrucción de Hormigón Estructural*, possibilita obter o tempo necessário para que a frente de carbonatação atinja as armaduras, conforme equação (15).

$$t = \left(\frac{d}{k_c} \right)^2 \quad (15)$$

Em que:

t = tempo, em anos;

d = cobrimento ou profundidade de análise, em mm;

O coeficiente de carbonatação k_c é obtido da seguinte maneira:

$$k_c = c_{env} \cdot c_{air} \cdot a \cdot f_{cm}^b \quad (16)$$

Em que:

f_{cm} = resistência média à compressão do concreto, em MPa, representada pela resistência a compressão do concreto mais 8 unidades de resistência;

c_{env} = coeficiente relacionado à exposição ao meio ambiente, cujos parâmetros são colocados na Tabela 2.14;

c_{air} = coeficiente relacionado ao ar ocluso, cujos parâmetros são colocados na Tabela 2.15;

a e b = são coeficientes relacionados às adições ao cimento, conforme valores relacionados na Tabela 2.16.

Tabela 2.14: Valores adoptados para c_{env} .

Ambiente	c_{env}
Protegido da chuva	1,0
Exposta à chuva	0,5

Fonte: EHE (2010).

Tabela 2.15: Valores adotados para c_{air} .

Ar ocluso	c_{air}
< 4,5 %	1,0
≥ 4,5 %	0,7

Fonte: EHE (2010).

Tabela 2.16: Valores adotados para a e b .

Adições ao cimento	Nomenclatura para o cimento	a	b
Cimento Portland sem adições	CEM I	1.800	-1,7
	CEM II / A		
	CEM II / B-S		
	CEM II / B-L		
	CEM II / B-LL		
	CEM II / B-M		
	CEM / V		
Cimento Portland com 28% de cinzas volantes	CEM II / B-P	360	-1,2
	CEM II / B-V		
	CEM IV / A		
	CE, IV / B		
Cimento Portland com 9% de sílica ativa	CEM II / A-D	400	-1,2
Cimento Portland com 65% com escória de alto forno	CEM III / A	360	-1,2
	CEM III / B		

Fonte: EHE (2010).

A equivalência dos tipos de cimentos utilizados na Espanha e no Brasil é apresentada na Tabela 2.17.

Tabela 2.17: Alguns dos tipos de cimentos espanhóis e seus respectivos cimentos brasileiros.

Tipos de cimentos utilizados na Espanha	Equivalência aos cimentos brasileiros
CEM I	CP I e CP V ARI
CEM II / A-L	CP II F
CEM II / A	CP II E
CEM II / B-V	CP II Z
CEM III / A	CP III
CEM IV / A e CEM IV / B	CP IV

Fonte: elaborado pelo autor.

2.6.5 MODELO DE POSSAN

Possan (2010) estudou de forma ampla o fenômeno da carbonatação, sobretudo em território nacional. A autora propôs um modelo matemático de estimativa de profundidade de carbonatação e previsão de vida útil de projeto, resultado de profunda pesquisa sobre o fenômeno, ajuste de dados considerando leis físico-químicas, simulações matemáticas e com base em conhecimento de renomados experts (grupo focal) da área de engenharia patológica. Desta maneira, assim como o modelo proposto por Helene, o modelo proposto pela autora é fortemente estudado e utilizado no âmbito nacional.

Os parâmetros de entrada utilizados no modelo proposto são a resistência a compressão, idade do concreto, tipo de cimento, concentração de CO₂ do ambiente, entre outras variáveis, cuja expressão é apresentada na equação (17).

$$e_c = k_c \cdot \left(\frac{20}{f_c}\right)^{k_{fc}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{0,5} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{1,5}}{40 + f_c} \right) + \left(\frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{0,5}}{60 + f_c} \right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,68)^2}{100 + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce} \quad (17)$$

Em que:

e_c = profundidade de carbonatação média, em mm;

f_c = resistência à compressão axial do concreto, em MPa;

k_c = fator variável referente ao tipo de cimento empregado;

k_{fc} = fator variável referente à resistência à compressão axial do concreto, em função do cimento utilizado;

t = idade do concreto, em anos;

ad = teor de adição pozolânica no concreto, em % em relação à massa de cimento;

k_{ad} = fator variável referente às adições pozolânicas do concreto – sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz – em função do tipo de cimento utilizado;

UR = umidade relativa média, em %;

k_{UR} = fator variável referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento utilizado;

CO_2 = teor de dióxido de carbono da atmosfera, em %;

k_{CO_2} = fator variável referente ao teor de CO_2 do ambiente, em função do tipo de cimento utilizado;

k_{ce} = fator variável referente à exposição à chuva, em função das condições de exposição da estrutura.

Os coeficientes k_c , k_{fc} , k_{ad} , k_{CO_2} , k_{UR} e k_{ce} são apresentadas nas Tabela 2.18 e Tabela 2.19. É importante ressaltar que estes coeficientes dependem do tipo de cimento, características do concreto, condições ambientais e condições de exposição da estrutura.

Tabela 2.18: coeficientes do modelo em função das características do concreto e do ambientais.

Tipo de cimento	Características do Concreto			Condições Ambientais	
	Cimento	f_c	Adições	CO_2	UR
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{CO_2}	k_{UR}
CP I	19,80	1,70	0,24	18,00	1300
CP II E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300
CP III	30,50	1,70	0,32	15,50	1300
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000
CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300

Fonte: Possan (2010).

Tabela 2.19: Coeficientes do modelo em função das condições de exposição.

Condições de exposição da estrutura	
Proteção à chuva	k_{ce}
Ambiente interno protegido da chuva	1,30
Ambiente externo protegido da chuva	1,00
Ambiente externo desprotegido da chuva	0,65

Fonte: Possan (2010).

2.6.6 MODELO DE EKOLU

Ekolu (2018) é um pesquisador sul-africano que propõe um modelo matemático para a profundidade de carbonatação que envolve diversas variáveis, entre elas: umidade relativa, temperatura do ambiente, condição de exposição da estrutura, concentração de CO₂, resistência a compressão do concreto, período de análise (tempo) e o tipo de cimento. A formulação proposta foi desenvolvida e calibrada a partir de 163 conjuntos de dados de carbonatação, obtidos ao longo de 10 anos de estudo. Desta forma, o modelo de Ekolu é apresentado na equação (18).

$$d = e_h \cdot e_s \cdot e_{co} \cdot 1000 \cdot F_{c(t)}^g \cdot \sqrt{t} \quad (18)$$

Em que:

d = profundidade de carbonatação, em mm;

e_h = coeficiente relacionada à umidade relativa; a qual é obtida pela equação (19).

$$e_h = 16 \cdot \left(\frac{UR - 35}{100} \right) \cdot \left(1 - \frac{UR}{100} \right)^{1,5} \rightarrow 50\% \leq UR \leq 80\% \quad (19)$$

UR = Umidade relativa, em %. É observado nos estudos realizados pelo autor que há um intervalo limite desta variável, cujos valores devem operar na margem igual ou superior a 50% e igual e inferior a 80%;

e_s = coeficiente relacionada à condição de exposição, cujo valor é obtido pela equação (20).

$$e_s = \begin{cases} 1,0 \rightarrow \text{Exposição externa protegida} \\ f_{c28}^{-0,2} \rightarrow \text{Exposição externa desprotegida} \end{cases} \quad (20)$$

e_{co} = coeficiente relacionado a concentração de CO₂, que por sua vez está relacionado à resistência à compressão do concreto aos 28 dias, dado pela equação (21).

$$e_{co} = \begin{cases} \alpha \cdot f_{c28}^r \rightarrow 20 < f_c < 60 \text{ MPa} \\ 1,0 \rightarrow f_c \geq 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad (21)$$

α e r são coeficientes de correção relacionados à concentração de CO₂, cujos valores são apresentados Tabela 2.20

Tabela 2.20: Coeficientes relacionados a concentração de CO₂ para obtenção de e_{co} .

Coeficientes	Concentração de CO ₂ da atmosfera (ppm)				
	200	300	500	1000	2000
α	1,40	1,00	2,50	4,50	14,00
r	-0,25	0,00	-0,25	-0,40	-0,67

Fonte: Eklou (2018).

$F_{c(t)}$ = equação de crescimento da resistência do concreto, em função do tempo, relacionado na equação (22).

$$F_{c(t)} = \frac{t}{a+b \cdot t} \cdot f_c \quad f_c = f_{c28} \text{ ou } f_{cbn} \quad (22)$$

Em que:

t = tempo decorrido de exposição do concreto, em anos;

Os coeficientes “a” e “b”, são apresentados na Tabela 2.21.

Tabela 2.21: Coeficientes relacionados ao tempo.

Resistência à compressão do concreto	Idade do concreto	a	b
f_{c28}	$t < 6 \text{ anos}$	0,35	$0,6 - t^{0,5}/50$
	$t \geq 6 \text{ anos}$	$0,15 \cdot t$	$0,5 - t^{0,5}/50$
f_{cbn}	$t < 15 \text{ anos}$	0,35	$1,15 - t^{0,6}/50$
	$t \geq 15 \text{ anos}$	$0,15 \cdot t$	$0,95 - t^{0,6}/50$

Fonte: Ekelu (2018).

Nota-se na equação e tabela acima, que $F_c(t)$ depende da condição da resistência à compressão do concreto, sendo que:

f_{c28} = é a resistência a compressão do concreto medido na data de 28 dias;

f_{cbn} = é a resistência a compressão do concreto ao longo prazo.

Nota-se ainda na Tabela 2.21 que a resistência do concreto depende do período decorrido (t), divididos em:

- $t < 6 \text{ anos}$ → condição de curto prazo, para períodos menores que seis anos;
- $t \geq 6 \text{ anos}$ → condição de longo prazo, para períodos iguais ou maiores que seis anos;
- $t < 15 \text{ anos}$ → condição de curto prazo, para períodos menos que quinze anos;
- $t \geq 15 \text{ anos}$ → condição de longo prazo, para períodos iguais ou maiores que quinze anos;

Deste modo, para a condição de uso do modelo com concreto f_{c28} e $t < 6 \text{ anos}$ significa que a resistência do concreto foi obtida aos 28 dias e o período de análise (utilização do modelo) é inferior a seis anos. Por outro lado, caso a abordagem seja realizada com concreto f_{cbn} e $t \geq 15 \text{ anos}$, significa que é indiferente o período de obtenção da resistência do concreto e o período de análise é igual ou superior a quinze anos.

Por fim, "*g*" está relacionado ao tipo de cimento, o qual é apresentado na Tabela 2.22, que por sua vez toma como base a norma europeia - EN 197-1 de 2011.

Tabela 2.22: Coeficientes relacionados ao tipo de cimento.

Adições de materiais cimentícios suplementares	Tipo de cimento*	Coeficiente "<i>g</i>"
20 % de qualquer tipo de material cimentício	CEM I e CEM II/A	-1,5
30 % cinzas volantes	CEM II/B e CEM IV/A	-1,4
50 % escória de alto forno	CE, III/A	

Fonte: Eklou (2018) apud Norma europeia EN 197-1 (2011).

A equivalência aos tipos de cimentos utilizados na União Europeia e no Brasil são colocados na Tabela 2.23.

Tabela 2.23: Tipos de cimentos da União Europeia e cimentos brasileiros equivalentes.

Tipos de cimentos utilizados na União Europeia	Equivalência aos cimentos brasileiros
CEM I	CP I e CP V ARI
CEM II / A	CP II E
CEM II / B	CP II Z
CEM III / A	CP III
CEM IV / A	CP IV

Fonte: Elaborado pelo autor.

2.7 COMENTÁRIOS SOBRE A REVISÃO DE CONCEITOS E DA LITERATURA

Conforme discutido ao longo deste trabalho, dependendo das condições adotadas na fase de desenvolvimento de projeto, como escolhas dos materiais de construção envolvidos e métodos executivos, influenciam significativamente na durabilidade e vida útil de uma estrutura. Também agem de modo significativo a maneira pela qual a estrutura é executada, local onde a estrutura está inserida e plano de manutenção. No entanto, cabe ressaltar que mesmo estruturas de concreto que sejam adequadamente projetadas e executadas deterioram-se lentamente, devido ao meio de exposição em que estão inseridas.

Apesar da grande evolução nos parâmetros e recomendações normativas no Brasil, para garantir uma maior durabilidade e vida útil, essas condições são

prescritivas, e devem ser aprofundadas, visto que pode prevenir determinadas manifestações patológicas, sobretudo oriundas por ataque de cloretos ou por carbonatação. Neste sentido, é fundamental existir parâmetros e diretrizes claros para possibilitar a definição de vida útil de projetos, condição amplamente normatizada internacionalmente e apresentada de forma pioneira pelo prof. Paulo Helene em 1993 no Brasil, porém não aprofundados no sentido constituir normativos.

Um exemplo claro disso são as normas internacionais que têm estabelecidas há tempos o Estado Limite de Durabilidade (ELD). É importante destacar que o ELD representa uma condição distinta dos Estados Limites de Serviço (ELS) e de Utilização (ELU) de uma estrutura, sendo plenamente válido. No caso específico da carbonatação, o ELD é a vida útil de projeto (VUP) e é determinado pelo momento em que CO_2 o atinge as armaduras, despассивando a estrutura. Caso não ocorra nenhuma intervenção, pode eventualmente atingir os outros limites.

Além disso, cabe ressaltar que especificar a VUP é fundamental à engenharia brasileira, devido ao fato de ser uma ferramenta de verificação da durabilidade da estrutura na fase de projeto, bem como proporciona condições de manutenção preventiva da estrutura antes que a mesma alcance o ELS, condição esta possível de identificar visualmente até para um leigo da área.

No que diz respeito a carbonatação, para muitos engenheiros e técnicos da área é conhecido apenas como um fenômeno deletério que proporciona a corrosão das armaduras. No entanto é uma visão equivocada sobre o fenômeno, uma vez que a carbonatação proporciona o aumento da resistência mecânica superficial do concreto, bem como realiza a captura do CO_2 , muito importante para os dias atuais, devido a condição crescente de gases poluentes do meio ambiente. Deste modo, associado a condição de desenvolvimento de projetos que contemple a captura CO_2 , o projetista deve se atentar aos materiais de construção utilizados, sobretudo as armaduras, para não haver corrosão das mesmas. Neste sentido, podem ser incorporados aos projetos a execução de armaduras não metálicas ou até mesmo metais de sacrifício.

Com relação ao fenômeno da carbonatação no ambiente de pesquisa, diversos autores estudaram o tema e propuseram modelos matemáticos para descrever o fenômeno, sendo notória a evolução observada nos parâmetros de

entrada dos primeiros modelos aos modelos atuais, bem como a complexidade envolvida nestes. Exemplo disso é o modelo proposto por Tuutti (1982), um dos primeiros modelos determinísticos desenvolvidos ainda em utilização, o qual leva em consideração o coeficiente de carbonatação e o tempo. Exemplo de modelo recentemente desenvolvido é proposto por Ekolu (2018), que envolve as variáveis de entrada: tempo, resistência à compressão do concreto, umidade relativa, tipo de cimento, condição de exposição, entre outros. Com avanço da tecnologia, há uma grande tendência na utilização de linguagem de programação e inteligência artificial no estudo do comportamento da carbonatação. Exemplo disso são os estudos realizados por FELIX *et al* (2018), CHEN *et al* (2022), entre outros pesquisadores.

Muitos modelos que constam na literatura foram desenvolvidos a partir de resultados de laboratório, em sua maioria com base em ensaios acelerados de carbonatação. Há também modelos que foram desenvolvidos com base em ensaios laboratoriais e espécimes expostos ao ambiente e monitorados. No entanto, os modelos devem ser largamente utilizados em casos reais, de estruturas existentes e em utilização, para comparação com resultados obtidos em laboratórios, a fim de validação e universalização dos modelos desenvolvidos (ALEXANDRE; BEUSHAUSEN; 2019). Este é inclusive um dos maiores desafios atualmente no campo das pesquisas sobre modelos de previsão de concentração de cloretos e avanço da frente de carbonatação em estruturas de concreto: confrontar as previsões dos modelos disponíveis com dados reais extraídos de testemunhos em estruturas de concreto armado para validar a capacidade e precisão desses modelos. Ressalta-se que, somente a partir dessa constatação, a incorporação quantitativa da previsão de vida útil e durabilidade poderá ser, de fato, realizada para novas estruturas em fase de projeto, melhorando certamente o conhecimento sobre o desempenho das estruturas nos ambientes em que foram construídas.

Muitas estruturas brasileiras, sobretudo as pontes, viadutos e barragens foram concebidas no período conhecido como “milagre econômico”, de 1968 a 1973. Devido ao seu período de utilização e exposição ao ambiente é de esperar que estas estruturas possam estar próximas ao fim da vida útil. Neste sentido, inspeções técnicas rotineiras e planos de manutenção corretiva e preventiva são fundamentais para garantir a manutenção da durabilidade. Aliados às inspeções,

são necessários efetuar ensaios para verificar o comportamento da estrutura frente aos fenômenos deletérios. Assim, é crucial estudar o fenômeno da carbonatação em estruturas antigas, seja para verificar se a estrutura se encontra despassivada, seja para analisar o comportamento da frente de carbonatação ou até mesmo para validar os modelos prescritivos.

3. METODOLOGIA

Neste capítulo é detalhada a metodologia para a execução dos ensaios de pacometria, além da seleção dos locais para as extrações dos testemunhos, visando ensaios posteriores de carbonatação e de resistência à compressão do concreto. Adicionalmente, são apresentadas as OAE's de Bauru, com destaque para a ponte situada no cruzamento da Rua Alto Purús com a Avenida Dr. Nuno de Assis. Os projetos da referida estrutura, os resultados dos ensaios realizados pelos técnicos da Secretaria Municipal de Obras (SMO) e os parâmetros para obtenção dos dados utilizados nos modelos de previsão da frente de carbonatação são abordados neste contexto.

3.1 ESTUDO DE CASO – PONTE SITUADA NO MUNICÍPIO DE BAURU – SP

Bauru é um município brasileiro, situado no noroeste do estado de São Paulo, conforme apresentado na Figura 3.1. Segundo o IBGE (2023), a cidade abriga uma população estimada de 381.706 pessoas e possui um IDHM – Índice de Desenvolvimento Humano Municipal de 0,801, considerado elevado.

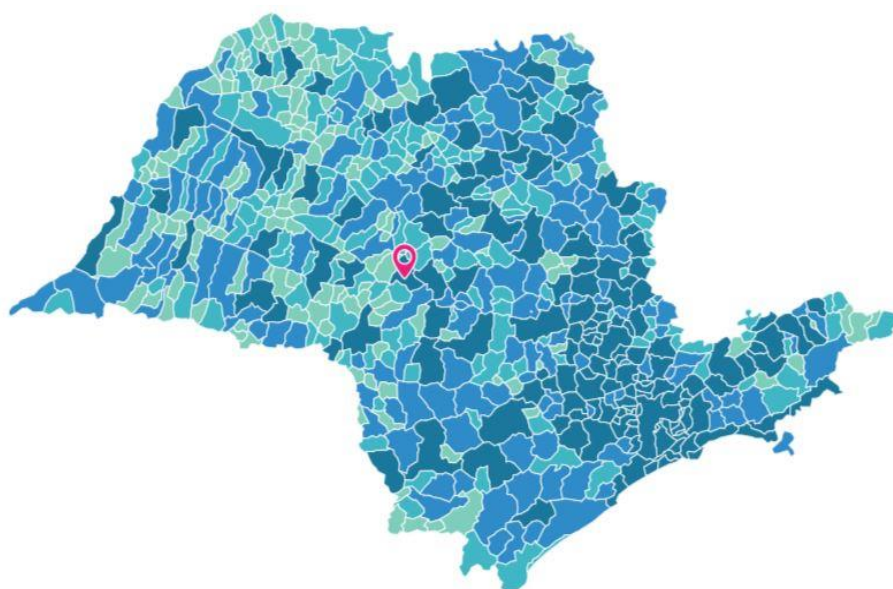


Figura 3.1: Mapa do estado de São Paulo, com a localização de Bauru em destaque (IBGE, 2023).

Bauru possui em sua totalidade 13 OAE's municipais, entre pontes e viadutos, sendo elas apresentadas abaixo, cujas localizações no município podem ser verificadas no Anexo A.

- Viaduto João Simonetti;
- Viaduto Juscelino Kubitschek;
- Viaduto Antônio Eufrásio de Toledo;
- Viaduto 23 de Maio;
- Viaduto Barão de Mauá;
- Viaduto Dr. Nuno de Assis;
- Viaduto Nicola Avallone;
- Ponte Ayrton Senna;
- Ponte de ligação dos bairros Beija Flor e Santa Luzia;
- Ponte localizada no cruzamento da Rua Alto Purús com Avenida Dr. Nuno de Assis;
- Ponte localizada no cruzamento da Rua Aymorés com Avenida Dr. Nuno de Assis;
- Ponte localizada no cruzamento da Rua Araújo Leite com Avenida Dr. Nuno de Assis;
- Ponte localizada próxima ao terminal rodoviário de Bauru.

Preocupada com a condição pela qual se encontravam as OAE's do município, muitas das quais nunca receberam manutenção, a Prefeitura Municipal de Bauru capacitou os técnicos da SMO para inspecionar estas estruturas. As inspeções foram realizadas a luz da norma ABNT NBR 9452:2016 – Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento, que apresenta os critérios para classificar a estrutura de acordo com os parâmetros estruturais, funcionais e de durabilidade.

De todas OAE's vistoriadas pelos técnicos da SMO, quatro estruturas foram classificadas com nota baixa, sendo elas relacionadas abaixo. A localização destas estruturas no município de Bauru pode ser verificada no Anexo B.

- Viaduto João Simonetti;
- Viaduto Juscelino Kubitschek;
- Viaduto Antônio Eufrásio de Toledo;

- Ponte localizada no cruzamento da Rua Alto Purús com Avenida Dr. Nuno de Assis.

O estudo de caso aqui apresentado foi definido a partir da obra que possuiu a maior quantidade de dados de inspeção e ensaios. Desta maneira, optou-se pela ponte localizada no cruzamento da Rua Alto Purús com Avenida Dr. Nuno de Assis em função dos técnicos possuírem os dados e resultados de resistência à compressão do concreto, carbonatação, pacometria e esclerometria (não abordado neste trabalho) nos registros da prefeitura. Outro fato relevante para escolha da ponte é a informação de sua conclusão, em 1980, informação está fundamental para o desenvolvimento deste estudo. Ademais, foi solicitado via protocolo à SMO a ficha de inspeção, que contém a nota de classificação, e projeto arquitetônico, que podem ser verificados nos Anexo C e Anexo D, respectivamente.

A ponte em questão é apresentada nas figuras abaixo.



Figura 3.2: Localização da Ponte situada no cruzamento da Rua Alto Purús com Av. Dr. Nuno de Assis (SMO, 2022).



Figura 3.3: Vista geral da ponte, lado Bairro (SMO, 2022).



Figura 3.4: Vista geral da ponte, lado Bairro (SMO, 2022).



Figura 3.5: Vista das longarinas e transversinas da ponte (SMO, 2022).

3.2 ENSAIO DE PACOMETRIA

Os ensaios de pacometria foram realizados pelos técnicos da SMO com a utilização do equipamento D-TECT 200 C PROFESSIONAL, da marca BOSCH, capaz de detectar diversos materiais, entre eles: metais magnéticos e não magnéticos, condutores elétricos, condutores não energizados, tubos de plástico vazios, entre outros. Outra possibilidade do equipamento é a capacidade máxima de detecção da armadura no concreto seco de 200 milímetros de profundidade (BOSCH; 2023). Com a utilização deste equipamento, foi possível obter as localizações e profundidades das armaduras transversais e longitudinais nos elementos estruturais de concreto.

Foram realizados ensaios de pacometria na Longarina 1, ao longo do tramo entre as Transversinas 1 e 2. Também foi realizado o ensaio de pacometria na Transversina 1, ao longo do tramo entre as Longarinas 1 e 2. O Anexo D apresentam as localizações das transversinas e longarinas citadas, bem como as localizações de extrações dos testemunhos.

É importante ressaltar que estes ensaios foram realizados apenas nos locais onde houveram extrações de testemunhos. Além do mais, apesar dos

resultados serem inseridos nos elementos estruturais, os mesmos não foram repassados ao projeto arquitetônico. Na Figura 3.6 apresenta a localização das armaduras longitudinais e transversais, obtidos por meio de ensaio de pacometria, na Longarina 1.



Figura 3.6: Representação da localização das armaduras na Longarina 1 (SMO, 2022).

3.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Após realizar os ensaios de pacometria em diferentes locais da estrutura, procedeu-se as extrações dos testemunhos, realizados pelos técnicos da CETECLINS LEM. Os testemunhos extraídos foram encaminhados ao laboratório da CETECLINS LEM para realizar os ensaios de resistência à compressão, que por sua vez foram realizados segundo a norma ABNT NBR 7680:2015. Estes serviços foram realizados por empresas contratadas pela PMB. As figuras abaixo apresentam a instalação da extratora para retirada de testemunho na Longarina 1.



Figura 3.7: Instalação de extratora de concreto na Longarina 1 (SMO, 2022).



Figura 3.8: Acoplamento do cálice e da coroa diamantada na extratora, para posterior retirada do testemunho (SMO, 2022).

Foram extraídos 06 testemunhos, dois na Longarina 1, dois na Transversina 1 e dois na laje do passeio, sentido Bairro. Durante extração de um testemunho na Longarina 1, a coroa da extratora atingiu a armadura da peça estrutural, situação imediatamente interrompida; esta situação é aprofundada no Capítulo 3.4.

As figuras abaixo apresentam as localizações das extrações dos testemunhos nos elementos estruturais. As localizações detalhadas podem ser verificadas no projeto arquitetônico que segue no Anexo D. Dados de diâmetros, alturas, massas específicas aparentes, resistência à compressão do concreto e demais informações podem ser verificadas no Anexo E.

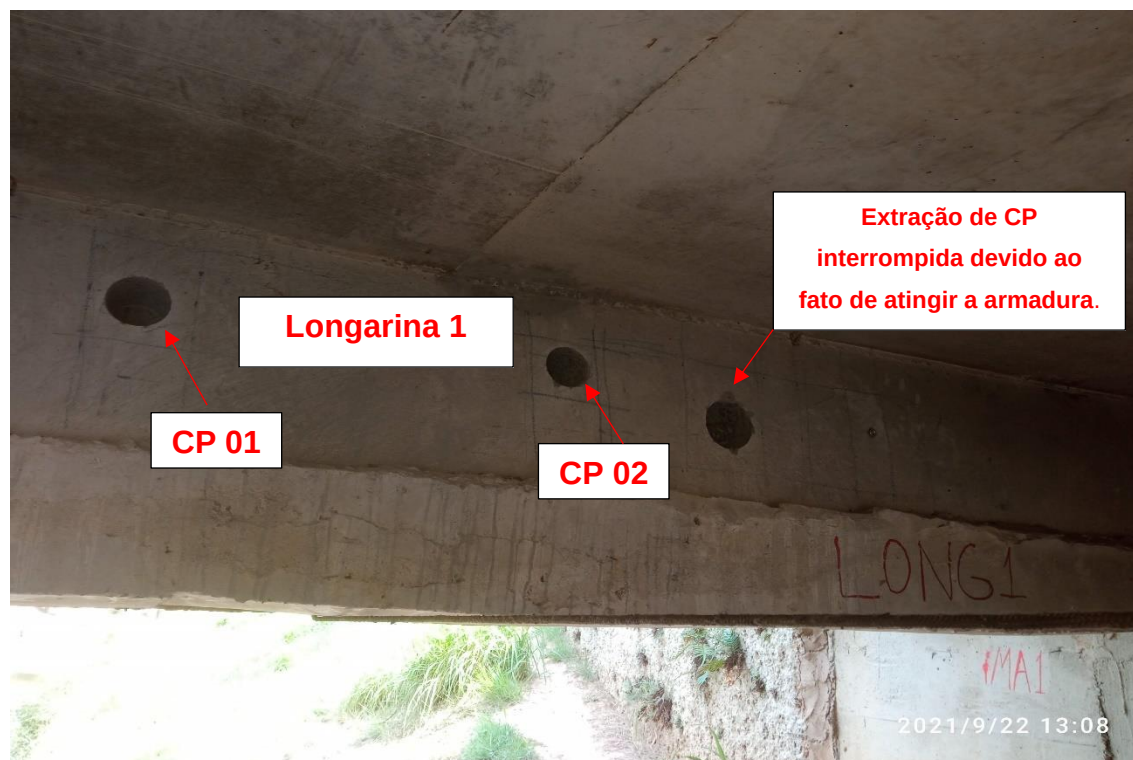


Figura 3.9: Localizações dos testemunhos (CP's) extraídos na Longarina 1. Nota que uma extração foi interrompida pelo fato de o equipamento ter atingido a armadura (SMO, 2022).

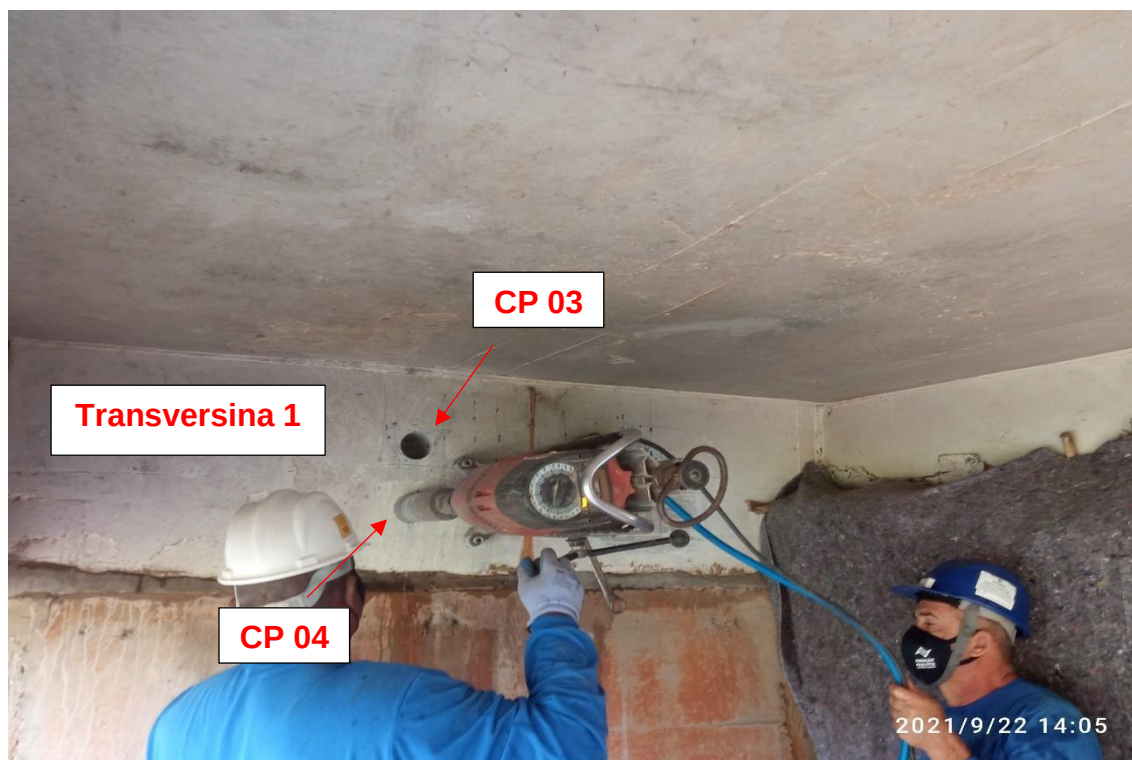


Figura 3.10: Localizações dos testemunhos (CP's) extraídos na Transversina 1 (SMO, 2022).

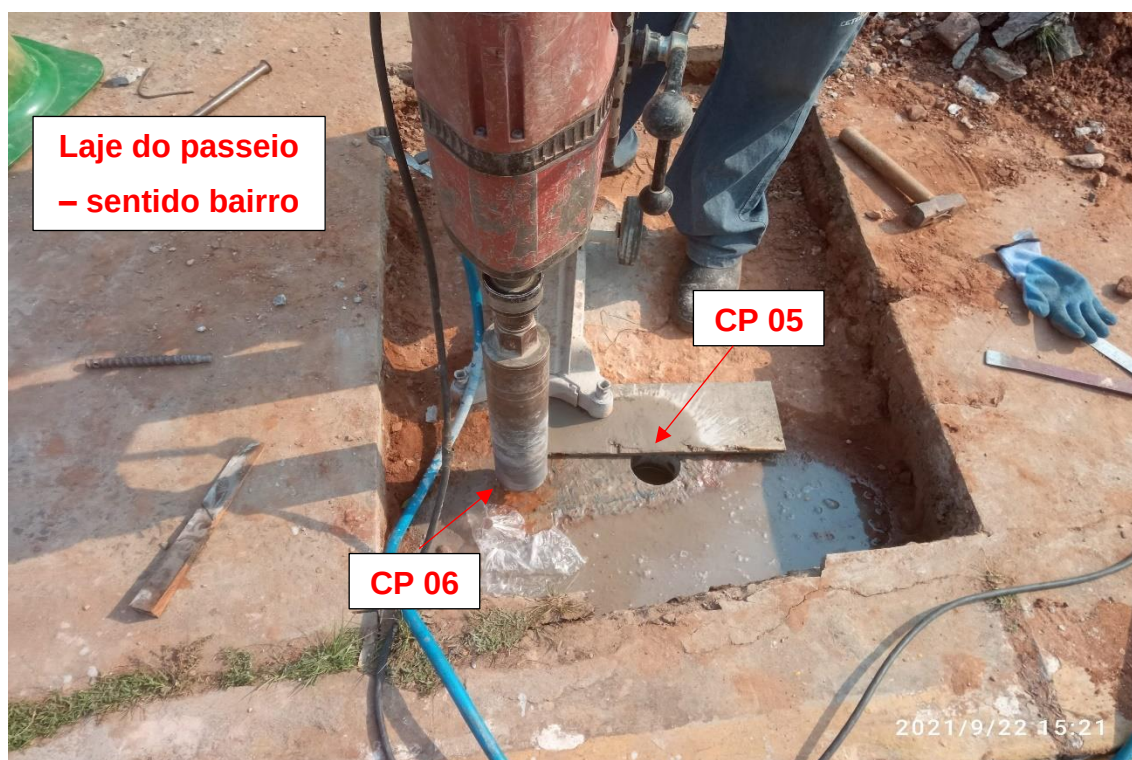


Figura 3.11: Localizações dos testemunhos (CP's) extraídos na laje do passeio, sentido bairro (SMO, 2022).

Os dados de resistência à compressão do concreto, chamado na norma de resistência à compressão axial do testemunho extraído (f_{ci} , ext - apresentado em MPa) são colocados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Dados de resistência à compressão do concreto para testemunhos extraídos da ponte.

TESTEMUNHO (CP)	01	02	03	04	05	06
Local de extração	Long. 01	Long. 01	Trans. 01	Trans. 01	Laje sentido bairro	Laje sentido bairro
Resistência à compressão (f_{ci} , ext) (MPa)	64,2	59,6	66,8	56,3	74,1	68,3

3.4 ENSAIO DE CARBONATAÇÃO

Após a extração dos testemunhos aguardou-se o período para secagem de cada testemunho, visto que a extratora de concreto lubrifica o cálice e a coroa diamantada com água para realizar o corte na estrutura.

Após a secagem, a superfície do concreto foi limpa com pincel de cordas macias, para remover possíveis poeiras e partes soltas do concreto, e em seguida foi aspergida a solução contendo fenolftaleína, nas proporções indicadas na Tabela 2.2.

Para a obtenção da profundidade de carbonatação, foram adotados os parâmetros colocados na RILEM CPC-18 (RILEM, 1988). Assim, foram obtidos seis dados de profundidade de carbonatação, para cada testemunho, medidos de forma equidistantes, conforme apresentado na Figura 3.12.



Figura 3.12: Representação dos pontos, destacados em vermelho, de obtenção da frente de carbonatação, obtidos para cada testemunho.

Vale ressaltar que os testemunhos extraídos da laje do passeio, testemunhos CP's 05 e 06, não apresentaram carbonatação devido ao fato de existir uma camada de concreto magro e solo sobre a superfície do concreto da laje, conforme verifica-se na Figura 3.13.



Figura 3.13: Ao fundo apresenta a localização das extrações dos testemunhos CP's 05 e 06. Em destaque apresenta CP extraído sem carbonatação (modificado de SMO, 2022).

É importante colocar que, no início da extração do primeiro testemunho na Longarina 1, devido a uma falha do ensaio de pacometria, atingiu-se a armadura pretendida, conforme apresentado na Figura 3.9. No entanto, devido a sensibilidade que a extratora proporciona e experiência do operador, o qual constatou que atingiu a armadura, foi interrompido imediatamente o processo de extração. Como o corte do testemunho foi realizado em medida inferior ao necessário para realizar o ensaio de resistência à compressão do concreto, o mesmo foi empregado para ensaio de carbonatação, sendo incorporado como um testemunho viável.

Desta forma, com a utilização de um paquímetro digital foram obtidos trinta dados de profundidade de carbonatação de cinco testemunhos diferentes, sendo

quatro testemunhos com dimensões suficientes para realizar os ensaios de resistência à compressão do concreto, obtendo 24 resultados de carbonatação, e um testemunho inválido para o ensaio de resistência, obtendo 6 resultados adicionais de carbonatação. As figuras abaixo apresentam imagens da realização do ensaio de carbonatação.



Figura 3.14: Após retirada do testemunho da estrutura, aguardou-se a secagem do mesmo para posterior ensaio de carbonatação (SMO, 2022).



Figura 3.15: Aspersão de solução contendo fenolftaleína em testemunho (SMO, 2022).



Figura 3.16: Aferição da profundidade de carbonatação em testemunho (SMO, 2022).

Na Tabela 3.2 são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de profundidade de carbonatação por testemunho, cujas localizações dos elementos estruturais são apresentadas no Anexo D.

Tabela 3.2: Dados da profundidade de carbonatação obtidos da estrutura.

Identificação	n°	Localização	Prof. Carbonatação (mm)
3° Testemunho (CP)	1	Transversina 1	7,51
2° Testemunho (CP)	2	Longarina 1	7,72
3° Testemunho (CP)	3	Transversina 1	9,09
1° Testemunho (CP)	4	Longarina 1	11,2
3° Testemunho (CP)	5	Transversina 1	11,59
3° Testemunho (CP)	6	Transversina 1	11,78
Testemunho inválido para ensaio de resistência	7	Transversina 1	12,29
1° Testemunho (CP)	8	Longarina 1	12,67
3° Testemunho (CP)	9	Transversina 1	13,02
2° Testemunho (CP)	10	Longarina 1	13,62
3° Testemunho (CP)	11	Transversina 1	13,85
Testemunho inválido para ensaio de resistência	12	Transversina 1	13,95
Testemunho inválido para ensaio de resistência	13	Transversina 1	14,05
1° Testemunho (CP)	14	Longarina 1	14,07
1° Testemunho (CP)	15	Longarina 1	14,47
4° Testemunho (CP)	16	Transversina 1	14,96
1° Testemunho (CP)	17	Longarina 1	15,24
2° Testemunho (CP)	18	Longarina 1	16,31
4° Testemunho (CP)	19	Transversina 1	16,92
Testemunho inválido para ensaio de resistência	20	Transversina 1	17,25
2° Testemunho (CP)	21	Longarina 1	17,31
1° Testemunho (CP)	22	Longarina 1	17,88
2° Testemunho (CP)	23	Longarina 1	17,94
Testemunho inválido para ensaio de resistência	24	Transversina 1	17,96
Testemunho inválido para ensaio de resistência	25	Transversina 1	18,67
4° Testemunho (CP)	26	Transversina 1	19,18
4° Testemunho (CP)	27	Transversina 1	19,33
4° Testemunho (CP)	28	Transversina 1	19,75
2° Testemunho (CP)	29	Longarina 1	20,02
4° Testemunho (CP)	30	Transversina 1	24,16

Fonte: SMO (2022).

3.5 DADOS DE UMIDADE RELATIVA DE BAURU

Foram solicitados os dados de umidade relativa do ano de 1980 ao Instituto de Pesquisa Meteorológica – IPMET – Centro de Meteorologia de Bauru - FC /UNESP, via protocolo. No entanto, o instituto informou que não havia registros disponíveis para aquele ano. Diante disso, foi solicitado banco de dados de umidade relativa dos anos 2002 a 2022, com aferição de 5 em 5 minutos, que resultou em 2.171.031 registros disponibilizados.

3.6 MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DA MÉDIA E DESVIO PADRÃO DOS DADOS

Os dados de resistência à compressão do concreto e de carbonatação da estrutura foram inseridos em uma planilha eletrônica do software Microsoft EXCEL®, de tal modo a obter os dados de média e desvio padrão da amostra.

No caso do banco de dados de umidade relativa, fornecido pelo IPMET, como a quantidade de dados envolvidos era muito grande, 2.171.032 dados, foi utilizado o software Microsoft ACCESS® e obtidas a média e desvio padrão.

Foram adotados como parâmetros de cálculo e desenvolvimento dos projetos a norma de Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado NB – 1, de 1960.

Com os seis dados de resistência à compressão do concreto da estrutura de 41 anos, vide Tabela 3.1, foram obtidos a média e o desvio padrão da amostra, a partir da equação (23) e equação (24), respectivamente.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (23)$$

Em que:

$\bar{x}$ = é a média amostral;

n = é o número de elementos da amostra;

x_i = é cada realização de resistência do concreto.

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (24)$$

Em que:

S_x = é o desvio padrão da amostra.

Devido à falta de dados importantes como tipo de cimento utilizado para o concreto, fator água/cimento, traços utilizados na concretagem, assim como o histórico de cargas em função do uso da ponte, foi adotado o modelo conservador que consta no *CEB – FIB MODEL CODE* 1990 (1993), que relaciona a resistência à compressão do concreto com o tempo da seguinte forma:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm_{28}} \quad (25)$$

Sendo o parâmetro $\beta_{cc}(t)$ dado por:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (26)$$

Em que:

$f_{cm}(t)$ = é a resistência média à compressão do concreto na idade de t dias;

$f_{cm_{28}}$ = é a resistência média à compressão do concreto medido aos 28 dias;

$\beta_{cc}(t)$ = é o coeficiente que depende da idade do concreto, em t dias;

t = é a idade do concreto, em dias;

t_1 = é o tempo igual a 1 dia;

s = é o coeficiente que depende do tipo de cimento, sendo o valor de 0,25 para cimento Portland comum.

Os coeficientes relacionados a “ t ”, presente na equação (25) e equação (26), são referentes ao período decorrido de 14.965 dias ($f_{cm_{14.965}}$), isto é, 41 anos de construção da estrutura, logo, os dados de resistência média à compressão do

concreto e desvio padrão, obtidos pela equação (23) e equação (24) respectivamente, são referentes a este período de 14.965 dias. Desta forma, com o emprego da equação (25) e equação (26) obtém-se a resistência média à compressão do concreto aos 28 dias.

O desvio padrão da resistência média à compressão do concreto, para o período de 28 dias, é obtida da seguinte forma:

$$S_{x_{28}} = \left(\frac{f_{cm_{28}}}{f_{cm_{14.965}}} \right) \cdot S_{x_{14.965}} \quad (27)$$

Em que:

$S_{x_{28}}$ = é o desvio padrão da resistência à compressão do concreto aos 28 dias;

$f_{cm_{14.965}}$ = é a resistência média à compressão do concreto no período de 14.965 dias;

$S_{x_{14.965}}$ = é o desvio padrão da resistência à compressão do concreto no período de 14.965 dias.

Com os valores de resistência média e desvio padrão da resistência à compressão do concreto, ambos aos 28 dias, estes foram utilizados para obter a resistência característica à compressão do concreto. Bauer (1979) coloca de forma clara a condição da norma NB-1, de 1960, para obtenção da resistência característica à compressão do concreto, apresentada na equação (28).

$$f_{ck} = f_{cm_{28}} - 1,65 \cdot S_{x_{28}} \quad (28)$$

Em que:

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

3.7 DADOS DE CONCENTRAÇÃO DE CO₂

Como apresentado na literatura nacional e internacional, a concentração de CO₂ do ambiente é uma variável que influencia significativamente a frente de

carbonatação em uma estrutura. Deste modo, conteúdos mais aprofundados podem ser obtidos juntos aos pesquisadores: Tuutti (1982), Helene (1993), Neville (1997), entre outros.

Indo ao encontro dos modelos de cálculo de profundidade de carbonatação abordados neste trabalho, os modelos de Helene (1993), Bob e Afana (1993), Possan (2010) e Eklou (2018) utilizam esta variável em suas formulações.

No que diz respeito a taxa de concentração de CO_2 a literatura é divergente. Desta maneira, são apresentados na Tabela 3.3 valores médios de concentração disponibilizados por pesquisadores nacionais e internacionais, bem como localização de exposição.

Tabela 3.3: Concentração de CO_2 por localização.

Pesquisador	Localização	Concentração média de CO_2 (%)
Tuutti (1982)	Zona rural	0,033
Tuutti (1982)	Zona urbana	0,10
Tuutti (1982)	Zonas agressivas	1,0
Helene (1993)	Zona rural	0,030 a 0,050
Helene (1993)	Zona urbana com tráfego intenso	0,10 a 1,20
Neville (1997)	Laboratório não ventilado	>0,10
Neville (1997)	Zona rural	0,030
Neville (1997)	Zona urbana, grandes cidades	0,300
Stoco (2022)	Zona rural de São Paulo	0,0417
Stoco (2022)	Zona urbana de São Paulo	0,0431

STOCO (2022) estudou a concentração de CO_2 na superfície em duas regiões de São Paulo, no Pico no Jaraguá – cujo ambiente se assemelha a zona rural, devido à alta concentração arbórea e por haver poucas construções na região – e no Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas (IAG), durante o ano de 2019. As médias para o ano de estudo foram $416,7 \pm 8,8$ ppm e $430,9 \pm 23,3$ ppm para o Pico no Jaraguá e IAG, respectivamente.

Apesar de existirem diversos estudos sobre a concentração de CO_2 na literatura, não foram encontrados trabalhos similares realizados em regiões interioranas, como é o caso da região de Bauru/SP. No entanto, apesar de não haver balizador para a concentração de CO_2 para regiões como a de Bauru, o estudo realizado por STOCO (2022) pode nortear esta condição. Deste modo, valores inferiores a 430,9 ppm (0,0431%) podem ser aplicados a Bauru, visto que

este município é muito inferior ao município de São Paulo, seja em industrialização, frota de veículos, população, entre outros aspectos.

3.8 DADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE PROJETO

Conforme apresentado anteriormente, devido à falta de dados e parâmetros de projeto estrutural da ponte, foram adotadas as condições da norma NB-1, de 1960. Além disso, conforme relatos de antigos servidores da PMB, a ponte foi concluída em 1980, sendo este o ano inicial para os estudos deste trabalho.

A NB-1, de 1960, apresentam condições de dimensionamento para peças sujeitas à flexão simples ou composta com resistência característica do concreto não superiores a 22 MPa, logo foi adotado nos estudos o valor de 20 MPa.

Além do mais, até a década de 80 era comum a aplicação de concretos com resistências à compressão de 25, 32 e 40 MPa (ABCP, 2002). Desta forma, além do valor obtido via retro análise, foram adotados os valores de 20, 25 e 32 MPa nas análises de previsão de vida útil da estrutura via abordagem determinística.

3.9 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Com a finalidade de entender o papel das variáveis resistência à compressão do concreto e umidade relativa do ambiente na obtenção da profundidade de carbonatação para os modelos de Possan e Ekolu, foi utilizada uma abordagem puramente de efeito dada pelos fatores de sensibilidade, obtidos via cossenos diretores.

Os valores de entrada da função são armazenados em um vetor, $\vec{x} = [x_1, x_2 \dots x_n]$, e cada dado de saída é tratado como uma função de interesse, $f_{(x)}$. Desta forma, para cada variável empregada, x_i , o gradiente $\partial f / \partial x_i$ é aproximado, utilizando-se a diferença entre os valores da função em x_i e $x_i + \Delta x_i$, conforme apresentado na equação (29).

$$\frac{\partial f}{\partial x_i} \approx \frac{f(x_i + \Delta x_i) - f x_i}{\Delta x_i} \quad (29)$$

Em que:

Δx_i = é o incremento da variável x_i .

As variáveis de análise de influência, resistência à compressão do concreto e umidade relativa do ambiente, sofreram uma variação de 1%. Desta forma, os gradientes são coletados em um vetor ∇f , cujos cossenos diretores são calculados da seguinte forma:

$$\cos(\theta_i) = \frac{\frac{\partial f}{\partial x_i}}{\|\nabla f\|} \quad (30)$$

Em que:

$\|\nabla f\|$ é a norma euclidiana do vetor gradiente de f .

Por fim, o fator de sensibilidade de cada variável analisada é dado pelo quadrado do respectivo cosseno diretor.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados dos dados compilados dos ensaios de carbonatação e resistência à compressão do concreto são apresentados neste capítulo. Os dados de carbonatação da estrutura são confrontados com os resultados obtidos das frentes de carbonatação pelos modelos de: Vesikari (1988), Bob e Afana (1993), Helene (1993), EHE – 08 (2010), Possan (2010) e Ekolu (2018). Ademais, a partir dos dados compilados de resistência à compressão do concreto, é possível determinar a resistência característica do material aos 28 dias. A discussão se baseia nos resultados obtidos pelos modelos de frente de carbonatação, comparando-os com os dados dos ensaios de carbonatação realizados na estrutura.

4.1 RESULTADOS E ANÁLISES DAS VARIÁVEIS ENVOLVIDAS

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos das variáveis envolvidas, bem como análises e comentários sobre os mesmos.

4.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Diante dos dados de resistência à compressão do concreto, fornecidos pela SMO, foi utilizada a equação (23) e equação (24) para obter os valores de média e desvio padrão da amostra. Deste modo, por comodidade, na Tabela 4.1 são apresentadas os testemunhos, a localização, a respectiva resistência à compressão do concreto, a média e o desvio padrão.

Tabela 4.1: Resistência à compressão do concreto e localização por testemunho, média e desvio padrão dos elementos

Testemunho	Localização	Resistência à compressão (MPa)
1	Transversina 1	56,30
2	Longarina 1	59,60
3	Longarina 1	64,20
4	Transversina 1	66,80
5	Laje do passeio	68,30
6	Laje do passeio	74,10
	$\bar{x}$	64,88
	S_x	6,36

Vale ressaltar que os dados apresentados acima são referentes ao período de 41 anos (14.965 dias) de existência da estrutura. Desta maneira, assume-se que $\bar{x}$ corresponde ao $f_{cm_{14.965}}$, do mesmo modo que S_x corresponde ao $S_{x_{14.965}}$.

Utilizando modelo conservador, constante na *CEB – FIB MODEL CODE* 1990, foram obtidos, por meio da equação (25) e (26), a resistência média e o desvio padrão da resistência a compressão do concreto correspondentes ao período de 28 dias. A resistência característica a compressão do concreto foi obtida pela equação (28). Os resultados obtidos por meio destas equações são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Dados de resistência à compressão do concreto e desvio padrão, aos 28 dias, e resistência característica à compressão do concreto.

Dados	Resistência a compressão (MPa)
$f_{cm_{28}}$	51,08
$S_{x_{28}}$	5,02
f_{ck}	42,82

4.1.2 UMIDADE RELATIVA EM BAURU

Com relação aos 2.171.031 dados de umidade relativa de Bauru, fornecidos pelo IPMET, foram obtidos os valores de 73,71% de média e 21,86% de desvio padrão por meio da equação (23) e (24), respectivamente.

4.1.3 ENSAIO DE PACOMETRIA DA ESTRUTURA

O resultado do ensaio de pacometria indicou o cobrimento da armadura transversal da Longarina 1 de 20mm de espessura, conforme verifica-se na linha amarela da Figura 4.1. É importante destacar que a figura abaixo foi gerada pelo software do equipamento D-TECT 200 C PROFESSIONAL, BOSCH.

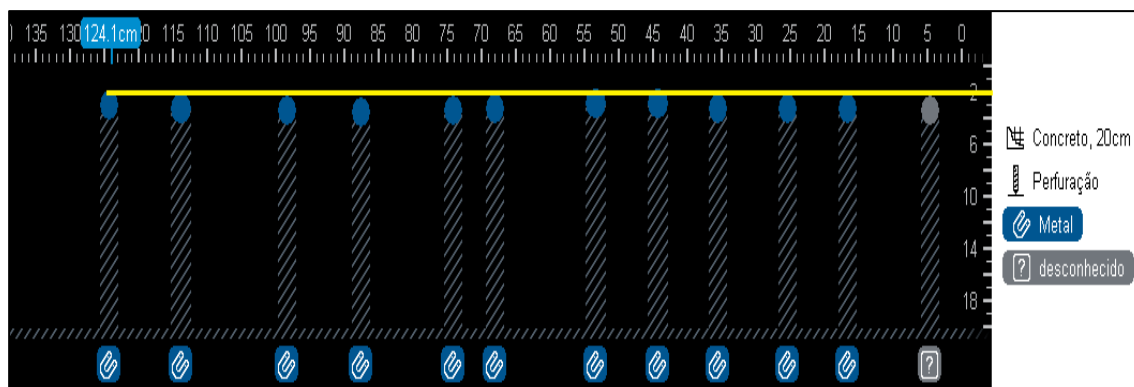


Figura 4.1: Aferição da profundidade da armadura transversal na longarina 1.

Conforme relatado no item 3.4, ENSAIO DE CARBONATAÇÃO, a extratora do concreto atingiu a armadura protendida da Longarina 1, logo no início da extração do primeiro testemunho. É importante ressaltar que, devido à sensibilidade que a extratora proporciona e experiência do operador, o qual constatou que atingiu a armadura, a extração foi imediatamente interrompida. De todo modo, após a retirada do testemunho, verificou-se o cobrimento da cordoalha de 55mm.

4.1.4 ENSAIO DE CARBONATAÇÃO

Com relação aos dados de carbonatação fornecidos pela SMO, foi utilizada a equação (23) e equação (24) para obter os valores de média e desvio padrão da amostra. Deste modo, por comodidade, na Tabela 4.3 são apresentadas as identificações, localizações e as profundidades de carbonatação por testemunhos extraídos da ponte situada no encontro da Rua Alto Purús e Avenida Nuno de Assis, assim como são apresentadas a média e o desvio padrão.

Tabela 4.3: Identificação e profundidade de carbonatação por testemunho, média e desvio padrão dos elementos

Identificação	n°	Localização	Prof. Carbonatação (mm)
3° Testemunho (CP)	1	Transversina 1	7,51
2° Testemunho (CP)	2	Longarina 1	7,72
3° Testemunho (CP)	3	Transversina 1	9,09
1° Testemunho (CP)	4	Longarina 1	11,2
3° Testemunho (CP)	5	Transversina 1	11,59
3° Testemunho (CP)	6	Transversina 1	11,78
Testemunho inválido para ensaio de resistência	7	Transversina 1	12,29
1° Testemunho (CP)	8	Longarina 1	12,67
3° Testemunho (CP)	9	Transversina 1	13,02
2° Testemunho (CP)	10	Longarina 1	13,62
3° Testemunho (CP)	11	Transversina 1	13,85
Testemunho inválido para ensaio de resistência	12	Transversina 1	13,95
Testemunho inválido para ensaio de resistência	13	Transversina 1	14,05
1° Testemunho (CP)	14	Longarina 1	14,07
1° Testemunho (CP)	15	Longarina 1	14,47
4° Testemunho (CP)	16	Transversina 1	14,96
1° Testemunho (CP)	17	Longarina 1	15,24
2° Testemunho (CP)	18	Longarina 1	16,31
4° Testemunho (CP)	19	Transversina 1	16,92
Testemunho inválido para ensaio de resistência	20	Transversina 1	17,25
2° Testemunho (CP)	21	Longarina 1	17,31
1° Testemunho (CP)	22	Longarina 1	17,88
2° Testemunho (CP)	23	Longarina 1	17,94
Testemunho inválido para ensaio de resistência	24	Transversina 1	17,96
Testemunho inválido para ensaio de resistência	25	Transversina 1	18,67
4° Testemunho (CP)	26	Transversina 1	19,18
4° Testemunho (CP)	27	Transversina 1	19,33
4° Testemunho (CP)	28	Transversina 1	19,75
2° Testemunho (CP)	29	Longarina 1	20,02
4° Testemunho (CP)	30	Transversina 1	24,16
		$\bar{x}$	15,13
		S_x	3,83

4.2 MODELOS DETERMINÍSTICOS

Com os parâmetros estabelecidos no capítulo 3, juntamente com os valores obtidos e descritos ao longo deste capítulo 4, foram aplicados aos modelos de previsão de vida útil propostos por Vesikari (1988), Bob e Afana (1993), Helene (1993), Possan (2010), EHE-08 (2010) e Eklou (2018).

Cabe lembrar que foram estabelecidas as resistências à compressão do concreto de 20, 25, 32 e 42,82 MPa. Por outro lado, foi estabelecido o período de 1990 a 2030 para obter a profundidade de carbonatação para os diferentes modelos e analisar seu comportamento para as diferentes condições de resistência à compressão. Destaca-se também que o período de 1990 a 2030 anos é relativamente próximo ao período de existência da estrutura.

Para balizar a utilização do modelo de Vesikari, foi levado em consideração o material desenvolvido por Barbosa e Bastos (2008), Traços de concreto para obras de pequeno porte, que apresentam diversas relações de resistência à compressão do concreto e o fator água/cimento. Assim, para os concretos com resistências de 20, 25, 32 e 42,82 MPa, foram utilizados os respectivos fatores água/cimento: 0,75, 0,65, 0,57 e 0,49.

Os resultados de profundidade de carbonatação, obtidos pelos diferentes modelos estudados, foram comparados com os valores obtidos dos ensaios de carbonatação realizados na estrutura. Em todos os cenários abordados são comparados os resultados obtidos a partir dos modelos, com a média obtida dos ensaios de carbonatação e com o menor e maior valor obtido da estrutura. Ademais, também são analisados se a frente de carbonatação atingiu a armadura transversal e cordoalha dentro do período de estudo.

No que diz respeito à concentração de CO₂, conforme abordado no capítulo 3.7, não há estudos desta variável que representa as condições do município de Bauru/SP. Em contrapartida, o município de São Paulo apresentou, em 2019, a média de 430,9 ppm (0,0431%) (STOCO, 2022). Neste sentido, como o município de Bauru é inferior em população, frota de veículos e industrialização, e levando em consideração que alguns modelos possuem limitações de concentração de CO₂ para sua utilização, estabeleceu-se o valor de concentração de CO₂ de 0,03%, valor este que possibilita uniformizar a utilização dos modelos empregados

neste trabalho, bem como é amplamente empregado em estudos nacionais e internacionais relacionados à carbonatação.

É importante ressaltar que a ponte em estudo é exposta ao meio ambiente. No entanto, os elementos estruturais abordados no estudo são protegidos da chuva, conforme apresentado ao longo dos capítulos 3.2 e 3.3. A condição de exposição e proteção contra as chuvas são informações fundamentais para a adequada utilização dos modelos de Possan, EHE-08 e Ekolu.

Logo a síntese dos dados de resistência à compressão do concreto, período de análise, umidade relativa, tipo de cimento, concentração de CO₂ e condição de exposição da estrutura, adotados para utilização dos modelos, são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Variáveis e valores utilizados nos modelos determinísticos para cenários de estudos de modificação da resistência a compressão do concreto.

Variáveis envolvidas	Valores
f_{ck} (MPa)	20, 25, 32 e 42,82
Período (anos)	Variável de 1990 a 2030
Umidade relativa (%)	73,71
Tipo de cimento	CP I
Concentração de CO ₂ (%)	0,03
Condição de exposição	Externo protegido da chuva
Cobrimento da armadura transversal (mm)	20
Cobrimento da cordoalha (mm)	55
Profundidade de carbonatação mínima obtida de ensaio (mm)	7,51
Profundidade de carbonatação média obtida dos ensaios (mm)	15,13
Profundidade de carbonatação máxima obtida de ensaio (mm)	24,16

4.2.1 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 20MPa

Neste cenário é considerada a resistência à compressão do concreto de 20 MPa. Assim na Tabela 4.5 apresenta a evolução das previsões da profundidade de carbonatação para tempos de serviço específicos, por meio dos modelos abordados neste estudo, com destaque para o ano de 2021, período esse em que os dados reais da ponte foram obtidos. Na Figura 4.2 são comparados os resultados de previsão com os dados reais obtidos a partir dos testemunhos da

ponte, bem como apresenta também a posição da armadura transversal e cordoalha de protensão.

Tabela 4.5: Profundidade de carbonatação para diferentes modelos, considerando $f_{ck} = 20$ MPa e período de 1990 a 2030

Idade da estrutura (anos)	Período (anos)	Modelo de Possan (mm)	Modelo de Eklolu (mm)	Modelo EHE - 08 (mm)	Modelo de Helene (mm)	Modelo de Bob e Afana (mm)	Modelo de Vesikari (mm)	Média por período (mm)
10	1990	14,05	13,27	13,81	7,84	13,28	21,71	13,99
20	2000	19,87	17,52	19,53	11,09	18,78	30,70	19,58
30	2010	24,34	20,31	23,92	13,58	23,00	37,60	23,79
40	2020	28,11	22,36	27,62	15,68	26,56	43,42	27,29
41	2021	28,46	22,54	27,96	15,87	26,89	43,96	27,61
50	2030	31,42	23,94	30,88	17,53	29,70	48,54	30,34

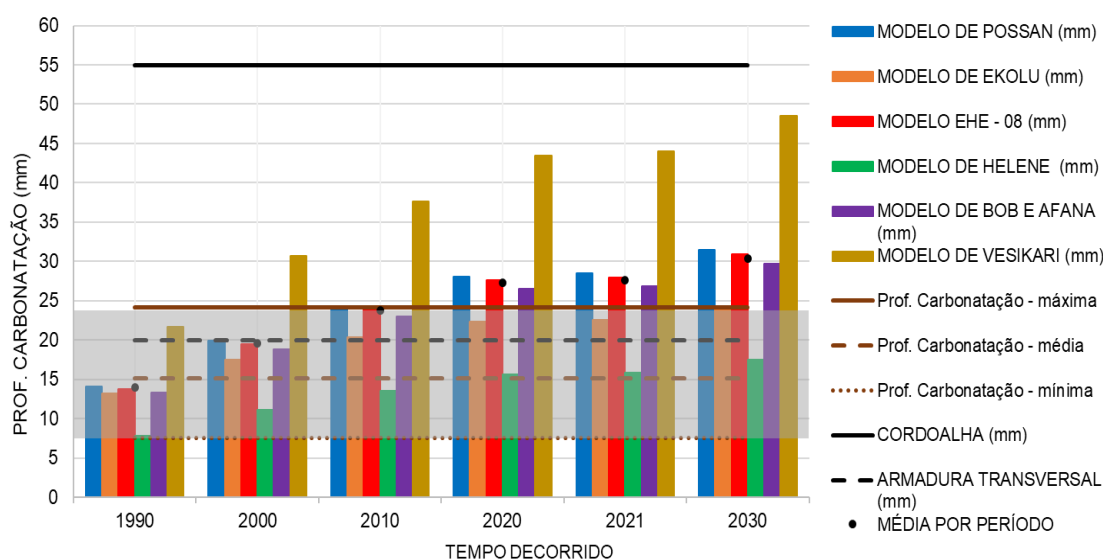


Figura 4.2: Profundidade de carbonatação por diferentes modelos, para f_{ck} de 20MPa e período de 1990 a 2030.

Na figura acima verifica-se que, em 1990, os valores de profundidade de carbonatação para os modelos analisados estão concentrados entorno de 7,84mm a 14,05mm, salvo modelo de Vesikari, que apresentou valor superior a 21mm. Além disso, o modelo de Vesikari apresentou valor superior ao cobrimento da armadura transversal, indicando sua despassivação para este modelo. Demais modelos apresentaram valores inferiores à média de carbonatação obtida da

estrutura. No entanto, todos valores apresentaram superiores ao valor mínimo de carbonatação obtido da estrutura.

Para o ano de 2000, os modelos de Ekolu, Possan, EHE – 08 e Bob e Afana apresentam valores superiores à média de carbonatação obtida da estrutura. Além disso, estes três últimos modelos apresentam valores de carbonatação próximo ao cobrimento da armadura transversal.

Em 2010 todos os modelos, salvo modelo de Helene, apresentam valores de carbonatação superiores ao cobrimento da armadura transversal, indicando, assim, a despassivação da estrutura para estes modelos.

Ademais, nos anos de 2020 e 2021 os modelos de Possan, EHE – 08 e Bob e Afana apresentam valores de profundidade de carbonatação próximos ou superiores a carbonatação máxima obtida da estrutura. Nestes períodos, o modelo de Helene apresenta-se superior à média de carbonatação obtida da estrutura. O modelo de Vesikari, por sua vez, apresenta valores de carbonatação próximos a 44mm; e o modelo de Ekolu apresentou valores superiores ao cobrimento da armadura transversal, estando a estrutura despassivada para este modelo.

De modo geral, verifica-se que o comportamento da carbonatação permanece constante entre os modelos, i.e., os modelos de Ekolu, Possan, EHE – 08 e Bob e Afana apresentam valores próximos entre si e próximos às médias de carbonatação, obtida dos modelos, para os anos de 1990 e 2000. Os modelos de Possan, EHE – 08 e Bob e Afana são próximos às médias de carbonatação obtidas dos modelos para todo período analisado.

O modelo de Helene apresenta valores de carbonatação inferiores ao demais modelos ao longo de todo período analisado, sendo que, em nenhum momento, a carbonatação teria atingido a armadura transversal. Em contrapartida, o modelo de Vesikari apresentou valores superiores ao demais modelos, sendo que a estrutura se encontraria despassivada em 1990. Esta condição só é alcançada pelos modelos de Ekolu, Possan, EHE – 08 e Bob e Afana entre 2000 e 2010.

De qualquer forma, em nenhum modelo, para o período analisado, a profundidade de carbonatação atinge a espessura de cobrimento da cordoalha.

4.2.2 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 25MPa

A Tabela 4.6 apresenta a evolução das previsões da profundidade de carbonatação para período de serviço específico, utilizando os modelos discutidos neste estudo. Destaca-se o ano de 2021, período em que os dados reais da ponte foram obtidos. Na Figura 4.3 são apresentados os resultados da profundidade de carbonatação, obtidos pelos modelos, com os dados reais obtidos da estrutura, bem como apresenta a posição da armadura transversal e cordoalha.

Tabela 4.6: Profundidade de carbonatação para diferentes modelos, considerando $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ e período de 1990 a 2030.

Idade da estrutura (anos)	Período (anos)	Modelo de Possan (mm)	Modelo de Eklou (mm)	Modelo EHE - 08 (mm)	Modelo de Helene (mm)	Modelo de Bob e Afana (mm)	Modelo de Vesikari (mm)	Média por período (mm)
10	1990	9,61	9,49	10,44	6,86	10,63	15,13	10,36
20	2000	13,59	12,54	14,77	9,70	15,03	21,40	14,50
30	2010	16,64	14,54	18,09	11,88	18,40	26,21	17,63
40	2020	19,22	16,00	20,89	13,72	21,25	30,26	20,22
41	2021	19,46	16,13	21,15	13,89	21,51	30,64	20,46
50	2030	21,49	17,13	23,36	15,34	23,76	33,84	22,48

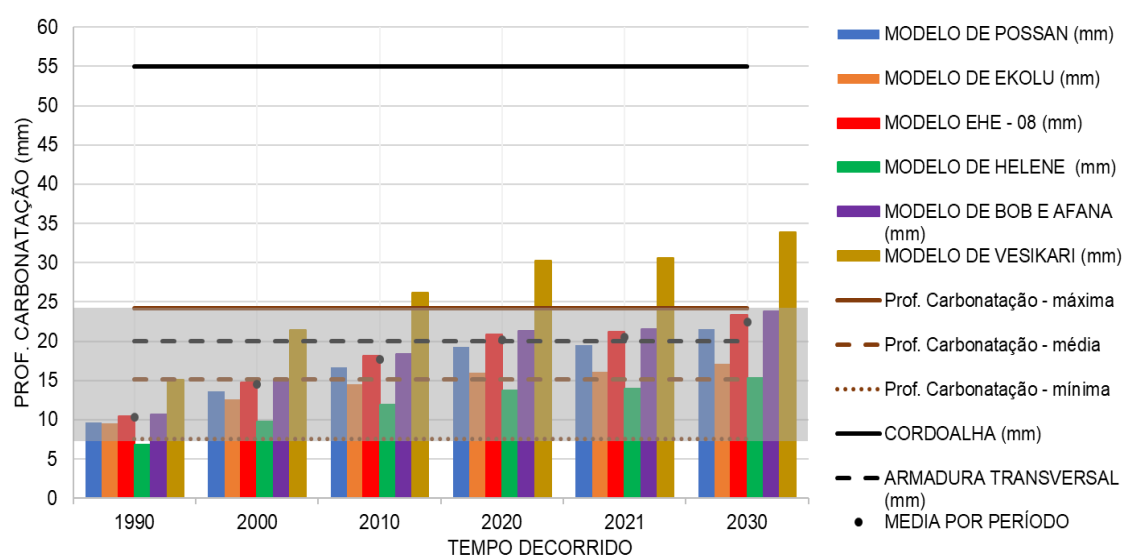


Figura 4.3: Profundidade de carbonatação por diferentes modelos, para f_{ck} de 25MPa e período de 1990 a 2030.

A partir dos dados apresentados acima verifica-se que, para o período de 1990, os valores obtidos pelos modelos apresentam-se em entorno de 6,68mm a 15,13mm. Neste período, o modelo de Vesikari apresenta carbonatação próxima da média obtida da estrutura. O modelo de Helene, por sua vez, apresenta valor inferior ao valor mínimo obtido da estrutura. Os demais modelos apresentaram valores de carbonatação semelhantes.

Em 2000, os modelos de Ekolu, Possan, EHE – 08 e Bob e Afana apresentam valores de carbonatação próximos a média obtida da estrutura, de 15,13mm. O modelo de Vesikari apresenta valor superior ao valor cobrimento da armadura transversal, indicando a despassivação da estrutura para este modelo, e o modelo de Helene (1993) apresenta valor superior ao valor mínimo obtido da estrutura.

Os modelos de Possan, EHE – 08 e Bob e Afana apresentam valores de carbonatação superiores à média obtida da estrutura em 2010, enquanto o modelo de Ekolu (2018) apresenta próximo à média neste período. Os modelos de Helene e Vesikari apresentam valores extremos, com valores próximos a 12 e 26mm, respectivamente.

Os valores de carbonatação dos modelos de EHE – 08 e Bob e Afana são superiores ao cobrimento da armadura transversal em 2021, indicando a despassivação da estrutura, condição está próxima para o modelo de Possan. Os valores obtidos pelos modelos Ekolu e Helene apresentam-se próximos a média obtida da estrutura.

Assim como verificado na análise anterior, o modelo de Helene apresentou valores de carbonatação inferiores aos demais modelos em todo o período analisado. Por outro lado, o modelo de Vesikari apresentou valores superiores aos demais.

Em todo o período analisado, os valores de carbonatação obtidos pelos modelos Possan, EHE – 08 e Bob e Afana apresentam-se próximos aos valores médios obtidos por período. De todo modo, nenhum modelo apresentou valor superior ao cobrimento da cordoalha.

4.2.3 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 32MPa

Levando em consideração a resistência à compressão do concreto de 32 MPa, são apresentados na Tabela 4.7 o avanço dos valores de previsão de profundidade de carbonatação para o período de 1990 a 2030, para os modelos estudados. Na Figura 4.4 são apresentados os resultados da profundidade de carbonatação no decorrer do tempo, bem como os valores mínimo, médio e máximo de carbonatação, e os cobrimentos da armadura transversal e da cordoalha.

Tabela 4.7: Profundidade de carbonatação para diferentes modelos, considerando $f_{ck} = 32$ MPa e período de 1990 a 2030.

Idade da estrutura (anos)	Período (anos)	Modelo de Possan (mm)	Modelo de Ekolu (mm)	Modelo EHE - 08 (mm)	Modelo de Helene (mm)	Modelo de Bob e Afana (mm)	Modelo de Vesikari (mm)	Média por período (mm)
10	1990	6,31	6,56	7,53	5,49	8,30	11,05	7,54
20	2000	8,92	8,66	10,65	7,76	11,74	15,63	10,56
30	2010	10,93	10,04	13,04	9,51	14,38	19,15	12,84
40	2020	12,62	11,05	15,06	10,98	16,60	22,11	14,74
41	2021	12,77	11,14	15,25	11,11	16,81	22,38	14,91
50	2030	14,11	11,83	16,84	12,27	18,56	24,72	16,39

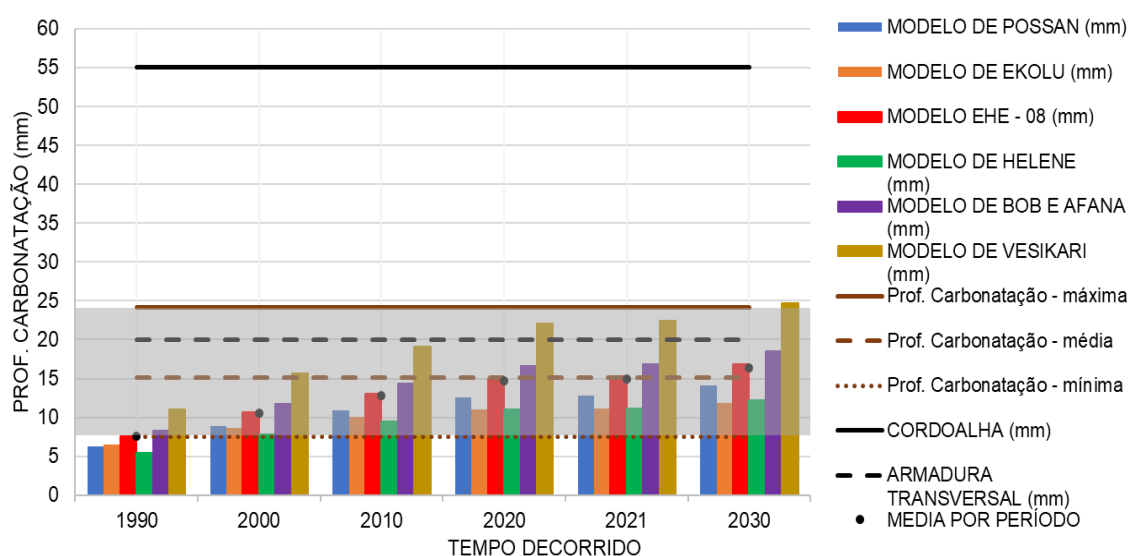


Figura 4.4: Profundidade de carbonatação por diferentes modelos, para f_{ck} de 32MPa e período de 1990 a 2030.

Para o período de 1990, nota-se a baixa variabilidade dos valores obtidos de carbonatação, sobretudo aos modelos de Ekolu, Possan, EHE – 08 e Bob e Afana, que apresentam valores entre 6,31 a 8,30mm.

Em 2000, verificam-se que os modelos de EHE – 08 e Bob e Afana se apresentam valores próximos entre si. Situação similar acontece nos modelos de Ekolu, Possan e Helene. No decorrer do período analisado, verifica-se o aumento e discrepâncias dos valores obtidos pelos modelos, no entanto os modelos de Ekolu e Helene são muito próximos. Ademais, para este período, os valores apresentam entre a mínima e a média obtida da estrutura, salvo modelo de Vesikari, que apresenta valor superior à média obtida da estrutura.

No período de 2010 verificam-se que os valores de carbonatação obtidos dos modelos ainda permanecem entre os valores mínimo e médio obtido da estrutura. Ademais, verifica-se que o modelo de Vesikari apresenta valor próximo ao cobrimento da armadura transversal, de 19,15 e 20mm, respectivamente. Após o ano de 2010, a estrutura encontra-se despassivada para este modelo.

Em 2021, os modelos de EHE – 08 Bob e Afana apresentam valores superiores à média de carbonatação obtida da estrutura, condição esta não verificada para os demais modelos ao longo do período remanescente.

Assim como nas análises anteriores, utilizando resistência a compressão do concreto de 20 MPa e 25 MPa, o modelo de Vesikari apresenta valores de carbonatação superiores aos demais modelos em todo período analisado. O modelo de Helene apresenta valores inferiores aos demais nos períodos de 1990 e 2020, no entanto, após este período, o modelo de Ekolu apresenta valores inferiores aos demais modelos.

A despassivação da estrutura apenas ocorrerá próximo a 2030 para o modelo de Bob e Afana.

4.2.4 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 42,82MPa

Considerando o cenário com concreto de resistência à compressão de 42,82 MPa, na Tabela 4.8 são apresentados os valores de carbonatação obtidos para os distintos modelos analisados. Por sua vez, na Figura 4.5 são apresentados os resultados da profundidade de carbonatação no decorrer do

tempo, bem como os valores mínimo, médio e máximo de carbonatação, o cobrimento da armadura transversal e cordoalha, para os modelos em foco.

Tabela 4.8: Profundidade de carbonatação para diferentes modelos, considerando $f_{ck} = 42,82$ MPa e período de 1990 a 2030.

Idade da estrutura (anos)	Período (anos)	Modelo de Possan (mm)	Modelo de Ekolu (mm)	Modelo EHE - 08 (mm)	Modelo de Helene (mm)	Modelo de Bob e Afana (mm)	Modelo de Vesikari (mm)	Média por período (mm)
10	1990	3,84	4,23	5,01	3,37	6,20	8,12	5,13
20	2000	5,43	5,59	7,09	4,77	8,77	11,49	7,19
30	2010	6,65	6,48	8,68	5,84	10,74	14,07	8,74
40	2020	7,68	7,14	10,03	6,74	12,41	16,24	10,04
41	2021	7,78	7,19	10,15	6,82	12,56	16,45	10,16
50	2030	8,59	7,64	11,21	7,53	13,87	18,16	11,17

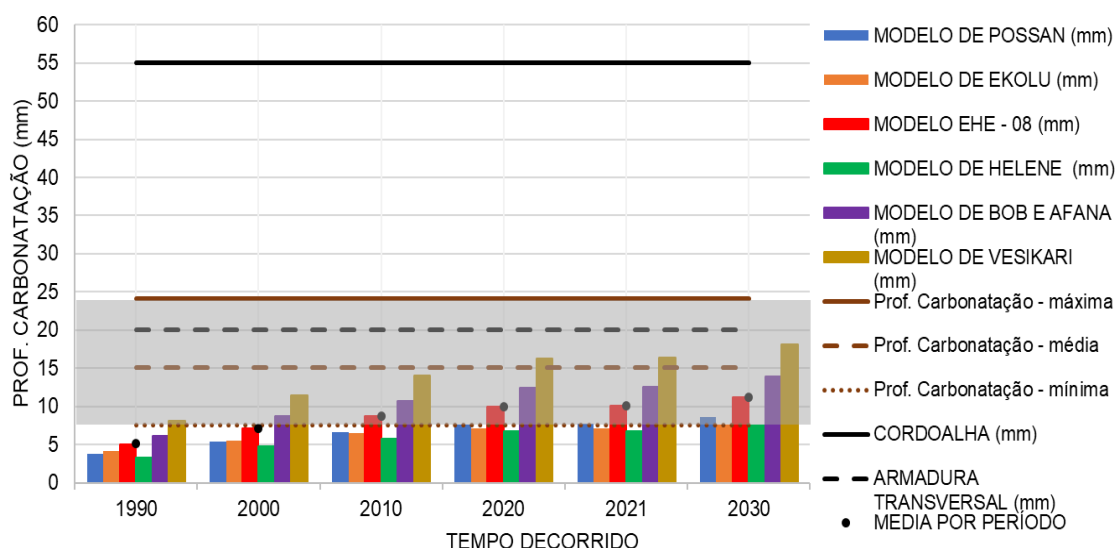


Figura 4.5: Profundidade de carbonatação por diferentes modelos, para f_{ck} de 42,82MPa e período de 1990 a 2030

Observa-se que, para o período de 1990, apenas o modelo de Vesikari apresenta valor de carbonatação superior ao valor mínimo obtido da estrutura, 8,12 e 7,51mm respectivamente. Todos demais modelos apresentam valores inferiores a 7,51mm, permanecendo no intervalo de 3,37 mm a 6,20mm.

Ao longo do período analisado, não é verificada evolução significativa dos valores de carbonatação para os modelos de Ekolu, Possan e Helene, sendo que

em todo período analisado, os valores de carbonatação permanecem inferiores ou próximos da carbonatação mínima obtida da estrutura.

O modelo de EHE – 08 permanece com valores de carbonatação entre o mínimo e a média obtida da estrutura após o período de 2000. Neste período, o modelo de Bob e Afana apresenta valores superiores ao valor mínimo obtido da estrutura. Estes dois modelos não apresentam valores superiores a carbonatação média obtida da estrutura no período analisado. No entanto, o modelo de EHE – 08 apresenta valores muito próximos a média obtida dos modelos, em todos os períodos analisados.

De todo modo, apenas o modelo de Vesikari apresenta valores de carbonatação superior à média obtida da estrutura.

Assim como nas demais análises envolvendo outros valores de resistência a compressão do concreto, o modelo de Vesikari apresenta valores de carbonatação superiores aos demais em todo período analisado. Por sua vez, o modelo de Helene apresenta valores inferiores aos demais.

Para o período analisado, não ocorrerá despassivação da estrutura, visto que nenhum modelo apresenta valor de carbonatação superior a 20mm.

A Tabela 4.9 apresenta o ano de despassivação da ponte para as diferentes resistências à compressão do concreto e para todos os modelos empregados neste trabalho.

Tabela 4.9: Ano de despassivação da estrutura, para cada modelo e resistência do concreto.

Modelo	Concreto f_{ck} = 20 MPa	Concreto f_{ck} = 25 MPa	Concreto f_{ck} = 32 MPa	Concreto f_{ck} = 42,82 MPa
Possan	2000	2023	*	*
Ekolu	2008	2075	*	*
EHE - 08	2000	2016	2050	*
Helene	2045	2064	*	*
Bob e Afana	2002	2015	2038	*
Vesikari	1988	1997	2012	2040
* a estrutura não sofreu despassivação para o modelo no período de 100 anos				

4.3 RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROFUNDIDADES DE CARBONATAÇÃO PARA OS MODELOS DETERMINÍSTICOS PARA DIFERENTES CONCENTRAÇÕES DE UMIDADE RELATIVA

Neste cenário foram realizadas duas análises, levando em consideração os valores de resistência a compressão do concreto de 25 e 42,82 MPa, este último obtido via retro análise. Além disso, foram consideradas três condições de umidade relativa, de 50%, 70% e 80%, vistos que os extremos (50% e 80%) referem-se ao intervalo que possibilita a aplicação do modelo de Eklou. A umidade relativa de 70% refere-se ao valor relativamente próximo ao valor da média obtida pela compilação dos dados fornecidos pelo IPMET, de 73,71%. Ademais, foram adotados os modelos de Eklou e Possan, visto que são os modelos mais recentes que admitem como variável de entrada, entre tantas outras, a umidade relativa do ambiente.

Conforme mencionado anteriormente, o modelo de Eklou possui a limitação de umidade relativa no intervalo de 50 a 80%. Por sua vez, modelo de Possan não possui tal limitação.

Desta maneira, a síntese dos dados utilizados neste cenário consta na Tabela 4.10.

Tabela 4.10: Variáveis e valores utilizados nos modelos determinísticos, para cenários de estudo de modificação da umidade relativa

Variáveis envolvidas	Valores
f_{ck} (MPa)	25 e 42,82
Período (anos)	Variável de 1990 a 2030
Umidade relativa (%)	50% 70% 80%
Tipo de cimento	CP I
Concentração de CO ₂ (%)	0,03
Condição de exposição	Externo protegido da chuva
Cobrimento da armadura transversal (mm)	20
Profundidade de carbonatação mínima obtida de ensaio (mm)	7,51
Profundidade de carbonatação média obtida dos ensaios (mm)	15,13
Profundidade de carbonatação máxima obtida de ensaio (mm)	24,16

4.3.1 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 25MPa E DIFERENTES VALORES DE UMIDADE RELATIVA

Neste cenário é fixado o valor de resistência a compressão do concreto, de 25 MPa, e variada a umidade relativa. Assim, a Tabela 4.11 apresenta a evolução dos valores de profundidade de carbonatação para os dois modelos em foco, dentro do período proposto. Na Figura 4.6 são apresentados os resultados obtidos pelos modelos com os dados obtidos da estrutura.

Tabela 4.11: Profundidade de carbonatação para os modelos de Possan e Ekolü, considerando f_{ck} de 25 MPa e período de 1990 a 2030.

Idade da estrutura (anos)	Período (anos)	Modelo de Possan			Modelo de Ekolü		
		UR = 50%	UR = 70%	UR = 80%	UR = 50%	UR = 70%	UR = 80%
10	1990	7,10	9,90	8,56	9,65	10,46	7,32
20	2000	10,03	14,00	12,10	12,74	13,82	9,67
30	2010	12,29	17,14	14,82	14,77	16,02	11,21
40	2020	14,19	19,80	17,11	16,26	17,64	12,34
41	2021	14,37	20,04	17,33	16,39	17,77	12,44
50	2030	15,87	22,13	19,13	17,41	18,88	13,21

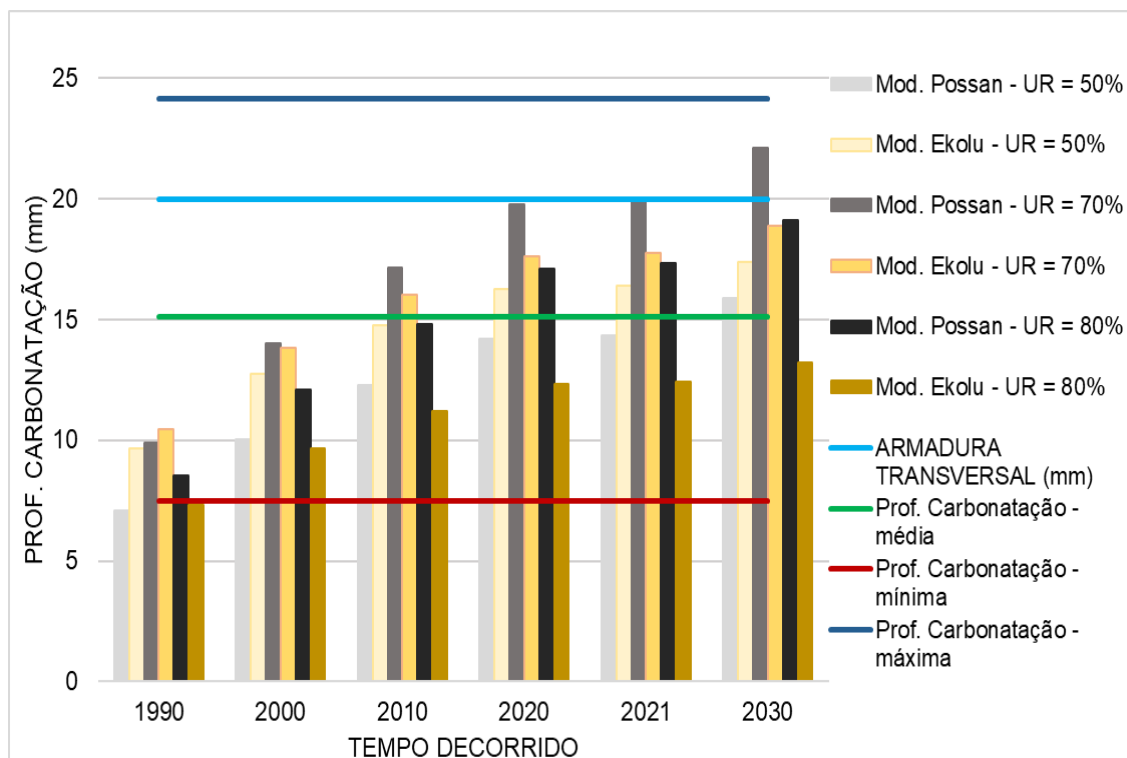


Figura 4.6: Profundidade de carbonatação para os modelos de Possan e Ekolu, para f_{ck} de 25MPa e diferentes valores de umidade relativa.

De início verifica-se o formato de parábola formado pela utilização dos modelos em cada período analisado, i.e., para menores valores de umidade relativa, menores são os valores de profundidades de carbonatação. À medida que aumenta a umidade relativa, aumenta a profundidade de carbonatação; e para o limite de 80% de umidade relativa, há a diminuição da profundidade de carbonatação para ambos modelos.

Verifica-se ainda que o modelo de Possan tende a possuir valores de profundidade de carbonatação superiores aos do modelo de Ekolu, para umidades relativas de 70% ou superiores, independente do período analisado. No entanto, para baixas umidades relativas, o modelo de Ekolu apresenta valores superiores ao modelo de Possan.

Para o período de 1990, verifica-se que os valores de profundidade de carbonatação obtida pelos modelos são superiores a profundidade mínima obtida da estrutura, salvo condição de umidade relativa de 50% para o modelo de Possan e 80% para o modelo de Ekolu.

Em 2000, todos valores de profundidade de carbonatação obtida pelos modelos em foco são superiores a carbonatação mínima obtida da estrutura, no

entanto são inferiores a carbonatação média obtida da estrutura. Em 2010, apenas para a condição de umidade relativa de 70%, para ambos os modelos, são superiores a carbonatação média obtida da estrutura.

Em 2020, em nenhuma condição a estrutura está despassivada, porém, em 2021, para a umidade relativa de 70%, a estrutura encontra-se despassivada para o modelo de Possan.

Levando em consideração os dois modelos, bem como umidade relativa e resistência à compressão do concreto, foram realizadas análises de sensibilidade, via cossenos diretores, para verificar as parcelas de relevância desses parâmetros em cada modelo. Assim, a Tabela 4.12 e Figura 4.7 apresentam os valores obtidos.

Tabela 4.12: Parcela de relevância utilizando os modelos de Possan e Ekolu, para f_{ck} de 25MPa e diferentes valores de umidade relativa.

Variáveis	Modelo de Possan	Modelo de Ekolu
$f_{ck} = 25$ MPa	0,760	0,406
UR = 50 %	0,240	0,594
$f_{ck} = 25$ MPa	0,995	0,481
UR = 70 %	0,005	0,519
$f_{ck} = 25$ MPa	0,965	0,285
UR = 73,71 %	0,035	0,715
$f_{ck} = 25$ MPa	0,869	0,114
UR = 80 %	0,131	0,886

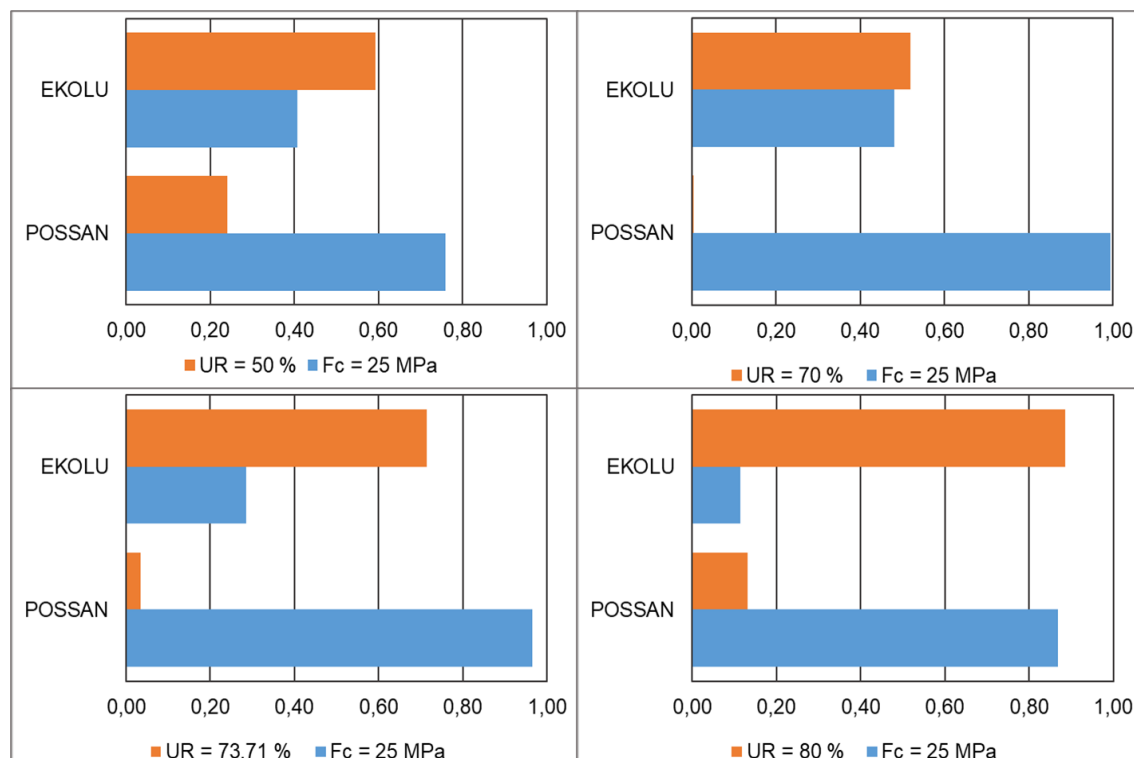


Figura 4.7: Parcela de relevância para cada modelo em foco, para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ e umidade relativa variável.

A partir dos valores obtidos, verifica-se que, independentemente do valor, a umidade relativa é preponderante na obtenção da profundidade de carbonatação no modelo de Ekolú. No entanto, para o modelo de Ekolú, o valor de relevância de umidade relativa de 70% é levemente superior à resistência a compressão do concreto. Ainda no que diz respeito a este modelo, para a umidade relativa de 80%, a parcela de relevância atribuída à resistência a compressão do concreto é muito baixa, próxima a 11%, para o cálculo da profundidade de carbonatação.

Para o modelo de Possan, nota-se a condição contrária à observada no modelo de Ekolú, i.e., a resistência a compressão do concreto é o fator preponderante para a obtenção da profundidade de carbonatação. Para os valores extremos de umidade relativa, de 50% e 80%, verifica-se um baixo fator de relevância para a umidade relativa na obtenção de carbonatação, de 24% e 13,1%, respectivamente. No entanto, para umidade relativa de 70% e 73,71%, o fator umidade relativa é quase que insignificante para o modelo de Possan, inferiores a 4%.

4.3.2 CENÁRIO COM RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 42,82MPa E DIFERENTES VALORES DE UMIDADE RELATIVA

Neste cenário é utilizado o valor resistência a compressão do concreto de 42,82 MPa, obtido via retro análise, e diferentes condições de umidade relativa. Deste modo, a Tabela 4.13 apresenta os valores de profundidade de carbonatação para os modelos de Possan e Ekolü, e na Figura 4.8 são apresentados os valores pelos modelos e comparados aos valores obtidos na estrutura.

Tabela 4.13: Profundidade de carbonatação para os modelos de Possan e Ekolü, considerando $f_{ck} = 42,82$ MPa e período de 1990 a 2030.

Idade da estrutura (anos)	Período (anos)	Modelo de Possan			Modelo de Ekolü		
		UR = 50%	UR = 730%	UR = 80%	UR = 50%	UR = 70%	UR = 80%
10	1990	2,95	3,94	3,47	4,30	4,67	3,27
20	2000	4,17	5,57	4,91	5,68	6,16	4,31
30	2010	5,10	6,83	6,01	6,59	7,15	5,00
40	2020	5,89	7,88	6,94	7,25	7,87	5,51
41	2021	5,96	7,98	7,03	7,31	7,93	5,55
50	2030	6,59	8,81	7,76	7,77	8,42	5,89

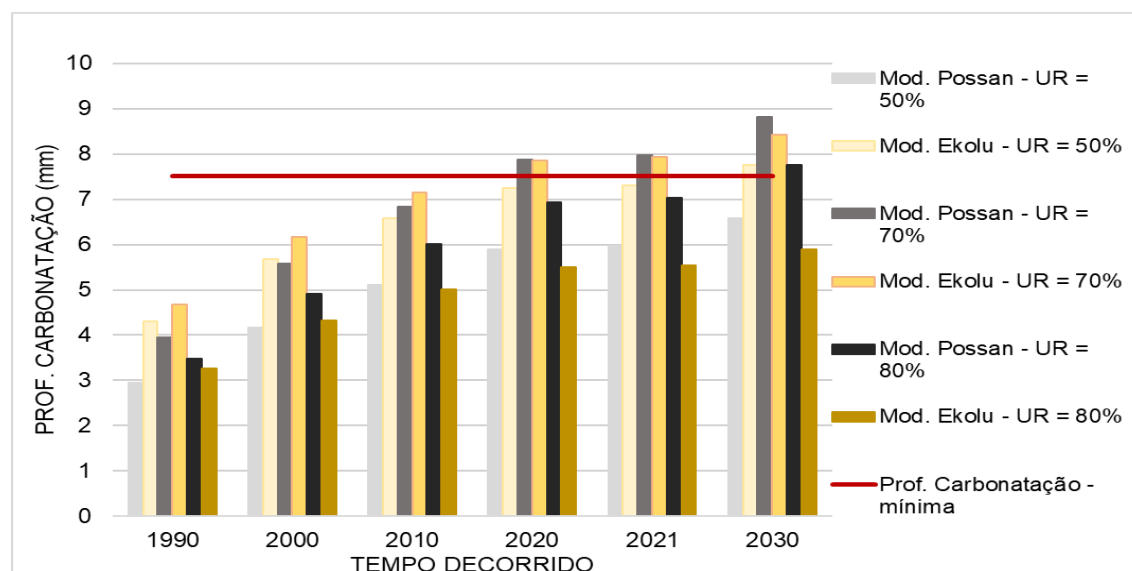


Figura 4.8: Profundidade de carbonatação para os modelos de Possan e Ekolü, para f_{ck} de 42,82MPa e diferentes valores de umidade relativa.

Observa-se, assim como ocorreu com o cenário de resistência a compressão do concreto de 25 MPa e diferentes valores de umidade relativa, o formato em parábola gerado pelos modelos. No entanto, aqui os valores obtidos de profundidade de carbonatação são inferiores aos valores obtidos no cenário anterior.

Verifica-se ainda que, para o modelo de Possan, independente do período analisado, a profundidade de carbonatação é inferior levando em consideração a umidade relativa de 50%, máxima para umidade relativa para umidade relativa de 70% e diminui para umidade relativa de 80%, ainda que para patamares superiores ao registrado com umidade relativa de 50%.

O modelo de Ekolü, por sua vez, apresenta profundidade de carbonatação máxima para umidade relativa de 70%, assim como no modelo de Possan. No entanto, quando utilizado os valores extremos de umidade relativa, 50% e 80%, a profundidade de carbonatação é maior quando utilizado 50%.

Ademais, dentro do período analisado, verifica-se que ambos os modelos atingem a carbonatação mínima obtida da estrutura apenas em 2020. Além disso é apresentada a baixa variação dos valores obtidos, ao longo no cenário estudado. Neste sentido, assim como realizado no cenário anterior, foram desenvolvidos análises de sensibilidade, via cossenos diretores, para verificar as parcelas de relevância para cada modelo. Deste modo, a Tabela 4.14 apresenta os valores obtidos pelos modelos adotados no cenário e na Figura 4.9 são apresentados estes valores com os valores obtidos da estrutura.

Tabela 4.14: Parcela de relevância utilizando os modelos de Possan e Ekolü, para f_{ck} de 42,82MPa e diferentes valores de umidade relativa.

Variáveis	Modelo de Possan	Modelo de Ekolü
$f_{ck} = 42,82$ MPa	0,525	0,417
UR = 50 %	0,475	0,583
$f_{ck} = 42,82$ MPa	0,991	0,500
UR = 70 %	0,009	0,500
$f_{ck} = 42,82$ MPa	0,911	0,281
UR = 73,71 %	0,089	0,719
$f_{ck} = 42,82$ MPa	0,748	0,100
UR = 80 %	0,252	0,900

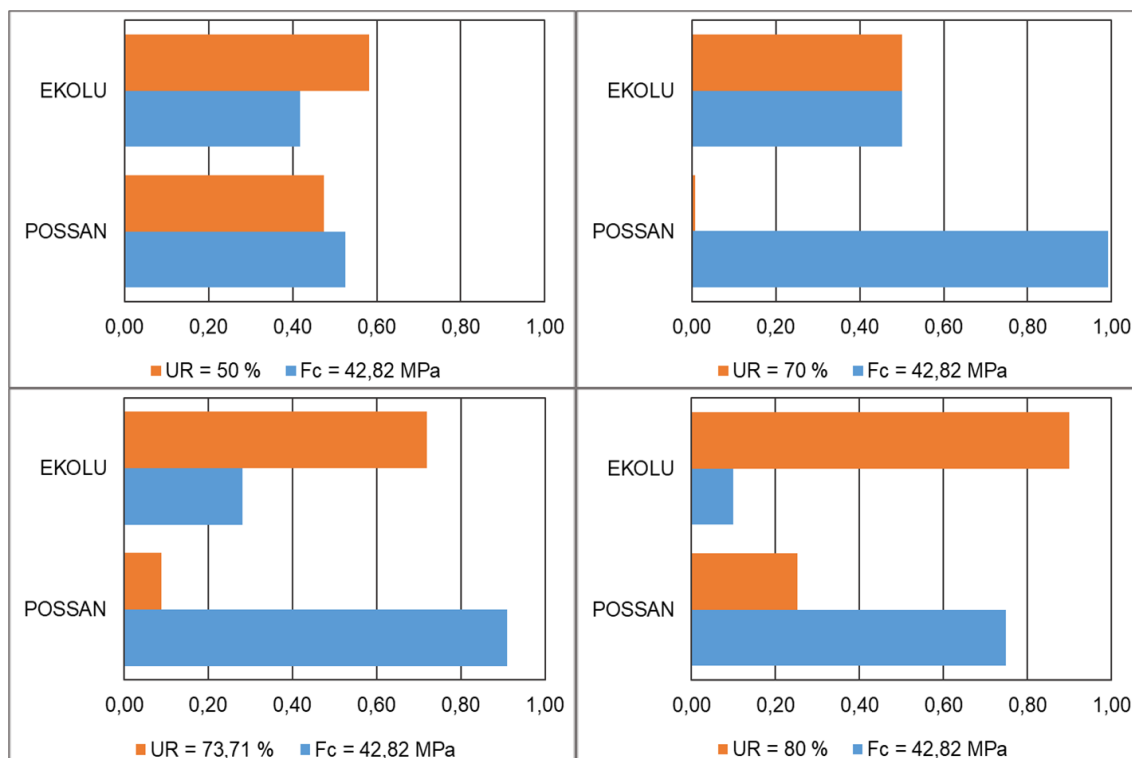


Figura 4.9: Parcela de relevância para cada modelo em foco, para $f_{ck} = 42,82\text{MPa}$ e umidade relativa variável.

Assim como verificado na situação anterior, para o modelo de Ekolú a umidade relativa apresenta-se um fator preponderante na obtenção da profundidade de carbonatação, apesar de não ser muito acentuada como na situação anterior. Neste sentido, para o modelo de Ekolú, para umidade relativa de 50%, os fatores de umidade relativa e resistência a compressão do concreto apresentam valores próximos. Para umidade relativa de 70%, os fatores apresentam pesos idênticos na obtenção da profundidade de carbonatação. No entanto, para valores de umidade relativa superiores a 70%, esta mesma variável volta a tornar-se preponderante na obtenção da profundidade de carbonatação.

O modelo de Possan, assim como verificado no cenário anterior, apresenta como fator preponderante na obtenção da profundidade de carbonatação, a resistência à compressão do concreto, sobretudo para valores entorno de 70%. No entanto, para umidade relativa de 50%, os fatores envolvidos para obtenção da profundidade de carbonatação são relativamente próximos.

5. CONCLUSÕES

O estudo apresentado nesta pesquisa teve como principal objetivo comparar a capacidade de previsão da profundidade de carbonatação de diversos modelos da literatura com dados reais de uma estrutura de ponte em serviço com 41 anos de existência. Com isso, torna-se possível estimar o tempo de vida útil de projeto dessa estrutura considerando como modo de falha, a chegada da frente carbonatada à superfície da armadura passiva da ponte. A seguir, as conclusões acerca de todo o estudo realizado são apresentadas.

Em relação a metodologia adotada, verificou-se que, com a realização de ensaios de pacometria e profundidade de carbonatação é possível constatar se a estrutura encontra-se despassivada. Além disso, com o período de existência (idade) da estrutura, com a realização de extração de testemunho e ensaio de resistência a compressão do concreto, alinhados com as condições apresentadas na CEB – FIB MODEL CODE 1990 (1993), é possível estimar o F_{ck} do concreto utilizado na construção da estrutura.

Ademais, foi verificada a norma ABNT NBR 6118 ao longo de suas atualizações, no que diz respeito a vida útil e durabilidade. Nas atualizações são estabelecidas condições prescritivas de acordo com a classe agressividade ambiental, tipo de concreto e elemento estrutural para adotar a espessura de cobrimento. No entanto faltam parâmetros e diretrizes explícitas e sistemáticas para a previsão do tempo de vida útil das estruturas frente aos fenômenos deletérios, sobretudo a carbonatação, o qual é o maior responsável pela corrosão das armaduras em regiões interioranas.

Neste sentido, a utilização de modelos de previsão de vida útil desenvolvidos por pesquisadores nacionais e internacionais podem preencher a lacuna faltante em norma. Deste modo, modelos desenvolvidos por Vesikari (1988), Bob e Afana (1993), Helene (1993), Possan (2010), EHE – 08 (2010) e Ekolu (2018) relacionam dados e informações de entrada de fácil obtenção para estimar a vida útil da estrutura ou até mesmo para adotar o cobrimento da armadura frente à carbonatação. Assim, com os dados obtidos da estrutura real, ponte localizada no encontro da Av. Dr. Nuno de Assis com Rua Alto Purús, de Bauru - SP, foram possíveis compilá-los e compará-los com os valores de profundidade de carbonatação obtidos pelos modelos citados.

Desta forma, empregado o valor de resistência à compressão do concreto obtido por meio de retro análise, de 42,82 MPa, observa-se uma baixa profundidade de carbonatação para os modelos utilizados. Em contrapartida, para os demais cenários adotados, 20, 25 e 32 MPa, verificou-se que a profundidade de carbonatação é maior quanto menor for a resistência a compressão do concreto, indo ao encontro com pesquisas nacionais e internacionais.

Ainda com relação aos resultados utilizando diferentes cenários de resistência à compressão do concreto, para qualquer cenário estudado, os valores de profundidade de carbonatação obtidos pelo modelo de Vesikari apresentam-se superiores aos demais, podendo-se dizer que este é o mais conservador dos métodos estudados. O modelo de Helene apresentou-se valores inferiores aos demais modelos para resistência a compressão do concreto de 20 e 25 MPa. Para resistências a compressão do concreto de 32 e 42,82 MPa, os valores de carbonatação obtidos pelo modelo de Helene estão muito próximo, e em alguns períodos levemente superior, ao modelo de Ekolü.

Em todos os períodos e em todos os cenários de estudo, os modelos de Possan, EHE – 08 e Bob e Afana apresentaram valores de carbonatação relativamente próximos, sobretudo nas análises utilizando concreto com 20 e 25 MPa; além disso, os valores de profundidade de carbonatação são próximos aos valores médios obtidos pelo emprego de todos os modelos.

Além das condições obtidas acima, observa-se que os valores obtidos de carbonatação por meio dos modelos determinísticos e levando em consideração os valores mínimo, médio e máximo de carbonatação obtido da estrutura, sugere-se que o concreto utilizado na época da construção da ponte foi de 32 MPa, visto que todos os modelos empregados neste trabalho se encontram no intervalo mínimo e máximo de profundidade de carbonatação obtido da estrutura. Outro indício que corrobora a esta hipótese é que, para o período de 2021, ano de obtenção dos dados da estrutura, o valor médio obtido pelo emprego dos modelos estudados apresenta-se praticamente igual ao valor médio de carbonatação obtido da estrutura.

De todo modo, para todos os cenários de resistência a compressão do concreto verificam-se as proximidades dos valores de profundidade de carbonatação obtidos pelos modelos com os valores mínimo, média e máximo de carbonatação obtida da estrutura, salvo modelo de Vesikari, que apresenta

valores superiores aos demais modelos, sobretudo quando utilizado o concreto de F_{ck} de 20 MPa. Com relação aos demais modelos, as condições observadas representam um indicativo favorável para a aplicação dos modelos no estudo de reais, i.e., de estruturas existentes.

Com relação ao cenário com emprego dos modelos de Eklou e Possan em umidades relativas diferentes, verificou-se que o comportamento da profundidade de carbonatação é menor para os extremos dos intervalos adotados de umidades relativas, 50% e 80%, e apresenta valores de profundidade de carbonatação maiores para 70%. Isso vai ao encontro do que é apresentado na literatura nacional e internacional, que apresenta que a carbonatação é máxima para umidade relativa entre 60 e 70%.

Ainda com relação aos cenários envolvendo umidade relativa, independente da resistência analisada, 25 ou 42,82 MPa, os modelos apresentam comportamentos semelhantes, i.e., o modelo de Eklou apresenta a umidade relativa como fator preponderante na obtenção da profundidade de carbonatação, salvo condição com umidade relativa de 70% e resistência a compressão do concreto de 42,82 MPa, cujos fatores de relevâncias envolvidos são equivalentes. Por sua vez, o modelo de Possan apresenta como fator para obtenção da profundidade de carbonatação a resistência a compressão do concreto, sendo que, para valores iguais ou superiores a 70% de umidade, esta variável apresenta baixa relevância na obtenção da carbonatação. Esta condição sugere a baixa influência da umidade relativa na profundidade de carbonatação, levando em consideração o modelo de Possan e alta influência para o modelo de Eklou; condição contrária é verificada no que diz respeito a análise levando em consideração a resistência a compressão do concreto, sendo baixa a influência para obtenção da profundidade de carbonatação para o modelo de Eklou e alta para o modelo de Possan.

Com relação ao valor médio obtido por meio dos ensaios de carbonatação da estrutura, verificou-se que está próximo ao valor de cobrimento da armadura transversal, 15,13mm e 20mm, respectivamente, indicando que a estrutura não está despassivada de forma geral. No entanto podem existir pontos da estrutura que possam estar despassivada, ou até mesmo apresente armadura corroída, visto que alguns ensaios apresentam valores de carbonatação superiores ao cobrimento. De modo geral, os resultados obtidos apresentaram boa

concordância entre os modelos e os dados reais obtida da estrutura, o que sugere que tais modelos podem ser adotados para a estimativa do tempo de vida de projeto de estruturas de concreto.

Por fim, conforme verificado ao longo deste trabalho, realizar ensaios, principalmente de carbonatação, em estruturas existentes é um ponto chave para verificar se a estruturas está despassivada. Neste sentido, realizar inspeções visuais e ensaios simples, como pacometria, extração de testemunho, carbonatação e resistência a compressão do concreto fornecem indícios cruciais sobre a vida útil e durabilidade da estrutura, antes que ela apresente ou atinja um estado de limite. Ademais, além dos dados obtidos da estrutura proporcionar informações sobre a “saúde” da estrutura, os dados são pontos substanciais para a calibração dos modelos existentes, assim como podem proporcionar e validar novos modelos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, J. J. O. **Vida útil das estruturas de concreto armado**. In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações. 2v. ed. Geraldo C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. 923-951 p.

Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). **Quais os tipos de Cimento Portland?** Disponível em: <http://www.abcp.org.br/cms/perguntas-frequentes/quais-sao-os-tipos-decimento-portland/> . Acessado em 18 de janeiro de 2023.

Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). **Guia básico de utilização do cimento portland** . 7ªEd. São Paulo, 2002. 28p (BT-106)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto -procedimento. Rio de Janeiro: ABNT. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7680-1**: concreto — extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto parte 1: resistência à compressão axial. Rio de Janeiro: ABNT. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9452**: inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto — procedimento. Rio de Janeiro. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15.575-1 (2013): Edificações habitacionais — Desempenho Parte 1**: Requisitos gerais. Rio de Janeiro: ABNT. 2013.

ALEXANDRE, M.; BEUSHAUSEN, H., Durability, service life prediction, and modelling for reinforced concrete structures – review and critique. **Cement and Concrete Research** **122** 17 - 29. Department of Civil Engineering, University of Cape Town. 2019.

ASLANI, F.; DEHESTANI, M., “**Probabilistic impacts of corrosion on structural failure and performance limits of reinforced concrete beams**”, **Construction and Building Materials**, v. 265, pp. 120316, 2020.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120316>

BARBOSA, M. R.; BASTOS, P. S. S.. **Traços de concreto para obras de pequeno porte. Concreto e Construção**, v. XXXVI, p. 32-36. São Paulo, 2008.

BAKKER, R.F.M. Chapter Three. In: SCHIESSL, P. ed. **Corrosion of Steel in Concrete**. Report of the Technical Committee 60 – CSC. RILEM. London, 1988. p. 36-42.

BAUER, L.A. Falcão. **Materiais de Construção**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1979. 529.p.

BOB, C.; AFANA, E. **On-site assessment of concrete carbonation**. Proceedings of the International Conference Failure of Concrete Structures, RILEM, Bratislava, Rep. Eslovaca, 1993, p. 84–87.

BOSCH, Bosch Ferramentas Elétricas Profissionais & Acessórios. SCANNER DE PAREDE D-TECT 200 C PROFESSIONAL. Disponível em: <https://www.bosch-professional.com/br/pt/products/scanner-de-parede-d-tect-200-c-06010816G0>.

Acessado em 10 de março de 2023

CATUSO, A; MENNUCCI, M; ANDRADE, J; DAL MOLIN, D. **Interferência da exsudação na carbonatação de concretos**. Anais de Congresso Internacional de Corrosão. Búzios: ABRACO, p.1-12, 2016.

CAFANGE, D.M.P.J. **Estudo de métodos e medidas auxiliares para o controle da resistência à carbonatação de concretos estruturais de cimento Portland**. 2011. (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

CADORE, W.W. **Estudo da carbonatação da camada de cobrimento de protótipos de concreto com altos teores de adições minerais e cal hidratada.** Santa Maria, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), 2008.

CALLISTER JUNIOR, W. **Ciência e engenharia dos materiais: uma introdução.** 5º edição. Rio de Janeiro. 2002, 620 p.

CARMONA, THOMAS G. **Modelos de Previsão da Despassivação das Armaduras em Estruturas de Concreto Sujeitas à Carbonatação.** 2005. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

CASCUDO, O; **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas.** São Paulo: Pini; Goiania: Editora UFMG, 1993.

CASCUDO, O. **Revista Concreto e Construções**, Ano XLIX, nº104, out-dez 2021, ISSN1809-7197. Seção: Converse com o IBRACON. Pg. 8. 2021.

CASCUDO, O.; CARASEK, H.; CAMPOS NETO, T. F. **Revista Concreto e Construções**, Ano XLIX, nº102, abr-jun 2021. Uso do aprendizado de máquina na previsão da frente de carbonatação: uma trajetória dos anos 90 aos dias atuais. Pg. 76. 2021.

CASTRO, A. **Influência das adições minerais na durabilidade do concreto sujeito à carbonatação.** 2003, 236 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2003.

CHEN, Z.; LIN, J.; SAGOE-CRENTSIL, K.; DUAN, W. Development of hybrid machine learning-based carbonation models with weighting function. **Construction and Building Materials.** 126359. 2022.

CLIFTON, J. R. Methods for predicting the remaining service life of concrete. In. **INTERNATIONAL CONFERENCE - DURABILITY OF BUILDING MATERIALS**

AND COMPONENTS, 5 th, Brighton, Proceedings... Reino Unido, 1990, pp. 361-373.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB 238: new approach to durability design: an example for carbonation induced corrosion. Bulletin d'Information**, Suecis, n. 238, may 1993, 138p.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB – FIP Model Code 1990**. London: Thomas Teldord, 1993.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 2006**. Model code for service life design. Lausanne, CEB, Bulletin n. 34, p. 116, 2006.

COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. (2011). **EN 197-1: cement - part 1: composition, specifications and conformity criteria for common cements**. Bruxelas: CEN, 42p.

COOPER, T. **Beyond Recycling – The longer life option**. The New Economics Foundations, Whitechapel Road, London, 1994. 5 páginas.

COUTO, R. A., **Avaliação probabilística da vida útil de estruturas de concreto armado sujeitas à carbonatação**. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. Belo Horizonte, 2017.

CUI, H.; TANG, W.; LIU, W.; DONG, Z.; XING, F. Experimental study on effects of CO_2 concentrations on concrete carbonation and diffusion mechanisms. **Constructions and Building Materials**, v. 93, p. 522-527, 2015.

EHE-08 **Instrucción del Hormigón Estructural**. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. 4ªEdición, 2010

EN 197-1, Cement - Part 1: Composition, **Specifications and Conformity Criteria for Common Cements**, European Committee for Standardization, 2011. CEN, 42pp.

EKOLU, S. O. (2018), **Model for practical prediction of natural carbonation in reinforced concrete: part 1-formulation**. Cement and Concrete Composites. 86:40-56. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.10.006>.

EKOLU, S. O. (2020), **Model for natural carbonation prediction (NCP): practical application worldwide to real life functioning concrete structures**. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111126>

FELIX, E. F.; BALADUCH, T. J. R.; CARRAZEDO, R.; POSSAN, E.; **Aplicação de inteligência artificial para a predição de parâmetros mecânicos de concretos com agregado reciclado**. Congresso Brasileiro do Concreto. IBRACON. São Paulo, 2018.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. FIB Bulletin 53. **Model code for structural concrete textbook on behaviour, design and performance**, second edition .Volume 3: Design of durable concrete structures. 2010, p.390.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. International Federation for Structural Concrete. **fib Bulletin No 34. model code for service life design**. fib . Lausanne, 2006.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. International Federation for Structural Concrete. **fib Bulletin No. 65. model code 2010, final draft**, vol. 1. Fib. Lausanne, 2012.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. International Federation for Structural Concrete. **fib Bulletin No. 66. model code 2010, final draft**, vol. 2. Fib. Lausanne, 2012.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. FIB Bulletin 192. **Bulletin D'information diagnosis and assessment of concrete structures**. 1989.

FIGUEIREDO, E. **Efeito da carbonatação e de cloretos no concreto**. In: ISAIA, G. Concreto: ensino, pesquisa e realizações. v. 2. São Paulo: IBRACON, 2005. P.829-855.

FIGUEIREDO, E. **Avaliação do desempenho de revestimentos para a proteção da armadura contra a corrosão através de técnicas eletroquímicas - Contribuição ao estudo de reparo de estruturas de concreto armado**. Tese (doutorado) –Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

FIGUEIREDO, E. J. P.; MEIRA, G. R. Corrosión de armadura de estructuras de hormigón. **ALCONPAT Internacional (Boletim Técnico)**. Mérida (México), 2013, p.28.

FIGUEIREDO, E.P. **Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto**. In: Isaia, G.C. Concreto: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: Ibracon, 2005. V.2, cap. 27, p.829 – 855.

GAP, Google Earth Pro. Imagem obtida por meio do software em 11 de agosto de 2023.

GENTIL, C. **Corrosão**. 3º Ed. LTC - Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, 1996.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993, 231f. Tese (Livre Docência) – Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HO, D.W.S. and LEWIS R.K. **Carbonation of concrete and its prediction**. Cement and Concrete Research, Vol. 17, pp. 489-504, 1987.

HOOTON, R. D., BICKELY, J. A., **Design for durability: The key to improving concrete sustainability, Construction and Building Materials**. Volume 67, Part

C, 2014, Pages 422-430, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.016>.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Panorama de Bauru. Rio de Janeiro: IBGE, 2023. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sp/bauru/panorama> . Acesso em 26 de fevereiro de 2023.

IDD. **Corrosão em estruturas de concreto armado: ação dos cloretos e da carbonatação**. Curso de Extensão 01. Curso online ministrado pelo Prof. Dr. Daniel Véras Ribeiro. 03/06/2022 a 05/06/2022.

ICZ. **Como a galvanização reduz custos e aumenta a durabilidade das estruturas de painéis fotovoltaicos**. ICZ – Instituto de Metais Não Ferrosos. 2017.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). General Principles on the Design of Structures for Durability. **ISO 13823**. Geneva: ISO/TC, 2008.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). Durability — Service life design of concrete structures. **ISO 16204**. Geneva: ISO/TC, 2012.

INTERNATIONAL STANDARDIZATION ORGANIZATION-ISO. **ISO 16311-1:2014** - Maintenance and repair of concrete structures -- Part 1: General principles, 19 p., 2014.

KARI, O.P., PUTTONEN, J., SKANTZ, E., **Reactive transport modelling of long-term carbonation**, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.05.003>. Cement and Concrete Composites, v. 52, pp. 42–53, 2014.

KAZMIERCZAK, C. S. **Contribuição para a análise da eficiência de películas aplicadas sobre estruturas de concreto armado com o objetivo de proteção**

contra a carbonatação. 1995. 168f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

KOCH, Gerhardus H. et al. **Corrosion cost and preventive strategies in the United States. United States.** Federal Highway Administration, 2002.

KULAKOWSKI, M. **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas compostos com adições de sílica ativa.** 180p. Tese (Doutorado), Programa de pós-graduação em engenharia de minas metalurgia e de materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

LORENSINI, R.V. **Avaliação probabilística da deterioração de estruturas em concreto armado.** Belo Horizonte, Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, 2006.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: IBRACON, 2008, 674p.

MEYER, A. **Investigation on the carbonation of concrete.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 5th, 1968. **Proceeding.** (Supplementary Paper III – 52). v. III, p.394-401.Tokyo, 1969.

MONTEMOR, M. F.; SIMÕES, A. M. P.; FERREIRA, M. G. S. Corrosion behavior of rebars in fly ash mortar exposed to carbon dioxide and chlorides. **Cement and Concrete Composites.** V. 24, n. 1, p. 45-53, 2002.

MORANDEAU, A; THIÉRY , M; DANGLA, P. Investigation of the carbonation mechanism of CH and C-S-H in terms of kinetics, microstructure changes and moisture Properties. **Cement and Concrete Research**, v. 56, p. 153-170, 2014.

NAKADA, K; KOMIYA, K; FUMINO, H; NISHIO, Y; KANEMATSU, M; NOGUCHI, T. Carbonation Behavior of Powdered Cement-Based Materials Under Different Relative Humidities and CO₂ Concentrations. **XV International Conference on Durability of Building Materials and Components.** DBMC 2020, Barcelona.

NEVILLE. A. M. **Propriedades do Concreto**. São Paulo: PINI, 1997, 828p.

NUNEZ, I.; NEHDI, M. L. **Machine learning prediction of carbonation depth in recycled aggregate concrete incorporating SCMs**. Construction and Building Materials. 123027. 2021.

PAPADAKIS, V.G.; VAYENAS, C.G.; FARDIS, M.N. **Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation**. ACI Journal, v.88, n.4, July-Auguste, 1991.

PETER, M. A. et al. **Competition of several carbonation reactions in concrete: a parametric study**. Cement Concrete Research. v. 38, n.12, p. 1385-1393, 2008

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. SPOBRAS. SPObras conclui recuperação estrutural do viaduto T5, na Marginal Pinheiros, na altura do Parque Villa-Lobos. Disponível em: https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/obras/sp_obras/noticias/?p=314721 . Acesso em 06 de maio de 2023.

Portland Cement Association - PCA, **Types and Causes of Concrete Deterioration**, Portland Cement Association, 5420 Old Orchard Road, Skokie, Illinois, 2002, pp. 60077e61083, 16pp. www.cement.org.

Portland Cement Association – PCA. **Design and Control of Concrete Mixtures**, EB001, 15th edition, Skokie, Illinois, USA, 2011, 460 pages.

POSSAN E., Andrade J. J. O., DAL MOLIN D. C. C., and RIBEIRO J. L. D. **Model to Estimate Concrete Carbonation Depth and Service Life Prediction**. Hygrothermal Behaviour and Building Pathologies, 2021.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. Tese de doutorado

(Doutorado em engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

RAMOS, É. S. **Modelagem numérica da propagação da corrosão por cloretos em estruturas de concreto armado**. 2020. 245 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2020.

RIBEIRO, D.V.; SANTOS, B.S.; AMORIM JR; N.S.; SANTANA, H.A.; PINTO, S.A.; **Proposal for classification of concretes quality based on accelerated carbonation tests**. Artigo submetido à Construction and Building Materials, 2020.

RILEM – Reunion Internationale de Laboratoires D’essais et Materiaux, CPC-18: **Measurement of hardened concrete carbonation depth (RILEM recommendations CPC-18)**. Materials and Structures, (1988), pp. 453–455.

ROSTAM, S. **Service life design of concrete structures: a challenge to designers as well as to owners**. Asian journal of civil engineering (building and housing), v. 6, n. 5, 2005, p. 423-445.

SANJUÁN, M. A. B. **Cálculo del Período de Iniciación de la Corrosión de la Armadura del Hormigón**. Madrid, 1992. 386p. Tese (Doutorado) – Universidad Complutense, Facultad de Ciencias Químicas.

SCHIESSL, P. **Corrosion of Steel in Concrete**. Report of the Technical Committee 60-CSC, RILEM, Chapman and Hall, London, 1988.

SILVA, V.M. **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida**. 2007. 279 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

SECRETARIA MUNICIPAL DE OBRAS (SMO), Prefeitura Municipal de Bauru. Arquivos e dados de projetos e relatórios da ponte localizada no encontro da Av. Dr. Nuno de Assis com Rua Alto Purús. Bauru, 2022.

STOCO, M. A. **Dióxido de carbono na cidade de São Paulo: medidas em superfície e análises sazonais**. 2022. 123f. Dissertação (Mestrado em Meteorologia) – Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas. Universidade de São Paulo, 2022.

TAYLOR, H. F. W. **Cement chemistry**. 2nded. London: [s.n.], 1993.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete. swedish cement and concrete research institute**. Stockholm, Suecis, 1982. 30p.

UEDA, T.; TAKEWAKA, K. **Performance-based standard specifications for aintenance and repair of concrete structures in Japan**. Structural Engineering International, v. 17, n. 4, p. 359-366, 2007.

UEMOTO, T; TAKADA, Y. Factors affecting concrete carbonation rate. **Durability of building materials and components**. v.6, 1993.

VESIKARI, E. **Service life prediction of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement**. In: TECHNICAL RESEARCH CENTRE OF FINLAND, report n 553 (Espoo), Finland, 1988, 53 p.

VERBECK, G. J. (1958). **Carbonation of hydrated Portland Cement**. American Society for Testing and Materials – Special Technical Publication, pp. 17-36, 1958.

VIEIRA, R, M.; MARQUES, V. C.; PADILHA Jr, M.; MEIRA, G. R. Estudo da carbonatação natural de concretos em ambiente urbano. *Concreto e Construções*, São Paulo, v. 58, p. 40-45, 2010.

WILD, S.; KHATIB, J.; JONES, A.. **Relative strenght, pozzolanic activity and cement hydration on superplasticised metakaolin concrete.** Cement and Concrete Research, v. 26, n. 10, p. 1537-1544, 1996.

ANEXO A – LOCALIZAÇÃO DAS PONTES E VIADUTOS DE BAURU



ANEXO B – LOCALIZAÇÃO DAS PONTES E VIADUTOS CLASSIFICADOS COM NOTA BAIXA FRENTE À NORMA 9452:2016



ANEXO C – FICHA DE INSPEÇÃO DA PONTE

LOCALIZADA NO ENCONTRO DA RUA ALTO PURÚS

COM AV. DR. NUNO DE ASSIS – BAURU



ABNT/CEE - 169

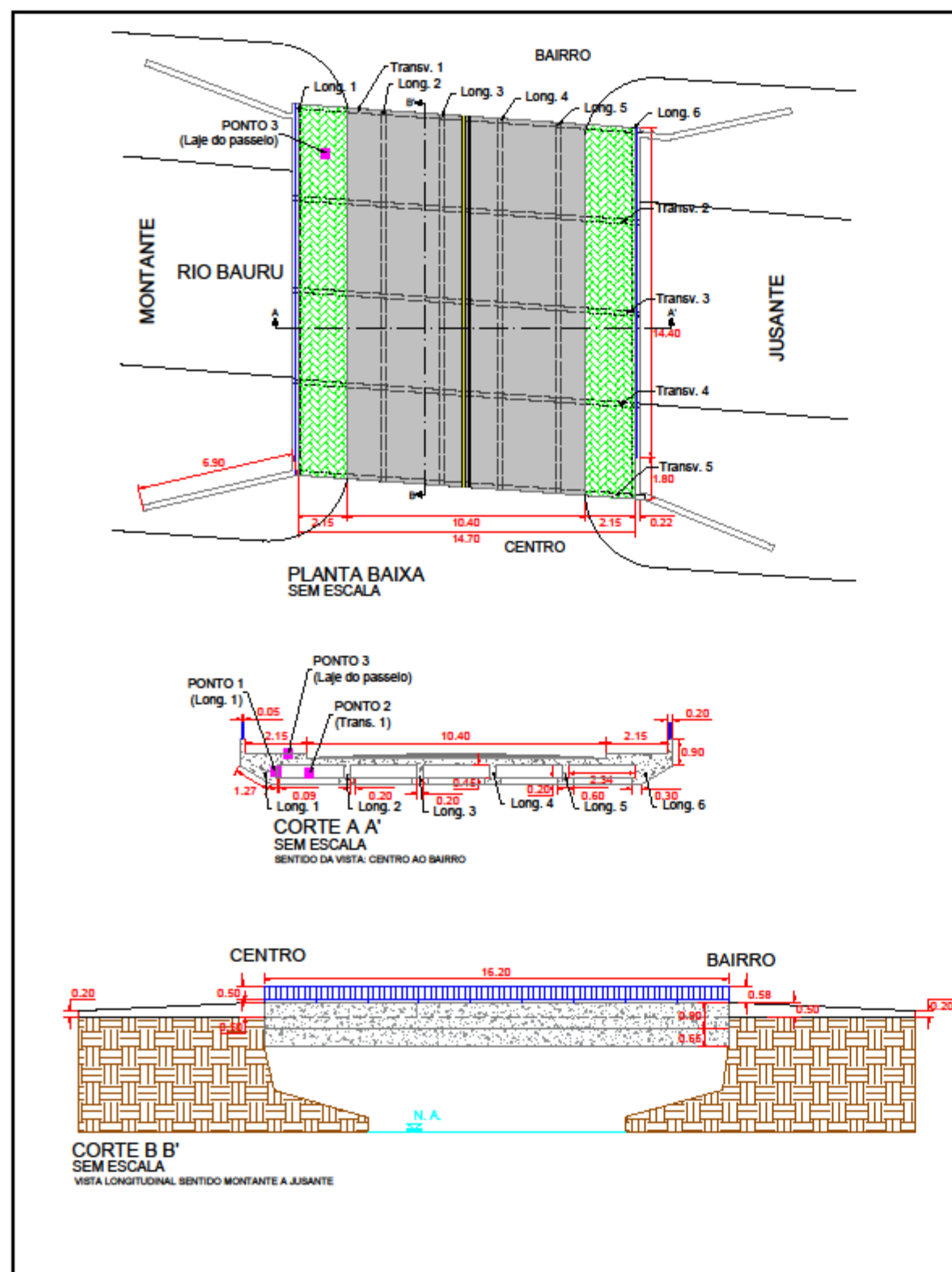
PROJETO ABNT NBR 9452 - MAI 2015



Ficha de inspeção cadastral			
Inspeção cadastral (ano)	2020	OAE Código	PALT 01/20
Jurisdição (Órgão, Concessão ou outro)	Prefeitura Municipal de Bauru	Data da inspeção	20/06/20
Parte I - Cadastro			
A - Identificação e localização			
Rodovia ou município	Prefeitura Municipal de Bauru	Sentido	Jardim Bela Vista/Centro
Obra:	Ponte municipal	Localização (endereço):	Encontro da Rua Alto Purús c/ Av. Dr. Nuno de Assis
Ano da construção	NI	Projetista	NI
Trem-tipo	NI	Construtor:	NI
B – Características da estrutura			
Comprimento e largura			
Comprimento total (m)	16,95	Largura total (m)	15
		Largura útil (m)	10,4
Tipologia estrutural			
Sistema construtivo (Ver tabela A.3): Moldado in loco			
Natureza da transposição (ver Tabela A.4)	Rio	Material (Ver tabela A.5):	Concreto Armado
Seção tipo: Laje sobre longarinas e transversinas			
Longitudinal (Superestrutura) (tabela A.2):	Bi apoiada	Mesoestrutura (Ver tabela A.2):	Outros (M.A.)
Transversal (Superestrutura) (tabela A.2):	Vigas e laje	Infraestrutura (Ver tabela A.2):	NI
Características particulares			
Número de vãos (un): 1		Comprimento do vão típico (m): 2,34	
		Comprimento do maior vão (m): 2,34	
		Altura dos pilares (m):	
Aparelhos de apoio (Quantidade e tipo): NI		Juntas de dilatação (Qtde e tipo): 2 JD- NI	
Encontros: 2			
Outras peculiaridades: Muros de arrimo nos encontros, sob superestrutura			
C – Características funcionais			
Características plani-altimétricas			
Ponte com acessos planos.			
Características da pista			
Número de faixas: 2	Largura da faixa (m): 5,20		
Acostamento: Não possui	Largura do acostamento (m): Não possui		
Refúgios: Não possui	Largura do refúgio (m): Não possui		
Passeio: Possui	Largura do passeio (m): 2,30		
Barreira rígida: Não possui	Guarda-corpo: Metálico		
Pavimento (asfáltico, concreto): asfáltico	Drenos: Não possui		
Pingadeiras: Não possui			
Gabaritos			
Gabarito vertical do viaduto (m): Não se aplica		Gabarito navegável da ponte (m): Não se aplica	
Tráfego			
Frequência de passagem de carga especial: Não se aplica			

Ficha de inspeção cadastral
Parte II - Registro de manifestações patológicas
A - Elementos estruturais
Superestrutura: composta por longarinas, transversinas e lajes com muitos pontos com falhas de concretagem, armadura exposta com início do processo corrosivo, e infiltrações, que merecem atenção e intervenção o quanto antes.
Mesoestrutura: muros de arrimo em ambos lados de concreto armado, ambos em condições regulares de conservação.
Infraestrutura: NI
Aparelhos de apoio: NI
Juntas de dilatação: É possível identificar a existência das juntas de dilatação, porém há preenchimento da mesma com massa asfáltica.
Encontros: composto por muros de arrimo de terra armada
Outros elementos:
B - Elementos da pista ou funcionais
Pavimento: pav. Asfáltico em boas condições de conservação e utilização.
Acostamento e refúgio: Não possui
Drenagem: a ponte não apresenta elementos de drenagem, porém há elementos (BLD/BLS) a montante e jusante da ponte.
Guarda- corpos: metálico em boas condições de conservação e uso, porém faltando complementação de trecho.
Barreira rígida/Defensa metálica: Não possui
C - Outros elementos
Barreiras rígidas/Defensas metálicas: Não possui
Taludes: Em boas condições.
Iluminação: Possui
Sinalização: Possui sinalização horizontal e vertical.
Gabaritos: 2,47
Proteção de pilares: Não se aplica
D - Informações complementares
Parte III - Classificação da OAE (Ver seção 5)
Estrutural: 1
Funcional: 3
Durabilidade: 2
Justificativas:

ANEXO D – PROJETO DA PONTE LOCALIZADA NO ENCONTRO DA RUA ALTO PURÚS COM AV. DR. NUNO DE ASSIS



C. SETOR	L QUADRA	F. LOTE	PROPRIETÁRIO	ÁREAS	
				TERRENO	CONSTRUÇÃO
ASSUNTO:— CROQUI DE LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE EXTRAÇÕES DE TESTEMUNHOS. OBJETO DE ESTUDO: PONTE DA RUA ALTO PURÚS. LEGENDA: IDENTIFICAÇÃO DO LOCAL DE EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHO Long. LONGARINA Transv. TRANSVERSINA					
PREFEITURA MUNICIPAL DE BAURU ADMI. - SUÉLLEN SILVA ROSIM SECRETARIA MUNICIPAL DE OBRAS					
SECRETÁRIO ENG. LEANDRO DIAS JOAQUIM				FOLHA 01	
LEVANTAMENTO:		DIRETOR DEPTO: Párola Zanotto			
CÁLCULO: William Costa		DIR. DIVISÃO: William Costa			
DESENHO: Alexander B. Fellolo		DATA: 10/10/2022			
PROCESSO Nº: 150.999/2021		ESCALA: Indefinida			
ARQUIVO:—					

ANEXO E – DADOS E RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO REALIZADOS PELA CETELINS LEM.



RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 5963 / 2021 / A

INTERESSADO: PREFEITURA MUNICIPAL DE BAURU

MATERIAL: CONCRETO

NATUREZA DO TRABALHO: Extração, Preparo, Ensaio e Análise de Testemunhos de Estruturas de Concreto

MÉTODO UTILIZADO: NBR 7680-1/2015

REFERÊNCIA: De acordo com o relatório diário de serviços especificados do dia 22/09/2021.

1. AMOSTRA

1.1. Quantidade

06 (Seis) testemunhos de concreto de altura e diâmetro definidos na tabela de ensaio, item 6.

1.2. Indicação Declarada Pelo Interessado

Obra: **Ponte sobre o Rio Bauru**
 Endereço da Obra: **Cruzamento da Rua Alto Purús com Av. Nuno de Assis**
 Cidade: **Bauru / SP** CEP: **17.010-070**
 Data das Extrações: **22/09/2021**
 Data de Ensaio: **29/09/2021 a 30/09/2021**

2. EQUIPAMENTOS

Descrição	Patrimônio	Cert. De Calibração	Validade
Prensa Hidráulica	04-001-99	DNTT 105 c/21	03/2022
Paquímetro Digital	13-010-12	85506-200	12/2021

Este documento tem significação restrita e o seu respeito faz somente à amostra ensaiada.
 Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste laboratório.

Laboratório de Ensaios de Materiais

Av. Nicolau Zaveres, 1925 - Jardim Aeroporto - CEP: 18401-371 - Lins, SP
 Fone: (14) 3533 - 3206 - CNPJ: 51.665.727/0001-29 - IE: Isenta
www.cetelins.com.br - atendimento@cetelins.com.br

RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 5963 / 2021 / A

3. IDENTIFICAÇÃO, CONDIÇÕES E RESULTADOS DOS CORPOS-DE-PROVA

- Tempo de Estocagem: 72 horas
- Condições de Estocagem: Cura úmida

CP	01	02	03	04	05	06
Local de Extração	Long. 01	Long. 01	Trans. 01	Trans. 01	Laje Sentido Bairro	Laje Sentido Bairro
Fck (MPa)	-	-	-	-	-	-
Data da Concretagem	-	-	-	-	-	-
Nota Fiscal	-	-	-	-	-	-
Idade dos Corpos-de-prova	-	-	-	-	-	-
Massa Específica Aparente (g/cm³)	1,80	1,70	1,66	1,62	1,58	1,42
Descontinuidade ou Materiais Estranhos	Não	Não	Não	Não	Não	Não
Montagem (Anexo B)	Não	Não	Não	Não	Não	Não
Altura (mm)	98,1	101,8	95,1	108,4	102,8	107,7
Diâmetro (mm)	75,0	75,1	75,2	75,2	75,1	75,2
Resistência à Compressão (fci, ext, Inicial) (MPa)	61,7	57,3	64,9	53,6	74,8	68,3
k1	-0,06	-0,06	-0,07	-0,06	-0,08	-0,05
k2	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
k3	0,05	0,05	0,06	0,05	0,00	0,00
k4	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04
Resistência à Compressão (fci, ext) (MPa)	64,2	59,6	66,0	56,3	74,1	68,3

- Escala da prensa utilizada: 0 a 100.000 kgf;
- Resolução da escala da prensa: 20 kgf;

Este documento tem significação restrita a fim de respeito tão somente à amostra ensaiada.
Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste laboratório.

Laboratório de Ensaios de Materiais

Av. Nogueira Zaveres, 1805 • Jardim Aeroporto • CEP: 16401-571 - Una, SP
Fone: (14) 3639-3256 • CNPJ: 51.066.727/0001-29 • IL: 16.010
www.cetecilins.com.br • atendimento@cetecilins.com.br





RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 5963 / 2021 / A

4. OBSERVAÇÕES

- 4.1. Corpos-de-prova foram extraídos e coletados pelo técnico do CETEC/LEM;
- 4.2. Todas as faces de aplicação de carga do corpo-de-prova (topos inferior e superior) foram retificadas de acordo com a Norma NBR 5738/15;
- 4.3. Croqui com locação do(s) testemunho(s) no elemento estrutural não informado pelo interessado;
- 4.4. É parte integrante deste Relatório os Anexos 1 e 2, contendo as fotos dos locais de extrações e dos Testemunhos de concreto; e,
- 4.5. Este relatório altera e substitui o Relatório de Ensaio nº 5933/2021 de 01/10/2021, com as devidas correções.

Lins, 05 de outubro de 2021.

CETEC - Centro Tecnológico da Fundação Paulista
LEM - Laboratório de Ensaios de Materiais


Engª Aurea Beatriz Peron
Engenheira de Laboratório
CREA - 5061511083


Engª Claudia Setsumi S. Matsuda
Encarregado Técnico de Laboratório

Este documento tem significação resvita e diz respeito tão somente à amostra ensaiada.
Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste laboratório.

Laboratório de Ensaios de Materiais

Av. Nicolau Zeman, 1825 • Jardim Aeroporto • CEP: 16401-371 - Lins, SP
Fone: (14) 3533 - 3295 • CNPJ: 04.665.727/0001-29 • IE: Isento
www.cetec-lins.com.br • atendimento@cetec-lins.com.br

RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 5963 / 2021 / A
ANEXO 1 – FOTOS DOS LOCAIS DAS EXTRAÇÕES



Foto 01 – Ponto 01 – CPs 01 e 02



Foto 02 – Ponto 02 – CPs 03 e 04
Obs.: Onde se lê: Mong. A1, leia-se: Trans. 1

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente a amostra ensaiada.
Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste laboratório.

Laboratório de Ensaios de Materiais

Av. Nicolau Zanco, 1825 • Jardim Aeroporto • CEP: 16401-371 - Uns, SP
Fone: (14) 3533 - 3295 • CNPJ: 01.606.727/0001-29 • IE: Isento
www.ceteclins.com.br • atendimento@ceteclins.com.br

RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 5963 / 2021 / A
ANEXO 1 – FOTOS DOS LOCAIS DAS EXTRAÇÕES

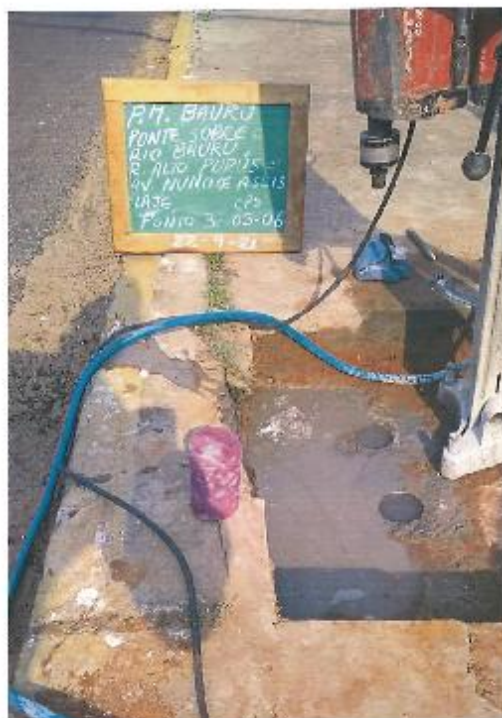


Foto 03 – Ponto 03 – CPs 05 e 06

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente à amostra ensaiada.
 Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste laboratório.

Laboratório de Ensaios de Materiais

Av. Nogueira Zaveres, 1526 • Jardim Aeroporto • CEP: 16401-371 - Lins, SP
 Fone: (14) 3633-3266 • CNPJ: 51.685.727/0001-26 • IE: Isento
www.cetecilins.com.br • atendimento@cetecilins.com.br



RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 5963 / 2021 / A
ANEXO 2 – FOTOS DOS TESTEMUNHOS DE CONCRETO



Foto 01 – Ponto 01 – CP1



Foto 02 – Ponto 02 – CP2



Foto 03 – Ponto 03 – CP3



Foto 04 – Ponto 04 – CP4

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente à amostra ensaiada.
 Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste laboratório.

Laboratório de Ensaios de Materiais

Av. Nierhu, Zarcos, 1925 - Jardim Aeroporto - CEP: 16401-371 - Uns, SP
 Fone: (14) 3533 - 3286 • CNPJ: 51.685.727/0001-29 • IE: Isento
www.ceteclins.com.br • atendimento@ceteclins.com.br

RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 5963 / 2021 / A
ANEXO 2 – FOTOS DOS TESTEMUNHOS DE CONCRETO



Foto 05 – Ponto 05 – CP5



Foto 06 – Ponto 06 – CP6

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente à amostra ensaiada.
 Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste laboratório.

Laboratório de Ensaios de Materiais

Av. Nogueira Zaveres, 1925 • Jardim Aeroporto • CEP: 16401-371 - Lins, SP
 Fone: (14) 3533-3296 • CNPJ: 01.555.727/0001-59 • E-mail: atendimento@cetecclins.com.br
www.cetecclins.com.br • atendimento@cetecclins.com.br

